
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 2/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

ÍNDICE

ITEM	DESCRIÇÃO	PÁGINA
1.	OBJETIVO.....	3
2.	NORMAS DE REFERÊNCIA.....	3
3.	CARGAS ADOTADAS.....	3
4.	MATERIAIS E CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL.....	3
5.	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS.....	4
5.1	VIGAS DE 43,70M.....	4
5.2	VIGAS DE 38,7M.....	65
5.3	VIGAS DE 31,70M.....	125
5.4	VIGAS DE 21,70M.....	185
5.5	VIGAS DE 30,30M (VIGA EXTERNA À CURVA DO VÃO ENTRE EIXOS 02A E 03A – RAMO 2000).....	240
5.6	VIGAS DE 27,40M (VIGA INTERNA À CURVA DO VÃO ENTRE EIXOS 02A E 03A – RAMO 2000).....	301
5.7	VIGAS DE 20,40M (VIGA EXTERNA À CURVA DO VÃO ENTRE EIXOS 03A E 04A – RAMO 2000).....	362
5.8	VIGAS DE 17,32M (VIGA INTERNA À CURVA DO VÃO ENTRE EIXOS 03A E 04A – RAMO 2000).....	406
6.	MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS LAJES.....	463
6.1	LAJES PARA OS VÃOS COM INTEREIXO DE VIGAS DE 2,75M.....	463
6.2	LAJES PARA OS VÃOS COM INTEREIXO DE VIGAS DE 2,20M.....	470
6.3	BALANÇOS DE LAJE DE 1,0M (TRECHO EM TANGENTE).....	477
6.4	BALANÇOS DE LAJE DE 2,05M (TRECHO CURVO).....	486
7.	MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS APARELHOS DE APOIO.....	495

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA:
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	3/500

1. OBJETIVO

O presente relatório objetiva compilar e apresentar as memórias de cálculo estrutural da superestrutura (vigas e lajes) do trecho pré-moldado.

2. NORMAS DE REFERÊNCIA


- NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto;
- NBR 7187:2003 – Projeto de pontes em concreto armado e protendido;
- NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas;

3. CARGAS ADOTADAS

Peso específico do concreto armado/protendido: 2,5tf/m³
 Peso específico da pavimentação asfáltica: 2,4tf/m³
 Peso específico do solo de aterro / brita: 1,8tf/m³
 Carga móvel rodoviária: Classe 45

4. MATERIAIS E CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

Concreto para vigas, lajes e transversinas: $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$
 Aço passivo – CA 50: $f_{yk} \geq 500\text{MPa}$
 Aço ativo – CP 190-RB: $f_{ptk} \geq 1900\text{MPa}$
 Classe de Agressividade Ambiental III e IV (Forte e Muito Forte)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 4/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

5. MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS

5.1 VIGAS DE 43,70m

Características geométricas das seções

As características das seções serão calculadas considerando contribuição das armaduras passivas principais (superior e inferior), além das armaduras ativas.

As características das seções do conjunto viga+laje serão calculadas considerando a relação entre os módulos de elasticidade do concreto da viga e da laje, n.

$$f_{ck,viga} \text{ (MPa)} = 40 \quad f_{ck,laje} \text{ (MPa)} = 40 \quad \text{tipo de agregado considerado: granito ou gnaisse}$$

$$E_{CS,viga} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad E_{CS,laje} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad n = 1,00$$

$$E_s \text{ (MPa)} = 200.000 \quad \alpha = 6,27$$

Viga Isolada

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,700	0,050	1,900	1,850	0,048	1,877	0,089	0,167	0,000
4	0,700	0,700	1,450	1,850	0,400	1,015	1,125	1,142	1,285	0,178
5	0,700	0,700	0,200	0,400	0,200	0,140	0,300	0,042	0,013	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,463 \quad I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 2,101 \quad V_s \text{ (m)} = - \quad w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$H \text{ (m)} = 2,000 \quad I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,519 \quad V_s' \text{ (m)} = 0,960 \quad w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,541$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 \quad A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 \quad V_i \text{ (m)} = 1,040 \quad w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,499$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 \quad Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,463 \quad V_s \text{ (m)} = - \quad w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$H \text{ (m)} = 2,000 \quad V_s' \text{ (m)} = 0,960 \quad w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,541$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,519 \quad V_i \text{ (m)} = 1,040 \quad w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,499$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $I_z (m^4) = 0,376$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 1,135$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 1,135 & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 & &
 \end{array}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369
 \end{array}$$

Seção S5

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 1,135 & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 & &
 \end{array}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369
 \end{array}$$

Conjunto viga + laje

$$h_{\text{laje}} \text{ (m)} = 0,23$$

$$\text{intereixo de vigas (m)} = 2,200$$

Vigas centrais

Seção S0

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	2,200	2,200	0,100	0,230	0,130	0,220	0,180	0,040	0,007	0,000
2	2,200	2,200	0,130	0,130	0,000	0,286	0,065	0,019	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,506$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,009$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A_{s,\text{sup}} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$A_{s,\text{inf}} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,\text{sup}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$Y_{As,\text{inf}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,969$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,914$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,046$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,684$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,398$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,956$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,316$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,726$$

Seção S1

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	2,200	2,200	0,100	0,230	0,130	0,220	0,180	0,040	0,007	0,000
2	2,200	2,200	0,130	0,130	0,000	0,286	0,065	0,019	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,506$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,009$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A_{s,\text{sup}} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$A_{s,\text{inf}} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,\text{sup}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$Y_{As,\text{inf}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,237$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,763$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 0,967$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,533$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,384$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,737$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,467$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,502$$

Seção S2

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	2,200	2,200	0,100	0,230	0,130	0,220	0,180	0,040	0,007	0,000
2	2,200	2,200	0,130	0,130	0,000	0,286	0,065	0,019	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,506$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,009$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,237$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,737$$

$$V_s (m) = 0,763$$

$$V_s' (m) = 0,533$$

$$V_i (m) = 1,467$$

$$w_s (m^3) = 0,967$$

$$w_s' (m^3) = 1,384$$

$$w_i (m^3) = 0,502$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,200	2,200	0,100	0,230	0,130	0,220	0,180	0,040	0,007	0,000
2	2,200	2,200	0,130	0,130	0,000	0,286	0,065	0,019	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,506$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,009$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,237$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,737$$

$$V_s (m) = 0,763$$

$$V_s' (m) = 0,533$$

$$V_i (m) = 1,467$$

$$w_s (m^3) = 0,967$$

$$w_s' (m^3) = 1,384$$

$$w_i (m^3) = 0,502$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,200	2,200	0,100	0,230	0,130	0,220	0,180	0,040	0,007	0,000
2	2,200	2,200	0,130	0,130	0,000	0,286	0,065	0,019	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,506$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,009$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,237$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,737$$

$$V_s (m) = 0,763$$

$$V_s' (m) = 0,533$$

$$V_i (m) = 1,467$$

$$w_s (m^3) = 0,967$$

$$w_s' (m^3) = 1,384$$

$$w_i (m^3) = 0,502$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,200	2,200	0,100	0,230	0,130	0,220	0,180	0,040	0,007	0,000
2	2,200	2,200	0,130	0,130	0,000	0,286	0,065	0,019	0,001	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,506 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,009 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,002 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,237 & V_s \text{ (m)} &= 0,763 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 0,967 \\
 H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,533 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,384 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,737 & V_i \text{ (m)} &= 1,467 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,502
 \end{aligned}$$

Vigas de bordo

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,100	2,100	0,100	0,230	0,130	0,210	0,180	0,038	0,007	0,000
2	2,100	2,100	0,130	0,130	0,000	0,273	0,065	0,018	0,001	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,483 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,009 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,002 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,946 & V_s \text{ (m)} &= 0,923 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 1,019 \\
 H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,693 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,358 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,941 & V_i \text{ (m)} &= 1,307 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,720
 \end{aligned}$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,100	2,100	0,100	0,230	0,130	0,210	0,180	0,038	0,007	0,000
2	2,100	2,100	0,130	0,130	0,000	0,273	0,065	0,018	0,001	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,483 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,009 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,002 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$A (m^2) = 1,214$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,727$$

$$V_s (m) = 0,775$$

$$V_s' (m) = 0,545$$

$$V_i (m) = 1,455$$

$$w_s (m^3) = 0,938$$

$$w_s' (m^3) = 1,335$$

$$w_i (m^3) = 0,500$$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,100	2,100	0,100	0,230	0,130	0,210	0,180	0,038	0,007	0,000
2	2,100	2,100	0,130	0,130	0,000	0,273	0,065	0,018	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,483$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,009$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,214$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,727$$

$$V_s (m) = 0,775$$

$$V_s' (m) = 0,545$$

$$V_i (m) = 1,455$$

$$w_s (m^3) = 0,938$$

$$w_s' (m^3) = 1,335$$

$$w_i (m^3) = 0,500$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,100	2,100	0,100	0,230	0,130	0,210	0,180	0,038	0,007	0,000
2	2,100	2,100	0,130	0,130	0,000	0,273	0,065	0,018	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,483$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,009$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,214$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,727$$

$$V_s (m) = 0,775$$

$$V_s' (m) = 0,545$$

$$V_i (m) = 1,455$$

$$w_s (m^3) = 0,938$$

$$w_s' (m^3) = 1,335$$

$$w_i (m^3) = 0,500$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,100	2,100	0,100	0,230	0,130	0,210	0,180	0,038	0,007	0,000
2	2,100	2,100	0,130	0,130	0,000	0,273	0,065	0,018	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,483$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,009$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,214$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,727$$

$$V_s (m) = 0,775$$

$$V_s' (m) = 0,545$$

$$V_i (m) = 1,455$$

$$w_s (m^3) = 0,938$$

$$w_s' (m^3) = 1,335$$

$$w_i (m^3) = 0,500$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,100	2,100	0,100	0,230	0,130	0,210	0,180	0,038	0,007	0,000
2	2,100	2,100	0,130	0,130	0,000	0,273	0,065	0,018	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,483$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,009$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,214$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,727$$

$$V_s (m) = 0,775$$

$$V_s' (m) = 0,545$$

$$V_i (m) = 1,455$$

$$w_s (m^3) = 0,938$$

$$w_s' (m^3) = 1,335$$

$$w_i (m^3) = 0,500$$

Resumo das características das seções

Viga isolada

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	1,463	0,519	-	0,960	1,040	-	0,541	0,499
S1	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S2	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S3	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S4	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S5	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369

Conjunto viga+laje

Vigas centrais

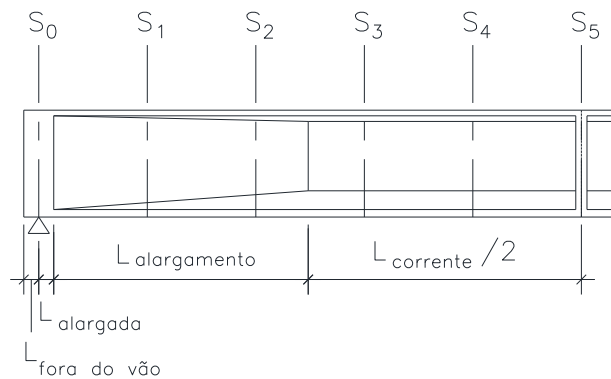
	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	1,969	0,956	0,914	0,684	1,316	1,046	1,398	0,726
S1	1,237	0,737	0,763	0,533	1,467	0,967	1,384	0,502
S2	1,237	0,737	0,763	0,533	1,467	0,967	1,384	0,502
S3	1,237	0,737	0,763	0,533	1,467	0,967	1,384	0,502
S4	1,237	0,737	0,763	0,533	1,467	0,967	1,384	0,502
S5	1,237	0,737	0,763	0,533	1,467	0,967	1,384	0,502

Vigas de bordo

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	1,946	0,941	0,923	0,693	1,307	1,019	1,358	0,720
S1	1,214	0,727	0,775	0,545	1,455	0,938	1,335	0,500
S2	1,214	0,727	0,775	0,545	1,455	0,938	1,335	0,500
S3	1,214	0,727	0,775	0,545	1,455	0,938	1,335	0,500
S4	1,214	0,727	0,775	0,545	1,455	0,938	1,335	0,500
S5	1,214	0,727	0,775	0,545	1,455	0,938	1,335	0,500

Cargas permanentes

Peso próprio da viga



$L_{\text{teórico}} \text{ (m)} = 43,10$
 $\Delta S \text{ (m)} = 4,310$

$\gamma_{\text{concreto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,50$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 0,300$
 $L_{\text{alargada}} \text{ (m)} = 0,900$
 $L_{\text{alargamento}} \text{ (m)} = 0,300$
 $L_{\text{corrente}} \text{ (m)} = 40,700$

$g_{\text{fora do vão}} \text{ (tf/m)} = 3,656$
 $g_{\text{alargada}} \text{ (tf/m)} = 3,656$
 $g_{\text{corrente}} \text{ (tf/m)} = 1,828$

$n_{\text{septos de vão}} = 1$

$X_{\text{septo de vão 1}} \text{ (m)} = -$
 $X_{\text{septo de vão 2}} \text{ (m)} = -$
 $e_{\text{septos de vão}} \text{ (m)} = 0,000$

$R_{g1} \text{ (tf)} = 42,40$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	41,3	0,0	-	0,0	0,0
S1	31,5	153,8	-	401,5	-417,1
S2	23,6	272,6	-	711,6	-739,4
S3	15,8	357,5	-	933,2	-969,5
S4	7,9	408,4	-	1066,1	-1107,6
S5	0,0	425,4	-	1110,4	-1153,7

Diagrama de Cortante (tf)

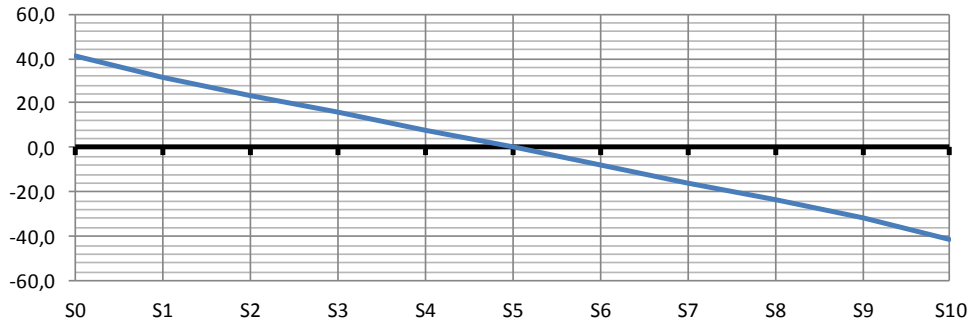
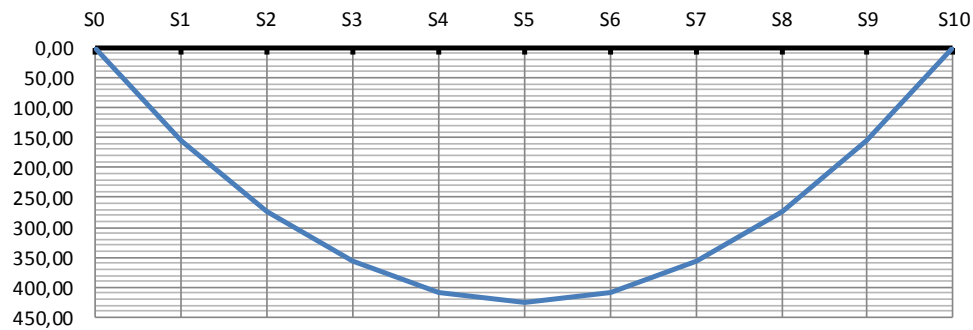


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Peso próprio da laje e transversinas

Vigas centrais

$L_{\text{fora do vão}} (m) = 1,050$

$g_2 (tf/m) = 1,265$

$P_{\text{transv. de vão}} (tf) = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} (tf) = 1,000$

$R_{g_2} (tf) = 29,59$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s (tf/m^2)$	$\sigma_s' (tf/m^2)$	$\sigma_i (tf/m^2)$
S0	27,26	0,00	-	0,0	0,0
S1	21,81	105,74	-	276,0	-286,8
S2	16,36	187,99	-	490,7	-509,9
S3	10,90	246,74	-	644,1	-669,2
S4	5,45	281,99	-	736,1	-764,8
S5	0,00	293,73	-	766,8	-796,6

Diagrama de Cortante (tf)

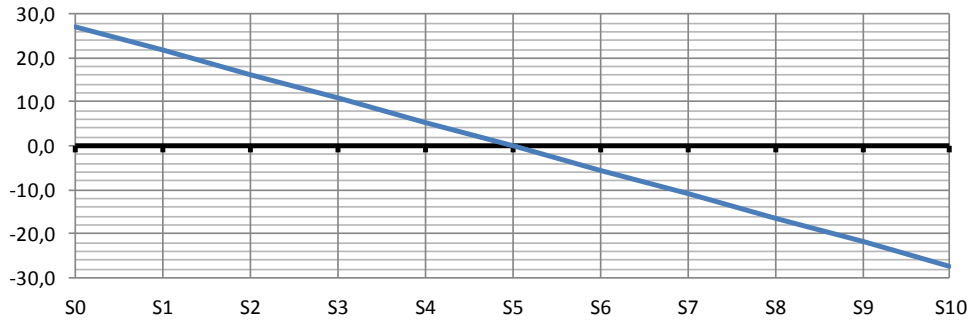
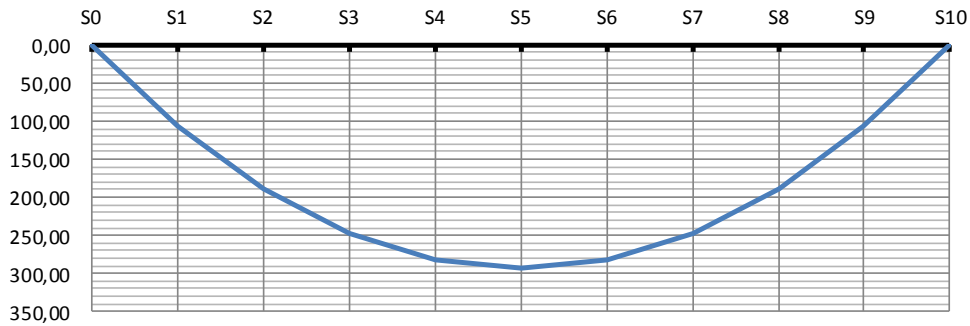


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$L_{\text{fora do vão}} (m) = 1,050$

$g_2 (tf/m) = 1,208$

$P_{\text{transv. de vão}} (tf) = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} (tf) = 0,500$

$R_{g_2} (tf) = 27,79$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s (tf/m^2)$	$\sigma_s' (tf/m^2)$	$\sigma_i (tf/m^2)$
S0	26,02	0,00	-	0,0	0,0
S1	20,82	100,94	-	263,5	-273,8
S2	15,61	179,45	-	468,4	-486,7
S3	10,41	235,52	-	614,8	-638,8
S4	5,20	269,17	-	702,6	-730,0
S5	0,00	280,38	-	731,9	-760,4

Diagrama de Cortante (tf)

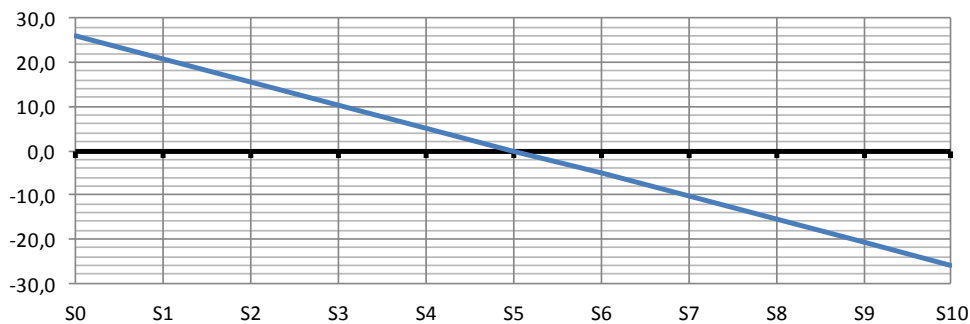
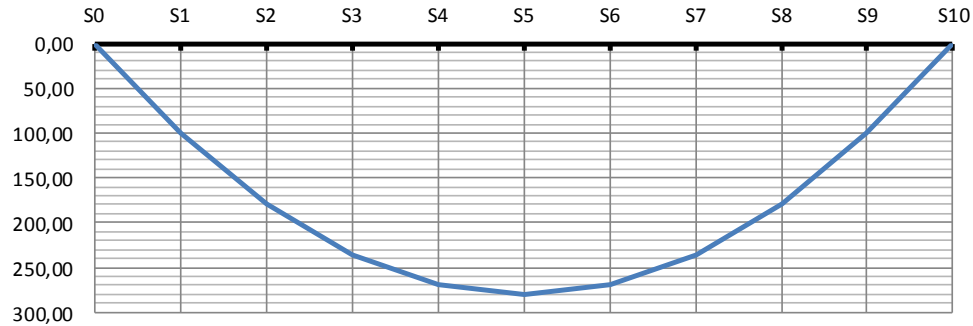


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Sobrecarga Permanente Rodoviária

Vigas centrais

$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,200$

$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 0,370$

$R_{g_3} \text{ (tf)} = 8,35$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	7,96	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	6,37	30,90	32,0	22,3	-61,5
S2	4,78	54,93	56,8	39,7	-109,3
S3	3,19	72,09	74,6	52,1	-143,5
S4	1,59	82,39	85,2	59,5	-164,0
S5	0,00	85,82	88,8	62,0	-170,8

Diagrama de Cortante (tf)

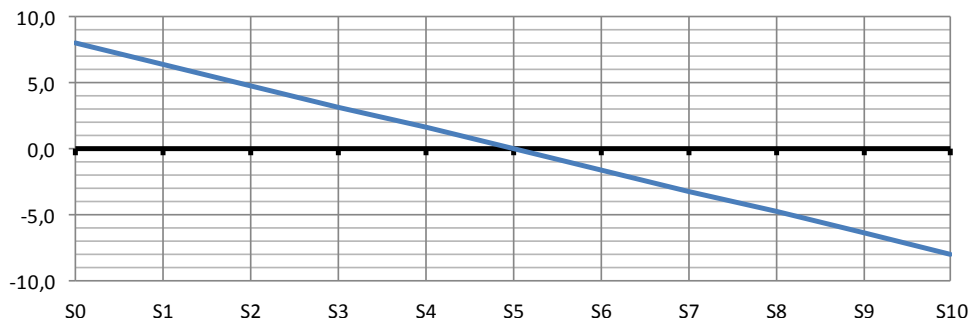
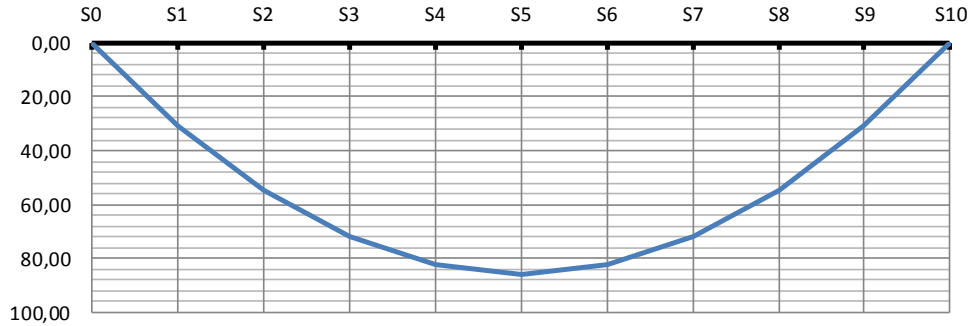


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

- $b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$
- $b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$
- $b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$
- $h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$
- $b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 1,700$
- $\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$
- $h_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,10$
- $b_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,40$
- $L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$
- $g_{\text{guarda-rodas}} \text{ (tf/m)} = 0,580$
- $g_{\text{guarda corpo}} \text{ (tf/m)} = 0,000$
- $g_{\text{passeio}} \text{ (tf/m)} = 0,000$
- $g_{\text{pingadeiras}} \text{ (tf/m)} = 0,100$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 0,966$

$R_{g_3} \text{ (tf)} = 21,82$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_s' \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (tf/m}^2\text{)}$
S0	20,81	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	16,65	80,72	86,0	60,5	-161,5
S2	12,49	143,50	152,9	107,5	-287,1
S3	8,32	188,34	200,7	141,1	-376,9
S4	4,16	215,24	229,4	161,3	-430,7
S5	0,00	224,21	238,9	168,0	-448,7

Diagrama de Cortante (tf)

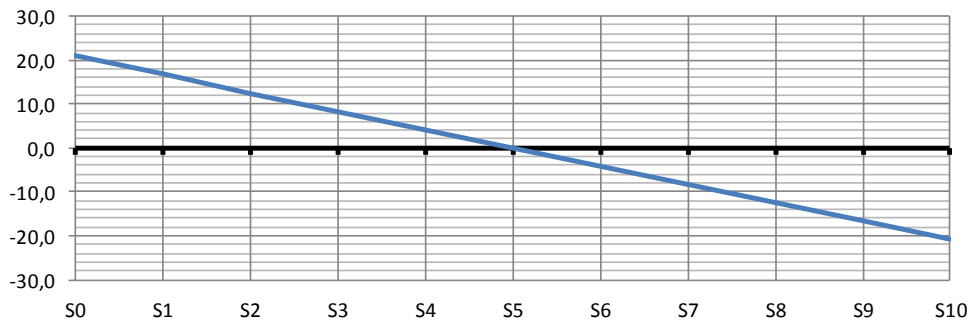
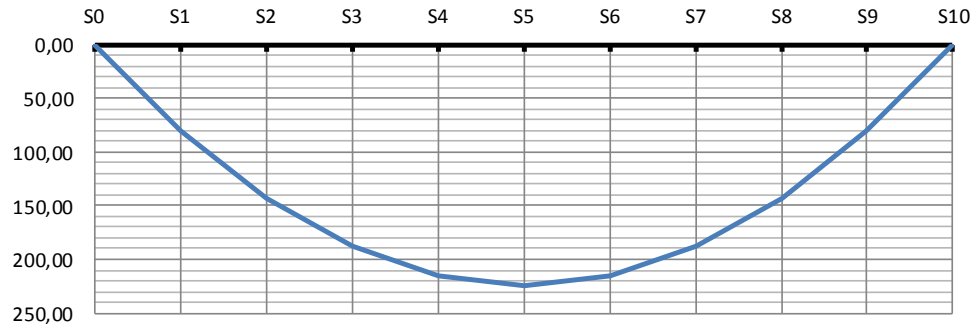


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Carga móvel rodoviária

$L_{transv} \text{ (m)} = 13,00$

$n_{vigas} = 6$

	$X_i \text{ (m)}$	X_i^2	R_{V1}	R_{V2}	R_{V3}	R_{V4}	R_{V5}	R_{V6}
V1	5,50	30,25	0,524	0,381	0,238	0,095	-0,048	-0,190
V2	3,30	10,89	0,381	0,295	0,210	0,124	0,038	-0,048
V3	1,10	1,21	0,238	0,210	0,181	0,152	0,124	0,095
V4	-1,10	1,21	0,095	0,124	0,152	0,181	0,210	0,238
V5	-3,30	10,89	-0,048	0,038	0,124	0,210	0,295	0,381
V6	-5,50	30,25	-0,190	-0,048	0,095	0,238	0,381	0,524
	ΣX_i^2	84,700						

$L_{teórico} \text{ (m)} = 43,10$

$P \text{ (tf/roda)} = 6,000$

$q_{multidão} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,500$

$q_{passeio} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

Coefficiente de impacto vertical (CIV)

$CIV = 1,35$ para vãos menores que 10m

$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L + 50} \right)$ para vãos maiores que 10m


$CIV = 1,23$

Coefficiente do número de faixas (CNF)

$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9$

$n_{faixas} = 2$

$CNF = 1,00$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 19/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Coefficiente de impacto adicional (CIA)

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

CIA = 1,25

Aplicado apenas nas seções a uma distância normal à junta inferior a 5m.

Trem-tipo para V1 (viga de bordo)

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$i = 0,065$

$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$

$L_{\text{c.m.}} \text{ (m)} = 8,667$

	X (m)	Y
a	6,500	0,589
b	6,500	0,589
c	6,100	0,563
d	5,600	0,530
e	3,600	0,400
f	-2,567	0,000
g	-6,100	-0,229
h	-6,500	-0,255
i	-6,500	-0,255

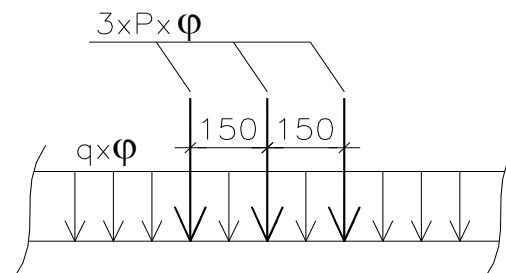
$P \text{ (tf/eixo)} = 5,584$ (sem impacto)

$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,219$ (sem impacto)

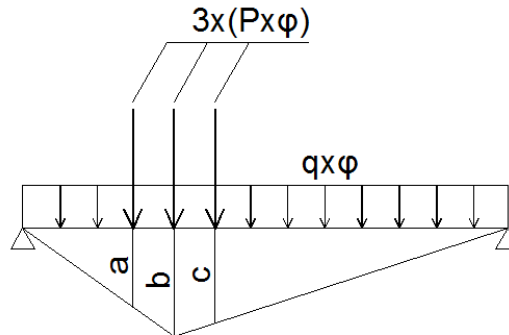
$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

$P \text{ (tf/eixo)} = 6,856$ (com CIV e CNF)

$q_{\text{total}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,497$ (com CIV e CNF)

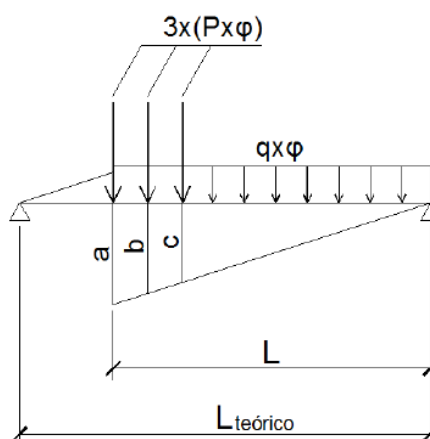


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	4,31	3,579	3,879	3,729	201,84
S2	8,62	6,296	6,896	6,596	358,13
S3	12,93	8,151	9,051	8,601	468,89
S4	17,24	9,444	10,344	9,744	536,17
S5	21,55	10,025	10,775	10,025	558,94
S6	25,86	9,444	10,344	9,744	536,17
S7	30,17	8,151	9,051	8,601	468,89
S8	34,48	6,296	6,896	6,596	358,13
S9	38,79	3,579	3,879	3,729	201,84
S10	43,10	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	43,10	1,000	0,965	0,930	65,14
S1	4,31	38,79	0,900	0,865	0,830	43,93
S2	8,62	34,48	0,800	0,765	0,730	36,39
S3	12,93	30,17	0,700	0,665	0,630	29,49
S4	17,24	25,86	0,600	0,565	0,530	23,24
S5	21,55	21,55	0,500	0,465	0,430	17,63
S6	25,86	17,24	0,400	0,365	0,330	12,67
S7	30,17	12,93	0,300	0,265	0,230	8,36
S8	34,48	8,62	0,200	0,165	0,130	4,69
S9	38,79	4,31	0,100	0,065	0,030	1,66
S10	43,10	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V1

	V _{C.M.} (tf)	M _{C.M.} (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	65,14	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	43,93	201,84	215,1	151,2	-403,9
S2	36,39	358,13	381,6	268,4	-716,6
S3	29,49	468,89	499,7	351,3	-938,3
S4	23,24	536,17	571,4	401,8	-1072,9
S5	17,63	558,94	595,6	418,8	-1118,5
S6	12,67	536,17	571,4	401,8	-1072,9
S7	8,36	468,89	499,7	351,3	-938,3
S8	4,69	358,13	381,6	268,4	-716,6
S9	1,66	201,84	215,1	151,2	-403,9
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Trem-tipo para V2 (viga central)

$$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$$

$$i = 0,039$$

$$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$$

$$L_{\text{C.M.}} \text{ (m)} = 10,378$$

	X (m)	Y
a	6,500	0,420
b	6,500	0,420
c	6,100	0,404
d	5,600	0,385
e	3,600	0,307
f	-4,278	0,000
g	-6,100	-0,071
h	-6,500	-0,087
i	-6,500	-0,087

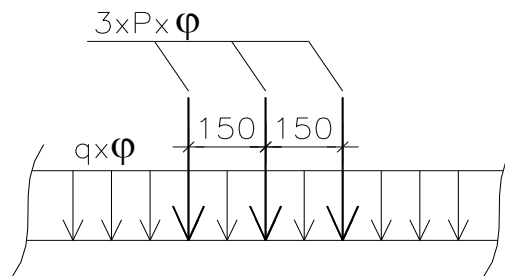
$$P \text{ (tf/eixo)} = 4,151 \quad \text{(sem impacto)}$$

$$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,049 \quad \text{(sem impacto)}$$

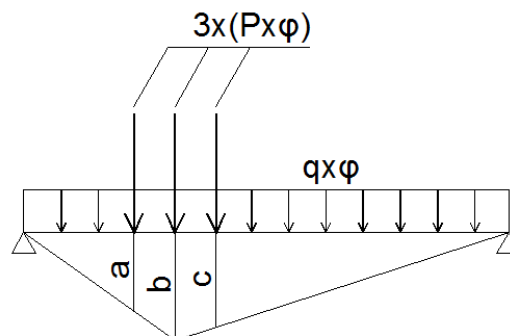
$$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$$

$$P \text{ (tf/eixo)} = 5,096 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

$$p \text{ (tf/m)} = 1,288 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

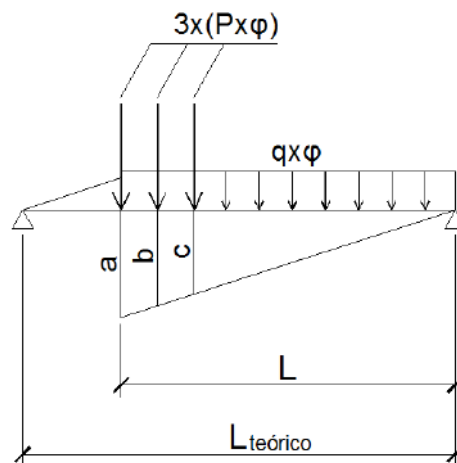


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	4,31	3,579	3,879	3,729	164,66
S2	8,62	6,296	6,896	6,596	292,23
S3	12,93	8,151	9,051	8,601	382,69
S4	17,24	9,444	10,344	9,744	437,57
S5	21,55	10,025	10,775	10,025	456,13
S6	25,86	9,444	10,344	9,744	437,57
S7	30,17	8,151	9,051	8,601	382,69
S8	34,48	6,296	6,896	6,596	292,23
S9	38,79	3,579	3,879	3,729	164,66
S10	43,10	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	43,10	1,000	0,965	0,930	53,14
S1	4,31	38,79	0,900	0,865	0,830	35,71
S2	8,62	34,48	0,800	0,765	0,730	29,46
S3	12,93	30,17	0,700	0,665	0,630	23,77
S4	17,24	25,86	0,600	0,565	0,530	18,63
S5	21,55	21,55	0,500	0,465	0,430	14,05
S6	25,86	17,24	0,400	0,365	0,330	10,02
S7	30,17	12,93	0,300	0,265	0,230	6,55
S8	34,48	8,62	0,200	0,165	0,130	3,64
S9	38,79	4,31	0,100	0,065	0,030	1,27
S10	43,10	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V2

	$V_{C.M.}$ (tf)	$M_{C.M.}$ (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	53,14	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	35,71	164,66	170,4	119,0	-327,8
S2	29,46	292,23	302,3	211,2	-581,7
S3	23,77	382,69	395,9	276,5	-761,8
S4	18,63	437,57	452,7	316,2	-871,1
S5	14,05	456,13	471,9	329,6	-908,0
S6	10,02	437,57	452,7	316,2	-871,1
S7	6,55	382,69	395,9	276,5	-761,8
S8	3,64	292,23	302,3	211,2	-581,7
S9	1,27	164,66	170,4	119,0	-327,8
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Cálculo da Protensão - Vigas de Bordo

Módulo de elasticidade do cabo



$$E_p \text{ (MPa)} = 200.000$$

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$


Tensão inicial no cabo:

$$\begin{array}{l} \text{Pós-Tensão - } \sigma_{p0} \leq \left\{ \begin{array}{l} - 0,74 * f_{ptk} = 14060 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ - 0,82 * f_{pk} = 14022 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{array} \right. \\ \\ \text{Pré-Tensão - } \sigma_{p0} \leq \left\{ \begin{array}{l} - 0,77 * f_{ptk} = 14630 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ - 0,85 * f_{pk} = 14535 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{array} \right. \end{array}$$

onde: f_{ptk} (kg/cm²) = 19.000

f_{pk} (kgf/cm²) = 17.100

Cabo	Etapa	Sistema
C1	1	Viga isolada
C2	1	Viga isolada
C3	1	Viga isolada
C4	2	Viga isolada
C5	2	Viga isolada
C6		-
C7		-
C8		-
C9		-

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 26/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Cabo C1

Unidade de protensão → 10 ø15,2 Força de puxada (tf) → 196

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 14$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad (\text{recoo da ancoragem})$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	43,40	1,700	8,000		16,00	1,000	14022
S1	4,540	38,86	1,091	6,600	1,40	14,60	0,986	13828
S2	8,830	34,57	0,685	4,200	3,80	12,20	0,970	13595
S3	13,120	30,28	0,464	1,700	6,30	9,70	0,953	13362
S4	17,410	25,99	0,420	0,000	8,00	8,00	0,939	13169
S5	21,700	21,70	0,420	0,000	8,00	8,00	0,931	13057
S6	25,990	17,41	0,420	0,000	8,00	8,00	0,939	13169
S7	30,280	13,12	0,464	-1,700	9,70	6,30	0,953	13362
S8	34,570	8,83	0,685	-4,200	12,20	3,80	0,970	13595
S9	38,860	4,54	1,091	-6,600	14,60	1,40	0,986	13828
S10	43,400	0,00	1,700	-8,000	16,00		1,000	14022

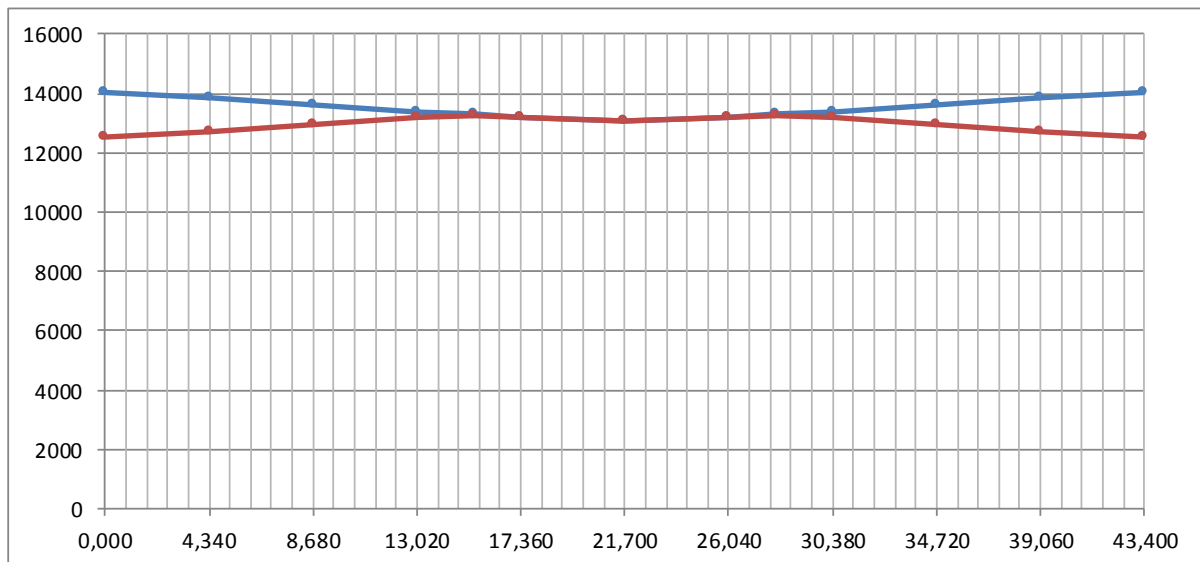
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 147 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 147 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0
S1	12693	177,7	1,019	0,071	176,5	-20,4	12,6
S2	12926	181,0	1,019	-0,335	180,5	-13,3	-60,4
S3	13159	184,2	1,019	-0,555	184,1	-5,5	-102,1
S4	13169	184,4	1,019	-0,599	184,4	0,0	-110,5
S5	13057	182,8	1,019	-0,599	182,8	0,0	-109,5
S6	13169	184,4	1,019	-0,599	184,4	0,0	-110,5
S7	13159	184,2	1,019	-0,555	184,1	5,5	-102,1
S8	12926	181,0	1,019	-0,335	180,5	13,3	-60,4
S9	12693	177,7	1,019	0,071	176,5	20,4	12,6
S10	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C2

Unidade de protensão → 10 $\phi 15,2$ Força de puxada (tf) → 196

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} (\text{kgf/cm}^2) = 14.022$$

$$k (\text{rad/m}) = 0,01$$

$$A_{sp} (\text{cm}^2) = 14$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta (\text{mm}) = 6,0 \quad (\text{recuo da ancoragem})$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	43,40	1,350	6,500		13,00	1,000	14022
S1	4,540	38,86	0,835	6,100	0,40	12,60	0,990	13876
S2	8,830	34,57	0,470	3,600	2,90	10,10	0,973	13638
S3	13,120	30,28	0,291	1,200	5,30	7,70	0,956	13408
S4	17,410	25,99	0,270	0,000	6,50	6,50	0,944	13238
S5	21,700	21,70	0,270	0,000	6,50	6,50	0,936	13125
S6	25,990	17,41	0,270	0,000	6,50	6,50	0,944	13238
S7	30,280	13,12	0,291	-1,200	7,70	5,30	0,956	13408
S8	34,570	8,83	0,470	-3,600	10,10	2,90	0,973	13638
S9	38,860	4,54	0,835	-6,100	12,60	0,40	0,990	13876
S10	43,400	0,00	1,350	-6,500	13,00		1,000	14022

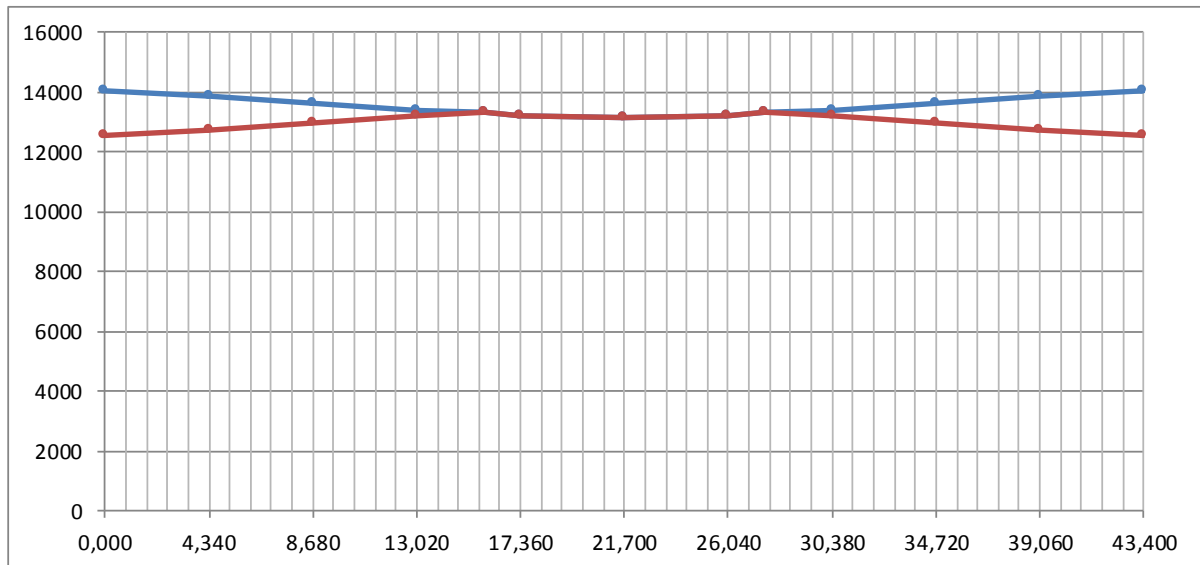
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 147 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 147 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,310	0,0	0,0	0,0
S1	12726	178,2	1,019	-0,184	177,1	-18,9	-32,6
S2	12964	181,5	1,019	-0,549	181,1	-11,4	-99,4
S3	13193	184,7	1,019	-0,728	184,7	-3,9	-134,5
S4	13238	185,3	1,019	-0,749	185,3	0,0	-138,8
S5	13125	183,8	1,019	-0,749	183,8	0,0	-137,7
S6	13238	185,3	1,019	-0,749	185,3	0,0	-138,8
S7	13193	184,7	1,019	-0,728	184,7	3,9	-134,5
S8	12964	181,5	1,019	-0,549	181,1	11,4	-99,4
S9	12726	178,2	1,019	-0,184	177,1	18,9	-32,6
S10	0	0,0	1,040	0,310	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Cabo C3

Unidade de protensão → 10 Ø15,2 Força de puxada (tf) → 196

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

σ_{p0} (kgf/cm²) = 14.022

k (rad/m) = 0,01

A_{sp} (cm²) = 14

μ = 0,20

δ (mm) = 6,0 (recuo da ancoragem)

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	43,40	1,000	5,000		10,00	1,000	14022
S1	4,540	38,86	0,603	5,00	0,00	10,00	0,991	13895
S2	8,830	34,57	0,277	3,20	1,80	8,20	0,976	13690
S3	13,120	30,28	0,129	0,70	4,30	5,70	0,960	13455
S4	17,410	25,99	0,120	0,00	5,00	5,00	0,949	13308
S5	21,700	21,70	0,120	0,00	5,00	5,00	0,941	13194
S6	25,990	17,41	0,120	0,00	5,00	5,00	0,949	13308
S7	30,280	13,12	0,129	-0,70	5,70	4,30	0,960	13455
S8	34,570	8,83	0,277	-3,20	8,20	1,80	0,976	13690
S9	38,860	4,54	0,603	-5,00	10,00	0,00	0,991	13895
S10	43,400	0,00	1,000	-5,00	10,00		1,000	14022

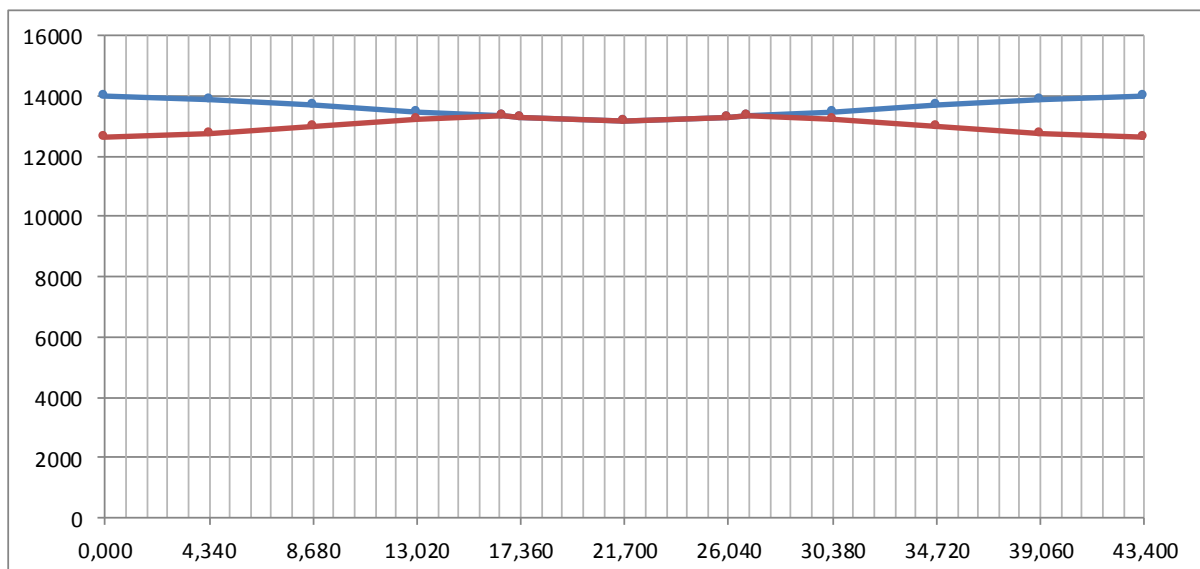
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 148 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 148 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0
S1	12778	178,9	1,019	-0,416	178,2	-15,6	-74,2
S2	12983	181,8	1,019	-0,743	181,5	-10,1	-134,7
S3	13218	185,0	1,019	-0,891	185,0	-2,3	-164,8
S4	13308	186,3	1,019	-0,899	186,3	0,0	-167,5
S5	13194	184,7	1,019	-0,899	184,7	0,0	-166,1
S6	13308	186,3	1,019	-0,899	186,3	0,0	-167,5
S7	13218	185,0	1,019	-0,891	185,0	2,3	-164,8
S8	12983	181,8	1,019	-0,743	181,5	10,1	-134,7
S9	12778	178,9	1,019	-0,416	178,2	15,6	-74,2
S10	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C4

Unidade de protensão → 10 Ø15,2 Força de puxada (tf) → 196

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 14$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(reco da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	43,40	0,650	3,500		7,00	1,000	14022
S1	4,540	38,86	0,372	3,50	0,00	7,00	0,991	13895
S2	8,830	34,57	0,157	1,60	1,90	5,10	0,976	13685
S3	13,120	30,28	0,120	0,00	3,50	3,50	0,962	13493
S4	17,410	25,99	0,120	0,00	3,50	3,50	0,954	13378
S5	21,700	21,70	0,120	0,00	3,50	3,50	0,946	13263
S6	25,990	17,41	0,120	0,00	3,50	3,50	0,954	13378
S7	30,280	13,12	0,120	0,00	3,50	3,50	0,962	13493
S8	34,570	8,83	0,157	-1,60	5,10	1,90	0,976	13685
S9	38,860	4,54	0,372	-3,50	7,00	0,00	0,991	13895
S10	43,400	0,00	0,650	-3,50	7,00		1,000	14022

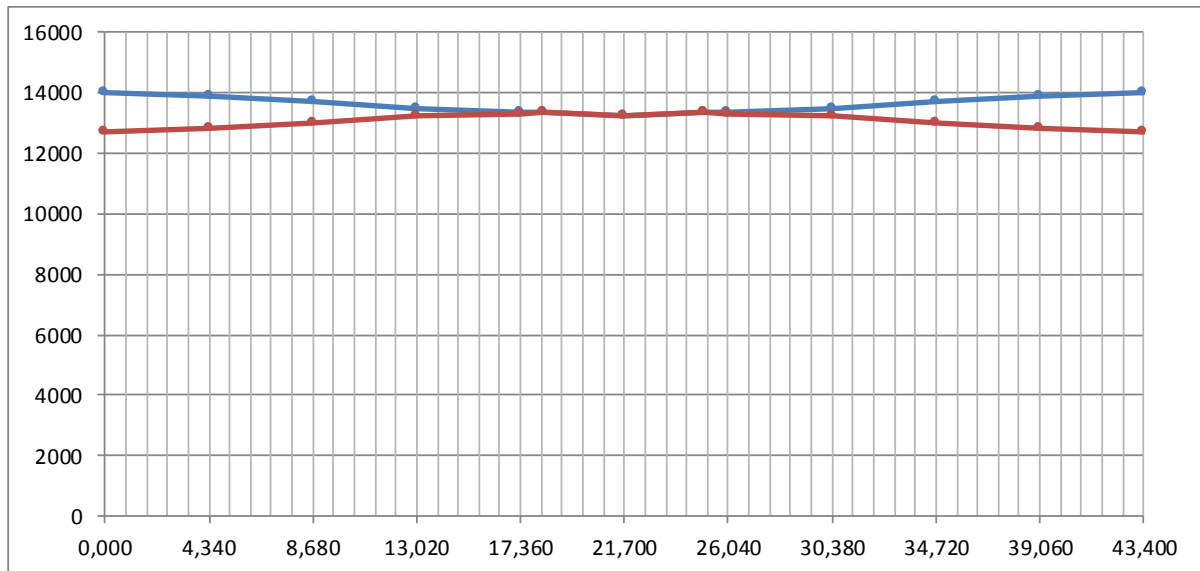
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 148 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem esquerda)*}$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 148 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem direita)*}$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por reco da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,390	0,0	0,0	0,0
S1	12811	179,4	1,019	-0,647	179,0	-10,9	-115,8
S2	13021	182,3	1,019	-0,862	182,2	-5,1	-157,1
S3	13213	185,0	1,019	-0,899	185,0	0,0	-166,3
S4	13329	186,6	1,019	-0,899	186,6	0,0	-167,8
S5	13263	185,7	1,019	-0,899	185,7	0,0	-167,0
S6	13329	186,6	1,019	-0,899	186,6	0,0	-167,8
S7	13213	185,0	1,019	-0,899	185,0	0,0	-166,3
S8	13021	182,3	1,019	-0,862	182,2	5,1	-157,1
S9	12811	179,4	1,019	-0,647	179,0	10,9	-115,8
S10	0	0,0	1,040	-0,390	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Cabo C5

Unidade de protensão → 10 Ø15,2 Força de puxada (tf) → 196

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 14$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(recuo da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	43,40	0,300	2,000		4,00	1,000	14022
S1	4,540	38,86	0,145	1,40	0,60	3,40	0,989	13866
S2	8,830	34,57	0,120	0,00	2,00	2,00	0,976	13681
S3	13,120	30,28	0,120	0,00	2,00	2,00	0,967	13564
S4	17,410	25,99	0,120	0,00	2,00	2,00	0,959	13448
S5	21,700	21,70	0,120	0,00	2,00	2,00	0,951	13333
S6	25,990	17,41	0,120	0,00	2,00	2,00	0,959	13448
S7	30,280	13,12	0,120	0,00	2,00	2,00	0,967	13564
S8	34,570	8,83	0,120	0,00	2,00	2,00	0,976	13681
S9	38,860	4,54	0,145	-1,40	3,40	0,60	0,989	13866
S10	43,400	0,00	0,300	-2,00	4,00		1,000	14022

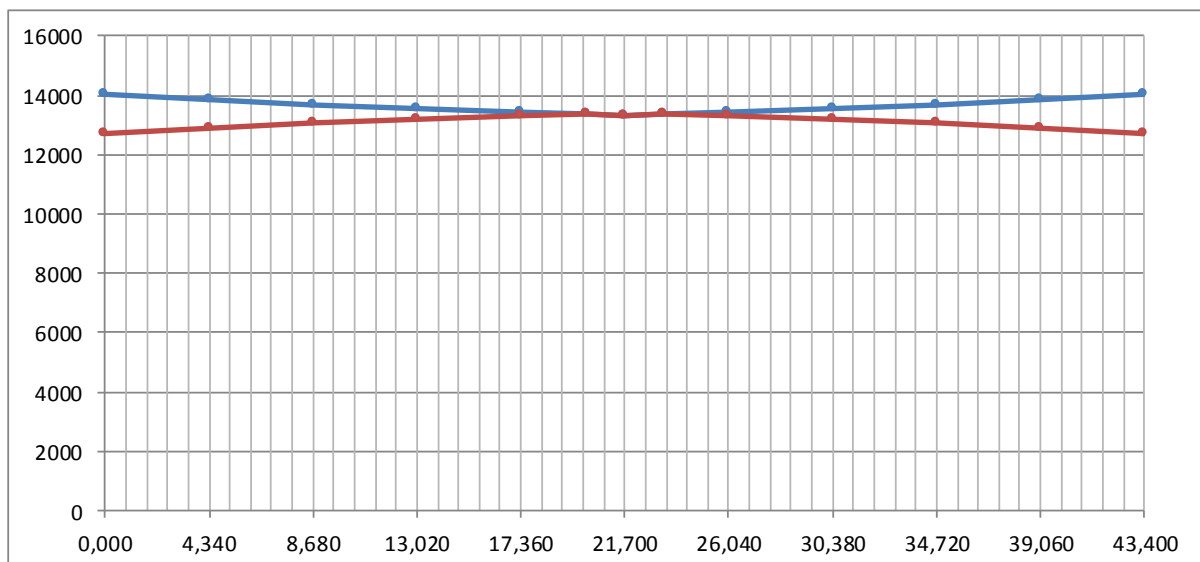
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 148 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 148 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0
S1	12885	180,4	1,019	-0,874	180,3	-4,4	-157,6
S2	13071	183,0	1,019	-0,899	183,0	0,0	-164,5
S3	13188	184,6	1,019	-0,899	184,6	0,0	-166,0
S4	13304	186,2	1,019	-0,899	186,2	0,0	-167,5
S5	13333	186,7	1,019	-0,899	186,7	0,0	-167,8
S6	13304	186,2	1,019	-0,899	186,2	0,0	-167,5
S7	13188	184,6	1,019	-0,899	184,6	0,0	-166,0
S8	13071	183,0	1,019	-0,899	183,0	0,0	-164,5
S9	12885	180,4	1,019	-0,874	180,3	4,4	-157,6
S10	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Perda por encurtamento imediato do concreto

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$s = 0,38$$

1ª etapa de protensão

$$\alpha_E = 1,0$$

$$t_0 \text{ (dias)} = 3$$

$$\beta_s(t_0) = 0,458$$

$$f_{cj,t_0} \text{ (MPa)} = 18,3$$

$$n_{cabos} = 3$$

$$\alpha = 8,34$$

$$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 23.968,7$$

Seção	ΣN_{prot} (tf)	ΣM_{prot} (tf.m)	$e_{média}$ (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c, cgp}$ (tf/m ²)	$\Delta \epsilon_{cp}$ ($\times 10^{-4}$)	$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)
S0	0,0	0,0	0,103	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	531,9	-94,2	-0,059	0,731	0,376	742,3	1,032	206,5
S2	543,1	-294,5	-0,181	0,731	0,376	884,5	1,230	246,0
S3	553,8	-401,4	-0,242	0,731	0,376	1015,7	1,412	282,5
S4	556,0	-416,8	-0,250	0,731	0,376	1037,6	1,443	288,6
S5	551,3	-413,2	-0,250	0,731	0,376	1028,7	1,431	286,1
S6	556,0	-416,8	-0,250	0,731	0,376	1037,6	1,443	288,6
S7	553,8	-401,4	-0,242	0,731	0,376	1015,7	1,412	282,5
S8	543,1	-294,5	-0,181	0,731	0,376	884,5	1,230	246,0
S9	531,9	-94,2	-0,059	0,731	0,376	742,3	1,032	206,5
S10	0,0	0,0	0,103	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

2ª etapa de protensão

$$t_0 \text{ (dias)} = 18$$

$$\beta_s(t_0) = 0,910$$

$$f_{cj,t_0} \text{ (MPa)} = 36,4$$

$$n_{cabos} = 2$$

$$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 33.792,4$$

Seção	ΣN_{prot} (tf)	ΣM_{prot} (tf.m)	$e_{média}$ (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c, cgp}$ (tf/m ²)	$\Delta \epsilon_{cp}$ ($\times 10^{-4}$)	$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)
S0	0,0	0,0	-0,126	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	359,4	-273,4	-0,169	0,731	0,376	614,5	0,606	121,2
S2	365,2	-321,6	-0,196	0,731	0,376	667,1	0,658	131,6
S3	369,6	-332,3	-0,200	0,731	0,376	682,3	0,673	134,6
S4	372,9	-335,2	-0,200	0,731	0,376	688,3	0,679	135,8
S5	372,4	-334,8	-0,200	0,731	0,376	687,4	0,678	135,6
S6	372,9	-335,2	-0,200	0,731	0,376	688,3	0,679	135,8
S7	369,6	-332,3	-0,200	0,731	0,376	682,3	0,673	134,6
S8	365,2	-321,6	-0,196	0,731	0,376	667,1	0,658	131,6
S9	359,4	-273,4	-0,169	0,731	0,376	614,5	0,606	121,2
S10	0,0	0,0	-0,126	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

Onde:

$s =$ coeficiente que depende do tipo de cimento

$t_0 =$ idade de aplicação da protensão

$$\beta_s = e^{s \times (1 - \sqrt{28/t_0})} \quad f_{cj} = \beta_s \times f_{ck} \quad E_c = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{cj}}$$

$$\Delta \varepsilon_{cp} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{\sigma_{c,cgp}}{E_{c,t_0}} \quad \Delta \sigma_p = \frac{\Delta \varepsilon_{cp}}{E_p}$$

	Seção	Fase 1	Fase 2	Fase 3
$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)	S0	0,0	0,0	0,0
	S1	327,7	121,2	0,0
	S2	377,6	131,6	0,0
	S3	417,1	134,6	0,0
	S4	424,4	135,8	0,0
	S5	421,7	135,6	0,0
	S6	424,4	135,8	0,0
	S7	417,1	134,6	0,0
	S8	377,6	131,6	0,0
	S9	327,7	121,2	0,0
	S10	0,0	0,0	0,0

Tensões nos cabos e solicitações devido à protensão após as perdas imediatas

C1

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta \sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12366	173,1	172,0	-19,9	12,3	11,8%
S2	12548	175,7	175,2	-12,9	-58,6	10,5%
S3	12742	178,4	178,3	-5,3	-98,9	9,1%
S4	12745	178,4	178,4	0,0	-106,9	9,1%
S5	12635	176,9	176,9	0,0	-106,0	9,9%
S6	12745	178,4	178,4	0,0	-106,9	9,1%
S7	12742	178,4	178,3	5,3	-98,9	9,1%
S8	12548	175,7	175,2	12,9	-58,6	10,5%
S9	12366	173,1	172,0	19,9	12,3	11,8%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C2

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12398	173,6	172,6	-18,4	-31,7	11,6%
S2	12586	176,2	175,9	-11,1	-96,5	10,2%
S3	12776	178,9	178,8	-3,7	-130,2	8,9%
S4	12814	179,4	179,4	0,0	-134,4	8,6%
S5	12704	177,8	177,8	0,0	-133,2	9,4%
S6	12814	179,4	179,4	0,0	-134,4	8,6%
S7	12776	178,9	178,8	3,7	-130,2	8,9%
S8	12586	176,2	175,9	11,1	-96,5	10,2%
S9	12398	173,6	172,6	18,4	-31,7	11,6%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C3

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12450	174,3	173,6	-15,2	-72,3	11,2%
S2	12605	176,5	176,2	-9,9	-130,8	10,1%
S3	12801	179,2	179,2	-2,2	-159,6	8,7%
S4	12883	180,4	180,4	0,0	-162,2	8,1%
S5	12772	178,8	178,8	0,0	-160,8	8,9%
S6	12883	180,4	180,4	0,0	-162,2	8,1%
S7	12801	179,2	179,2	2,2	-159,6	8,7%
S8	12605	176,5	176,2	9,9	-130,8	10,1%
S9	12450	174,3	173,6	15,2	-72,3	11,2%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C4

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12690	177,7	177,3	-10,8	-114,7	9,5%
S2	12889	180,5	180,4	-5,0	-155,5	8,1%
S3	13079	183,1	183,1	0,0	-164,6	6,7%
S4	13193	184,7	184,7	0,0	-166,1	5,9%
S5	13128	183,8	183,8	0,0	-165,2	6,4%
S6	13193	184,7	184,7	0,0	-166,1	5,9%
S7	13079	183,1	183,1	0,0	-164,6	6,7%
S8	12889	180,5	180,4	5,0	-155,5	8,1%
S9	12690	177,7	177,3	10,8	-114,7	9,5%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C5

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12764	178,7	178,6	-4,4	-156,1	9,0%
S2	12939	181,1	181,1	0,0	-162,9	7,7%
S3	13053	182,7	182,7	0,0	-164,3	6,9%
S4	13168	184,3	184,3	0,0	-165,7	6,1%
S5	13197	184,8	184,8	0,0	-166,1	5,9%
S6	13168	184,3	184,3	0,0	-165,7	6,1%
S7	13053	182,7	182,7	0,0	-164,3	6,9%
S8	12939	181,1	181,1	0,0	-162,9	7,7%
S9	12764	178,7	178,6	4,4	-156,1	9,0%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

Resumo das solicitações e tensões nas fibras extremas do concreto devido à protensão após as perdas imediatas

1ª etapa de protensão

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	518,2	-53,5	-91,7	0,0	469,4	957,7
S2	527,3	-33,8	-285,9	0,0	-25,1	1496,8
S3	536,3	-11,2	-388,7	0,0	-281,1	1788,0
S4	538,2	0,0	-403,5	0,0	-317,0	1830,5
S5	533,6	0,0	-400,0	0,0	-314,2	1814,7
S6	538,2	0,0	-403,5	0,0	-317,0	1830,5
S7	536,3	11,2	-388,7	0,0	-281,1	1788,0
S8	527,3	33,8	-285,9	0,0	-25,1	1496,8
S9	518,2	53,5	-91,7	0,0	469,4	957,7
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2ª etapa de protensão

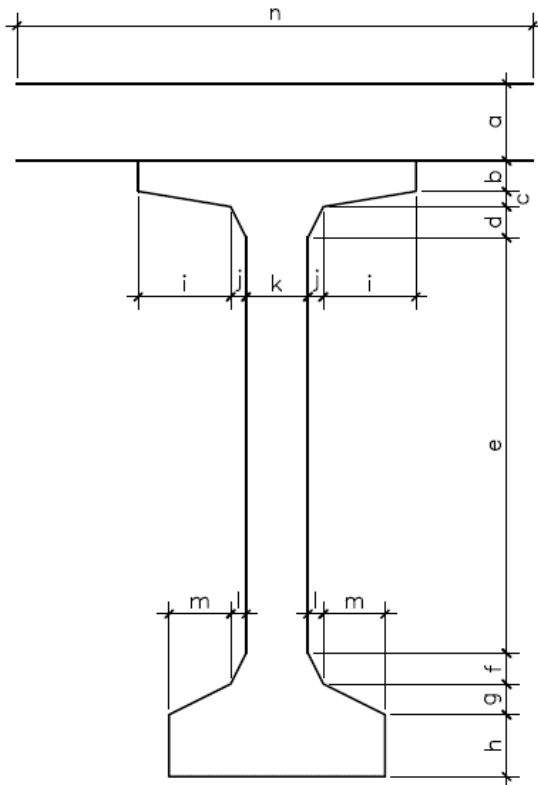
Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	356,0	-15,2	-270,8	0,0	-219,9	1221,4
S2	361,5	-5,0	-318,4	0,0	-336,5	1358,0
S3	365,8	0,0	-328,9	0,0	-358,2	1392,6
S4	369,0	0,0	-331,8	0,0	-361,3	1404,8
S5	368,6	0,0	-331,4	0,0	-360,8	1402,9
S6	369,0	0,0	-331,8	0,0	-361,3	1404,8
S7	365,8	0,0	-328,9	0,0	-358,2	1392,6
S8	361,5	5,0	-318,4	0,0	-336,5	1358,0
S9	356,0	15,2	-270,8	0,0	-219,9	1221,4
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Cálculo das perdas lentas de protensão

$$U (\%) = 80 \quad (\text{umidade relativa do ar})$$

$$\gamma = 2,22 \quad \gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \times U)}$$

Cálculo da espessura fictícia



Seção	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
S0	0,000	0,050	0,050	0,050
S1	0,000	0,050	0,050	0,100
S2	0,000	0,050	0,050	0,100
S3	0,000	0,050	0,050	0,100
S4	0,000	0,050	0,050	0,100
S5	0,000	0,050	0,050	0,100
S6	0,000	0,050	0,050	0,100
S7	0,000	0,050	0,050	0,100
S8	0,000	0,050	0,050	0,100
S9	0,000	0,050	0,050	0,100
S10	0,000	0,050	0,050	0,050

Seção	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)	k (m)	l (m)	m (m)	n (m)
S0	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200
S1	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S2	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S3	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S4	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S5	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S6	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S7	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S8	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S9	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S10	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200

Seção	P _{ext} (m)	P _{int} (m)	u (m)	A (m ²)	h _{fic} (m)
S0	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030
S1	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S2	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S3	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S4	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S5	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S6	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S7	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S8	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S9	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S10	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030

Onde,

P_{ext} - é o perímetro externo da seção

P_{int} - é o perímetro interno da seção

u - é o perímetro da seção em contato com o ar, dado por: P_{ext} + P_{int}/2

A - é a área da seção transversal

h_{fic} - é a espessura fictícia, dada por: $\gamma \times 2 \times A / u$

Cálculo da idade corrigida

$$t_* = \frac{\alpha}{30} \times \sum_{t=0}^t [(T_i + 10) \times \Delta t_i]$$

$\alpha = 1$ (fluência) $T_i (^{\circ}) = 25$

Δt_i (dias) = 9 (média ponderada das idades de protensão)

t_{0*} (dias) = 10,5 (fluência)

t_{0*} (dias) = 10,5 (retração)

$t_{\infty*}$ (dias) = ∞

Fluência

a deformação por fluência é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t_1;t_0) = \frac{\sigma_{c,t_0}}{E_{c,28}} \times \varphi(t_1;t_0)$$

onde:

$$\varphi_{(t_1;t_0)} = \varphi_{d\infty} \times \beta_d + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t_{1*}) - \beta_f(t_{0*})] + \varphi_a$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\beta_d = \frac{t_{1*} - t_{0*} + 20}{t_{1*} - t_{0*} + 70}$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \times U \quad \varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}(cm)}{20 + h_{fic}(cm)}$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \times t + B}{t^2 + C \times t + D} \quad \text{com} \quad \begin{cases} A = 42 \times h_{fic}^3 - 350 \times h_{fic}^2 + 588 \times h_{fic} + 113 \\ B = 768 \times h_{fic}^3 - 3060 \times h_{fic}^2 + 3234 \times h_{fic} - 23 \\ C = -200 \times h_{fic}^3 + 13 \times h_{fic}^2 + 1090 \times h_{fic} + 183 \\ D = 7579 \times h_{fic}^3 - 31916 \times h_{fic}^2 + 35343 \times h_{fic} + 1931 \end{cases}$$

$$\varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{9 \times t_{0*} \times (t_{0*} + 42)}{(9 \times t_{0*} + 40) \times (t_{0*} + 61)} \right]$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\varphi_a = 0,387$$

$$\varphi_{1c} = 1,7$$

$$\varphi_{f\infty} = 1,0$$

$$\beta_d = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	φ_{2c}	φ_{∞}	$\beta_{f(t)}$	$\varphi_{(\infty,t)}$
S0	1,030	1,179	1,945	0,210	2,323
S1	0,469	1,329	2,193	0,222	2,493
S2	0,469	1,329	2,193	0,222	2,493
S3	0,412	1,360	2,243	0,224	2,527
S4	0,469	1,329	2,193	0,222	2,493
S5	0,469	1,329	2,193	0,222	2,493
S6	0,469	1,329	2,193	0,222	2,493
S7	0,412	1,360	2,243	0,224	2,527
S8	0,469	1,329	2,193	0,222	2,493
S9	0,469	1,329	2,193	0,222	2,493
S10	1,030	1,179	1,945	0,210	2,323

Retração do concreto

a deformação por retração é dada por:

$$\varepsilon_{cs,(t_1;t_0)} = \varepsilon_{cs,(t_{00})} \times [\beta_s(t_{1*}) - \beta_s(t_{0*})]$$

onde:

$$\varepsilon_{cs,(t_{\infty})} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$$

$$\varepsilon_{1s} = - \left(6,16 + \frac{U}{484} - \frac{U^2}{1590} \right) \times 10^4$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fic}}{20,8 + 3 \times h_{fic}}$$

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \times \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \times \left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

$$\text{com} \begin{cases} A = 40 \\ B = 116 \times h_{fic}^3 - 282 \times h_{fic}^2 + 220 \times h_{fic} - 4,8 \\ C = 2,5 \times h_{fic}^3 - 8,8 \times h_{fic} + 40,7 \\ D = -75 \times h_{fic}^3 + 585 \times h_{fic}^2 + 496 \times h_{fic} - 6,8 \\ E = -169 \times h_{fic}^4 + 88 \times h_{fic}^3 + 584 \times h_{fic}^2 - 39 \times h_{fic} + 0,8 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{1s} \times 10^4 = 2,3$$

$$\beta_{s\infty} = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	ε_{2s}	$\beta_{s(t^*)}$	$\varepsilon_{cs,(t\infty)} \times 10^4$	$\varepsilon_{cs,(t\infty,t0)} \times 10^4$
S0	1,030	1,468	0,009	3,376	3,344
S1	0,469	1,528	0,037	3,515	3,385
S2	0,469	1,528	0,037	3,515	3,385
S3	0,412	1,535	0,045	3,531	3,370
S4	0,469	1,528	0,037	3,515	3,385
S5	0,469	1,528	0,037	3,515	3,385
S6	0,469	1,528	0,037	3,515	3,385
S7	0,412	1,535	0,045	3,531	3,370
S8	0,469	1,528	0,037	3,515	3,385
S9	0,469	1,528	0,037	3,515	3,385
S10	1,030	1,468	0,009	3,376	3,344

Relaxação do aço

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$E_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 354.175$$

$$f_{ptk} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 19.000$$

$$\alpha_p = 5,647$$

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente

Seção	M_{g1+g2} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,pgp}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,519	-1,040	0,0
S1	254,73	0,376	-0,410	-277,9
S2	452,06	0,376	-0,677	-814,9
S3	593,00	0,376	-0,794	-1253,6
S4	677,57	0,376	-0,809	-1459,0
S5	705,76	0,376	-0,809	-1519,7
S6	677,57	0,376	-0,809	-1459,0
S7	593,00	0,376	-0,794	-1253,6
S8	452,06	0,376	-0,677	-814,9
S9	254,73	0,376	-0,410	-277,9
S10	0,00	0,519	-1,040	0,0

Seção	M_{g3} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,pgp}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,941	-1,307	0,0
S1	80,72	0,727	-0,846	-93,9
S2	143,50	0,727	-1,113	-219,7
S3	188,34	0,727	-1,230	-318,7
S4	215,24	0,727	-1,245	-368,6
S5	224,21	0,727	-1,245	-383,9
S6	215,24	0,727	-1,245	-368,6
S7	188,34	0,727	-1,230	-318,7
S8	143,50	0,727	-1,113	-219,7
S9	80,72	0,727	-0,846	-93,9
S10	0,00	0,941	-1,307	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à protensão

1ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,pgp,p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	518,2	-91,7	-0,410	0,731	0,376	809,0
S2	527,3	-285,9	-0,677	0,731	0,376	1236,7
S3	536,3	-388,7	-0,794	0,731	0,376	1555,5
S4	538,2	-403,5	-0,809	0,731	0,376	1605,0
S5	533,6	-400,0	-0,809	0,731	0,376	1591,1
S6	538,2	-403,5	-0,809	0,731	0,376	1605,0
S7	536,3	-388,7	-0,794	0,731	0,376	1555,5
S8	527,3	-285,9	-0,677	0,731	0,376	1236,7
S9	518,2	-91,7	-0,410	0,731	0,376	809,0
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

2ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c, cgp, p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	356,0	-270,8	-0,410	0,731	0,376	782,4
S2	361,5	-318,4	-0,677	0,731	0,376	1068,5
S3	365,8	-328,9	-0,794	0,731	0,376	1195,9
S4	369,0	-331,8	-0,809	0,731	0,376	1219,3
S5	368,6	-331,4	-0,809	0,731	0,376	1217,7
S6	369,0	-331,8	-0,809	0,731	0,376	1219,3
S7	365,8	-328,9	-0,794	0,731	0,376	1195,9
S8	361,5	-318,4	-0,677	0,731	0,376	1068,5
S9	356,0	-270,8	-0,410	0,731	0,376	782,4
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

Seção	$\sigma_{c, cgp, p}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	1591,3
S2	2305,2
S3	2751,4
S4	2824,3
S5	2808,8
S6	2824,3
S7	2751,4
S8	2305,2
S9	1591,3
S10	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente + protensão

Seção	$\sigma_{c, cgp, p+g}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	1219,6
S2	1270,6
S3	1179,1
S4	996,8
S5	905,3
S6	996,8
S7	1179,1
S8	1270,6
S9	1219,6
S10	0,0

Cálculo do coeficiente de fluência do aço

$$\chi(t,t_0) = -\ln(1 - \psi(t,t_0))$$

onde:

$$\psi(t^\infty, t_0) = 2,5 \times \psi_{1000}$$

Seção	σ_{p0} (kgf/cm ²)	σ_{p0} / f_{ptk}	ψ_{1000}	$\psi(t^\infty, t_0)$	$\chi_{(t^\infty, t_0)}$
S0		0,000	0,000	0,000	0,000
S1	12534	0,660	2,016	5,040	0,052
S2	12714	0,669	2,130	5,324	0,055
S3	12890	0,678	2,241	5,603	0,058
S4	12961	0,682	2,286	5,714	0,059
S5	12887	0,678	2,239	5,598	0,058
S6	12961	0,682	2,286	5,714	0,059
S7	12890	0,678	2,241	5,603	0,058
S8	12714	0,669	2,130	5,324	0,055
S9	12534	0,660	2,016	5,040	0,052
S10		0,000	0,000	0,000	0,000

Cálculo da perda lenta total

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)} = \frac{\varepsilon_{cs,(t,t_0)} \times E_p + \alpha_p \times \varphi(t,t_0) \times \sigma_{c,ggp,p+g} + \sigma_{p0} \times \chi(t,t_0)}{\chi_p + \chi_c \times \alpha_p \times \eta \times \rho_p}$$

onde:

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi(t,t_0) \quad \chi_p = 1 + \chi(t,t_0)$$

e_p - é a excentricidade de protensão

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_x} \quad \rho_p = \frac{A_s}{A_c}$$

Seção	χ_c	χ_p	e_p (m)	η	ρ_p	$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)}$ (kgf/cm ²)	$\Delta\sigma_{lenta}$ (%)
S0	2,162	1,000	-1,307	4,531	0,0000	0,0	0,0%
S1	2,246	1,052	-0,846	2,195	0,0058	2509,2	17,9%
S2	2,246	1,055	-1,113	3,069	0,0058	2471,0	17,6%
S3	2,264	1,058	-1,230	3,527	0,0058	2352,6	16,8%
S4	2,246	1,059	-1,245	3,588	0,0058	2151,4	15,3%
S5	2,246	1,058	-1,245	3,588	0,0058	2040,5	14,6%
S6	2,246	1,059	-1,245	3,588	0,0058	2151,4	15,3%
S7	2,264	1,058	-1,230	3,527	0,0058	2352,6	16,8%
S8	2,246	1,055	-1,113	3,069	0,0058	2471,0	17,6%
S9	2,246	1,052	-0,846	2,195	0,0058	2509,2	17,9%
S10	2,162	1,000	-1,307	4,531	0,0000	0,0	0,0%

Solicitações devido às perdas lentas de protensão

C1

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2509	-35,1	-34,9	4,0	-2,5
S2	-2471	-34,6	-34,5	2,5	11,5
S3	-2353	-32,9	-32,9	1,0	18,3
S4	-2151	-30,1	-30,1	0,0	18,0
S5	-2041	-28,6	-28,6	0,0	17,1
S6	-2151	-30,1	-30,1	0,0	18,0
S7	-2353	-32,9	-32,9	-1,0	18,3
S8	-2471	-34,6	-34,5	-2,5	11,5
S9	-2509	-35,1	-34,9	-4,0	-2,5
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C2

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2509	-35,1	-34,9	3,7	6,4
S2	-2471	-34,6	-34,5	2,2	18,9
S3	-2353	-32,9	-32,9	0,7	24,0
S4	-2151	-30,1	-30,1	0,0	22,6
S5	-2041	-28,6	-28,6	0,0	21,4
S6	-2151	-30,1	-30,1	0,0	22,6
S7	-2353	-32,9	-32,9	-0,7	24,0
S8	-2471	-34,6	-34,5	-2,2	18,9
S9	-2509	-35,1	-34,9	-3,7	6,4
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C3

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2509	-35,1	-35,0	3,1	14,6
S2	-2471	-34,6	-34,5	1,9	25,6
S3	-2353	-32,9	-32,9	0,4	29,3
S4	-2151	-30,1	-30,1	0,0	27,1
S5	-2041	-28,6	-28,6	0,0	25,7
S6	-2151	-30,1	-30,1	0,0	27,1
S7	-2353	-32,9	-32,9	-0,4	29,3
S8	-2471	-34,6	-34,5	-1,9	25,6
S9	-2509	-35,1	-35,0	-3,1	14,6
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C4


Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2509	-35,1	-35,1	2,1	22,7
S2	-2471	-34,6	-34,6	1,0	29,8
S3	-2353	-32,9	-32,9	0,0	29,6
S4	-2151	-30,1	-30,1	0,0	27,1
S5	-2041	-28,6	-28,6	0,0	25,7
S6	-2151	-30,1	-30,1	0,0	27,1
S7	-2353	-32,9	-32,9	0,0	29,6
S8	-2471	-34,6	-34,6	-1,0	29,8
S9	-2509	-35,1	-35,1	-2,1	22,7
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C5

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2509	-35,1	-35,1	0,9	30,7
S2	-2471	-34,6	-34,6	0,0	31,1
S3	-2353	-32,9	-32,9	0,0	29,6
S4	-2151	-30,1	-30,1	0,0	27,1
S5	-2041	-28,6	-28,6	0,0	25,7
S6	-2151	-30,1	-30,1	0,0	27,1
S7	-2353	-32,9	-32,9	0,0	29,6
S8	-2471	-34,6	-34,6	0,0	31,1
S9	-2509	-35,1	-35,1	-0,9	30,7
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

Resumo das solicitações devido às perdas de protensão e tensões nas fibras extremas do concreto

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-175,0	13,8	71,9	-162,8	-51,8	-434,3
S2	-172,7	7,6	117,0	-111,6	69,2	-553,8
S3	-164,7	2,1	130,8	-85,9	116,2	-580,0
S4	-150,6	0,0	121,8	-76,2	112,1	-536,5
S5	-142,8	0,0	115,6	-72,2	106,3	-508,8
S6	-150,6	0,0	121,8	-76,2	112,1	-536,5
S7	-164,7	-2,1	130,8	-85,9	116,2	-580,0
S8	-172,7	-7,6	117,0	-111,6	69,2	-553,8
S9	-175,0	-13,8	71,9	-162,8	-51,8	-434,3
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 47/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Verificação das tensões elásticas no concreto nas diversas fases de carregamento

Serão verificadas as tensões nas fibras extremas do concreto para as seguintes fases de carregamento:

- Fase 1 = peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
- Fase 2 = fase 1 + 2ª etapa de protensão
- Fase 3 = fase 2 + peso próprio da laje e transversinas
- Fase 4 = fase 3 + 3ª etapa de protensão
- Fase 5 = fase 4 + sobrecarga permanente
- Fase 6 = fase 5 + carga móvel
- Fase 7 = fase 5 + perdas de protensão
- Fase 8 = fase 7 + carga móvel

Tensões limites

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0 \qquad f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51 \qquad s = 0,38$$

- no instante da protensão

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctm,j} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,7 f_{ckj}$$

- na vida útil da obra

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctk,inf} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,6 f_{ck}$$

idade da 1ª protensão (dias) = 3

$$\beta_1 = 0,458 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 18,32 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,08$$

idade da 2ª protensão (dias) = 18

$$\beta_2 = 0,910 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 36,41 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,30$$

idade da 3ª protensão (dias) = 28

$$\beta_3 = 1,000 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 40,00 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,51$$

	tração (tf/m ²)	compressão (tf/m ²)
t = 3	-250,17	1282,36
t = 18	-395,50	2548,94
t = 28	-294,74	2400,00
t = ∞	-294,74	2400,00

Verificação do estado limite de compressão excessiva para a combinação rara de carregamentos (ELS-CE)

 Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m^2) para 110% da força de protensão

		g_1	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2
S0	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m^2)	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	401	516	918	-242	676
	σ_i (tf/m^2)	-417	1053	636	1344	1980
S2	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	712	-28	684	-370	314
	σ_i (tf/m^2)	-739	1646	907	1494	2401
S3	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	933	-309	624	-394	230
	σ_i (tf/m^2)	-970	1967	997	1532	2529
S4	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	1066	-349	717	-397	320
	σ_i (tf/m^2)	-1108	2014	906	1545	2451
S5	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	1110	-346	765	-397	368
	σ_i (tf/m^2)	-1154	1996	842	1543	2386
S6	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	1066	-349	717	-397	320
	σ_i (tf/m^2)	-1108	2014	906	1545	2451
S7	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	933	-309	624	-394	230
	σ_i (tf/m^2)	-970	1967	997	1532	2529
S8	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	712	-28	684	-370	314
	σ_i (tf/m^2)	-739	1646	907	1494	2401
S9	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	401	516	918	-242	676
	σ_i (tf/m^2)	-417	1053	636	1344	1980
S10	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m^2)	0	0	0	0	0

Verificação do estado limite de formação de fissuras para a combinação frequente de carregamentos (ELS-F)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q_1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_j,k} \quad \text{com } \psi_1 = 0,5$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	401	469	871	-220	651	263	914
	σ _i (tf/m ²)	-417	958	541	1221	1762	-274	1488
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	712	-25	687	-336	350	468	818
	σ _i (tf/m ²)	-739	1497	757	1358	2115	-487	1629
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	933	-281	652	-358	294	615	909
	σ _i (tf/m ²)	-970	1788	818	1393	2211	-639	1572
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	1066	-317	749	-361	388	703	1090
	σ _i (tf/m ²)	-1108	1830	723	1405	2128	-730	1398
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	1110	-314	796	-361	435	732	1167
	σ _i (tf/m ²)	-1154	1815	661	1403	2064	-760	1303
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	1066	-317	749	-361	388	703	1090
	σ _i (tf/m ²)	-1108	1830	723	1405	2128	-730	1398
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	933	-281	652	-358	294	615	909
	σ _i (tf/m ²)	-970	1788	818	1393	2211	-639	1572
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	712	-25	687	-336	350	468	818
	σ _i (tf/m ²)	-739	1497	757	1358	2115	-487	1629
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	401	469	871	-220	651	263	914
	σ _i (tf/m ²)	-417	958	541	1221	1762	-274	1488
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	86	86	108	194
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	914	60	975	76	1051
	σ_i (tf/m ²)	0	1488	-162	1327	-202	1125
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	153	153	191	344
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	818	108	926	134	1060
	σ_i (tf/m ²)	0	1629	-287	1342	-358	983
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	201	201	250	451
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	909	141	1050	176	1226
	σ_i (tf/m ²)	0	1572	-377	1195	-469	726
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	229	229	286	515
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	1090	161	1252	201	1453
	σ_i (tf/m ²)	0	1398	-431	967	-536	430
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	239	239	298	537
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	1167	168	1335	209	1545
	σ_i (tf/m ²)	0	1303	-449	855	-559	296
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	229	229	286	515
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	1090	161	1252	201	1453
	σ_i (tf/m ²)	0	1398	-431	967	-536	430
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	201	201	250	451
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	909	141	1050	176	1226
	σ_i (tf/m ²)	0	1572	-377	1195	-469	726
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	153	153	191	344
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	818	108	926	134	1060
	σ_i (tf/m ²)	0	1629	-287	1342	-358	983
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	86	86	108	194
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	914	60	975	76	1051
	σ_i (tf/m ²)	0	1488	-162	1327	-202	1125
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-163	-77	108	31
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-52	923	76	999
	σ_i (tf/m ²)	-434	892	-202	690
S2	σ_s (tf/m ²)	-112	41	191	232
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	69	995	134	1129
	σ_i (tf/m ²)	-554	788	-358	430
S3	σ_s (tf/m ²)	-86	115	250	365
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	116	1166	176	1342
	σ_i (tf/m ²)	-580	615	-469	146
S4	σ_s (tf/m ²)	-76	153	286	439
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	112	1364	201	1565
	σ_i (tf/m ²)	-536	430	-536	-106
S5	σ_s (tf/m ²)	-72	167	298	464
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	106	1442	209	1651
	σ_i (tf/m ²)	-509	346	-559	-213
S6	σ_s (tf/m ²)	-76	153	286	439
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	112	1364	201	1565
	σ_i (tf/m ²)	-536	430	-536	-106
S7	σ_s (tf/m ²)	-86	115	250	365
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	116	1166	176	1342
	σ_i (tf/m ²)	-580	615	-469	146
S8	σ_s (tf/m ²)	-112	41	191	232
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	69	995	134	1129
	σ_i (tf/m ²)	-554	788	-358	430
S9	σ_s (tf/m ²)	-163	-77	108	31
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-52	923	76	999
	σ_i (tf/m ²)	-434	892	-202	690
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Verificação do estado limite de descompressão para a combinação quase permanente de carregamentos (ELS-D)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_2 = 0,3$$

 Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	401	469	871	-220	651	263	914
	σ _i (tf/m ²)	-417	958	541	1221	1762	-274	1488
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	712	-25	687	-336	350	468	818
	σ _i (tf/m ²)	-739	1497	757	1358	2115	-487	1629
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	933	-281	652	-358	294	615	909
	σ _i (tf/m ²)	-970	1788	818	1393	2211	-639	1572
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	1066	-317	749	-361	388	703	1090
	σ _i (tf/m ²)	-1108	1830	723	1405	2128	-730	1398
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	1110	-314	796	-361	435	732	1167
	σ _i (tf/m ²)	-1154	1815	661	1403	2064	-760	1303
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	1066	-317	749	-361	388	703	1090
	σ _i (tf/m ²)	-1108	1830	723	1405	2128	-730	1398
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	933	-281	652	-358	294	615	909
	σ _i (tf/m ²)	-970	1788	818	1393	2211	-639	1572
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	712	-25	687	-336	350	468	818
	σ _i (tf/m ²)	-739	1497	757	1358	2115	-487	1629
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	401	469	871	-220	651	263	914
	σ _i (tf/m ²)	-417	958	541	1221	1762	-274	1488
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	86	86	65	151
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	914	60	975	45	1020
	σ_i (tf/m ²)	0	1488	-162	1327	-121	1206
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	153	153	114	267
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	818	108	926	81	1006
	σ_i (tf/m ²)	0	1629	-287	1342	-215	1127
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	201	201	150	351
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	909	141	1050	105	1155
	σ_i (tf/m ²)	0	1572	-377	1195	-281	914
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	229	229	171	401
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	1090	161	1252	121	1372
	σ_i (tf/m ²)	0	1398	-431	967	-322	645
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	239	239	179	418
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	1167	168	1335	126	1461
	σ_i (tf/m ²)	0	1303	-449	855	-336	519
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	229	229	171	401
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	1090	161	1252	121	1372
	σ_i (tf/m ²)	0	1398	-431	967	-322	645
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	201	201	150	351
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	909	141	1050	105	1155
	σ_i (tf/m ²)	0	1572	-377	1195	-281	914
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	153	153	114	267
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	818	108	926	81	1006
	σ_i (tf/m ²)	0	1629	-287	1342	-215	1127
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	86	86	65	151
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	914	60	975	45	1020
	σ_i (tf/m ²)	0	1488	-162	1327	-121	1206
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-163	-77	65	-12
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-52	923	45	968
	σ_i (tf/m ²)	-434	892	-121	771
S2	σ_s (tf/m ²)	-112	41	114	156
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	69	995	81	1076
	σ_i (tf/m ²)	-554	788	-215	573
S3	σ_s (tf/m ²)	-86	115	150	265
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	116	1166	105	1271
	σ_i (tf/m ²)	-580	615	-281	334
S4	σ_s (tf/m ²)	-76	153	171	325
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	112	1364	121	1484
	σ_i (tf/m ²)	-536	430	-322	109
S5	σ_s (tf/m ²)	-72	167	179	345
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	106	1442	126	1567
	σ_i (tf/m ²)	-509	346	-336	10
S6	σ_s (tf/m ²)	-76	153	171	325
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	112	1364	121	1484
	σ_i (tf/m ²)	-536	430	-322	109
S7	σ_s (tf/m ²)	-86	115	150	265
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	116	1166	105	1271
	σ_i (tf/m ²)	-580	615	-281	334
S8	σ_s (tf/m ²)	-112	41	114	156
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	69	995	81	1076
	σ_i (tf/m ²)	-554	788	-215	573
S9	σ_s (tf/m ²)	-163	-77	65	-12
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-52	923	45	968
	σ_i (tf/m ²)	-434	892	-121	771
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Cálculo do cisalhamento - t = ∞

Esforços cortantes característicos

$$V_{k,max} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,max} \quad f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$V_{k,min} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,min} \quad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500,0$$

onde: $V_{p,k} = V_p^{prot}$ em tempo $t = \infty$

Seção	$V_{g1,k}$ (tf)	$V_{g2,k}$ (tf)	$V_{g3,k}$ (tf)	$V_{p,k}$ (tf)	$V_{q,max,k}$ (tf)	$V_{q,min,k}$ (tf)	V_k^{max} (tf)	V_k^{min} (tf)
S0	41,30	26,02	20,81	0,00	65,14	0,00	153,27	88,13
S1	31,51	20,82	16,65	-54,91	43,93	-1,66	57,99	12,40
S2	23,63	15,61	12,49	-31,22	36,39	-4,69	56,90	15,82
S3	15,75	10,41	8,32	-9,16	29,49	-8,36	54,82	16,97
S4	7,88	5,20	4,16	0,00	23,24	-12,67	40,48	4,57
S5	0,00	0,00	0,00	0,00	17,63	-17,63	17,63	-17,63
S6	-7,88	-5,20	-4,16	0,00	12,67	-23,24	-4,57	-40,48
S7	-15,75	-10,41	-8,32	9,16	8,36	-29,49	-16,97	-54,82
S8	-23,63	-15,61	-12,49	31,22	4,69	-36,39	-15,82	-56,90
S9	-31,51	-20,82	-16,65	54,91	1,66	-43,93	-12,40	-57,99
S10	-41,30	-26,02	-20,81	0,00	0,00	-65,14	-88,13	-153,27

Verificação do concreto

$$\phi_{bainha} \text{ (m)} = 0,075$$

$$n_{bainhas \text{ alinhadas na alma}} = 1$$

$$V_{sd} = 1,35 \times V_g + \left\{ \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \times V_p + 1,5 \times V_q$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ (fck em MPa)}$$

Seção	V_{sd} (tf)	b_w (m)	H (m)	$\Sigma \Phi/2$ (m)	b_w^{nom} (m)	d (m)	V_{rd2} (tf)
S0	216,7	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2
S1	109,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S2	96,3	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S3	82,5	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S4	58,1	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S5	26,4	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S6	58,1	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S7	82,5	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S8	96,3	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S9	109,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S10	216,7	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2

Para todas as seções $V_{rd2} > V_{sd}$

Parcela do esforço cortante absorvida pelos mecanismos complementares à treliça

$$M_{sdu} = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q$$

Seção	M _{g1,k}	M _{g2,k}	M _{g3,k}	M _{q máx,k}	M _{q mín,k}	M _{sdu} (tf.m)
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0
S1	153,79	100,94	80,72	201,84	0,00	755,6
S2	272,61	179,45	143,50	358,13	0,00	1341,2
S3	357,48	235,52	188,34	468,89	0,00	1758,2
S4	408,40	269,17	215,24	536,17	0,00	2009,6
S5	425,38	280,38	224,21	558,94	0,00	2093,9
S6	408,40	269,17	215,24	536,17	0,00	2009,6
S7	357,48	235,52	188,34	468,89	0,00	1758,2
S8	272,61	179,45	143,50	358,13	0,00	1341,2
S9	153,79	100,94	80,72	201,84	0,00	755,6
S10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

$$V_c = V_{c0} \times (1 + M_0 / M_{sd,máx}) \leq 2 \times V_{c0}$$

$$M_0 = 0,90 \times (\sigma_p^{prot.} \times W)$$

$$V_{c0} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

com f_{ck} em MPa

Seção	σ _p ^{prot.} (tf/m ²)	W _i (m ³)	M ₀ (tf.m)	1+ Mo/Msd,máx
S0	0	0,720	0,00	1,00
S1	1745	0,500	784,75	2,04
S2	2301	0,500	1034,91	1,77
S3	2601	0,500	1169,65	1,67
S4	2699	0,500	1213,80	1,60
S5	2709	0,500	1218,29	1,58
S6	2699	0,500	1213,80	1,60
S7	2601	0,500	1169,65	1,67
S8	2301	0,500	1034,91	1,77
S9	1745	0,500	784,75	2,04
S10	0	0,720	0,00	1,00

Seção	b_w^{nom} (m)	d (m)	Vc0 (tf)	2 * Vc0 (tf)	Vc (tf)
S0	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5
S1	0,183	1,784	34,3	68,5	68,5
S2	0,183	1,784	34,3	68,5	60,7
S3	0,183	1,784	34,3	68,5	57,1
S4	0,183	1,784	34,3	68,5	55,0
S5	0,183	1,784	34,3	68,5	54,2
S6	0,183	1,784	34,3	68,5	55,0
S7	0,183	1,784	34,3	68,5	57,1
S8	0,183	1,784	34,3	68,5	60,7
S9	0,183	1,784	34,3	68,5	68,5
S10	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5

Parcela do cortante absorvida pela armadura transversal

Seção	Vsd (tf)	Vc (tf)	V _{swd} (tf)
S0	216,7	131,5	85,24
S1	109,6	68,5	41,04
S2	96,3	60,7	35,60
S3	82,5	57,1	25,47
S4	58,1	55,0	3,16
S5	26,4	54,2	0,00
S6	58,1	55,0	3,16
S7	82,5	57,1	25,47
S8	96,3	60,7	35,60
S9	109,6	68,5	41,04
S10	216,7	131,5	85,24

Cálculo da taxa volumétrica de armação transversal

$$V_{swd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$A_{sw}/s = V_{swd} / (0,90 \times d \times f_{ywd})$$

$$\rho_{sw} = (A_{sw}/s) \times (1/b_w) \geq 0,20 \times f_{ctm} / f_{ywk}$$

$$f_{ywk} = f_{yk}$$

Seção	b_w (m)	V _{swd} (tf)	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	ρ_{sw}^{min} (cm ² /m ²)
S0	0,70	85,2	12,21	17,44	14,04
S1	0,22	41,0	5,88	26,72	14,04
S2	0,22	35,6	5,10	23,18	14,04
S3	0,22	25,5	3,65	16,59	14,04
S4	0,22	3,2	0,45	2,06	14,04
S5	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S6	0,22	3,2	0,45	2,06	14,04
S7	0,22	25,5	3,65	16,59	14,04
S8	0,22	35,6	5,10	23,18	14,04
S9	0,22	41,0	5,88	26,72	14,04
S10	0,70	85,2	12,21	17,44	14,04

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\psi_{fad} = 0,50$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw}^{m\acute{a}x} - \sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$$

$$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x/m\acute{i}n} = \frac{V_{m\acute{a}x/m\acute{i}n} - V_c/2}{b_w \times d \times \rho_{sw}}$$

$$f \cdot f \cdot = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd}^{fad}}$$

$$\Delta f_{sd}^{fad} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 850$$

Seção	V _{máx} (tf)	V _{mín} (tf)	V _d /2 (tf)	σ _{sw} ^{máx} (tf/cm ²)	σ _{sw} ^{mín} (tf/cm ²)	Δσ _{sw} (tf/cm ²)	f.f.	ρ _{sw} (cm ² /m ²)
S0	120,70	88,13	65,7	2,52	1,03	1,50	1,76	30,68
S1	36,02	13,23	34,3	0,17	0,00	0,17	1,00	26,72
S2	38,70	18,17	30,4	0,92	0,00	0,92	1,08	25,01
S3	40,07	21,15	28,5	1,77	0,00	1,77	2,08	34,58
S4	28,86	10,91	27,5	0,25	0,00	0,25	1,00	2,06
S5	8,82	-8,82	27,1	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S6	-10,91	-28,86	27,5	0,00	0,25	0,25	1,00	2,06
S7	-21,15	-40,07	28,5	0,00	1,77	1,77	2,08	34,58
S8	-18,17	-38,70	30,4	0,00	0,92	0,92	1,08	25,01
S9	-13,23	-36,02	34,3	0,00	0,17	0,17	1,00	26,72
S10	-88,13	-120,70	65,7	1,03	2,52	1,50	1,76	30,68

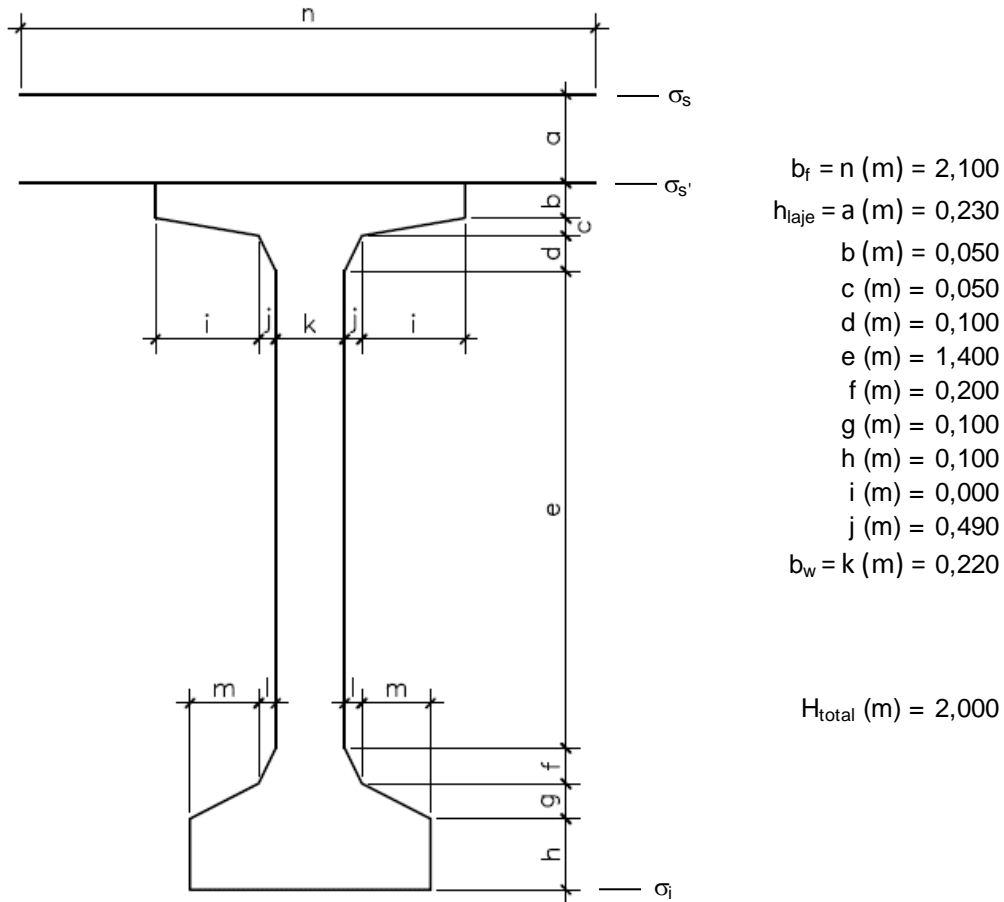
Determinação dos estribos e seus espaçamentos

$$s = (n \times A_s^{1perna}) / (\rho_{sw} \times ff \times b_w^{medio})$$

Seção	b _w (m)	ρ _{wu} (cm ² /m ²)	ρ _{wu} (Méd/Mín)	n	Φ (mm)	A _s ^{1perna}	S _{calculado} (cm)	S _{adotado} (cm)
S0	0,70	30,68	28,70	2	12,5	1,23	18,6	17,5
S1	0,22	26,72	25,87	2	8,0	0,50	17,7	17,5
S2	0,22	25,01	29,80	2	8,0	0,50	15,3	15,0
S3	0,22	34,58	18,32	2	8,0	0,50	24,9	22,5
S4	0,22	2,06	14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S5	0,22	14,04	14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S6	0,22	2,06	18,32	2	8,0	0,50	24,9	22,5
S7	0,22	34,58	29,80	2	8,0	0,50	15,3	15,0
S8	0,22	25,01	25,87	2	8,0	0,50	17,7	17,5
S9	0,22	26,72	28,70	2	12,5	1,23	18,6	17,5
S10	0,70	30,68						

Verificação do Estado Limite Último (Verificação à ruptura)

Seção S₅



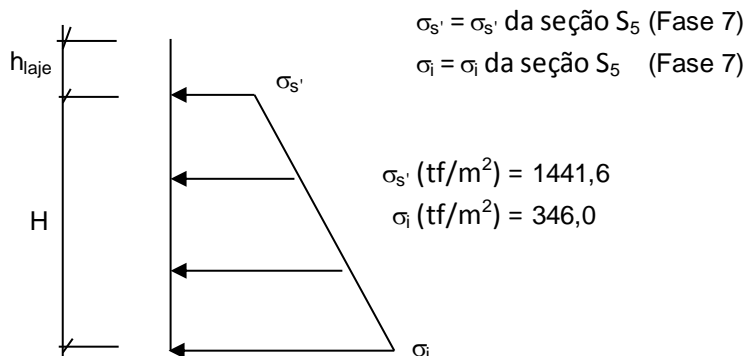
Materiais:

Concreto laje f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,laje}$ (kgf/cm²) = 318.758

Concreto viga f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,viga}$ (kgf/cm²) = 318.758

Aço: CP-190 RB E_{sp} (kgf/cm²) = 2.000.000

Tensões de peso próprio + protensão em $t = \infty$



Tensões no aço de protensão após as perdas ($t = \infty$)

	$\sigma_{sp}^{t=\infty}$ (kgf/cm ²)
C1	10.594
C2	10.663
C3	10.732
C4	11.087
C5	11.157
C6	0
C7	0
C8	0
C9	0

Solicitações atuantes na seção S₅

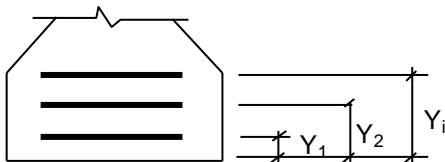
M_{g1} (tf.m) = 425,4

M_q (tf.m) = 558,9

M_{g2} (tf.m) = 280,4

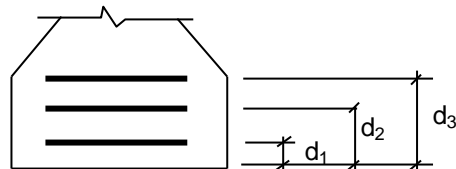
M_{g3} (tf.m) = 224,2

Cálculo do C.G. da armadura de protensão



	y (m)
C1	0,420
C2	0,270
C3	0,120
C4	0,120
C5	0,120
C6	
C7	
C8	
C9	

Cálculo do C.G. da armadura passiva complementar



1ª camada:

n° barras = 6

\varnothing_{barras} (mm) = 16

d_1 (m) = 0,060

C.G. (cm) = 0,060

2ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_2 (m) = 0,100

3ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

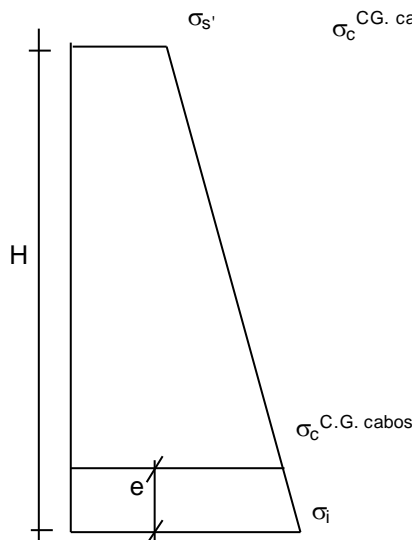
d_3 (m) = 0,150

Cálculo do pré-alongamento da armadura

$$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}} = \sigma_{sp}^{t=00} / E_{sp}$$

	$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}}$
C1	0,0053
C2	0,0053
C3	0,0054
C4	0,0055
C5	0,0056
C6	0,0000
C7	0,0000
C8	0,0000
C9	0,0000

Cálculo da deformação específica devida a descompressão do concreto



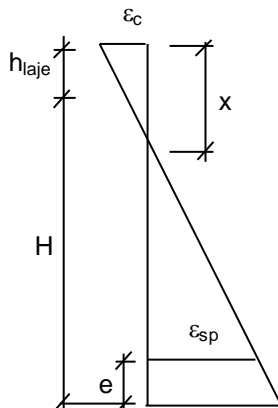
$$\sigma_c^{\text{C.G. cabos}} = [(H - e) * (\sigma_i - \sigma_s') / H] + \sigma_s'$$

$$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp.}} = \sigma_c^{\text{C.G. cabos}} / E_{cs}$$

	y (m)	σ_c (tf/m ²)	$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp}}$
C1	0,420	576,0	0,00018
C2	0,270	493,9	0,00015
C3	0,120	411,7	0,00013
C4	0,120	411,7	0,00013
C5	0,120	411,7	0,00013
C6	0,000	0,0	0,00000
C7	0,000	0,0	0,00000
C8	0,000	0,0	0,00000
C9	0,000	0,0	0,00000

Equilíbrio da seção:

Deformada admitida para a seção S₅



$$\varepsilon_c (\%) = 2,006$$

$$\varepsilon_{sp} (\%) = 10,000$$

$$x = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_{sp})] * [H - e + h_{laje}]$$

$$x (m) = 0,353$$

Cálculo da resultante de compressão

Lamela	y_{1i} (m)	y_{2i} (m)	B1 (m)	B2 (m)	ε_{ci} (‰)	σ_{cd} (tf/m ²)	F_i (tf)
1	0,000	0,046	2,100	2,100	1,88	2419	233,7
2	0,046	0,092	2,100	2,100	1,61	2338	225,9
3	0,092	0,138	2,100	2,100	1,35	2174	210,0
4	0,138	0,184	2,100	2,100	1,09	1926	186,1
5	0,184	0,230	2,100	2,100	0,83	1595	154,1
6	0,230	0,240	1,200	1,200	0,67	1353	16,2
7	0,240	0,250	1,200	1,200	0,61	1259	15,1
8	0,250	0,260	1,200	1,200	0,56	1162	13,9
9	0,260	0,270	1,200	1,200	0,50	1060	12,7
10	0,270	0,280	1,200	1,200	0,44	954	11,4
11	0,280	0,290	1,200	1,200	0,38	844	10,1
12	0,290	0,300	1,200	1,200	0,33	731	8,8
13	0,300	0,310	1,200	1,200	0,27	613	7,4
14	0,310	0,320	1,200	1,200	0,21	492	5,9
15	0,320	0,330	1,200	1,200	0,16	367	4,4
16	0,330	0,335	1,200	1,156	0,12	273	1,5
17	0,335	0,339	1,156	1,111	0,09	214	1,1
18	0,339	0,344	1,111	1,067	0,06	154	0,8
19	0,344	0,348	1,067	1,023	0,04	93	0,4
20	0,348	0,353	1,023	0,978	0,01	31	0,1
21	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0

$$R_{cc} \text{ (tf)} = 1119,6$$

$$C.G._{cc} \text{ (m)} = 0,122$$

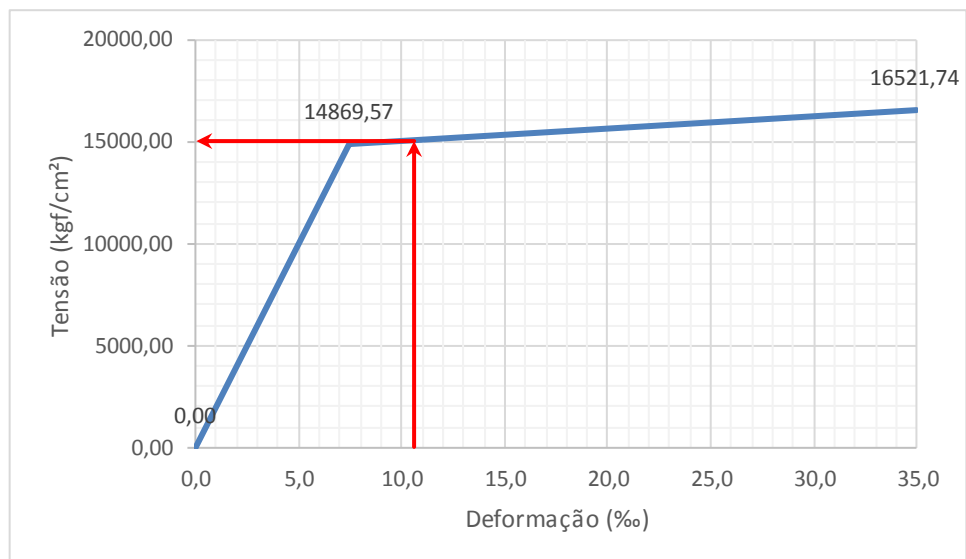
Cálculo da resultante de tração

$$\epsilon_{sp}^{total} = \epsilon_{sp}^{pré-along.} + \epsilon_{sp}^{descomp.} + \epsilon_{sp}$$

	y (m)	ϵ_{sp} (‰)	ϵ_{sp}^{total} (‰)
C1	0,420	5,13	10,611
C2	0,270	5,56	11,045
C3	0,120	10,00	15,495
C4	0,120	10,00	15,673
C5	0,120	10,00	15,708
C6	0,000	0,00	0,000
C7	0,000	0,00	0,000
C8	0,000	0,00	0,000
C9	0,000	0,00	0,000

Do diagrama tensão-deformação preconizado na NBR 6118, tem-se

$$f_{pyd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.869,6 \quad f_{ptd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 16.521,7$$



$$R_{st,CP} = A_{sp} \times \sigma_{sp}$$

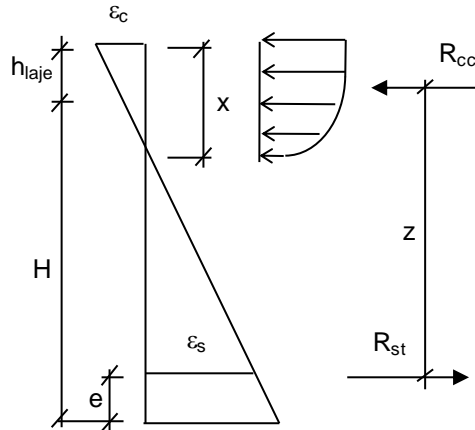
	σ_{sp} (kgf/cm ²)	A_{sp} (cm ²)	$R_{st,CP-190}$ (tf)
C1	15.060	14,00	210,84
C2	15.086	14,00	211,20
C3	15.353	14,00	214,94
C4	15.363	14,00	215,09
C5	15.365	14,00	215,12
C6	0	0,00	0,00
C7	0	0,00	0,00
C8	0	0,00	0,00
C9	0	0,00	0,00
$R_{st,CP}$ (tf) =			1.067,18

$$A_s^{CA-50} \text{ (cm}^2\text{)} = 12,064$$

$$R_{st,CA-50} = A_s^{CA-50} \times \sigma_s \quad R_{st,CA-50} \text{ (tf)} = 52,5$$

$$R_{st} = R_{st,CP} + R_{st,CA-50}$$

$$R_{st} \text{ (tf)} = 1.119,6$$



	z (m)
C1	1,688
C2	1,838
C3	1,988
C4	1,988
C5	1,988
C6	0,000
C7	0,000
C8	0,000
C9	0,000
CA-50	2,048

$$z = H + h_{laje} - C.G._{cc} - e$$

$$M_i = R_{st,i} * z_i$$

$$z = \Sigma M_i / R_{st}$$

$$z \text{ (m)} = 1,906$$

Assim temos:


$$M_u = R_{st} * z \quad M_u \text{ (tf.m)} = 2.134$$

$$M_d = 1,35 * (M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}) + 1,5 * (M_q) + \Delta F_{sd} * z$$

$$\Delta F_{sd} \text{ (tf)} = 0,00$$

$$M_d \text{ (tf.m)} = 2.094$$

Então: $M_u / M_d = 1,02 > 1,00$ (Atende)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 65/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

5.2 VIGAS DE 38,7m

Características geométricas das seções

As características das seções serão calculadas considerando contribuição das armaduras passivas principais (superior e inferior), além das armaduras ativas.

As características das seções do conjunto viga+laje serão calculadas considerando a relação entre os módulos de elasticidade do concreto da viga e da laje, n.

$$f_{ck,viga} \text{ (MPa)} = 40 \quad f_{ck,laje} \text{ (MPa)} = 40 \quad \text{tipo de agregado considerado: granito ou gnaissse}$$

$$E_{CS,viga} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad E_{CS,laje} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad n = 1,00$$

$$E_s \text{ (MPa)} = 200.000 \quad \alpha = 6,27$$

Viga Isolada

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,700	0,050	1,900	1,850	0,048	1,877	0,089	0,167	0,000
4	0,700	0,700	1,450	1,850	0,400	1,015	1,125	1,142	1,285	0,178
5	0,700	0,700	0,200	0,400	0,200	0,140	0,300	0,042	0,013	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,463 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 2,101 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,519 & V_s' \text{ (m)} &= 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,541 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,499 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,463 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,541 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,519 & V_i \text{ (m)} &= 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,499
 \end{aligned}$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 1,135 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369
 \end{aligned}$$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 1,135 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A$$
 (m²) = 0,731

$$V_s$$
 (m) = -

$$w_s$$
 (m³) = -

$$H$$
 (m) = 2,000

$$V_s'$$
 (m) = 0,981

$$w_s'$$
 (m³) = 0,383

$$I_z$$
 (m⁴) = 0,376

$$V_i$$
 (m) = 1,019

$$w_i$$
 (m³) = 0,369

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A$$
 (m²) = 0,731

$$I_{zi}$$
 (m⁴) = 1,135

$$V_s$$
 (m) = -

$$w_s$$
 (m³) = -

$$H$$
 (m) = 2,000

$$I_z$$
 (m⁴) = 0,376

$$V_s'$$
 (m) = 0,981

$$w_s'$$
 (m³) = 0,383

$$A_{s,sup}$$
 (cm²) = 0,00

$$A_{s,inf}$$
 (cm²) = 0,00

$$V_i$$
 (m) = 1,019

$$w_i$$
 (m³) = 0,369

$$Y_{As,sup}$$
 (m) = 0,000

$$Y_{As,inf}$$
 (m) = 0,000

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A$$
 (m²) = 0,731

$$V_s$$
 (m) = -

$$w_s$$
 (m³) = -

$$H$$
 (m) = 2,000

$$V_s'$$
 (m) = 0,981

$$w_s'$$
 (m³) = 0,383

$$I_z$$
 (m⁴) = 0,376

$$V_i$$
 (m) = 1,019

$$w_i$$
 (m³) = 0,369

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s (cm^2)$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y (m)$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $I_z (m^4) = 0,376$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$

Seção S5

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s (cm^2)$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y (m)$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $I_z (m^4) = 0,376$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$

Conjunto viga + laje

$h_{laj e} (m) = 0,23$ intereixo de vigas (m) = 2,750

Vigas centrais

Seção S0

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,633$ $I_{zi} (m^4) = 0,011$ $V_s (m) = 0,115$
 $H (m) = 0,230$ $I_z (m^4) = 0,003$ $V_i (m) = 0,115$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

$A (m^2) = 2,095$ $V_s (m) = 0,865$ $w_s (m^3) = 1,193$
 $H (m) = 2,230$ $V_s' (m) = 0,635$ $w_s' (m^3) = 1,625$
 $I_z (m^4) = 1,032$ $V_i (m) = 1,365$ $w_i (m^3) = 0,756$

Seção S1

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,633$ $I_{zi} (m^4) = 0,011$ $V_s (m) = 0,115$
 $H (m) = 0,230$ $I_z (m^4) = 0,003$ $V_i (m) = 0,115$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

$A (m^2) = 1,364$ $V_s (m) = 0,703$ $w_s (m^3) = 1,119$
 $H (m) = 2,230$ $V_s' (m) = 0,473$ $w_s' (m^3) = 1,663$
 $I_z (m^4) = 0,786$ $V_i (m) = 1,527$ $w_i (m^3) = 0,514$

Seção S2

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,633$ $I_{zi} (m^4) = 0,011$ $V_s (m) = 0,115$
 $H (m) = 0,230$ $I_z (m^4) = 0,003$ $V_i (m) = 0,115$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

$$A (m^2) = 1,364$$

$$V_s (m) = 0,703$$

$$w_s (m^3) = 1,119$$

$$H (m) = 2,230$$

$$V_s' (m) = 0,473$$

$$w_s' (m^3) = 1,663$$

$$I_z (m^4) = 0,786$$

$$V_i (m) = 1,527$$

$$w_i (m^3) = 0,514$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,633$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,011$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$H (m) = 0,230$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$A (m^2) = 1,364$$

$$V_s (m) = 0,703$$

$$w_s (m^3) = 1,119$$

$$H (m) = 2,230$$

$$V_s' (m) = 0,473$$

$$w_s' (m^3) = 1,663$$

$$I_z (m^4) = 0,786$$

$$V_i (m) = 1,527$$

$$w_i (m^3) = 0,514$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,633$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,011$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$H (m) = 0,230$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$A (m^2) = 1,364$$

$$V_s (m) = 0,703$$

$$w_s (m^3) = 1,119$$

$$H (m) = 2,230$$

$$V_s' (m) = 0,473$$

$$w_s' (m^3) = 1,663$$

$$I_z (m^4) = 0,786$$

$$V_i (m) = 1,527$$

$$w_i (m^3) = 0,514$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,633$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,011$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$H (m) = 0,230$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,364$	$V_s \text{ (m)} = 0,703$	$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,119$
$H \text{ (m)} = 2,230$	$V_s' \text{ (m)} = 0,473$	$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,663$
$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,786$	$V_i \text{ (m)} = 1,527$	$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,514$

Vigas de bordo

Seção S0

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,546$	$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010$	$V_s \text{ (m)} = 0,115$
$H \text{ (m)} = 0,230$	$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$	$V_i \text{ (m)} = 0,115$
$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$	$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$	
$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$	$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$	

$A \text{ (m}^2\text{)} = 2,009$	$V_s \text{ (m)} = 0,898$	$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,093$
$H \text{ (m)} = 2,230$	$V_s' \text{ (m)} = 0,668$	$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,470$
$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,981$	$V_i \text{ (m)} = 1,332$	$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,736$

Seção S1

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,546$	$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010$	$V_s \text{ (m)} = 0,115$
$H \text{ (m)} = 0,230$	$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$	$V_i \text{ (m)} = 0,115$
$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$	$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$	
$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$	$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$	

$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,277$	$V_s \text{ (m)} = 0,742$	$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,015$
$H \text{ (m)} = 2,230$	$V_s' \text{ (m)} = 0,512$	$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,471$
$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,754$	$V_i \text{ (m)} = 1,488$	$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,507$

Seção S2

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,546$	$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010$	$V_s \text{ (m)} = 0,115$
$H \text{ (m)} = 0,230$	$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$	$V_i \text{ (m)} = 0,115$
$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$	$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$	
$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$	$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$	

$A (m^2) = 1,277$	$V_s (m) = 0,742$	$w_s (m^3) = 1,015$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,512$	$w_s' (m^3) = 1,471$
$I_z (m^4) = 0,754$	$V_i (m) = 1,488$	$w_i (m^3) = 0,507$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$A (m^2) = 0,546$	$I_{zi} (m^4) = 0,010$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,002$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,277$	$V_s (m) = 0,742$	$w_s (m^3) = 1,015$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,512$	$w_s' (m^3) = 1,471$
$I_z (m^4) = 0,754$	$V_i (m) = 1,488$	$w_i (m^3) = 0,507$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$A (m^2) = 0,546$	$I_{zi} (m^4) = 0,010$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,002$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,277$	$V_s (m) = 0,742$	$w_s (m^3) = 1,015$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,512$	$w_s' (m^3) = 1,471$
$I_z (m^4) = 0,754$	$V_i (m) = 1,488$	$w_i (m^3) = 0,507$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$A (m^2) = 0,546$	$I_{zi} (m^4) = 0,010$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,002$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$$A (m^2) = 1,277$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,754$$

$$V_s (m) = 0,742$$

$$V_s' (m) = 0,512$$

$$V_i (m) = 1,488$$

$$w_s (m^3) = 1,015$$

$$w_s' (m^3) = 1,471$$

$$w_i (m^3) = 0,507$$

Resumo das características das seções

Viga isolada

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	1,463	0,519	-	0,960	1,040	-	0,541	0,499
S1	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S2	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S3	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S4	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S5	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369

Conjunto viga+laje

Vigas centrais

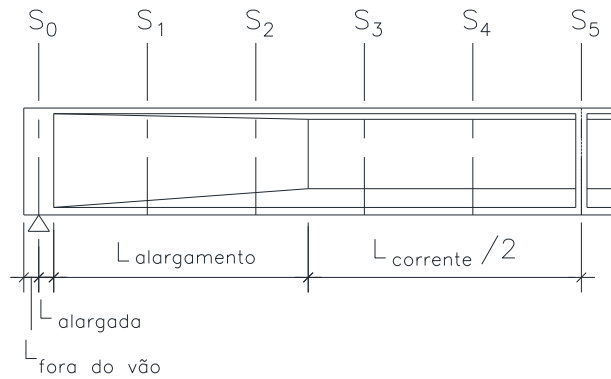
	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,095	1,032	0,865	0,635	1,365	1,193	1,625	0,756
S1	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S2	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S3	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S4	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S5	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514

Vigas de bordo

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,009	0,981	0,898	0,668	1,332	1,093	1,470	0,736
S1	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S2	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S3	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S4	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S5	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507

Cargas permanentes

Peso próprio da viga



$L_{teórico} (m) = 38,10$
 $\Delta S (m) = 3,810$

$\gamma_{concreto} (tf/m^3) = 2,50$

$L_{fora do vão} (m) = 0,300$
 $L_{alargada} (m) = 0,900$
 $L_{alargamento} (m) = 0,300$
 $L_{corrente} (m) = 35,700$

$g_{fora do vão} (tf/m) = 3,656$
 $g_{alargada} (tf/m) = 3,656$
 $g_{corrente} (tf/m) = 1,828$

$n_{septos de vão} = 1$

$X_{septo de vão 1} (m) = -$
 $X_{septo de vão 2} (m) = -$
 $e_{septos de vão} (m) = 0,000$

$R_{g1} (tf) = 37,83$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s (tf/m^2)$	$\sigma_s' (tf/m^2)$	$\sigma_i (tf/m^2)$
S0	36,7	0,0	-	0,0	0,0
S1	27,9	120,4	-	314,3	-326,6
S2	20,9	213,3	-	556,7	-578,4
S3	13,9	279,6	-	729,8	-758,2
S4	7,0	319,4	-	833,7	-866,2
S5	0,0	332,6	-	868,3	-902,1

Diagrama de Cortante (tf)

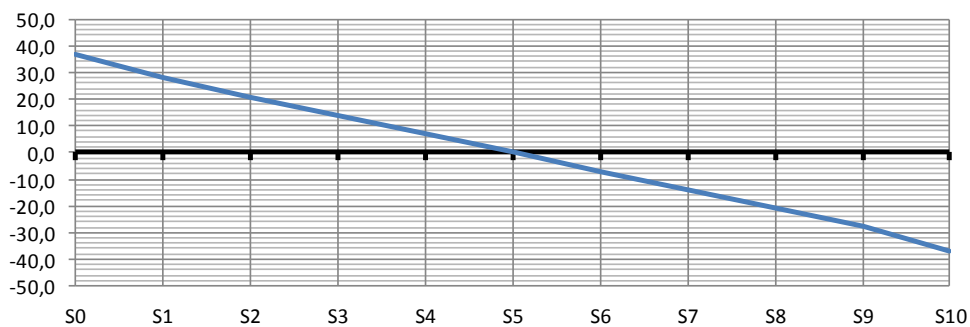
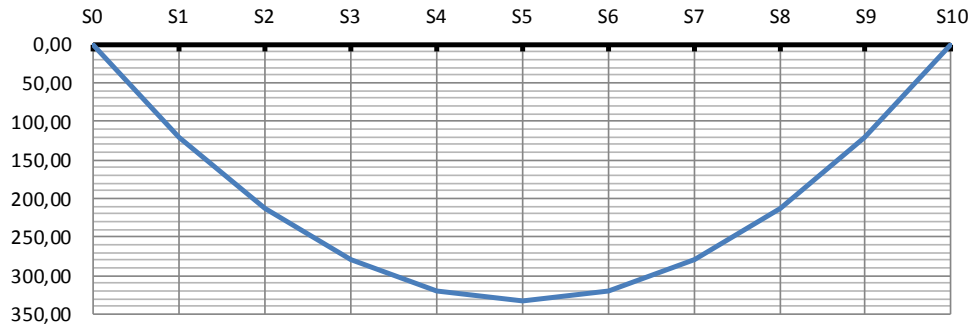


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Peso próprio da laje e transversinas

Vigas centrais

$L_{\text{fora do vão}} (m) = 1,050$

$g_2 (tf/m) = 1,581$

$P_{\text{transv. de vão}} (tf) = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} (tf) = 1,000$

$R_{g2} (tf) = 32,78$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s (tf/m^2)$	$\sigma_s' (tf/m^2)$	$\sigma_i (tf/m^2)$
S0	30,12	0,00	-	0,0	0,0
S1	24,10	103,29	-	269,6	-280,1
S2	18,07	183,63	-	479,4	-498,0
S3	12,05	241,01	-	629,1	-653,7
S4	6,02	275,44	-	719,0	-747,0
S5	0,00	286,92	-	749,0	-778,2

Diagrama de Cortante (tf)

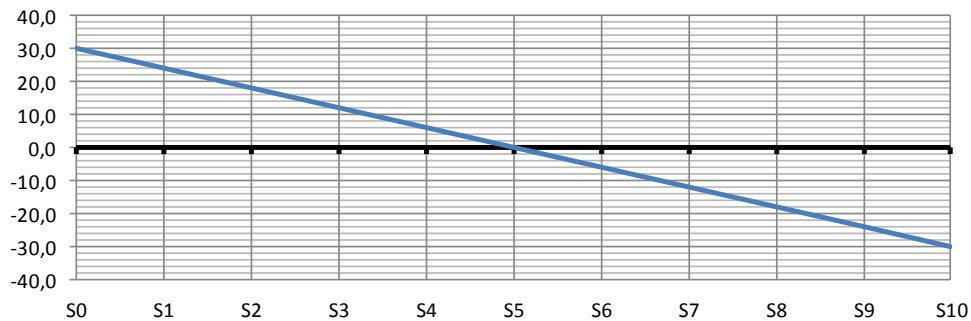
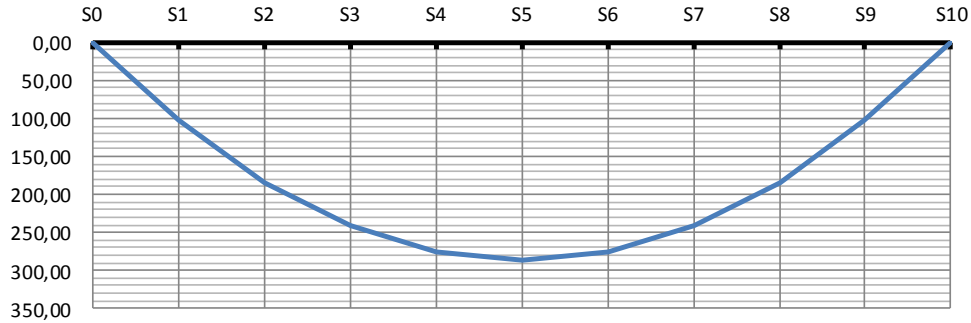


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_2 \text{ (tf/m)} = 1,366$

$P_{\text{transv. de vão}} \text{ (tf)} = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} \text{ (tf)} = 0,500$

$R_{g_2} \text{ (tf)} = 27,95$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	26,02	0,00	-	0,0	0,0
S1	20,81	89,21	-	232,9	-241,9
S2	15,61	158,59	-	414,0	-430,1
S3	10,41	208,15	-	543,4	-564,5
S4	5,20	237,88	-	621,0	-645,2
S5	0,00	247,79	-	646,9	-672,1

Diagrama de Cortante (tf)

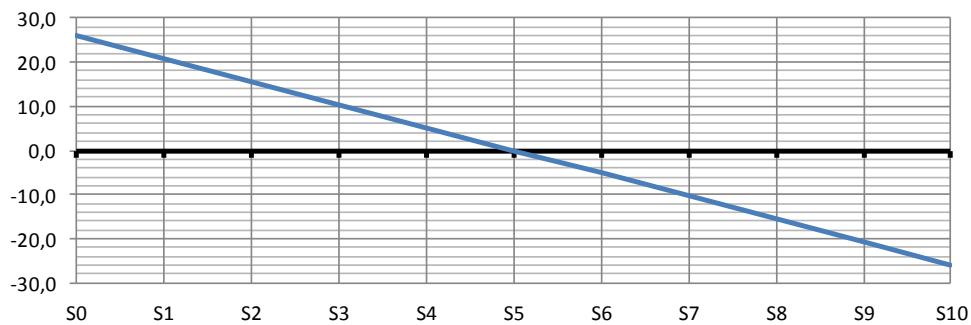
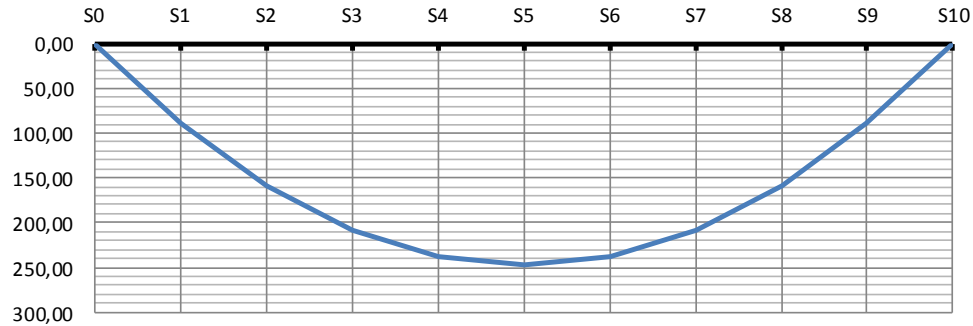


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Sobrecarga Permanente Rodoviária

Vigas centrais

$$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070 \qquad L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$$

$$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,750$$

$$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40 \qquad g_3 \text{ (tf/m)} = 0,462$$

$$R_{g_3} \text{ (tf)} = 9,29$$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	8,80	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	7,04	30,18	27,0	18,1	-58,7
S2	5,28	53,65	48,0	32,3	-104,3
S3	3,52	70,42	63,0	42,3	-136,9
S4	1,76	80,48	71,9	48,4	-156,4
S5	0,00	83,83	74,9	50,4	-163,0

Diagrama de Cortante (tf)

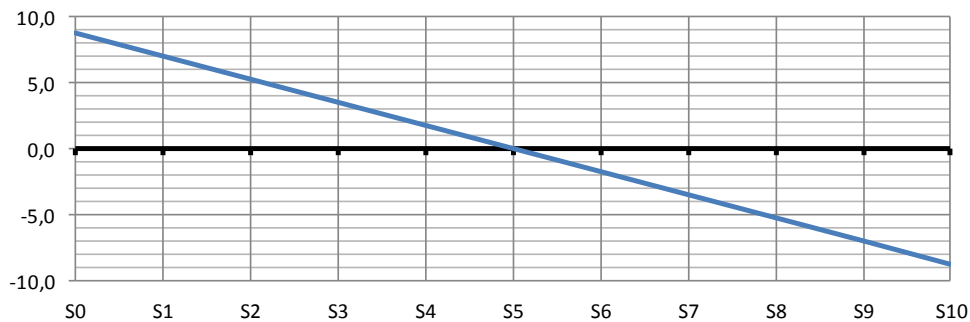
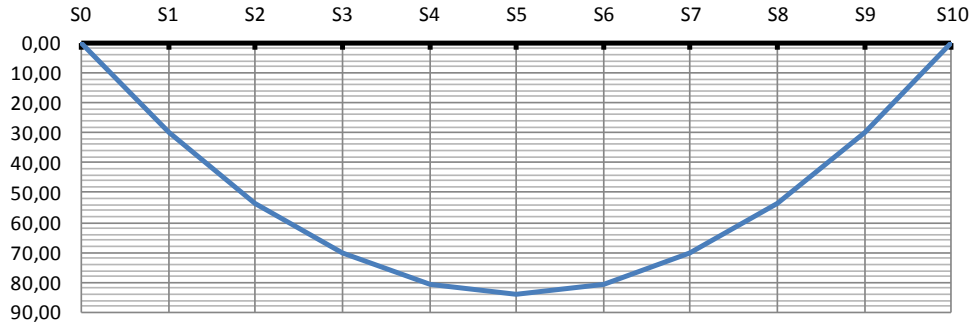


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

- $b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$
- $b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$
- $b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$
- $h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$
- $b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 1,975$
- $\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$
- $h_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,10$
- $b_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,40$
- $L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$
- $g_{\text{guarda-rodas}} \text{ (tf/m)} = 0,580$
- $g_{\text{guarda corpo}} \text{ (tf/m)} = 0,000$
- $g_{\text{passeio}} \text{ (tf/m)} = 0,000$
- $g_{\text{pingadeiras}} \text{ (tf/m)} = 0,100$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 1,012$

$R_{g_3} \text{ (tf)} = 20,34$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_s' \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (tf/m}^2\text{)}$
S0	19,27	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	15,42	66,09	65,1	44,9	-130,5
S2	11,56	117,50	115,7	79,9	-232,0
S3	7,71	154,22	151,9	104,8	-304,5
S4	3,85	176,25	173,6	119,8	-347,9
S5	0,00	183,59	180,8	124,8	-362,4

Diagrama de Cortante (tf)

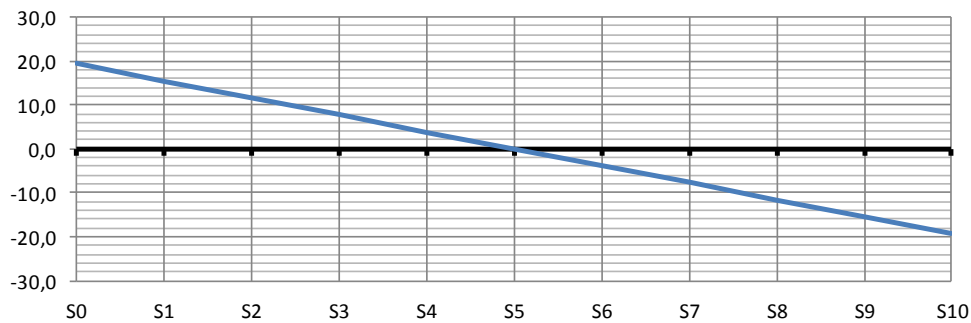
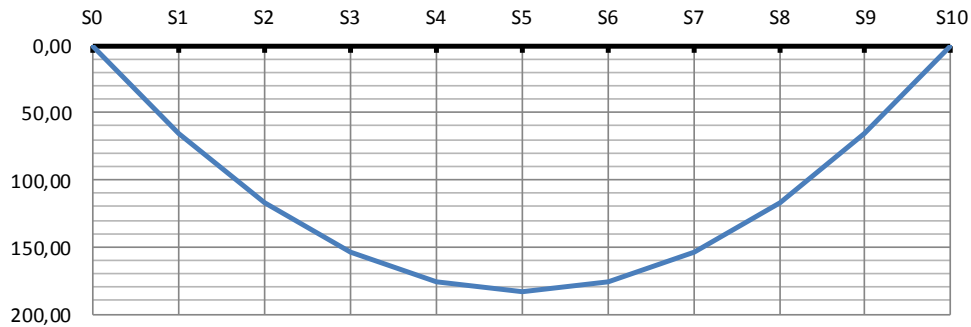


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Carga móvel rodoviária

$L_{transv} (m) = 13,00$

$n_{vigas} = 5$

	$X_i (m)$	X_i^2	R_{V1}	R_{V2}	R_{V3}	R_{V4}	R_{V5}	R_{V6}
V1	5,50	30,25	0,600	0,400	0,200	0,000	-0,200	-
V2	2,75	7,56	0,400	0,300	0,200	0,100	0,000	-
V3	0,00	0,00	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	-
V4	-2,75	7,56	0,000	0,100	0,200	0,300	0,400	-
V5	-5,50	30,25	-0,200	0,000	0,200	0,400	0,600	-
V6		-	-	-	-	-	-	-
	ΣX_i^2	75,625						

$L_{teórico} (m) = 38,10$

$P (tf/roda) = 6,000$

$q_{multidão} (tf/m^2) = 0,500$

$q_{passeio} (tf/m^2) = 0,000$

Coefficiente de impacto vertical (CIV)

$CIV = 1,35$ para vãos menores que 10m

$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L + 50} \right)$ para vãos maiores que 10m

$CIV = 1,24$

Coefficiente do número de faixas (CNF)

$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9$

$n_{faixas} = 2$

$CNF = 1,00$

Coefficiente de impacto adicional (CIA)

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

CIA = 1,25

Aplicado apenas nas seções a uma distância normal à junta inferior a 5m.

Trem-tipo para V1 (viga de bordo)

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$i = 0,073$

$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$

$L_{\text{c.m.}} \text{ (m)} = 8,850$

	X (m)	Y
a	6,500	0,673
b	6,500	0,673
c	6,100	0,644
d	5,600	0,607
e	3,600	0,462
f	-2,750	0,000
g	-6,100	-0,244
h	-6,500	-0,273
i	-6,500	-0,273

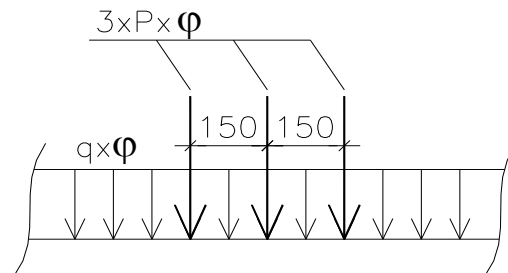
$P \text{ (tf/eixo)} = 6,415$ (sem impacto)

$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,424$ (sem impacto)

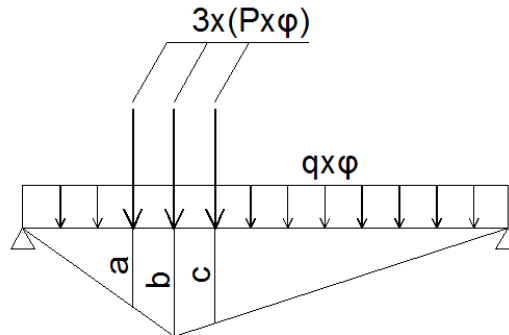
$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

$P \text{ (tf/eixo)} = 7,958$ (com CIV e CNF)

$q_{\text{total}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,767$ (com CIV e CNF)

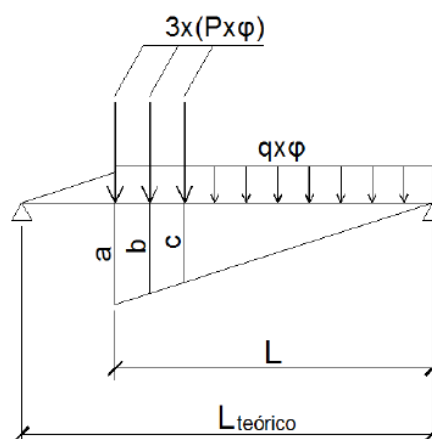


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	3,81	3,129	3,429	3,279	242,11
S2	7,62	5,496	6,096	5,796	343,54
S3	11,43	7,101	8,001	7,551	449,56
S4	15,24	8,244	9,144	8,544	514,12
S5	19,05	8,775	9,525	8,775	536,04
S6	22,86	8,244	9,144	8,544	514,12
S7	26,67	7,101	8,001	7,551	449,56
S8	30,48	5,496	6,096	5,796	343,54
S9	34,29	3,129	3,429	3,279	242,11
S10	38,10	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	38,10	1,000	0,961	0,921	70,74
S1	3,81	34,29	0,900	0,861	0,821	59,76
S2	7,62	30,48	0,800	0,761	0,721	39,70
S3	11,43	26,67	0,700	0,661	0,621	32,26
S4	15,24	22,86	0,600	0,561	0,521	25,50
S5	19,05	19,05	0,500	0,461	0,421	19,41
S6	22,86	15,24	0,400	0,361	0,321	13,99
S7	26,67	11,43	0,300	0,261	0,221	9,25
S8	30,48	7,62	0,200	0,161	0,121	5,18
S9	34,29	3,81	0,100	0,061	0,021	2,23
S10	38,10	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V1

	V _{C.M.} (tf)	M _{C.M.} (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	70,74	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	59,76	242,11	238,4	164,6	-478,0
S2	39,70	343,54	338,3	233,5	-678,2
S3	32,26	449,56	442,7	305,5	-887,5
S4	25,50	514,12	506,3	349,4	-1015,0
S5	19,41	536,04	527,9	364,3	-1058,2
S6	13,99	514,12	506,3	349,4	-1015,0
S7	9,25	449,56	442,7	305,5	-887,5
S8	5,18	343,54	338,3	233,5	-678,2
S9	2,23	242,11	238,4	164,6	-478,0
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Trem-tipo para V2 (viga central)

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$i = 0,036$

$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$

$L_{C.M.} \text{ (m)} = 11,600$

	X (m)	Y
a	6,500	0,436
b	6,500	0,436
c	6,100	0,422
d	5,600	0,404
e	3,600	0,331
f	-5,500	0,000
g	-6,100	-0,022
h	-6,500	-0,036
i	-6,500	-0,036

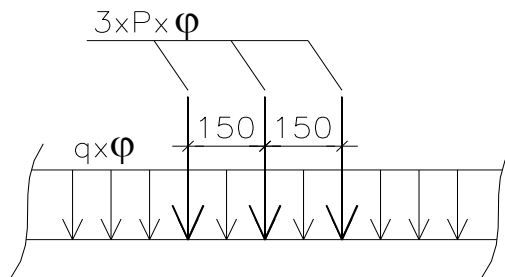
$$P \text{ (tf/eixo)} = 4,407 \quad \text{(sem impacto)}$$

$$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,223 \quad \text{(sem impacto)}$$

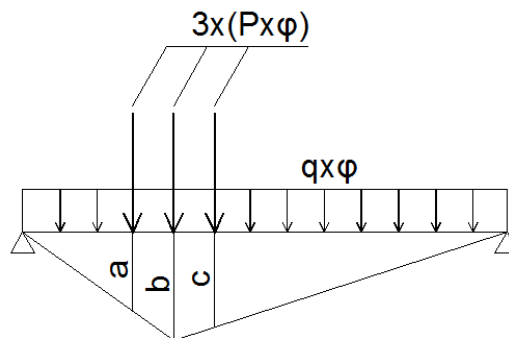
$$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$$

$$P \text{ (tf/eixo)} = 5,468 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

$$p \text{ (tf/m)} = 1,518 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

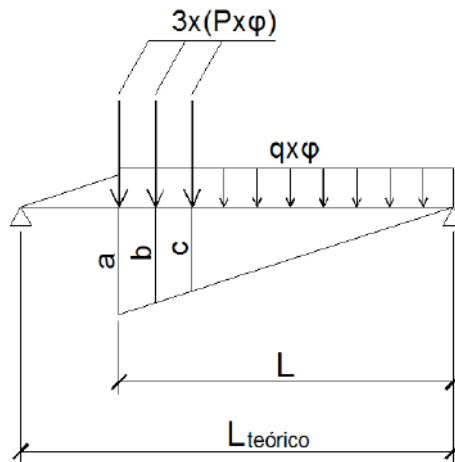


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	3,81	3,129	3,429	3,279	191,15
S2	7,62	5,496	6,096	5,796	271,32
S3	11,43	7,101	8,001	7,551	355,18
S4	15,24	8,244	9,144	8,544	406,15
S5	19,05	8,775	9,525	8,775	423,42
S6	22,86	8,244	9,144	8,544	406,15
S7	26,67	7,101	8,001	7,551	355,18
S8	30,48	5,496	6,096	5,796	271,32
S9	34,29	3,129	3,429	3,279	191,15
S10	38,10	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	38,10	1,000	0,961	0,921	55,84
S1	3,81	34,29	0,900	0,861	0,821	46,92
S2	7,62	30,48	0,800	0,761	0,721	30,98
S3	11,43	26,67	0,700	0,661	0,621	25,00
S4	15,24	22,86	0,600	0,561	0,521	19,60
S5	19,05	19,05	0,500	0,461	0,421	14,78
S6	22,86	15,24	0,400	0,361	0,321	10,54
S7	26,67	11,43	0,300	0,261	0,221	6,88
S8	30,48	7,62	0,200	0,161	0,121	3,79
S9	34,29	3,81	0,100	0,061	0,021	1,60
S10	38,10	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V2

	V _{C.M.} (tf)	M _{C.M.} (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	55,84	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	46,92	191,15	170,9	114,9	-371,6
S2	30,98	271,32	242,6	163,2	-527,4
S3	25,00	355,18	317,5	213,6	-690,4
S4	19,60	406,15	363,1	244,2	-789,5
S5	14,78	423,42	378,6	254,6	-823,1
S6	10,54	406,15	363,1	244,2	-789,5
S7	6,88	355,18	317,5	213,6	-690,4
S8	3,79	271,32	242,6	163,2	-527,4
S9	1,60	191,15	170,9	114,9	-371,6
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Cálculo da Protensão - Vigas de Bordo

Módulo de elasticidade do cabo → E_p (MPa) = 200.000
 E_p (kgf/cm²) = 2.000.000

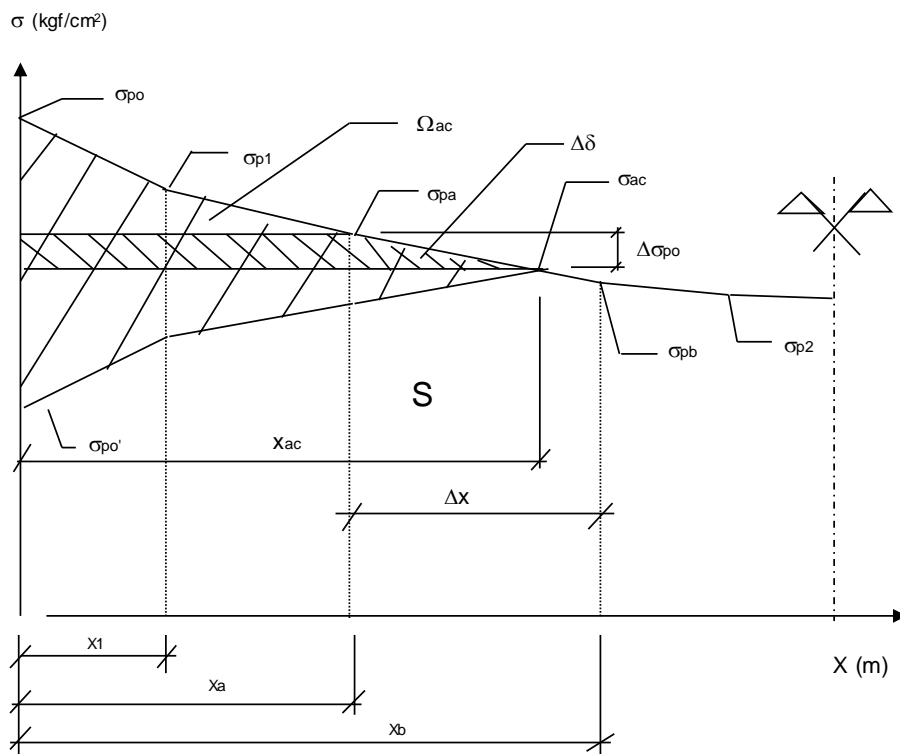
Tensão inicial no cabo:

$$\begin{aligned} \text{Pós-Tensão - } \sigma_{p0} &\leq \begin{cases} -0,74 * f_{ptk} = 14060 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,82 * f_{pk} = 14022 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \end{cases} \\ \text{Pré-Tensão - } \sigma_{p0} &\leq \begin{cases} -0,77 * f_{ptk} = 14630 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,85 * f_{pk} = 14535 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

onde: f_{ptk} (kg/cm²) = 19.000
 f_{pk} (kgf/cm²) = 17.100

Cabo	Etapa	Sistema
C1	1	Viga isolada
C2	1	Viga isolada
C3	1	Viga isolada
C4	2	Viga isolada
C5	2	Viga isolada
C6		-
C7		-
C8		-
C9		-

Cálculo das perdas imediatas de protensão



A tensão após as perdas por atrito é dada por:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} * e^{-\mu(\alpha + k * x)}$$

- onde:
- $\sigma_{p0}(x)$ é a tensão no cabo após perdas por atrito numa seção situada à uma distância (x) da ancoragem do cabo.
 - (x) é a distância entre a ancoragem e a seção da viga onde está sendo calculada a tensão $\sigma_{p0}(x)$.
 - μ é o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha. Adota-se $\mu = 0,20$.
 - K é o desvio angular por unidade de comprimento. Adota-se $K = 0,01$ rad/m.
 - α é variação angular entre a ancoragem e a seção em (x).

Cabo C1

Unidade de protensão → 9 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 177

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 12,6$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(recuo da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	L- x_i (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	38,40	1,700	8,000		16,00	1,000	14022
S1	4,040	34,36	1,150	6,900	1,10	14,90	0,988	13856
S2	7,830	30,57	0,763	4,700	3,30	12,70	0,973	13646
S3	11,620	26,78	0,520	2,600	5,40	10,60	0,959	13444
S4	15,410	22,99	0,422	0,400	7,60	8,40	0,944	13240
S5	19,200	19,20	0,420	0,000	8,00	8,00	0,936	13122
S6	22,990	15,41	0,422	-0,400	8,40	7,60	0,944	13240
S7	26,780	11,62	0,520	-2,600	10,60	5,40	0,959	13444
S8	30,570	7,83	0,763	-4,700	12,70	3,30	0,973	13646
S9	34,360	4,04	1,150	-6,900	14,90	1,10	0,988	13856
S10	38,400	0,00	1,700	-8,000	16,00		1,000	14022

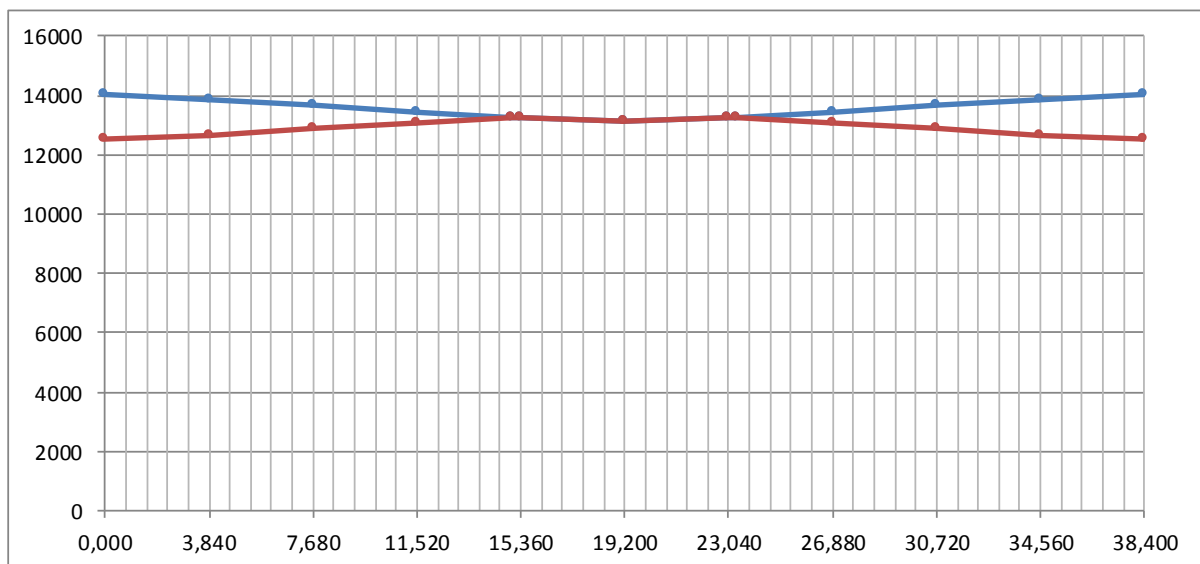
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 130 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem esquerda)*}$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 130 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem direita)*}$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0
S1	12664	159,6	1,019	0,131	158,4	-19,2	20,7
S2	12874	162,2	1,019	-0,257	161,7	-13,3	-41,5
S3	13076	164,8	1,019	-0,499	164,6	-7,5	-82,1
S4	13240	166,8	1,019	-0,597	166,8	-1,2	-99,5
S5	13122	165,3	1,019	-0,599	165,3	0,0	-99,1
S6	13240	166,8	1,019	-0,597	166,8	1,2	-99,5
S7	13076	164,8	1,019	-0,499	164,6	7,5	-82,1
S8	12874	162,2	1,019	-0,257	161,7	13,3	-41,5
S9	12664	159,6	1,019	0,131	158,4	19,2	20,7
S10	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C2

Unidade de protensão → 9 $\phi 15,2$ Força de puxada (tf) → 177

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} (\text{kgf/cm}^2) = 14.022$$

$$k (\text{rad/m}) = 0,01$$

$$A_{sp} (\text{cm}^2) = 12,6$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta (\text{mm}) = 6,0 \quad (\text{recuo da ancoragem})$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	38,40	1,350	6,500		13,00	1,000	14022
S1	4,040	34,36	0,890	6,400	0,10	12,90	0,992	13904
S2	7,830	30,57	0,539	4,200	2,30	10,70	0,977	13694
S3	11,620	26,78	0,333	2,000	4,50	8,50	0,962	13486
S4	15,410	22,99	0,270	0,000	6,50	6,50	0,948	13291
S5	19,200	19,20	0,270	0,000	6,50	6,50	0,941	13191
S6	22,990	15,41	0,270	0,000	6,50	6,50	0,948	13291
S7	26,780	11,62	0,333	-2,000	8,50	4,50	0,962	13486
S8	30,570	7,83	0,539	-4,200	10,70	2,30	0,977	13694
S9	34,360	4,04	0,890	-6,400	12,90	0,10	0,992	13904
S10	38,400	0,00	1,350	-6,500	13,00		1,000	14022

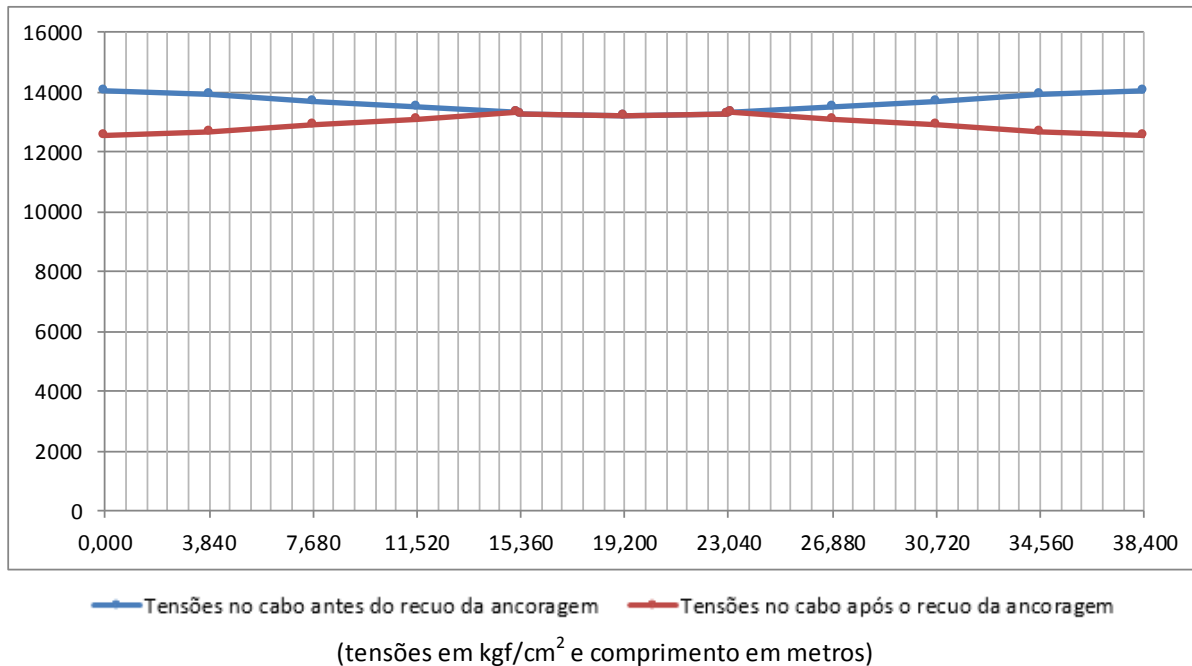
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 131 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 131 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,310	0,0	0,0	0,0
S1	12697	160,0	1,019	-0,129	159,0	-17,8	-20,5
S2	12907	162,6	1,019	-0,480	162,2	-11,9	-77,9
S3	13115	165,2	1,019	-0,687	165,1	-5,8	-113,4
S4	13291	167,5	1,019	-0,749	167,5	0,0	-125,5
S5	13191	166,2	1,019	-0,749	166,2	0,0	-124,5
S6	13291	167,5	1,019	-0,749	167,5	0,0	-125,5
S7	13115	165,2	1,019	-0,687	165,1	5,8	-113,4
S8	12907	162,6	1,019	-0,480	162,2	11,9	-77,9
S9	12697	160,0	1,019	-0,129	159,0	17,8	-20,5
S10	0	0,0	1,040	0,310	0,0	0,0	0,0



Cabo C3

Unidade de protensão → 9 Ø15,2 Força de puxada (tf) → 177

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 12,6$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(recuo da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	38,40	1,000	5,000		10,00	1,000	14022
S1	4,040	34,36	0,647	5,00	0,00	10,00	0,992	13909
S2	7,830	30,57	0,338	3,80	1,20	8,80	0,980	13746
S3	11,620	26,78	0,159	1,60	3,40	6,60	0,966	13538
S4	15,410	22,99	0,120	0,00	5,00	5,00	0,953	13361
S5	19,200	19,20	0,120	0,00	5,00	5,00	0,946	13260
S6	22,990	15,41	0,120	0,00	5,00	5,00	0,953	13361
S7	26,780	11,62	0,159	-1,60	6,60	3,40	0,966	13538
S8	30,570	7,83	0,338	-3,80	8,80	1,20	0,980	13746
S9	34,360	4,04	0,647	-5,00	10,00	0,00	0,992	13909
S10	38,400	0,00	1,000	-5,00	10,00		1,000	14022

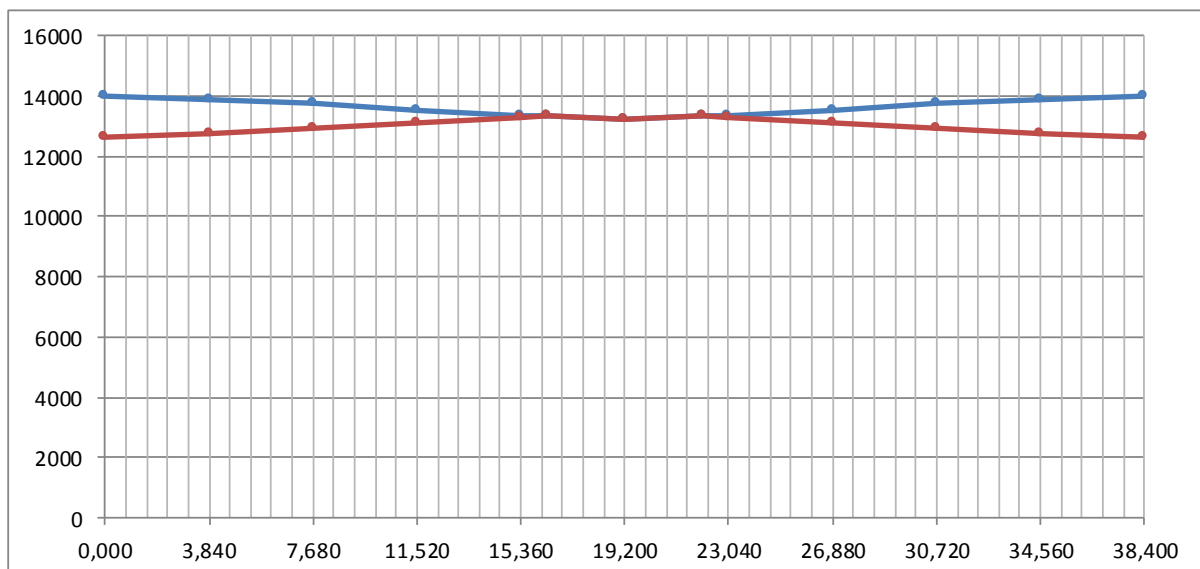
Δl^{esq} (mm) = 131 (alongamento previsto na ancoragem esquerda)*

Δl^{dir} (mm) = 131 (alongamento previsto na ancoragem direita)*

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0
S1	12764	160,8	1,019	-0,373	160,2	-14,0	-59,7
S2	12927	162,9	1,019	-0,681	162,5	-10,8	-110,7
S3	13135	165,5	1,019	-0,860	165,4	-4,6	-142,2
S4	13312	167,7	1,019	-0,899	167,7	0,0	-150,8
S5	13260	167,1	1,019	-0,899	167,1	0,0	-150,2
S6	13312	167,7	1,019	-0,899	167,7	0,0	-150,8
S7	13135	165,5	1,019	-0,860	165,4	4,6	-142,2
S8	12927	162,9	1,019	-0,681	162,5	10,8	-110,7
S9	12764	160,8	1,019	-0,373	160,2	14,0	-59,7
S10	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C4

Unidade de protensão → 9 $\varnothing 15,2$ Força de puxada (tf) → 177

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 12,6$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad (\text{reco da ancoragem})$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	38,40	0,650	3,500		7,00	1,000	14022
S1	4,040	34,36	0,403	3,50	0,00	7,00	0,992	13909
S2	7,830	30,57	0,191	2,30	1,20	5,80	0,980	13746
S3	11,620	26,78	0,120	0,00	3,50	3,50	0,965	13534
S4	15,410	22,99	0,120	0,00	3,50	3,50	0,958	13431
S5	19,200	19,20	0,120	0,00	3,50	3,50	0,951	13330
S6	22,990	15,41	0,120	0,00	3,50	3,50	0,958	13431
S7	26,780	11,62	0,120	0,00	3,50	3,50	0,965	13534
S8	30,570	7,83	0,191	-2,30	5,80	1,20	0,980	13746
S9	34,360	4,04	0,403	-3,50	7,00	0,00	0,992	13909
S10	38,400	0,00	0,650	-3,50	7,00		1,000	14022

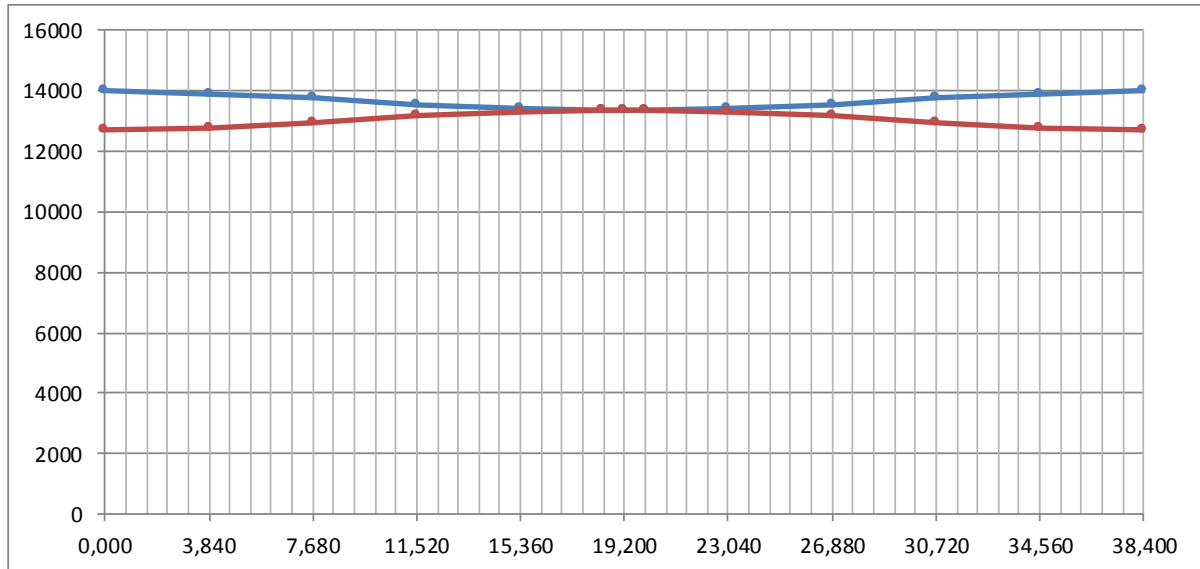
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 131 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 131 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por reco da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,390	0,0	0,0	0,0
S1	12793	161,2	1,019	-0,616	160,9	-9,8	-99,1
S2	12956	163,2	1,019	-0,828	163,1	-6,6	-135,0
S3	13169	165,9	1,019	-0,899	165,9	0,0	-149,2
S4	13271	167,2	1,019	-0,899	167,2	0,0	-150,3
S5	13330	168,0	1,019	-0,899	168,0	0,0	-151,0
S6	13271	167,2	1,019	-0,899	167,2	0,0	-150,3
S7	13169	165,9	1,019	-0,899	165,9	0,0	-149,2
S8	12956	163,2	1,019	-0,828	163,1	6,6	-135,0
S9	12793	161,2	1,019	-0,616	160,9	9,8	-99,1
S10	0	0,0	1,040	-0,390	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Cabo C5

Unidade de protensão → 9 Ø15,2 Força de puxada (tf) → 177

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

σ_{p0} (kgf/cm²) = 14.022

k (rad/m) = 0,01

A_{sp} (cm²) = 12,6

μ = 0,20

δ (mm) = 6,0 (recuo da ancoragem)

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	38,40	0,300	2,000		4,00	1,000	14022
S1	4,040	34,36	0,159	1,80	0,20	3,80	0,991	13899
S2	7,830	30,57	0,120	0,00	2,00	2,00	0,978	13708
S3	11,620	26,78	0,120	0,00	2,00	2,00	0,970	13605
S4	15,410	22,99	0,120	0,00	2,00	2,00	0,963	13502
S5	19,200	19,20	0,120	0,00	2,00	2,00	0,956	13400
S6	22,990	15,41	0,120	0,00	2,00	2,00	0,963	13502
S7	26,780	11,62	0,120	0,00	2,00	2,00	0,970	13605
S8	30,570	7,83	0,120	0,00	2,00	2,00	0,978	13708
S9	34,360	4,04	0,159	-1,80	3,80	0,20	0,991	13899
S10	38,400	0,00	0,300	-2,00	4,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 131 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

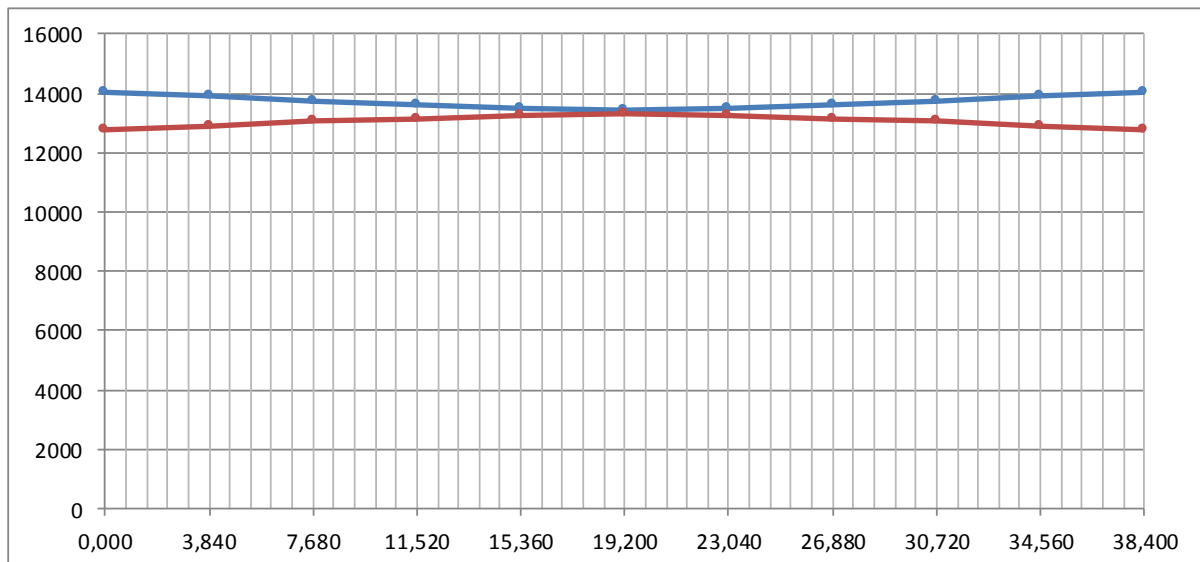
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 131 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0
S1	12871	162,2	1,019	-0,860	162,1	-5,1	-139,3
S2	13051	164,4	1,019	-0,899	164,4	0,0	-147,9
S3	13151	165,7	1,019	-0,899	165,7	0,0	-149,0
S4	13251	167,0	1,019	-0,899	167,0	0,0	-150,1
S5	13306	167,7	1,019	-0,899	167,7	0,0	-150,7
S6	13251	167,0	1,019	-0,899	167,0	0,0	-150,1
S7	13151	165,7	1,019	-0,899	165,7	0,0	-149,0
S8	13051	164,4	1,019	-0,899	164,4	0,0	-147,9
S9	12871	162,2	1,019	-0,860	162,1	5,1	-139,3
S10	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Perda por encurtamento imediato do concreto

$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$

$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$

$s = 0,38$

1ª etapa de protensão

$\alpha_E = 1,0$

$t_0 \text{ (dias)} = 3$

$\beta_s(t_0) = 0,458$

$f_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 18,3$

$n_{cabos} = 3$

$\alpha = 8,34$

$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 23.968,7$

Seção	$\Sigma N_{prot} \text{ (tf)}$	$\Sigma M_{prot} \text{ (tf.m)}$	$e_{média} \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_{c, cgp} \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\Delta \epsilon_{cp} \text{ (}\times 10^{-4}\text{)}$	$\Delta \sigma_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
S0	0,0	0,0	0,103	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	477,6	-59,5	-0,041	0,731	0,376	659,9	0,918	183,5
S2	486,4	-230,1	-0,158	0,731	0,376	761,9	1,060	211,9
S3	495,2	-337,7	-0,227	0,731	0,376	881,6	1,226	245,2
S4	502,0	-375,8	-0,249	0,731	0,376	936,2	1,302	260,4
S5	498,6	-373,8	-0,250	0,731	0,376	930,5	1,294	258,8
S6	502,0	-375,8	-0,249	0,731	0,376	936,2	1,302	260,4
S7	495,2	-337,7	-0,227	0,731	0,376	881,6	1,226	245,2
S8	486,4	-230,1	-0,158	0,731	0,376	761,9	1,060	211,9
S9	477,6	-59,5	-0,041	0,731	0,376	659,9	0,918	183,5
S10	0,0	0,0	0,103	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

2ª etapa de protensão

$t_0 \text{ (dias)} = 13$

$\beta_s(t_0) = 0,837$

$f_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 33,5$

$n_{cabos} = 2$

$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 32.406,6$

Seção	$\Sigma N_{prot} \text{ (tf)}$	$\Sigma M_{prot} \text{ (tf.m)}$	$e_{média} \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_{c, cgp} \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\Delta \epsilon_{cp} \text{ (}\times 10^{-4}\text{)}$	$\Delta \sigma_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
S0	0,0	0,0	-0,126	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	323,0	-238,5	-0,164	0,731	0,376	545,9	0,562	112,3
S2	327,6	-282,9	-0,192	0,731	0,376	592,5	0,609	121,9
S3	331,6	-298,2	-0,200	0,731	0,376	612,2	0,630	125,9
S4	334,2	-300,5	-0,200	0,731	0,376	616,9	0,635	126,9
S5	335,6	-301,7	-0,200	0,731	0,376	619,6	0,637	127,5
S6	334,2	-300,5	-0,200	0,731	0,376	616,9	0,635	126,9
S7	331,6	-298,2	-0,200	0,731	0,376	612,2	0,630	125,9
S8	327,6	-282,9	-0,192	0,731	0,376	592,5	0,609	121,9
S9	323,0	-238,5	-0,164	0,731	0,376	545,9	0,562	112,3
S10	0,0	0,0	-0,126	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

Onde:

$s =$ coeficiente que depende do tipo de cimento

$t_0 =$ idade de aplicação da protensão

$$\beta_s = e^{s \times (1 - \sqrt{28/t_0})} \quad f_{cj} = \beta_s \times f_{ck} \quad E_c = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{cj}}$$

$$\Delta \varepsilon_{cp} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{\sigma_{c,cgp}}{E_{c,t0}} \quad \Delta \sigma_p = \frac{\Delta \varepsilon_{cp}}{E_p}$$

	Seção	Fase 1	Fase 2	Fase 3
Δσ _p (kgf/cm ²)	S0	0,0	0,0	0,0
	S1	295,9	112,3	0,0
	S2	333,8	121,9	0,0
	S3	371,1	125,9	0,0
	S4	387,3	126,9	0,0
	S5	386,3	127,5	0,0
	S6	387,3	126,9	0,0
	S7	371,1	125,9	0,0
	S8	333,8	121,9	0,0
	S9	295,9	112,3	0,0
	S10	0,0	0,0	0,0

Tensões nos cabos e solicitações devido à protensão após as perdas imediatas

C1

Seção	σ _p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	Δσ _{imed} (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12368	155,8	154,7	-18,7	20,2	11,8%
S2	12540	158,0	157,5	-12,9	-40,4	10,6%
S3	12705	160,1	159,9	-7,3	-79,8	9,4%
S4	12853	161,9	161,9	-1,1	-96,6	8,3%
S5	12736	160,5	160,5	0,0	-96,1	9,2%
S6	12853	161,9	161,9	1,1	-96,6	8,3%
S7	12705	160,1	159,9	7,3	-79,8	9,4%
S8	12540	158,0	157,5	12,9	-40,4	10,6%
S9	12368	155,8	154,7	18,7	20,2	11,8%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C2

Seção	σ_p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12401	156,3	155,3	-17,4	-20,1	11,6%
S2	12573	158,4	158,0	-11,6	-75,9	10,3%
S3	12743	160,6	160,5	-5,6	-110,2	9,1%
S4	12904	162,6	162,6	0,0	-121,8	8,0%
S5	12805	161,3	161,3	0,0	-120,9	8,7%
S6	12904	162,6	162,6	0,0	-121,8	8,0%
S7	12743	160,6	160,5	5,6	-110,2	9,1%
S8	12573	158,4	158,0	11,6	-75,9	10,3%
S9	12401	156,3	155,3	17,4	-20,1	11,6%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C3

Seção	σ_p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12468	157,1	156,5	-13,7	-58,3	11,1%
S2	12593	158,7	158,3	-10,5	-107,9	10,2%
S3	12764	160,8	160,8	-4,5	-138,2	9,0%
S4	12925	162,9	162,9	0,0	-146,4	7,8%
S5	12874	162,2	162,2	0,0	-145,8	8,2%
S6	12925	162,9	162,9	0,0	-146,4	7,8%
S7	12764	160,8	160,8	4,5	-138,2	9,0%
S8	12593	158,7	158,3	10,5	-107,9	10,2%
S9	12468	157,1	156,5	13,7	-58,3	11,1%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C4

Seção	σ_p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12681	159,8	159,5	-9,8	-98,3	9,6%
S2	12834	161,7	161,6	-6,5	-133,7	8,5%
S3	13043	164,3	164,3	0,0	-147,8	7,0%
S4	13144	165,6	165,6	0,0	-148,9	6,3%
S5	13202	166,4	166,4	0,0	-149,6	5,8%
S6	13144	165,6	165,6	0,0	-148,9	6,3%
S7	13043	164,3	164,3	0,0	-147,8	7,0%
S8	12834	161,7	161,6	6,5	-133,7	8,5%
S9	12681	159,8	159,5	9,8	-98,3	9,6%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C5

Seção	σ_p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12758	160,8	160,7	-5,0	-138,1	9,0%
S2	12929	162,9	162,9	0,0	-146,5	7,8%
S3	13025	164,1	164,1	0,0	-147,6	7,1%
S4	13124	165,4	165,4	0,0	-148,7	6,4%
S5	13178	166,0	166,0	0,0	-149,3	6,0%
S6	13124	165,4	165,4	0,0	-148,7	6,4%
S7	13025	164,1	164,1	0,0	-147,6	7,1%
S8	12929	162,9	162,9	0,0	-146,5	7,8%
S9	12758	160,8	160,7	5,0	-138,1	9,0%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

Resumo das solicitações e tensões nas fibras extremas do concreto devido à protensão após as perdas imediatas

1ª etapa de protensão

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	466,5	-49,8	-58,1	0,0	486,4	795,8
S2	473,8	-35,1	-224,2	0,0	63,0	1256,1
S3	481,1	-17,4	-328,1	0,0	-198,4	1548,2
S4	487,4	-1,1	-364,9	0,0	-285,7	1656,3
S5	484,0	0,0	-362,8	0,0	-285,0	1646,2
S6	487,4	1,1	-364,9	0,0	-285,7	1656,3
S7	481,1	17,4	-328,1	0,0	-198,4	1548,2
S8	473,8	35,1	-224,2	0,0	63,0	1256,1
S9	466,5	49,8	-58,1	0,0	486,4	795,8
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2ª etapa de protensão

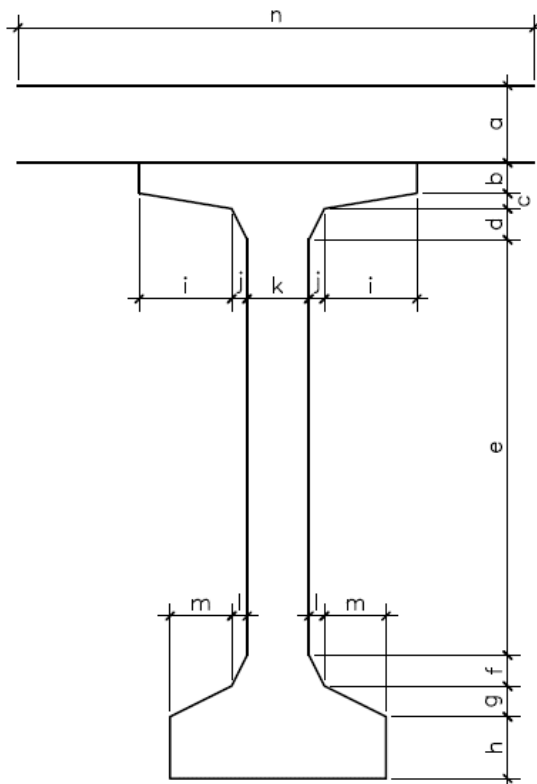
Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	320,2	-14,8	-236,4	0,0	-179,2	1079,1
S2	324,5	-6,5	-280,2	0,0	-287,6	1203,9
S3	328,5	0,0	-295,3	0,0	-321,6	1250,2
S4	331,0	0,0	-297,6	0,0	-324,1	1259,9
S5	332,4	0,0	-298,9	0,0	-325,4	1265,3
S6	331,0	0,0	-297,6	0,0	-324,1	1259,9
S7	328,5	0,0	-295,3	0,0	-321,6	1250,2
S8	324,5	6,5	-280,2	0,0	-287,6	1203,9
S9	320,2	14,8	-236,4	0,0	-179,2	1079,1
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Cálculo das perdas lentas de protensão

$U (\%) = 80$ (umidade relativa do ar)

$$\gamma = 2,22 \quad \gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \times U)}$$

Cálculo da espessura fictícia



Seção	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
S0	0,000	0,050	0,050	0,050
S1	0,000	0,050	0,050	0,100
S2	0,000	0,050	0,050	0,100
S3	0,000	0,050	0,050	0,100
S4	0,000	0,050	0,050	0,100
S5	0,000	0,050	0,050	0,100
S6	0,000	0,050	0,050	0,100
S7	0,000	0,050	0,050	0,100
S8	0,000	0,050	0,050	0,100
S9	0,000	0,050	0,050	0,100
S10	0,000	0,050	0,050	0,050

Seção	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)	k (m)	l (m)	m (m)	n (m)
S0	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200
S1	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S2	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S3	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S4	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S5	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S6	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S7	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S8	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S9	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S10	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200

Seção	P _{ext} (m)	P _{int} (m)	u (m)	A (m ²)	h _{fic} (m)
S0	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030
S1	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S2	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S3	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S4	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S5	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S6	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S7	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S8	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S9	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S10	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030

Onde,

P_{ext} - é o perímetro externo da seção

P_{int} - é o perímetro interno da seção

u - é o perímetro da seção em contato com o ar, dado por: $P_{ext} + P_{int}/2$

A - é a área da seção transversal

h_{fic} - é a espessura fictícia, dada por: $\gamma \times 2 \times A / u$

Cálculo da idade corrigida

$$t_* = \frac{\alpha}{30} \times \sum_{t=0}^t [(T_i + 10) \times \Delta t_i]$$

$\alpha = 1$ (fluência) $T_i (^{\circ}) = 25$

Δt_i (dias) = 7 (média ponderada das idades de protensão)

t_{0*} (dias) = 8,2 (fluência)

t_{0*} (dias) = 8,2 (retração)

$t_{\infty*}$ (dias) = ∞

Fluência

a deformação por fluência é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t_1; t_0) = \frac{\sigma_{c, t_0}}{E_{c, 28}} \times \varphi(t_1; t_0)$$

onde:

$$\varphi_{(t_1;t_0)} = \varphi_{d\infty} \times \beta_d + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t_{1*}) - \beta_f(t_{0*})] + \varphi_a$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\beta_d = \frac{t_{1*} - t_{0*} + 20}{t_{1*} - t_{0*} + 70}$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \times U \quad \varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}(cm)}{20 + h_{fic}(cm)}$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \times t + B}{t^2 + C \times t + D} \quad \text{com} \quad \begin{cases} A = 42 \times h_{fic}^3 - 350 \times h_{fic}^2 + 588 \times h_{fic} + 113 \\ B = 768 \times h_{fic}^3 - 3060 \times h_{fic}^2 + 3234 \times h_{fic} - 23 \\ C = -200 \times h_{fic}^3 + 13 \times h_{fic}^2 + 1090 \times h_{fic} + 183 \\ D = 7579 \times h_{fic}^3 - 31916 \times h_{fic}^2 + 35343 \times h_{fic} + 1931 \end{cases}$$

$$\varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{9 \times t_{0*} \times (t_{0*} + 42)}{(9 \times t_{0*} + 40) \times (t_{0*} + 61)} \right]$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\varphi_a = 0,424$$

$$\varphi_{1c} = 1,7$$

$$\varphi_{f\infty} = 1,0$$

$$\beta_d = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	φ_{2c}	φ_{∞}	$\beta_{f(t)}$	$\varphi_{(\infty,t)}$
S0	1,030	1,179	1,945	0,192	2,397
S1	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S2	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S3	0,412	1,360	2,243	0,200	2,618
S4	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S5	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S6	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S7	0,412	1,360	2,243	0,200	2,618
S8	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S9	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S10	1,030	1,179	1,945	0,192	2,397

Retração do concreto

a deformação por retração é dada por:

$$\varepsilon_{cs,(t_1;t_0)} = \varepsilon_{cs,(t_{00})} \times [\beta_s(t_{1*}) - \beta_s(t_{0*})]$$

onde:

$$\varepsilon_{cs,(t_{\infty})} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$$

$$\varepsilon_{1s} = - \left(6,16 + \frac{U}{484} - \frac{U^2}{1590} \right) \times 10^4$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fic}}{20,8 + 3 \times h_{fic}}$$

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \times \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \times \left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

$$\text{com} \begin{cases} A = 40 \\ B = 116 \times h_{fic}^3 - 282 \times h_{fic}^2 + 220 \times h_{fic} - 4,8 \\ C = 2,5 \times h_{fic}^3 - 8,8 \times h_{fic} + 40,7 \\ D = -75 \times h_{fic}^3 + 585 \times h_{fic}^2 + 496 \times h_{fic} - 6,8 \\ E = -169 \times h_{fic}^4 + 88 \times h_{fic}^3 + 584 \times h_{fic}^2 - 39 \times h_{fic} + 0,8 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{1s} \times 10^4 = 2,3$$

$$\beta_{s_{\infty}} = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	ε_{2s}	$\beta_{s(t_0^*)}$	$\varepsilon_{cs,(t_{\infty})} \times 10^4$	$\varepsilon_{cs,(t_{\infty},t_0)} \times 10^4$
S0	1,030	1,468	0,008	3,376	3,350
S1	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S2	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S3	0,412	1,535	0,037	3,531	3,400
S4	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S5	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S6	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S7	0,412	1,535	0,037	3,531	3,400
S8	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S9	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S10	1,030	1,468	0,008	3,376	3,350

Relaxação do aço

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$E_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 354.175$$

$$f_{ptk} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 19.000$$

$$\alpha_p = 5,647$$

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente

Seção	M_{g1+g2} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,519	-1,040	0,0
S1	209,61	0,376	-0,369	-206,1
S2	371,84	0,376	-0,629	-622,5
S3	487,72	0,376	-0,769	-997,7
S4	557,25	0,376	-0,809	-1199,2
S5	580,43	0,376	-0,809	-1249,8
S6	557,25	0,376	-0,809	-1199,2
S7	487,72	0,376	-0,769	-997,7
S8	371,84	0,376	-0,629	-622,5
S9	209,61	0,376	-0,369	-206,1
S10	0,00	0,519	-1,040	0,0

Seção	M_{g3} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,981	-1,332	0,0
S1	66,09	0,754	-0,838	-73,5
S2	117,50	0,754	-1,098	-171,1
S3	154,22	0,754	-1,237	-253,2
S4	176,25	0,754	-1,277	-298,7
S5	183,59	0,754	-1,278	-311,3
S6	176,25	0,754	-1,277	-298,7
S7	154,22	0,754	-1,237	-253,2
S8	117,50	0,754	-1,098	-171,1
S9	66,09	0,754	-0,838	-73,5
S10	0,00	0,981	-1,332	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à protensão

1ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp,p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	466,5	-58,1	-0,369	0,731	0,376	695,3
S2	473,8	-224,2	-0,629	0,731	0,376	1023,4
S3	481,1	-328,1	-0,769	0,731	0,376	1329,4
S4	487,4	-364,9	-0,809	0,731	0,376	1451,9
S5	484,0	-362,8	-0,809	0,731	0,376	1443,4
S6	487,4	-364,9	-0,809	0,731	0,376	1451,9
S7	481,1	-328,1	-0,769	0,731	0,376	1329,4
S8	473,8	-224,2	-0,629	0,731	0,376	1023,4
S9	466,5	-58,1	-0,369	0,731	0,376	695,3
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

2ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c, cgp, p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	320,2	-236,4	-0,369	0,731	0,376	670,4
S2	324,5	-280,2	-0,629	0,731	0,376	913,0
S3	328,5	-295,3	-0,769	0,731	0,376	1053,4
S4	331,0	-297,6	-0,809	0,731	0,376	1093,2
S5	332,4	-298,9	-0,809	0,731	0,376	1098,2
S6	331,0	-297,6	-0,809	0,731	0,376	1093,2
S7	328,5	-295,3	-0,769	0,731	0,376	1053,4
S8	324,5	-280,2	-0,629	0,731	0,376	913,0
S9	320,2	-236,4	-0,369	0,731	0,376	670,4
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

Seção	$\sigma_{c, cgp, p}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	1365,7
S2	1936,4
S3	2382,9
S4	2545,1
S5	2541,7
S6	2545,1
S7	2382,9
S8	1936,4
S9	1365,7
S10	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente + protensão

Seção	$\sigma_{c, cgp, p+g}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	1086,1
S2	1142,8
S3	1132,0
S4	1047,2
S5	980,6
S6	1047,2
S7	1132,0
S8	1142,8
S9	1086,1
S10	0,0

Cálculo do coeficiente de fluência do aço

$$\chi(t, t_0) = -\ln(1 - \psi(t, t_0))$$

onde:

$$\psi(t^\infty, t_0) = 2,5 \times \psi_{1000}$$

Seção	σ_{p0} (kgf/cm ²)	σ_{p0} / f_{ptk}	ψ_{1000}	$\psi(t^\infty, t_0)$	$\chi_{(t^\infty, t_0)}$
S0		0,000	0,000	0,000	0,000
S1	12535	0,660	2,017	5,043	0,052
S2	12694	0,668	2,117	5,293	0,054
S3	12856	0,677	2,220	5,549	0,057
S4	12990	0,684	2,304	5,761	0,059
S5	12959	0,682	2,285	5,712	0,059
S6	12990	0,684	2,304	5,761	0,059
S7	12856	0,677	2,220	5,549	0,057
S8	12694	0,668	2,117	5,293	0,054
S9	12535	0,660	2,017	5,043	0,052
S10		0,000	0,000	0,000	0,000

Cálculo da perda lenta total

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)} = \frac{\varepsilon_{cs,(t,t_0)} \times E_p + \alpha_p \times \varphi(t,t_0) \times \sigma_{c,ggp,p+g} + \sigma_{p0} \times \chi(t,t_0)}{\chi_p + \chi_c \times \alpha_p \times \eta \times \rho_p}$$

onde:

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi(t,t_0) \quad \chi_p = 1 + \chi(t,t_0)$$

e_p - é a excentricidade de protensão

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_x} \quad \rho_p = \frac{A_s}{A_c}$$

Seção	χ_c	χ_p	e_p (m)	η	ρ_p	$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)}$ (kgf/cm ²)	$\Delta\sigma_{lenta}$ (%)
S0	2,198	1,000	-1,332	4,634	0,0000	0,0	0,0%
S1	2,291	1,052	-0,838	2,190	0,0049	2445,5	17,4%
S2	2,291	1,054	-1,098	3,042	0,0049	2433,4	17,4%
S3	2,309	1,057	-1,237	3,595	0,0049	2396,8	17,1%
S4	2,291	1,059	-1,277	3,765	0,0049	2292,4	16,3%
S5	2,291	1,059	-1,278	3,767	0,0049	2211,8	15,8%
S6	2,291	1,059	-1,277	3,765	0,0049	2292,4	16,3%
S7	2,309	1,057	-1,237	3,595	0,0049	2396,8	17,1%
S8	2,291	1,054	-1,098	3,042	0,0049	2433,4	17,4%
S9	2,291	1,052	-0,838	2,190	0,0049	2445,5	17,4%
S10	2,198	1,000	-1,332	4,634	0,0000	0,0	0,0%

Solicitações devido às perdas lentas de protensão

C1

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2445	-30,8	-30,6	3,7	-4,0
S2	-2433	-30,7	-30,6	2,5	7,8
S3	-2397	-30,2	-30,2	1,4	15,0
S4	-2292	-28,9	-28,9	0,2	17,2
S5	-2212	-27,9	-27,9	0,0	16,7
S6	-2292	-28,9	-28,9	-0,2	17,2
S7	-2397	-30,2	-30,2	-1,4	15,0
S8	-2433	-30,7	-30,6	-2,5	7,8
S9	-2445	-30,8	-30,6	-3,7	-4,0
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C2

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2445	-30,8	-30,6	3,4	4,0
S2	-2433	-30,7	-30,6	2,2	14,7
S3	-2397	-30,2	-30,2	1,1	20,7
S4	-2292	-28,9	-28,9	0,0	21,6
S5	-2212	-27,9	-27,9	0,0	20,9
S6	-2292	-28,9	-28,9	0,0	21,6
S7	-2397	-30,2	-30,2	-1,1	20,7
S8	-2433	-30,7	-30,6	-2,2	14,7
S9	-2445	-30,8	-30,6	-3,4	4,0
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C3

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2445	-30,8	-30,7	2,7	11,4
S2	-2433	-30,7	-30,6	2,0	20,8
S3	-2397	-30,2	-30,2	0,8	26,0
S4	-2292	-28,9	-28,9	0,0	26,0
S5	-2212	-27,9	-27,9	0,0	25,1
S6	-2292	-28,9	-28,9	0,0	26,0
S7	-2397	-30,2	-30,2	-0,8	26,0
S8	-2433	-30,7	-30,6	-2,0	20,8
S9	-2445	-30,8	-30,7	-2,7	11,4
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C4


Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2445	-30,8	-30,8	1,9	19,0
S2	-2433	-30,7	-30,6	1,2	25,4
S3	-2397	-30,2	-30,2	0,0	27,2
S4	-2292	-28,9	-28,9	0,0	26,0
S5	-2212	-27,9	-27,9	0,0	25,1
S6	-2292	-28,9	-28,9	0,0	26,0
S7	-2397	-30,2	-30,2	0,0	27,2
S8	-2433	-30,7	-30,6	-1,2	25,4
S9	-2445	-30,8	-30,8	-1,9	19,0
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C5

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2445	-30,8	-30,8	1,0	26,5
S2	-2433	-30,7	-30,7	0,0	27,6
S3	-2397	-30,2	-30,2	0,0	27,2
S4	-2292	-28,9	-28,9	0,0	26,0
S5	-2212	-27,9	-27,9	0,0	25,1
S6	-2292	-28,9	-28,9	0,0	26,0
S7	-2397	-30,2	-30,2	0,0	27,2
S8	-2433	-30,7	-30,7	0,0	27,6
S9	-2445	-30,8	-30,8	-1,0	26,5
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

Resumo das solicitações devido às perdas de protensão e tensões nas fibras extremas do concreto

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-153,5	12,7	56,8	-154,0	-61,6	-364,0
S2	-153,0	8,0	96,3	-114,5	42,0	-470,5
S3	-150,9	3,3	116,0	-92,2	96,4	-521,2
S4	-144,4	0,2	116,8	-82,6	107,3	-514,3
S5	-139,3	0,0	112,7	-79,6	103,7	-496,4
S6	-144,4	-0,2	116,8	-82,6	107,3	-514,3
S7	-150,9	-3,3	116,0	-92,2	96,4	-521,2
S8	-153,0	-8,0	96,3	-114,5	42,0	-470,5
S9	-153,5	-12,7	56,8	-154,0	-61,6	-364,0
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 107/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Verificação das tensões elásticas no concreto nas diversas fases de carregamento

Serão verificadas as tensões nas fibras extremas do concreto para as seguintes fases de carregamento:

- Fase 1 = peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
- Fase 2 = fase 1 + 2ª etapa de protensão
- Fase 3 = fase 2 + peso próprio da laje e transversinas
- Fase 4 = fase 3 + 3ª etapa de protensão
- Fase 5 = fase 4 + sobrecarga permanente
- Fase 6 = fase 5 + carga móvel
- Fase 7 = fase 5 + perdas de protensão
- Fase 8 = fase 7 + carga móvel

Tensões limites

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0 \qquad f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51 \qquad s = 0,38$$

- no instante da protensão

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctm,j} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,7 f_{ckj}$$

- na vida útil da obra

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctk,inf} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,6 f_{ck}$$

idade da 1ª protensão (dias) = 3

$$\beta_1 = 0,458 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 18,32 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,08$$

idade da 2ª protensão (dias) = 13

$$\beta_2 = 0,837 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 33,49 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,12$$

idade da 3ª protensão (dias) = 28

$$\beta_3 = 1,000 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 40,00 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,51$$

	tração (tf/m ²)	compressão (tf/m ²)
t = 3	-250,17	1282,36
t = 13	-374,02	2344,17
t = 28	-294,74	2400,00
t = ∞	-294,74	2400,00

Verificação do estado limite de compressão excessiva para a combinação rara de carregamentos (ELS-CE)

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 110% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2
S0	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	314	535	849	-197	652
	σ_i (tf/m ²)	-327	875	549	1187	1736
S2	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	557	69	626	-316	310
	σ_i (tf/m ²)	-578	1382	803	1324	2128
S3	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	730	-218	512	-354	158
	σ_i (tf/m ²)	-758	1703	945	1375	2320
S4	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	834	-314	519	-356	163
	σ_i (tf/m ²)	-866	1822	956	1386	2342
S5	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	868	-314	555	-358	197
	σ_i (tf/m ²)	-902	1811	909	1392	2301
S6	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	834	-314	519	-356	163
	σ_i (tf/m ²)	-866	1822	956	1386	2342
S7	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	730	-218	512	-354	158
	σ_i (tf/m ²)	-758	1703	945	1375	2320
S8	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	557	69	626	-316	310
	σ_i (tf/m ²)	-578	1382	803	1324	2128
S9	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	314	535	849	-197	652
	σ_i (tf/m ²)	-327	875	549	1187	1736
S10	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0

Verificação do estado limite de formação de fissuras para a combinação frequente de carregamentos (ELS-F)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_1 = 0,5$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	314	486	801	-179	622	233	854
	σ _i (tf/m ²)	-327	796	469	1079	1548	-242	1306
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	557	63	620	-288	332	414	746
	σ _i (tf/m ²)	-578	1256	678	1204	1882	-430	1451
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	730	-198	531	-322	210	543	753
	σ _i (tf/m ²)	-758	1548	790	1250	2040	-565	1476
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	834	-286	548	-324	224	621	845
	σ _i (tf/m ²)	-866	1656	790	1260	2050	-645	1405
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	868	-285	583	-325	258	647	905
	σ _i (tf/m ²)	-902	1646	744	1265	2009	-672	1337
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	834	-286	548	-324	224	621	845
	σ _i (tf/m ²)	-866	1656	790	1260	2050	-645	1405
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	730	-198	531	-322	210	543	753
	σ _i (tf/m ²)	-758	1548	790	1250	2040	-565	1476
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	557	63	620	-288	332	414	746
	σ _i (tf/m ²)	-578	1256	678	1204	1882	-430	1451
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	314	486	801	-179	622	233	854
	σ _i (tf/m ²)	-327	796	469	1079	1548	-242	1306
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	65	65	119	184
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	854	45	899	82	982
	σ_i (tf/m ²)	0	1306	-130	1176	-239	937
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	116	116	169	285
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	746	80	826	117	943
	σ_i (tf/m ²)	0	1451	-232	1220	-339	880
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	152	152	221	373
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	753	105	858	153	1011
	σ_i (tf/m ²)	0	1476	-304	1171	-444	727
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	174	174	253	427
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	845	120	965	175	1139
	σ_i (tf/m ²)	0	1405	-348	1057	-507	549
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	181	181	264	445
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	905	125	1029	182	1212
	σ_i (tf/m ²)	0	1337	-362	975	-529	446
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	174	174	253	427
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	845	120	965	175	1139
	σ_i (tf/m ²)	0	1405	-348	1057	-507	549
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	152	152	221	373
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	753	105	858	153	1011
	σ_i (tf/m ²)	0	1476	-304	1171	-444	727
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	116	116	169	285
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	746	80	826	117	943
	σ_i (tf/m ²)	0	1451	-232	1220	-339	880
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	65	65	119	184
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	854	45	899	82	982
	σ_i (tf/m ²)	0	1306	-130	1176	-239	937
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-154	-89	119
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-62	838	82
	σ_i (tf/m ²)	-364	812	-239
S2	σ_s (tf/m ²)	-115	1	169
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	42	868	117
	σ_i (tf/m ²)	-471	749	-339
S3	σ_s (tf/m ²)	-92	60	221
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	96	954	153
	σ_i (tf/m ²)	-521	650	-444
S4	σ_s (tf/m ²)	-83	91	253
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	107	1072	175
	σ_i (tf/m ²)	-514	543	-507
S5	σ_s (tf/m ²)	-80	101	264
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	104	1133	182
	σ_i (tf/m ²)	-496	478	-529
S6	σ_s (tf/m ²)	-83	91	253
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	107	1072	175
	σ_i (tf/m ²)	-514	543	-507
S7	σ_s (tf/m ²)	-92	60	221
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	96	954	153
	σ_i (tf/m ²)	-521	650	-444
S8	σ_s (tf/m ²)	-115	1	169
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	42	868	117
	σ_i (tf/m ²)	-471	749	-339
S9	σ_s (tf/m ²)	-154	-89	119
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-62	838	82
	σ_i (tf/m ²)	-364	812	-239
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0

Verificação do estado limite de decompressão para a combinação quase permanente de carregamentos (ELS-D)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_2 = 0,3$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	314	486	801	-179	622	233	854
	σ _i (tf/m ²)	-327	796	469	1079	1548	-242	1306
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	557	63	620	-288	332	414	746
	σ _i (tf/m ²)	-578	1256	678	1204	1882	-430	1451
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	730	-198	531	-322	210	543	753
	σ _i (tf/m ²)	-758	1548	790	1250	2040	-565	1476
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	834	-286	548	-324	224	621	845
	σ _i (tf/m ²)	-866	1656	790	1260	2050	-645	1405
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	868	-285	583	-325	258	647	905
	σ _i (tf/m ²)	-902	1646	744	1265	2009	-672	1337
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	834	-286	548	-324	224	621	845
	σ _i (tf/m ²)	-866	1656	790	1260	2050	-645	1405
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	730	-198	531	-322	210	543	753
	σ _i (tf/m ²)	-758	1548	790	1250	2040	-565	1476
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	557	63	620	-288	332	414	746
	σ _i (tf/m ²)	-578	1256	678	1204	1882	-430	1451
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	314	486	801	-179	622	233	854
	σ _i (tf/m ²)	-327	796	469	1079	1548	-242	1306
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	65	65	72	137
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	854	45	899	49	949
	σ_i (tf/m ²)	0	1306	-130	1176	-143	1033
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	116	116	102	217
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	746	80	826	70	896
	σ_i (tf/m ²)	0	1451	-232	1220	-203	1016
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	152	152	133	285
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	753	105	858	92	950
	σ_i (tf/m ²)	0	1476	-304	1171	-266	905
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	174	174	152	325
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	845	120	965	105	1070
	σ_i (tf/m ²)	0	1405	-348	1057	-304	752
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	181	181	158	339
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	905	125	1029	109	1139
	σ_i (tf/m ²)	0	1337	-362	975	-317	657
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	174	174	152	325
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	845	120	965	105	1070
	σ_i (tf/m ²)	0	1405	-348	1057	-304	752
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	152	152	133	285
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	753	105	858	92	950
	σ_i (tf/m ²)	0	1476	-304	1171	-266	905
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	116	116	102	217
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	746	80	826	70	896
	σ_i (tf/m ²)	0	1451	-232	1220	-203	1016
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	65	65	72	137
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	854	45	899	49	949
	σ_i (tf/m ²)	0	1306	-130	1176	-143	1033
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-154	-89	72	-17
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-62	838	49	887
	σ_i (tf/m ²)	-364	812	-143	669
S2	σ_s (tf/m ²)	-115	1	102	103
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	42	868	70	938
	σ_i (tf/m ²)	-471	749	-203	546
S3	σ_s (tf/m ²)	-92	60	133	192
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	96	954	92	1046
	σ_i (tf/m ²)	-521	650	-266	384
S4	σ_s (tf/m ²)	-83	91	152	243
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	107	1072	105	1177
	σ_i (tf/m ²)	-514	543	-304	238
S5	σ_s (tf/m ²)	-80	101	158	260
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	104	1133	109	1242
	σ_i (tf/m ²)	-496	478	-317	161
S6	σ_s (tf/m ²)	-83	91	152	243
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	107	1072	105	1177
	σ_i (tf/m ²)	-514	543	-304	238
S7	σ_s (tf/m ²)	-92	60	133	192
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	96	954	92	1046
	σ_i (tf/m ²)	-521	650	-266	384
S8	σ_s (tf/m ²)	-115	1	102	103
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	42	868	70	938
	σ_i (tf/m ²)	-471	749	-203	546
S9	σ_s (tf/m ²)	-154	-89	72	-17
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-62	838	49	887
	σ_i (tf/m ²)	-364	812	-143	669
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Cálculo do cisalhamento - $t = \infty$

Esforços cortantes característicos

$$V_{k,max} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,max} \quad f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$V_{k,min} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,min} \quad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500,0$$

onde: $V_{p,k} = V_p^{prot}$ em tempo $t = \infty$

Seção	$V_{g1,k}$ (tf)	$V_{g2,k}$ (tf)	$V_{g3,k}$ (tf)	$V_{p,k}$ (tf)	$V_{q,max,k}$ (tf)	$V_{q,min,k}$ (tf)	V_k^{max} (tf)	V_k^{min} (tf)
S0	36,73	26,02	19,27	0,00	70,74	0,00	152,76	82,02
S1	27,85	20,81	15,42	-51,96	59,76	-2,23	71,88	9,89
S2	20,89	15,61	11,56	-33,53	39,70	-5,18	54,23	9,35
S3	13,93	10,41	7,71	-14,09	32,26	-9,25	50,22	8,70
S4	6,96	5,20	3,85	-0,93	25,50	-13,99	40,59	1,10
S5	0,00	0,00	0,00	0,00	19,41	-19,41	19,41	-19,41
S6	-6,96	-5,20	-3,85	0,93	13,99	-25,50	-1,10	-40,59
S7	-13,93	-10,41	-7,71	14,09	9,25	-32,26	-8,70	-50,22
S8	-20,89	-15,61	-11,56	33,53	5,18	-39,70	-9,35	-54,23
S9	-27,85	-20,81	-15,42	51,96	2,23	-59,76	-9,89	-71,88
S10	-36,73	-26,02	-19,27	0,00	0,00	-70,74	-82,02	-152,76

Verificação do concreto

$$\phi_{bainha} \text{ (m)} = 0,075$$

$$n_{bainhas \text{ alinhadas na alma}} = 1$$

$$V_{sd} = 1,35 \times V_g + \left\{ \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \times V_p + 1,5 \times V_q$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{fck}{250} \right) \text{ (fck em MPa)}$$

Seção	V_{sd} (tf)	b_w (m)	H (m)	$\Sigma \Phi/2$ (m)	b_w^{nom} (m)	d (m)	V_{rd2} (tf)
S0	216,8	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2
S1	129,4	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S2	94,3	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S3	79,0	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S4	59,0	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S5	29,1	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S6	59,0	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S7	79,0	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S8	94,3	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S9	129,4	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S10	216,8	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2

Para todas as seções $V_{rd2} > V_{sd}$

Parcela do esforço cortante absorvida pelos mecanismos complementares à treliça

$$M_{sdu} = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q$$

Seção	M _{g1,k}	M _{g2,k}	M _{g3,k}	M _{q máx,k}	M _{q mín,k}	M _{sdu} (tf.m)
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0
S1	120,41	89,21	66,09	242,11	0,00	735,4
S2	213,25	158,59	117,50	343,54	0,00	1175,9
S3	279,57	208,15	154,22	449,56	0,00	1541,0
S4	319,37	237,88	176,25	514,12	0,00	1761,4
S5	332,63	247,79	183,59	536,04	0,00	1835,5
S6	319,37	237,88	176,25	514,12	0,00	1761,4
S7	279,57	208,15	154,22	449,56	0,00	1541,0
S8	213,25	158,59	117,50	343,54	0,00	1175,9
S9	120,41	89,21	66,09	242,11	0,00	735,4
S10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

$$V_c = V_{c0} \times (1 + M_0 / M_{sd,m\acute{a}x}) \leq 2 \times V_{c0}$$

$$M_0 = 0,90 \times (\sigma_p^{prot.} \times W)$$

$$V_{c0} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

com f_{ck} em MPa

Seção	$\sigma_p^{prot.}$ (tf/m ²)	W _i (m ³)	M ₀ (tf.m)	1+ M ₀ /M _{sd,máx}
S0	0	0,736	0,00	1,00
S1	1511	0,507	688,82	1,94
S2	1989	0,507	906,98	1,77
S3	2277	0,507	1038,18	1,67
S4	2402	0,507	1094,98	1,62
S5	2415	0,507	1101,02	1,60
S6	2402	0,507	1094,98	1,62
S7	2277	0,507	1038,18	1,67
S8	1989	0,507	906,98	1,77
S9	1511	0,507	688,82	1,94
S10	0	0,736	0,00	1,00

Seção	b_w^{nom} (m)	d (m)	Vc0 (tf)	2 * Vc0 (tf)	Vc (tf)
S0	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5
S1	0,183	1,784	34,3	68,5	66,4
S2	0,183	1,784	34,3	68,5	60,7
S3	0,183	1,784	34,3	68,5	57,4
S4	0,183	1,784	34,3	68,5	55,6
S5	0,183	1,784	34,3	68,5	54,8
S6	0,183	1,784	34,3	68,5	55,6
S7	0,183	1,784	34,3	68,5	57,4
S8	0,183	1,784	34,3	68,5	60,7
S9	0,183	1,784	34,3	68,5	66,4
S10	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5

Parcela do cortante absorvida pela armadura transversal

Seção	Vsd (tf)	Vc (tf)	V _{swd} (tf)
S0	216,8	131,5	85,39
S1	129,4	66,4	63,01
S2	94,3	60,7	33,55
S3	79,0	57,4	21,61
S4	59,0	55,6	3,47
S5	29,1	54,8	0,00
S6	59,0	55,6	3,47
S7	79,0	57,4	21,61
S8	94,3	60,7	33,55
S9	129,4	66,4	63,01
S10	216,8	131,5	85,39

Cálculo da taxa volumétrica de armadura transversal

$$V_{swd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$A_{sw}/s = V_{swd} / (0,90 \times d \times f_{ywd})$$

$$\rho_{sw} = (A_{sw}/s) \times (1/b_w) \geq 0,20 \times f_{ctm} / f_{ywk}$$

$$f_{ywk} = f_{yk}$$

Seção	b_w (m)	V _{swd} (tf)	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	ρ_{sw}^{min} (cm ² /m ²)
S0	0,70	85,4	12,23	17,47	14,04
S1	0,22	63,0	9,03	41,03	14,04
S2	0,22	33,5	4,81	21,84	14,04
S3	0,22	21,6	3,10	14,07	14,04
S4	0,22	3,5	0,50	2,26	14,04
S5	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S6	0,22	3,5	0,50	2,26	14,04
S7	0,22	21,6	3,10	14,07	14,04
S8	0,22	33,5	4,81	21,84	14,04
S9	0,22	63,0	9,03	41,03	14,04
S10	0,70	85,4	12,23	17,47	14,04

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\psi_{fad} = 0,50$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw}^{m\acute{a}x} - \sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$$

$$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x/m\acute{i}n} = \frac{V_{m\acute{a}x/m\acute{i}n} - V_c/2}{b_w \times d \times \rho_{sw}}$$

$$f \cdot f = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd}^{fad}}$$

$$\Delta f_{sd}^{fad} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 850$$

Seção	V _{máx} (tf)	V _{mín} (tf)	V _{c/2} (tf)	$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x}$ (tf/cm ²)	$\sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$ (tf/cm ²)	$\Delta\sigma_{sw}$ (tf/cm ²)	f.f.	ρ_{sw} (cm ² /m ²)
S0	117,39	82,02	65,7	2,37	0,75	1,62	1,91	33,32
S1	42,00	11,00	33,2	0,55	0,00	0,55	1,00	41,03
S2	34,38	11,94	30,4	0,47	0,00	0,47	1,00	21,84
S3	34,08	13,33	28,7	0,98	0,00	0,98	1,15	16,20
S4	27,84	8,09	27,8	0,01	0,00	0,01	1,00	2,26
S5	9,71	-9,71	27,4	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S6	-8,09	-27,84	27,8	0,00	0,01	0,01	1,00	2,26
S7	-13,33	-34,08	28,7	0,00	0,98	0,98	1,15	16,20
S8	-11,94	-34,38	30,4	0,00	0,47	0,47	1,00	21,84
S9	-11,00	-42,00	33,2	0,00	0,55	0,55	1,00	41,03
S10	-82,02	-117,39	65,7	0,75	2,37	1,62	1,91	33,32

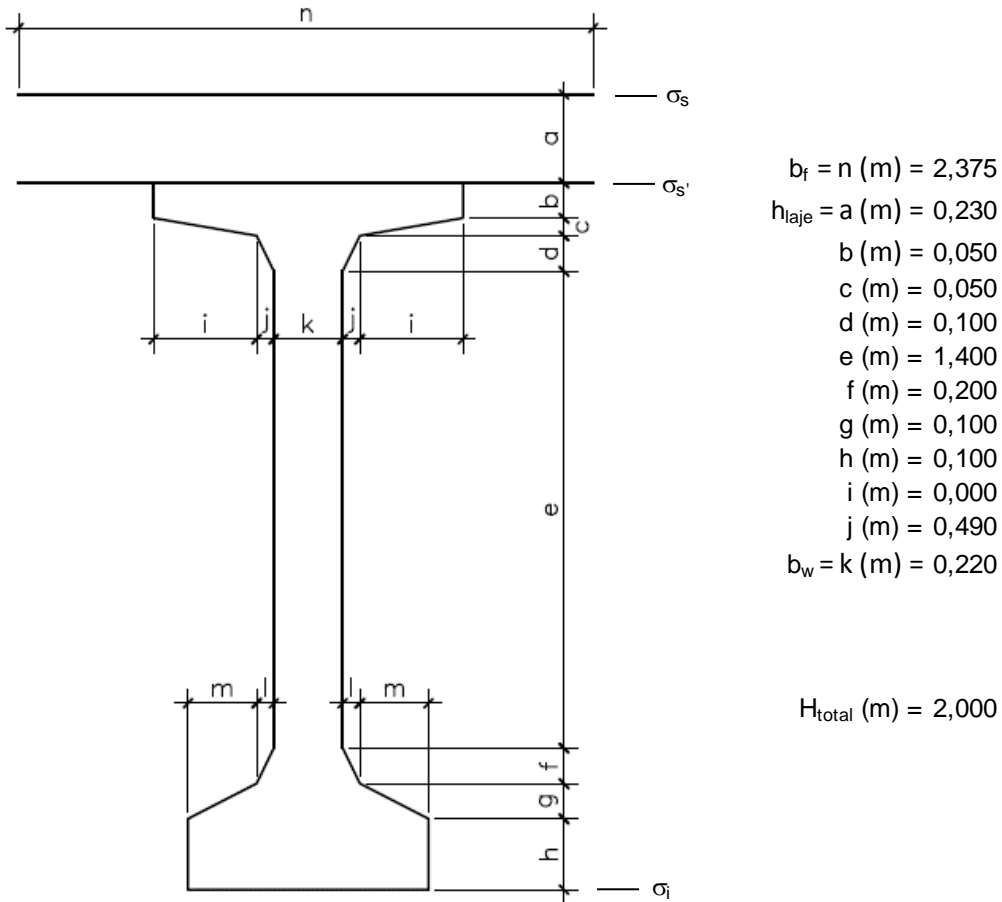
Determinação dos estribos e seus espaçamentos

$$s = (n \times A_s^{1perna}) / (\rho_{sw} \times ff \times b_w^{medio})$$

Seção	b _w (m)	ρ_{wu} (cm ² /m ²)	ρ_{wu} (Méd/Mín)	n	Φ (mm)	A _s ^{1perna}	s _{calculado} (cm)	s _{adotado} (cm)
S0	0,70	33,32						
			37,17	2	12,5	1,23	14,4	12,5
S1	0,22	41,03						
			31,44	2	10,0	0,79	22,7	22,5
S2	0,22	21,84						
			19,02	2	8,0	0,50	24,0	22,5
S3	0,22	16,20						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S4	0,22	2,26						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S5	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S6	0,22	2,26						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S7	0,22	16,20						
			19,02	2	8,0	0,50	24,0	22,5
S8	0,22	21,84						
			31,44	2	10,0	0,79	22,7	22,5
S9	0,22	41,03						
			37,17	2	12,5	1,23	14,4	12,5
S10	0,70	33,32						

Verificação do Estado Limite Último (Verificação à ruptura)

Seção S₅



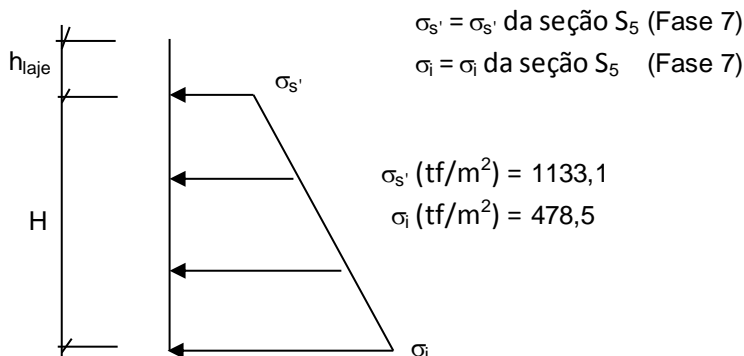
Materiais:

Concreto laje f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,laje}$ (kgf/cm²) = 318.758

Concreto viga f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,viga}$ (kgf/cm²) = 318.758

Aço: CP-190 RB E_{sp} (kgf/cm²) = 2.000.000

Tensões de peso próprio + protensão em $t = \infty$



Tensões no aço de protensão após as perdas ($t = \infty$)

	$\sigma_{sp}^{t=\infty}$ (kgf/cm ²)
C1	10.524
C2	10.593
C3	10.662
C4	10.991
C5	10.966
C6	0
C7	0
C8	0
C9	0

Solicitações atuantes na seção S₅

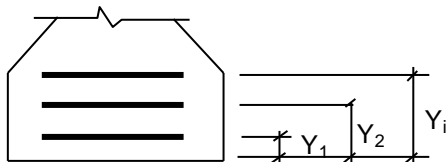
M_{g1} (tf.m) = 332,6

M_q (tf.m) = 536,0

M_{g2} (tf.m) = 247,8

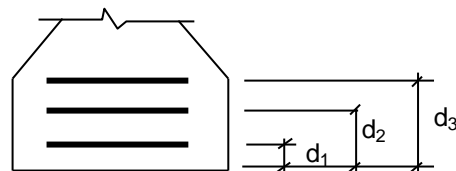
M_{g3} (tf.m) = 183,6

Cálculo do C.G. da armadura de protensão



	y (m)
C1	0,420
C2	0,270
C3	0,120
C4	0,120
C5	0,120
C6	
C7	
C8	
C9	

Cálculo do C.G. da armadura passiva complementar



1ª camada:

n° barras = 6

\varnothing_{barras} (mm) = 16

d_1 (m) = 0,060

C.G. (cm) = 0,060

2ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_2 (m) = 0,100

3ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

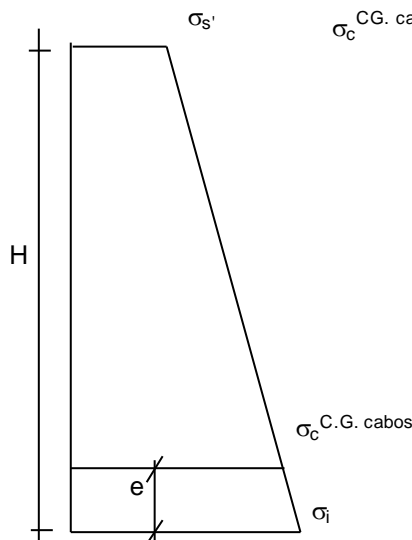
d_3 (m) = 0,150

Cálculo do pré-alongamento da armadura

$$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}} = \sigma_{sp}^{t=00} / E_{sp}$$

	$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}}$
C1	0,0053
C2	0,0053
C3	0,0053
C4	0,0055
C5	0,0055
C6	0,0000
C7	0,0000
C8	0,0000
C9	0,0000

Cálculo da deformação específica devida a descompressão do concreto



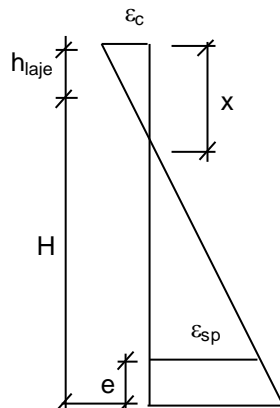
$$\sigma_c^{\text{C.G. cabos}} = [(H - e) * (\sigma_i - \sigma_s') / H] + \sigma_s'$$

$$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp.}} = \sigma_c^{\text{C.G. cabos}} / E_{cs}$$

	y (m)	σ_c (tf/m ²)	$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp}}$
C1	0,420	616,0	0,00019
C2	0,270	566,9	0,00018
C3	0,120	517,8	0,00016
C4	0,120	517,8	0,00016
C5	0,120	517,8	0,00016
C6	0,000	0,0	0,00000
C7	0,000	0,0	0,00000
C8	0,000	0,0	0,00000
C9	0,000	0,0	0,00000

Equilíbrio da seção:

Deformada admitida para a seção S₅



$$\varepsilon_c (\%) = 1,671$$

$$\varepsilon_{sp} (\%) = 10,000$$

$$x = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_{sp})] * [H - e + h_{laje}]$$

$$x \text{ (m)} = 0,302$$

Cálculo da resultante de compressão

Lamela	y_{1i} (m)	y_{2i} (m)	B1 (m)	B2 (m)	ε_{ci} (‰)	σ_{cd} (tf/m ²)	F_i (tf)
1	0,000	0,046	2,375	2,375	1,54	2302	251,5
2	0,046	0,092	2,375	2,375	1,29	2122	231,9
3	0,092	0,138	2,375	2,375	1,04	1864	203,6
4	0,138	0,184	2,375	2,375	0,78	1526	166,7
5	0,184	0,230	2,375	2,375	0,53	1110	121,3
6	0,230	0,240	1,200	1,200	0,37	818	9,8
7	0,240	0,250	1,200	1,200	0,32	707	8,5
8	0,250	0,260	1,200	1,200	0,26	592	7,1
9	0,260	0,270	1,200	1,200	0,21	474	5,7
10	0,270	0,280	1,200	1,200	0,15	351	4,2
11	0,280	0,284	1,200	1,200	0,11	261	1,4
12	0,284	0,289	1,200	1,200	0,09	204	1,1
13	0,289	0,293	1,200	1,200	0,06	147	0,8
14	0,293	0,298	1,200	1,200	0,04	89	0,5
15	0,298	0,302	1,200	1,200	0,01	30	0,2
16	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
17	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
18	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
19	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
21	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0

$$R_{cc} \text{ (tf)} = 1014,2$$

$$C.G._{cc} \text{ (m)} = 0,106$$

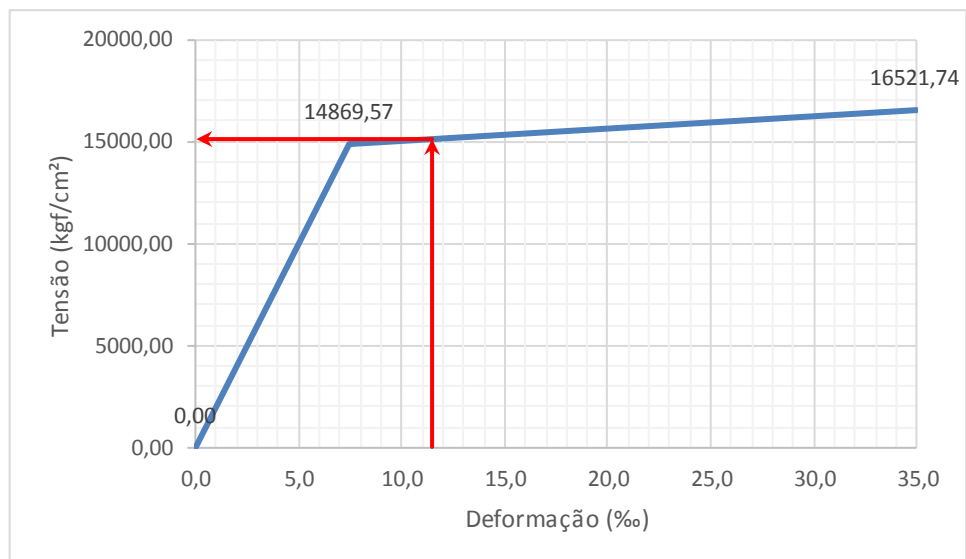
Cálculo da resultante de tração

$$\epsilon_{sp}^{total} = \epsilon_{sp}^{pré-along.} + \epsilon_{sp}^{descomp.} + \epsilon_{sp}$$

	y (m)	ϵ_{sp} (‰)	ϵ_{sp}^{total} (‰)
C1	0,420	5,99	11,445
C2	0,270	6,49	11,961
C3	0,120	10,00	15,494
C4	0,120	10,00	15,658
C5	0,120	10,00	15,646
C6	0,000	0,00	0,000
C7	0,000	0,00	0,000
C8	0,000	0,00	0,000
C9	0,000	0,00	0,000

Do diagrama tensão-deformação preconizado na NBR 6118, tem-se

$$f_{pyd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.869,6 \quad f_{ptd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 16.521,7$$



$$R_{st,CP} = A_{sp} \times \sigma_{sp}$$

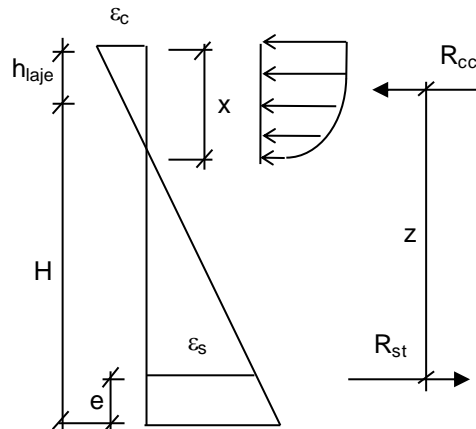
	σ_{sp} (kgf/cm ²)	A_{sp} (cm ²)	$R_{st,CP-190}$ (tf)
C1	15.110	12,60	190,39
C2	15.141	12,60	190,77
C3	15.353	12,60	193,44
C4	15.362	12,60	193,57
C5	15.362	12,60	193,56
C6	0	0,00	0,00
C7	0	0,00	0,00
C8	0	0,00	0,00
C9	0	0,00	0,00
$R_{st,CP}$ (tf) =			961,73

$$A_s^{CA-50} \text{ (cm}^2\text{)} = 12,064$$

$$R_{st,CA-50} = A_s^{CA-50} \times \sigma_s \quad R_{st,CA-50} \text{ (tf)} = 52,5$$

$$R_{st} = R_{st,CP} + R_{st,CA-50}$$

$$R_{st} \text{ (tf)} = 1.014,2$$



	z (m)
C1	1,704
C2	1,854
C3	2,004
C4	2,004
C5	2,004
C6	0,000
C7	0,000
C8	0,000
C9	0,000
CA-50	2,064

$$z = H + h_{laje} - C.G._{cc} - e$$

$$M_i = R_{st,i} * z_i$$

$$z = \Sigma M_i / R_{st}$$

$$z \text{ (m)} = 1,923$$

Assim temos:

$$M_u = R_{st} * z \quad M_u \text{ (tf.m)} = 1.950$$

$$M_d = 1,35 * (M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}) + 1,5 * (M_q) + \Delta F_{sd} * z$$

$$\Delta F_{sd} \text{ (tf)} = 0,00$$

$$M_d \text{ (tf.m)} = 1.835$$

Então: $M_u / M_d = 1,06 > 1,00$ (Atende)

5.3 VIGAS DE 31,70m

Características geométricas das seções

As características das seções serão calculadas considerando contribuição das armaduras passivas principais (superior e inferior), além das armaduras ativas.

As características das seções do conjunto viga+laje serão calculadas considerando a relação entre os módulos de elasticidade do concreto da viga e da laje, n .

$$f_{ck,viga} \text{ (MPa)} = 40 \quad f_{ck,laje} \text{ (MPa)} = 40 \quad \text{tipo de agregado considerado: granito ou gnaiss}$$

$$E_{CS,viga} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad E_{CS,laje} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad n = 1,00$$

$$E_s \text{ (MPa)} = 200.000 \quad \alpha = 6,27$$

Viga Isolada

Seção S0

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,700	0,050	1,900	1,850	0,048	1,877	0,089	0,167	0,000
4	0,700	0,700	1,450	1,850	0,400	1,015	1,125	1,142	1,285	0,178
5	0,700	0,700	0,200	0,400	0,200	0,140	0,300	0,042	0,013	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned} A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,463 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 2,101 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\ H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,519 & V_s' \text{ (m)} &= 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,541 \\ A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,499 \\ Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & & \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned} A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,463 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\ H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,541 \\ I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,519 & V_i \text{ (m)} &= 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,499 \end{aligned}$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $I_z (m^4) = 0,376$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731$$

$$H \text{ (m)} = 2,000$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

$$V_s \text{ (m)} = -$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,981$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,019$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369$$

Seção S3

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731$$

$$H \text{ (m)} = 2,000$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 1,135$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = -$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,981$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,019$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731$$

$$H \text{ (m)} = 2,000$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

$$V_s \text{ (m)} = -$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,981$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,019$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369$$

Seção S4

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 1,135 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369
 \end{aligned}$$

Seção S5

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 1,135 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369
 \end{aligned}$$

Conjunto viga + laje

$h_{laje} (m) = 0,23$ intereixo de vigas (m) = 2,750

Vigas centrais

Seção S0

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,633$ $I_{zi} (m^4) = 0,011$ $V_s (m) = 0,115$
 $H (m) = 0,230$ $I_z (m^4) = 0,003$ $V_i (m) = 0,115$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

$A (m^2) = 2,095$ $V_s (m) = 0,865$ $w_s (m^3) = 1,193$
 $H (m) = 2,230$ $V_s' (m) = 0,635$ $w_s' (m^3) = 1,625$
 $I_z (m^4) = 1,032$ $V_i (m) = 1,365$ $w_i (m^3) = 0,756$

Seção S1

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,633$ $I_{zi} (m^4) = 0,011$ $V_s (m) = 0,115$
 $H (m) = 0,230$ $I_z (m^4) = 0,003$ $V_i (m) = 0,115$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

$A (m^2) = 1,364$ $V_s (m) = 0,703$ $w_s (m^3) = 1,119$
 $H (m) = 2,230$ $V_s' (m) = 0,473$ $w_s' (m^3) = 1,663$
 $I_z (m^4) = 0,786$ $V_i (m) = 1,527$ $w_i (m^3) = 0,514$

Seção S2

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,633$ $I_{zi} (m^4) = 0,011$ $V_s (m) = 0,115$
 $H (m) = 0,230$ $I_z (m^4) = 0,003$ $V_i (m) = 0,115$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

$A (m^2) = 1,364$	$V_s (m) = 0,703$	$w_s (m^3) = 1,119$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,473$	$w_s' (m^3) = 1,663$
$I_z (m^4) = 0,786$	$V_i (m) = 1,527$	$w_i (m^3) = 0,514$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,633$	$I_{zi} (m^4) = 0,011$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,364$	$V_s (m) = 0,703$	$w_s (m^3) = 1,119$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,473$	$w_s' (m^3) = 1,663$
$I_z (m^4) = 0,786$	$V_i (m) = 1,527$	$w_i (m^3) = 0,514$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,633$	$I_{zi} (m^4) = 0,011$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,364$	$V_s (m) = 0,703$	$w_s (m^3) = 1,119$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,473$	$w_s' (m^3) = 1,663$
$I_z (m^4) = 0,786$	$V_i (m) = 1,527$	$w_i (m^3) = 0,514$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,633$	$I_{zi} (m^4) = 0,011$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,364$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,786$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,703$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,473$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,527$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,119$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,663$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,514$$

Vigas de bordo

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,546$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 2,009$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,981$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,898$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,668$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,332$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,093$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,470$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,736$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,546$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,277$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,754$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,742$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,512$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,488$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,015$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,471$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,507$$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,546$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,277$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,754$$

$$V_s (m) = 0,742$$

$$V_s' (m) = 0,512$$

$$V_i (m) = 1,488$$

$$w_s (m^3) = 1,015$$

$$w_s' (m^3) = 1,471$$

$$w_i (m^3) = 0,507$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,546$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,277$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,754$$

$$V_s (m) = 0,742$$

$$V_s' (m) = 0,512$$

$$V_i (m) = 1,488$$

$$w_s (m^3) = 1,015$$

$$w_s' (m^3) = 1,471$$

$$w_i (m^3) = 0,507$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,546$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,277$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,754$$

$$V_s (m) = 0,742$$

$$V_s' (m) = 0,512$$

$$V_i (m) = 1,488$$

$$w_s (m^3) = 1,015$$

$$w_s' (m^3) = 1,471$$

$$w_i (m^3) = 0,507$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,546$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,277$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,754$$

$$V_s (m) = 0,742$$

$$V_s' (m) = 0,512$$

$$V_i (m) = 1,488$$

$$w_s (m^3) = 1,015$$

$$w_s' (m^3) = 1,471$$

$$w_i (m^3) = 0,507$$

Resumo das características das seções

Viga isolada

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	1,463	0,519	-	0,960	1,040	-	0,541	0,499
S1	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S2	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S3	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S4	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S5	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369

Conjunto viga+laje

Vigas centrais

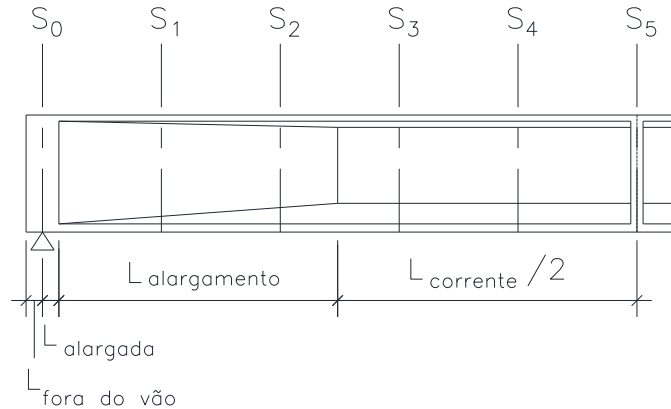
	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,095	1,032	0,865	0,635	1,365	1,193	1,625	0,756
S1	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S2	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S3	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S4	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S5	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514

Vigas de bordo

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,009	0,981	0,898	0,668	1,332	1,093	1,470	0,736
S1	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S2	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S3	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S4	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S5	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507

Cargas permanentes

Peso próprio da viga



$$L_{\text{teórico}} \text{ (m)} = 31,10$$

$$\Delta S \text{ (m)} = 3,110$$

$$\gamma_{\text{concreto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,50$$

$$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 0,300$$

$$L_{\text{alargada}} \text{ (m)} = 0,900$$

$$L_{\text{alargamento}} \text{ (m)} = 0,300$$

$$L_{\text{corrente}} \text{ (m)} = 28,700$$

$$g_{\text{fora do vão}} \text{ (tf/m)} = 3,656$$

$$g_{\text{alargada}} \text{ (tf/m)} = 3,656$$

$$g_{\text{corrente}} \text{ (tf/m)} = 1,828$$

$$n_{\text{septos de vão}} = 1$$

$$X_{\text{septo de vão 1}} \text{ (m)} = -$$

$$X_{\text{septo de vão 2}} \text{ (m)} = -$$

$$e_{\text{septos de vão}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$R_{g1} \text{ (tf)} = 31,43$$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	30,3	0,0	-	0,0	0,0
S1	22,7	80,6	-	210,3	-218,5
S2	17,1	142,4	-	371,8	-386,3
S3	11,4	186,6	-	487,2	-506,1
S4	5,7	213,1	-	556,4	-578,1
S5	0,0	222,0	-	579,5	-602,0

Diagrama de Cortante (tf)

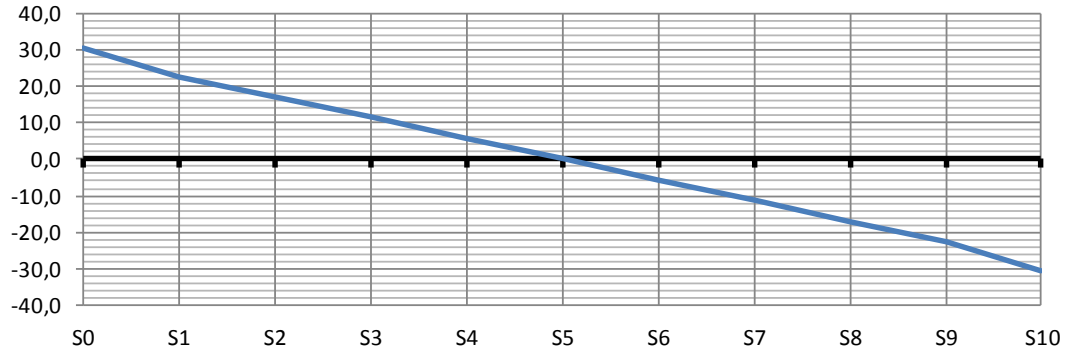
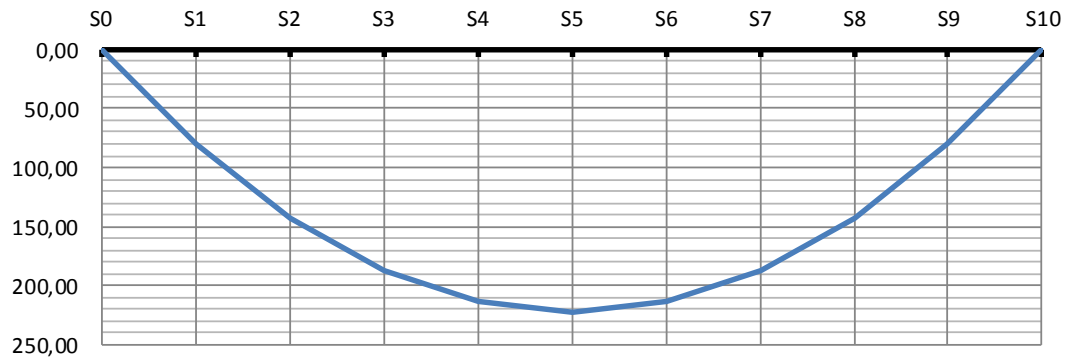


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Peso próprio da laje e transversinas

Vigas centrais

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_2 \text{ (tf/m)} = 1,581$

$P_{\text{transv. de vão}} \text{ (tf)} = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} \text{ (tf)} = 1,000$

$R_{g2} \text{ (tf)} = 27,25$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	24,59	0,00	-	0,0	0,0
S1	19,67	68,82	-	179,7	-186,7
S2	14,75	122,35	-	319,4	-331,8
S3	9,84	160,59	-	419,2	-435,5
S4	4,92	183,53	-	479,1	-497,8
S5	0,00	191,18	-	499,1	-518,5

Diagrama de Cortante (tf)

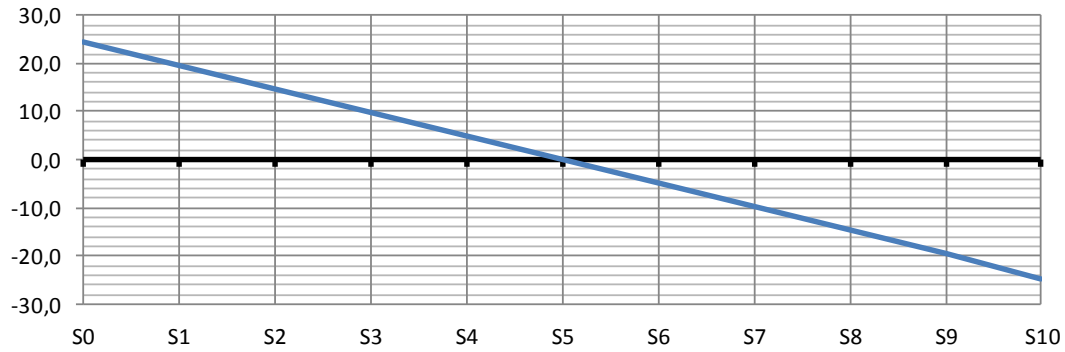
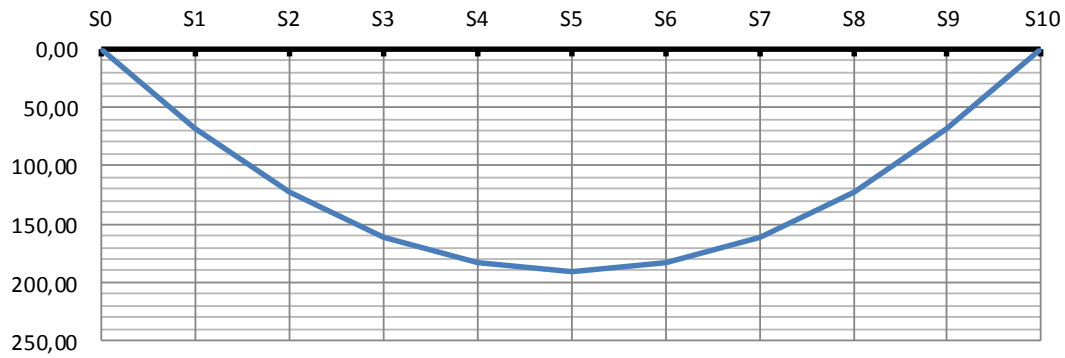


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$L_{\text{fora do vão}} (m) = 1,050$

$g_2 (tf/m) = 1,366$

$P_{\text{transv. de vão}} (tf) = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} (tf) = 0,500$

$R_{g_2} (tf) = 23,17$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s (tf/m^2)$	$\sigma_s' (tf/m^2)$	$\sigma_i (tf/m^2)$
S0	21,24	0,00	-	0,0	0,0
S1	16,99	59,44	-	155,2	-161,2
S2	12,74	105,67	-	275,8	-286,6
S3	8,49	138,69	-	362,0	-376,1
S4	4,25	158,50	-	413,8	-429,9
S5	0,00	165,11	-	431,0	-447,8

Diagrama de Cortante (tf)

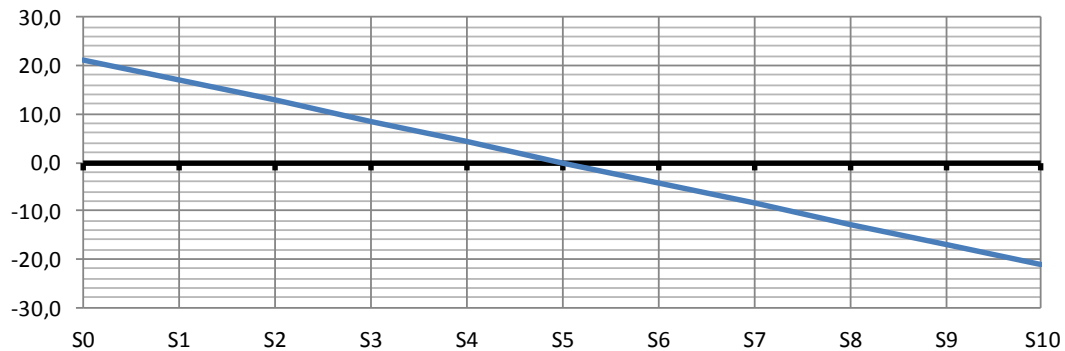
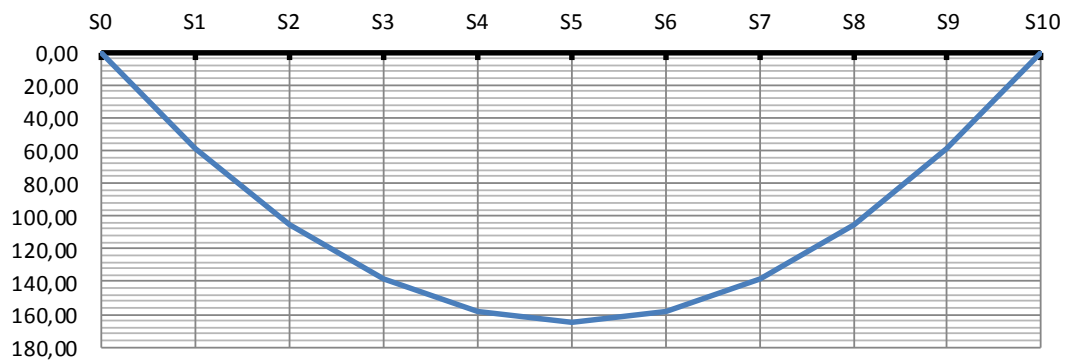


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Sobrecarga Permanente Rodoviária

Vigas centrais

$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,750$

$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 0,462$

$R_{g_3} \text{ (tf)} = 7,67$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	7,18	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	5,75	20,11	18,0	12,1	-39,1
S2	4,31	35,75	32,0	21,5	-69,5
S3	2,87	46,92	41,9	28,2	-91,2
S4	1,44	53,62	47,9	32,2	-104,2
S5	0,00	55,86	49,9	33,6	-108,6

Diagrama de Cortante (tf)

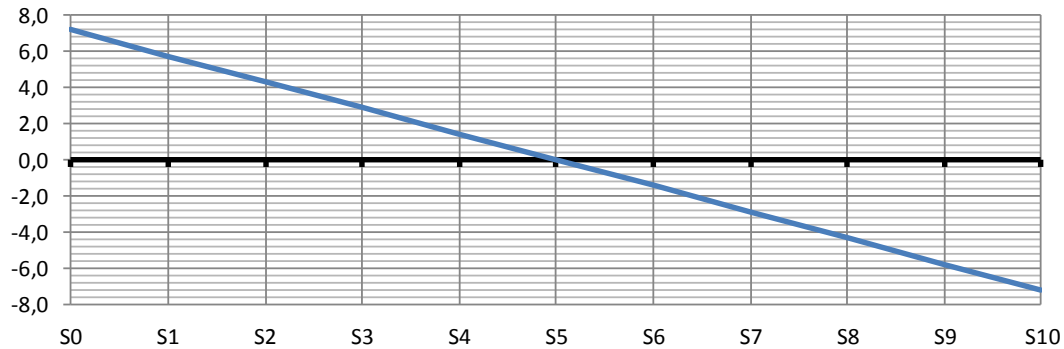
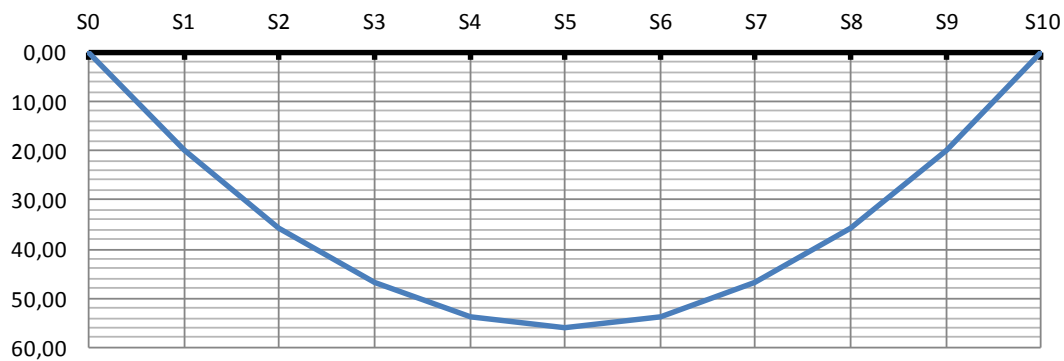


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$

$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 1,975$

$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$

$h_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,10$

$b_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,40$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_{\text{guarda-rodas}} \text{ (tf/m)} = 0,580$

$g_{\text{guarda corpo}} \text{ (tf/m)} = 0,000$

$g_{\text{passeio}} \text{ (tf/m)} = 0,000$

$g_{\text{pingadeiras}} \text{ (tf/m)} = 0,100$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 1,012$

$R_{g_3} \text{ (tf)} = 16,80$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	15,73	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	12,59	44,04	43,4	29,9	-86,9
S2	9,44	78,29	77,1	53,2	-154,6
S3	6,29	102,76	101,2	69,8	-202,9
S4	3,15	117,43	115,7	79,8	-231,8
S5	0,00	122,33	120,5	83,1	-241,5

Diagrama de Cortante (tf)

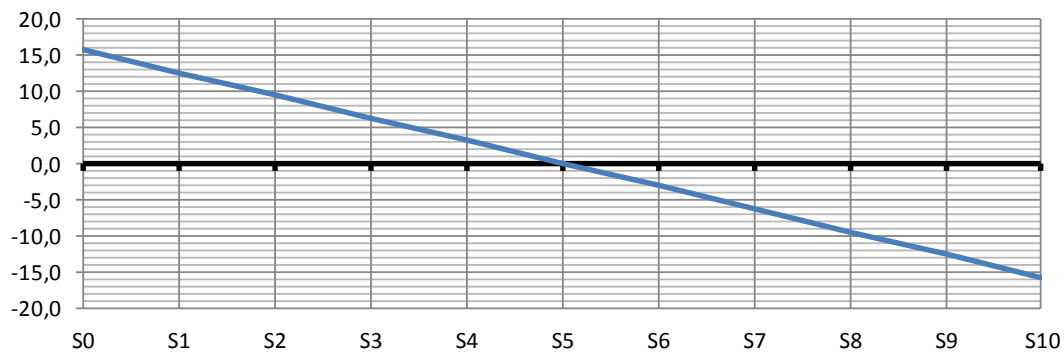
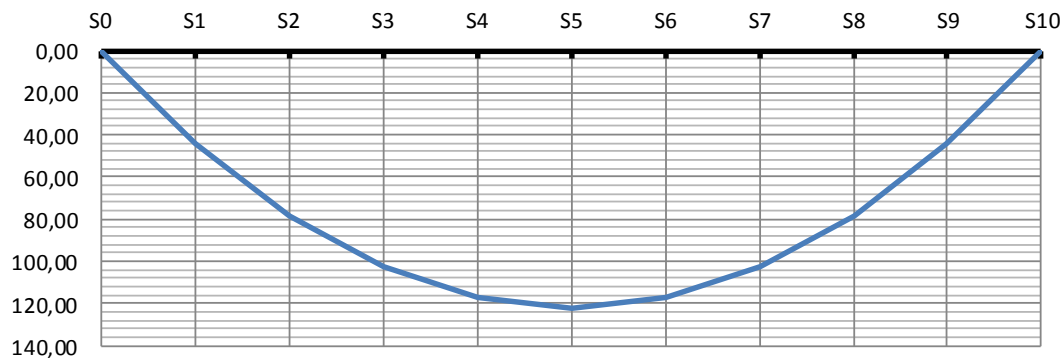


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)




Carga móvel rodoviária

$L_{transv} (m) = 13,00$

$n_{vigas} = 5$

	X_i (m)	X_i^2	R_{V1}	R_{V2}	R_{V3}	R_{V4}	R_{V5}	R_{V6}
V1	5,50	30,25	0,600	0,400	0,200	0,000	-0,200	-
V2	2,75	7,56	0,400	0,300	0,200	0,100	0,000	-
V3	0,00	0,00	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	-
V4	-2,75	7,56	0,000	0,100	0,200	0,300	0,400	-
V5	-5,50	30,25	-0,200	0,000	0,200	0,400	0,600	-
V6	-	-	-	-	-	-	-	-
	ΣX_i^2	75,625						

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 140/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

$$L_{\text{teórico}} \text{ (m)} = 31,10$$

$$P \text{ (tf/roda)} = 6,000$$

$$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,500$$

$$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$$

Coefficiente de impacto vertical (CIV)

CIV = 1,35 para vãos menores que 10m

CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L + 50} \right) para vãos maiores que 10m

$$CIV = 1,26$$

Coefficiente do número de faixas (CNF)

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9$$

$$n_{\text{faixas}} = 2$$

$$CNF = 1,00$$

Coefficiente de impacto adicional (CIA)

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

$$CIA = 1,25$$

Aplicado apenas nas seções a uma distância normal à junta inferior a 5m.

Trem-tipo para V1 (viga de bordo)

$$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$$

$$i = 0,073$$

$$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$$

$$L_{\text{C.M.}} \text{ (m)} = 8,850$$

	X (m)	Y
a	6,500	0,673
b	6,500	0,673
c	6,100	0,644
d	5,600	0,607
e	3,600	0,462
f	-2,750	0,000
g	-6,100	-0,244
h	-6,500	-0,273
i	-6,500	-0,273

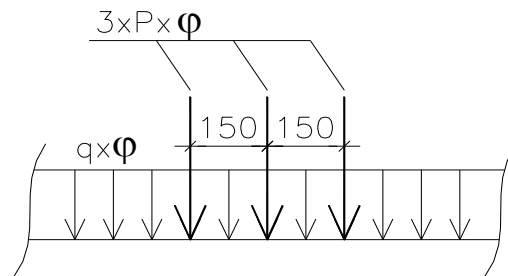
$$P \text{ (tf/eixo)} = 6,415 \quad \text{(sem impacto)}$$

$$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,424 \quad \text{(sem impacto)}$$

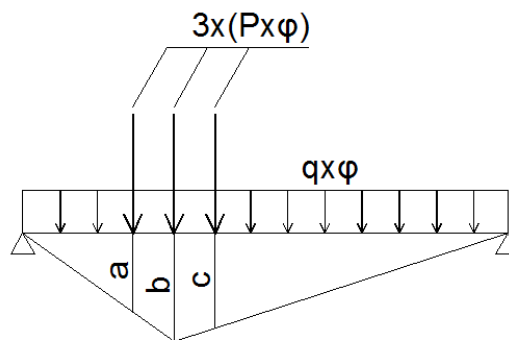
$$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$$

$$P \text{ (tf/eixo)} = 8,091 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

$$q_{\text{total}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,796 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

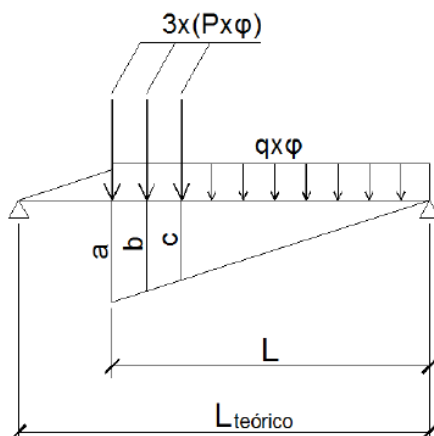


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	3,11	2,499	2,799	2,649	178,11
S2	6,22	4,376	4,976	4,676	252,50
S3	9,33	5,631	6,531	6,081	330,04
S4	12,44	6,564	7,464	6,864	377,53
S5	15,55	7,025	7,775	7,025	393,77
S6	18,66	6,564	7,464	6,864	377,53
S7	21,77	5,631	6,531	6,081	330,04
S8	24,88	4,376	4,976	4,676	252,50
S9	27,99	2,499	2,799	2,649	178,11
S10	31,10	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	31,10	1,000	0,952	0,904	63,79
S1	3,11	27,99	0,900	0,852	0,804	54,13
S2	6,22	24,88	0,800	0,752	0,704	36,13
S3	9,33	21,77	0,700	0,652	0,604	29,51
S4	12,44	18,66	0,600	0,552	0,504	23,45
S5	15,55	15,55	0,500	0,452	0,404	17,95
S6	18,66	12,44	0,400	0,352	0,304	13,01
S7	21,77	9,33	0,300	0,252	0,204	8,63
S8	24,88	6,22	0,200	0,152	0,104	4,80
S9	27,99	3,11	0,100	0,052	0,004	1,92
S10	31,10	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V1

	V _{C.M.} (tf)	M _{C.M.} (tf.m)	σ _s (tf/m ²)	σ _s ' (tf/m ²)	σ _i (tf/m ²)
S0	63,79	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	54,13	178,11	175,4	121,0	-351,6
S2	36,13	252,50	248,7	171,6	-498,5
S3	29,51	330,04	325,0	224,3	-651,5
S4	23,45	377,53	371,8	256,6	-745,3
S5	17,95	393,77	387,8	267,6	-777,4
S6	13,01	377,53	371,8	256,6	-745,3
S7	8,63	330,04	325,0	224,3	-651,5
S8	4,80	252,50	248,7	171,6	-498,5
S9	1,92	178,11	175,4	121,0	-351,6
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Trem-tipo para V2 (viga central)

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$i = 0,036$

$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$

$L_{\text{C.M.}} \text{ (m)} = 11,600$

	X (m)	Y
a	6,500	0,436
b	6,500	0,436
c	6,100	0,422
d	5,600	0,404
e	3,600	0,331
f	-5,500	0,000
g	-6,100	-0,022
h	-6,500	-0,036
i	-6,500	-0,036

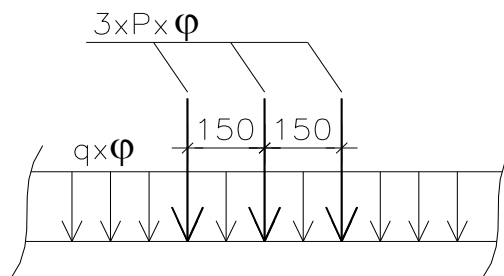
$P \text{ (tf/eixo)} = 4,407 \text{ (sem impacto)}$

$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,223 \text{ (sem impacto)}$

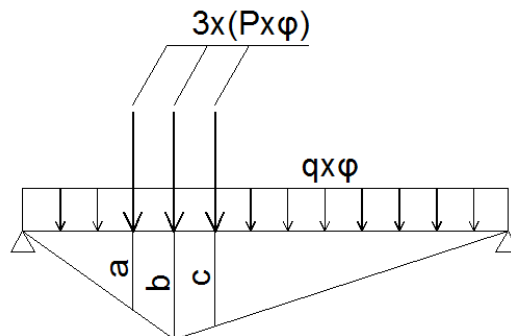
$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

$P \text{ (tf/eixo)} = 5,559 \text{ (com CIV e CNF)}$

$p \text{ (tf/m)} = 1,543 \text{ (com CIV e CNF)}$

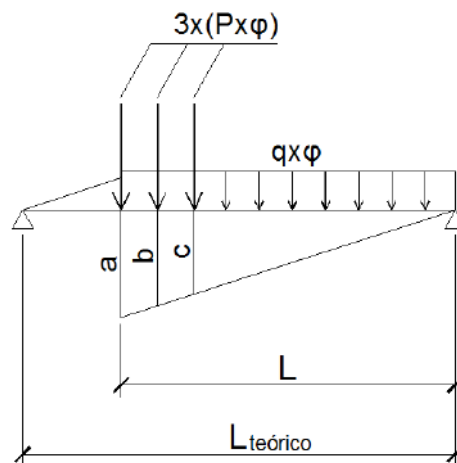


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	3,11	2,499	2,799	2,649	139,18
S2	6,22	4,376	4,976	4,676	197,38
S3	9,33	5,631	6,531	6,081	258,13
S4	12,44	6,564	7,464	6,864	295,24
S5	15,55	7,025	7,775	7,025	307,89
S6	18,66	6,564	7,464	6,864	295,24
S7	21,77	5,631	6,531	6,081	258,13
S8	24,88	4,376	4,976	4,676	197,38
S9	27,99	2,499	2,799	2,649	139,18
S10	31,10	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	31,10	1,000	0,952	0,904	49,83
S1	3,11	27,99	0,900	0,852	0,804	42,05
S2	6,22	24,88	0,800	0,752	0,704	27,89
S3	9,33	21,77	0,700	0,652	0,604	22,63
S4	12,44	18,66	0,600	0,552	0,504	17,84
S5	15,55	15,55	0,500	0,452	0,404	13,53
S6	18,66	12,44	0,400	0,352	0,304	9,71
S7	21,77	9,33	0,300	0,252	0,204	6,36
S8	24,88	6,22	0,200	0,152	0,104	3,49
S9	27,99	3,11	0,100	0,052	0,004	1,38
S10	31,10	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V2

	$V_{C.M.}$ (tf)	$M_{C.M.}$ (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	49,83	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	42,05	139,18	124,4	83,7	-270,5
S2	27,89	197,38	176,5	118,7	-383,7
S3	22,63	258,13	230,8	155,2	-501,8
S4	17,84	295,24	264,0	177,5	-573,9
S5	13,53	307,89	275,3	185,1	-598,5
S6	9,71	295,24	264,0	177,5	-573,9
S7	6,36	258,13	230,8	155,2	-501,8
S8	3,49	197,38	176,5	118,7	-383,7
S9	1,38	139,18	124,4	83,7	-270,5
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Cálculo da protensão - Vigas de Bordo

Módulo de elasticidade do cabo \longrightarrow E_p (MPa) = 200.000
 E_p (kgf/cm²) = 2.000.000

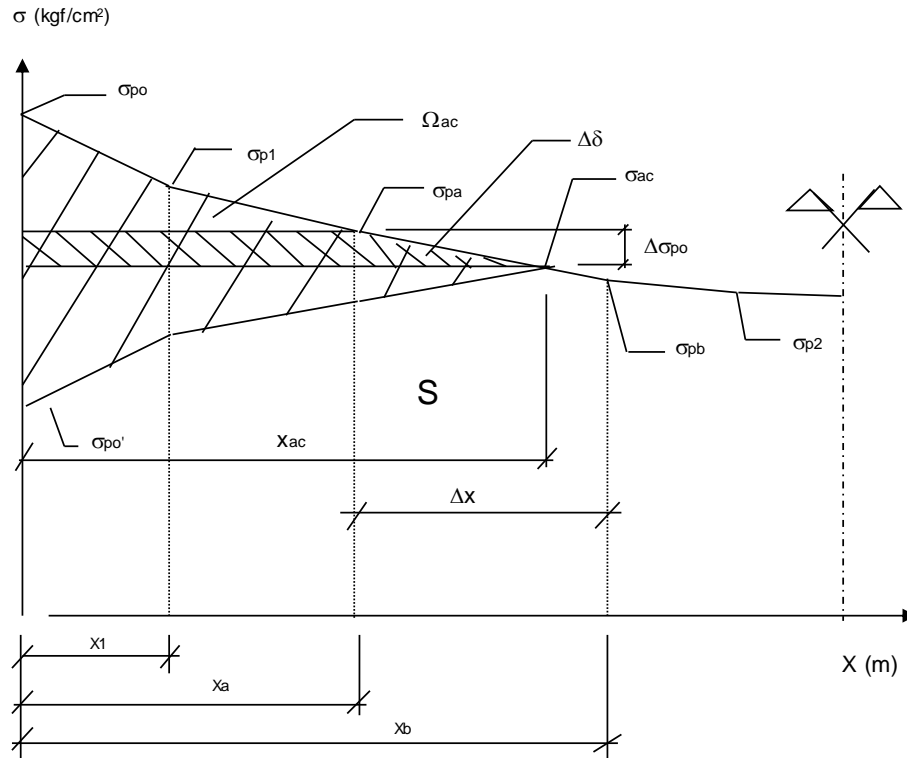
Tensão inicial no cabo:

$$\begin{aligned} \text{Pós-Tensão - } \sigma_{p0} &\leq \begin{cases} -0,74 * f_{ptk} = 14060 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,82 * f_{pk} = 14022 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{cases} \\ \text{Pré-Tensão - } \sigma_{p0} &\leq \begin{cases} -0,77 * f_{ptk} = 14630 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,85 * f_{pk} = 14535 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

onde: f_{ptk} (kg/cm²) = 19.000
 f_{pyk} (kgf/cm²) = 17.100

Cabo	Etapa	Sistema
C1	1	Viga isolada
C2	1	Viga isolada
C3	1	Viga isolada
C4	2	Viga isolada
C5	2	Viga isolada
C6		-
C7		-
C8		-
C9		-

Cálculo das perdas imediatas de protensão



A tensão após as perdas por atrito é dada por:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{po} * e^{-\mu(\alpha + k * x)}$$

- onde:
- $\sigma_{p0}(x)$ é a tensão no cabo após perdas por atrito numa seção situada à uma distância (x) da ancoragem do cabo.
 - (x) é a distância entre a ancoragem e a seção da viga onde está sendo calculada a tensão $\sigma_{p0}(x)$.
 - μ é o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha. Adota-se $\mu = 0,20$.
 - K é o desvio angular por unidade de comprimento. Adota-se $K = 0,01$ rad/m.
 - α é variação angular entre a ancoragem e a seção em (x).

Cabo C1

Unidade de protensão → 6 $\phi 15,2$ Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

σ_{po} (kgf/cm²) = 14.022 k (rad/m) = 0,01
 A_{sp} (cm²) = 8,4 $\mu = 0,20$
 δ (mm) = 6,0 (recuo da ancoragem)

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	31,40	1,700	8,000		16,00	1,000	14022
S1	3,340	28,06	1,231	8,000	0,00	16,00	0,993	13929
S2	6,430	24,97	0,849	5,900	2,10	13,90	0,980	13742
S3	9,520	21,88	0,588	3,700	4,30	11,70	0,967	13553
S4	12,610	18,79	0,447	1,500	6,50	9,50	0,953	13366
S5	15,700	15,70	0,420	0,000	8,00	8,00	0,942	13214
S6	18,790	12,61	0,447	-1,500	9,50	6,50	0,953	13366
S7	21,880	9,52	0,588	-3,700	11,70	4,30	0,967	13553
S8	24,970	6,43	0,849	-5,900	13,90	2,10	0,980	13742
S9	28,060	3,34	1,231	-8,000	16,00	0,00	0,993	13929
S10	31,400	0,00	1,700	-8,000	16,00		1,000	14022

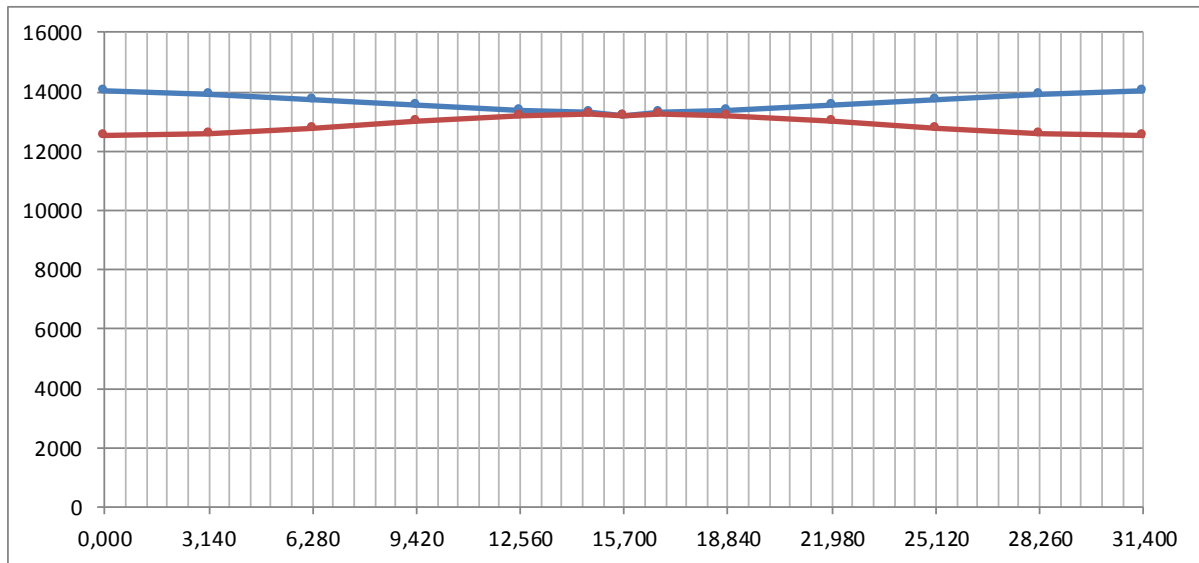
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 107 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 107 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0
S1	12604	105,9	1,019	0,211	104,8	-14,7	22,2
S2	12791	107,4	1,019	-0,170	106,9	-11,0	-18,2
S3	12980	109,0	1,019	-0,431	108,8	-7,0	-46,9
S4	13167	110,6	1,019	-0,572	110,6	-2,9	-63,2
S5	13214	111,0	1,019	-0,599	111,0	0,0	-66,5
S6	13167	110,6	1,019	-0,572	110,6	2,9	-63,2
S7	12980	109,0	1,019	-0,431	108,8	7,0	-46,9
S8	12791	107,4	1,019	-0,170	106,9	11,0	-18,2
S9	12604	105,9	1,019	0,211	104,8	14,7	22,2
S10	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Cabo C2

Unidade de protensão → 6 ø15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(recuo da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	31,40	1,350	6,500		13,00	1,000	14022
S1	3,340	28,06	0,969	6,500	0,00	13,00	0,993	13929
S2	6,430	24,97	0,631	5,400	1,10	11,90	0,983	13790
S3	9,520	21,88	0,397	3,200	3,30	9,70	0,970	13600
S4	12,610	18,79	0,283	1,000	5,50	7,50	0,957	13413
S5	15,700	15,70	0,270	0,000	6,50	6,50	0,947	13284
S6	18,790	12,61	0,283	-1,000	7,50	5,50	0,957	13413
S7	21,880	9,52	0,397	-3,200	9,70	3,30	0,970	13600
S8	24,970	6,43	0,631	-5,400	11,90	1,10	0,983	13790
S9	28,060	3,34	0,969	-6,500	13,00	0,00	0,993	13929
S10	31,400	0,00	1,350	-6,500	13,00		1,000	14022

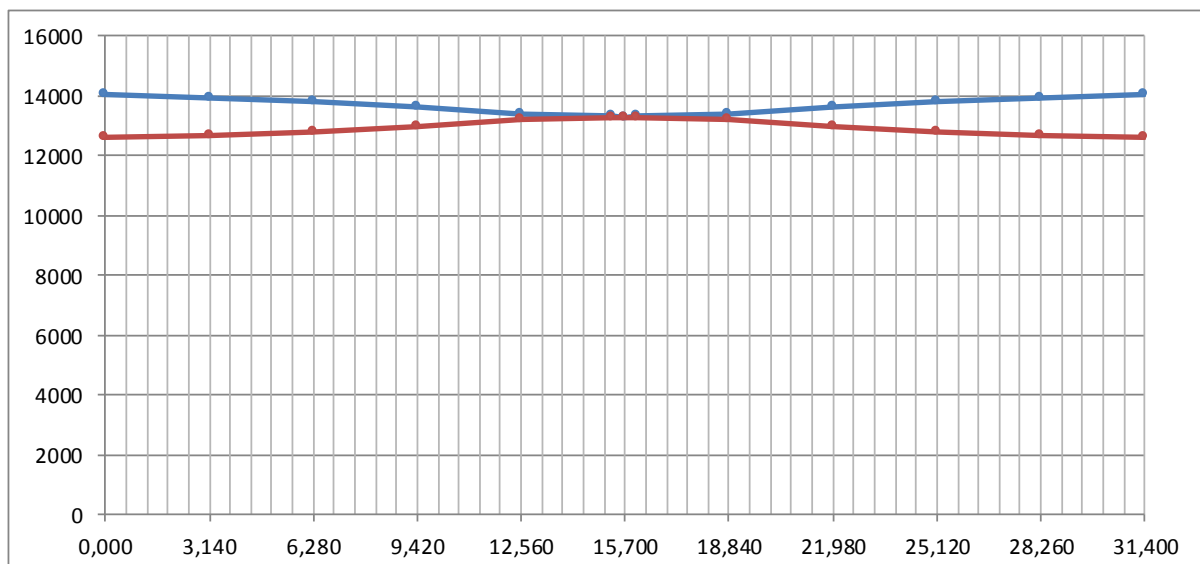
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 107 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 107 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,310	0,0	0,0	0,0
S1	12671	106,4	1,019	-0,050	105,7	-12,0	-5,3
S2	12809	107,6	1,019	-0,388	107,1	-10,1	-41,6
S3	12999	109,2	1,019	-0,622	109,0	-6,1	-67,8
S4	13186	110,8	1,019	-0,737	110,7	-1,9	-81,6
S5	13284	111,6	1,019	-0,749	111,6	0,0	-83,6
S6	13186	110,8	1,019	-0,737	110,7	1,9	-81,6
S7	12999	109,2	1,019	-0,622	109,0	6,1	-67,8
S8	12809	107,6	1,019	-0,388	107,1	10,1	-41,6
S9	12671	106,4	1,019	-0,050	105,7	12,0	-5,3
S10	0	0,0	1,040	0,310	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C3

Unidade de protensão → 6 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad (\text{recuo da ancoragem})$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	31,40	1,000	5,000		10,00	1,000	14022
S1	3,340	28,06	0,708	5,00	0,00	10,00	0,993	13929
S2	6,430	24,97	0,440	4,60	0,40	9,60	0,986	13824
S3	9,520	21,88	0,240	2,80	2,20	7,80	0,974	13652
S4	12,610	18,79	0,137	1,00	4,00	6,00	0,962	13483
S5	15,700	15,70	0,120	0,00	5,00	5,00	0,952	13353
S6	18,790	12,61	0,137	-1,00	6,00	4,00	0,962	13483
S7	21,880	9,52	0,240	-2,80	7,80	2,20	0,974	13652
S8	24,970	6,43	0,440	-4,60	9,60	0,40	0,986	13824
S9	28,060	3,34	0,708	-5,00	10,00	0,00	0,993	13929
S10	31,400	0,00	1,000	-5,00	10,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 108 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

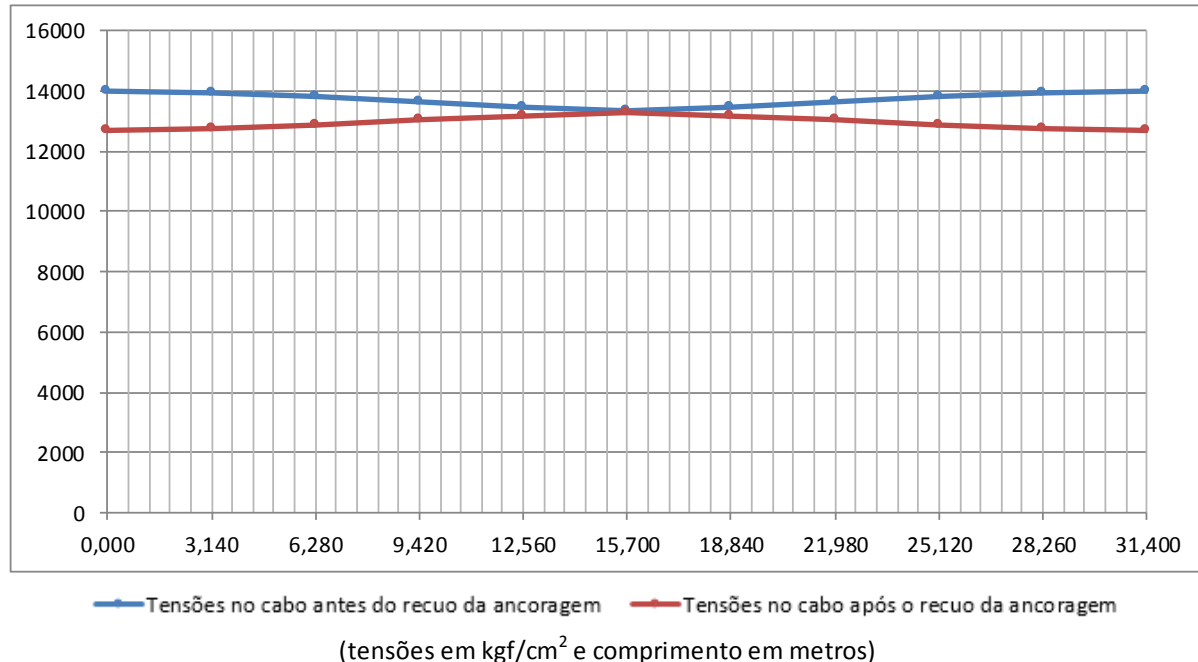
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 108 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0
S1	12769	107,3	1,019	-0,311	106,9	-9,3	-33,3
S2	12867	108,1	1,019	-0,579	107,7	-8,7	-62,4
S3	13028	109,4	1,019	-0,779	109,3	-5,3	-85,1
S4	13192	110,8	1,019	-0,883	110,8	-1,9	-97,8
S5	13288	111,6	1,019	-0,899	111,6	0,0	-100,4
S6	13192	110,8	1,019	-0,883	110,8	1,9	-97,8
S7	13028	109,4	1,019	-0,779	109,3	5,3	-85,1
S8	12867	108,1	1,019	-0,579	107,7	8,7	-62,4
S9	12769	107,3	1,019	-0,311	106,9	9,3	-33,3
S10	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



Cabo C4

Unidade de protensão → 6 Ø15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(recuo da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	31,40	0,650	3,500		7,00	1,000	14022
S1	3,340	28,06	0,446	3,50	0,00	7,00	0,993	13929
S2	6,430	24,97	0,258	3,20	0,30	6,70	0,986	13828
S3	9,520	21,88	0,140	1,20	2,30	4,70	0,973	13648
S4	12,610	18,79	0,120	0,00	3,50	3,50	0,963	13507
S5	15,700	15,70	0,120	0,00	3,50	3,50	0,957	13424
S6	18,790	12,61	0,120	0,00	3,50	3,50	0,963	13507
S7	21,880	9,52	0,140	-1,20	4,70	2,30	0,973	13648
S8	24,970	6,43	0,258	-3,20	6,70	0,30	0,986	13828
S9	28,060	3,34	0,446	-3,50	7,00	0,00	0,993	13929
S10	31,400	0,00	0,650	-3,50	7,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 108 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

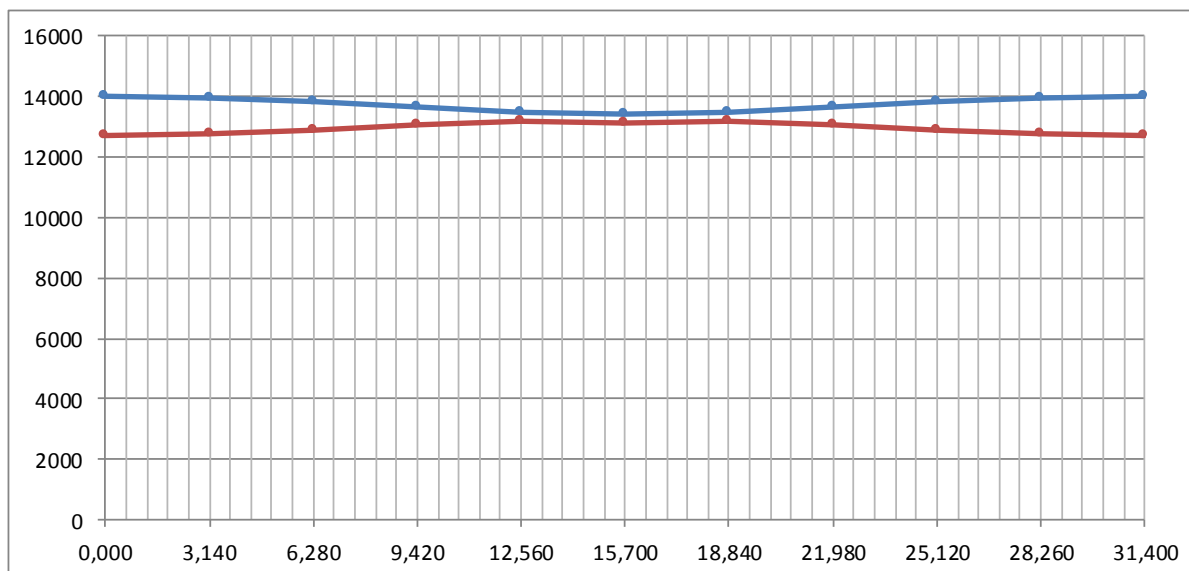
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 108 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,390	0,0	0,0	0,0
S1	12787	107,4	1,019	-0,573	107,2	-6,6	-61,5
S2	12881	108,2	1,019	-0,761	108,0	-6,0	-82,2
S3	13053	109,6	1,019	-0,879	109,6	-2,3	-96,4
S4	13191	110,8	1,019	-0,899	110,8	0,0	-99,6
S5	13135	110,3	1,019	-0,899	110,3	0,0	-99,2
S6	13191	110,8	1,019	-0,899	110,8	0,0	-99,6
S7	13053	109,6	1,019	-0,879	109,6	2,3	-96,4
S8	12881	108,2	1,019	-0,761	108,0	6,0	-82,2
S9	12787	107,4	1,019	-0,573	107,2	6,6	-61,5
S10	0	0,0	1,040	-0,390	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C5

Unidade de protensão → 6 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022 \quad k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4 \quad \mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(reco da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	31,40	0,300	2,000		4,00	1,000	14022
S1	3,340	28,06	0,183	2,00	0,00	4,00	0,993	13929
S2	6,430	24,97	0,120	0,10	1,90	2,10	0,981	13751
S3	9,520	21,88	0,120	0,00	2,00	2,00	0,974	13662
S4	12,610	18,79	0,120	0,00	2,00	2,00	0,968	13578
S5	15,700	15,70	0,120	0,00	2,00	2,00	0,962	13494
S6	18,790	12,61	0,120	0,00	2,00	2,00	0,968	13578
S7	21,880	9,52	0,120	0,00	2,00	2,00	0,974	13662
S8	24,970	6,43	0,120	-0,10	2,10	1,90	0,981	13751
S9	28,060	3,34	0,183	-2,00	4,00	0,00	0,993	13929
S10	31,400	0,00	0,300	-2,00	4,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 108 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem esquerda)*}$$

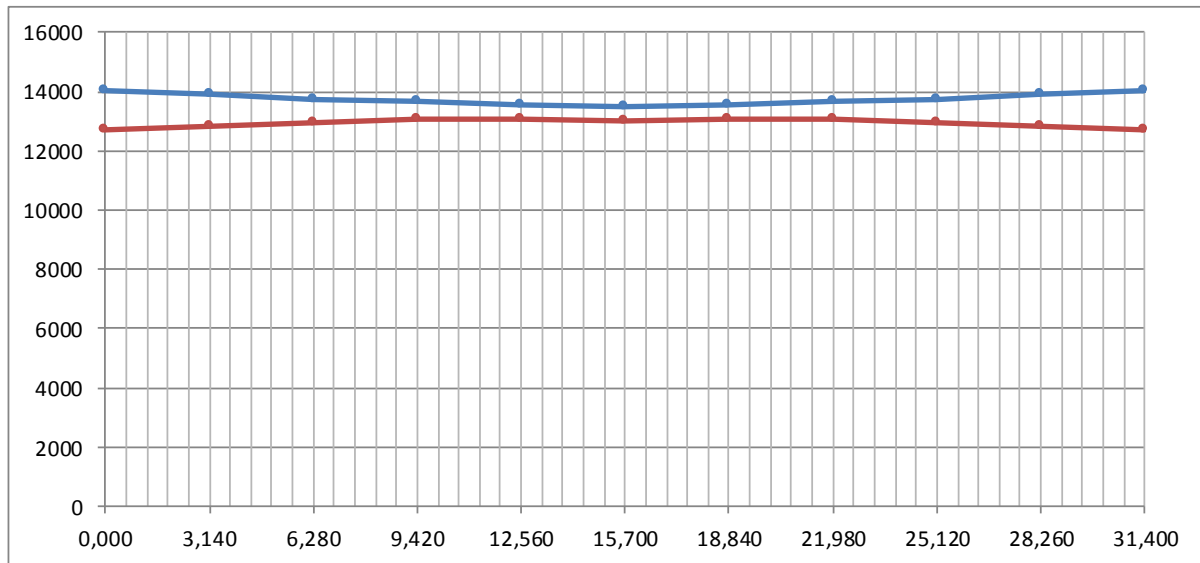
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 108 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem direita)*}$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por reco da ancoragem

Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0
S1	12799	107,5	1,019	-0,836	107,4	-3,8	-89,8
S2	12968	108,9	1,019	-0,899	108,9	-0,2	-97,9
S3	13055	109,7	1,019	-0,899	109,7	0,0	-98,6
S4	13064	109,7	1,019	-0,899	109,7	0,0	-98,7
S5	12981	109,0	1,019	-0,899	109,0	0,0	-98,0
S6	13064	109,7	1,019	-0,899	109,7	0,0	-98,7
S7	13055	109,7	1,019	-0,899	109,7	0,0	-98,6
S8	12968	108,9	1,019	-0,899	108,9	0,2	-97,9
S9	12799	107,5	1,019	-0,836	107,4	3,8	-89,8
S10	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0

A perda por reco da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Perda por encurtamento imediato do concreto

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$s = 0,38$$

1ª etapa de protensão

$$\alpha_E = 1,0$$

$$t_0 \text{ (dias)} = 3$$

$$\beta_s(t_0) = 0,458$$

$$f_{c_i,t_0} \text{ (MPa)} = 18,3$$

$$n_{cabos} = 3$$

$$\alpha = 8,34$$

$$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 23.968,7$$

Seção	ΣN_{prot} (tf)	ΣM_{prot} (tf.m)	$e_{média}$ (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp}$ (tf/m ²)	$\Delta \epsilon_{cp}$ ($\times 10^{-4}$)	$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)
S0	0,0	0,0	0,103	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	317,4	-16,3	-0,017	0,731	0,376	435,0	0,605	121,0
S2	321,7	-122,2	-0,126	0,731	0,376	481,2	0,669	133,8
S3	327,1	-199,9	-0,204	0,731	0,376	555,8	0,773	154,6
S4	332,1	-242,6	-0,243	0,731	0,376	611,5	0,850	170,1
S5	334,2	-250,4	-0,250	0,731	0,376	623,6	0,867	173,5
S6	332,1	-242,6	-0,243	0,731	0,376	611,5	0,850	170,1
S7	327,1	-199,9	-0,204	0,731	0,376	555,8	0,773	154,6
S8	321,7	-122,2	-0,126	0,731	0,376	481,2	0,669	133,8
S9	317,4	-16,3	-0,017	0,731	0,376	435,0	0,605	121,0
S10	0,0	0,0	0,103	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

2ª etapa de protensão

$$t_0 \text{ (dias)} = 7$$

$$\beta_s(t_0) = 0,684$$

$$f_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 27,4$$

$$n_{\text{cabos}} = 2$$

$$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 29.288,8$$

Seção	ΣN_{prot} (tf)	ΣM_{prot} (tf.m)	$e_{\text{média}}$ (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp}$ (tf/m ²)	$\Delta \epsilon_{cp}$ ($\times 10^{-4}$)	$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)
S0	0,0	0,0	-0,126	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	214,7	-151,3	-0,157	0,731	0,376	356,7	0,406	81,2
S2	217,0	-180,1	-0,184	0,731	0,376	385,2	0,438	87,7
S3	219,3	-195,0	-0,198	0,731	0,376	402,5	0,458	91,6
S4	220,5	-198,3	-0,200	0,731	0,376	407,1	0,463	92,7
S5	219,4	-197,2	-0,200	0,731	0,376	405,0	0,461	92,2
S6	220,5	-198,3	-0,200	0,731	0,376	407,1	0,463	92,7
S7	219,3	-195,0	-0,198	0,731	0,376	402,5	0,458	91,6
S8	217,0	-180,1	-0,184	0,731	0,376	385,2	0,438	87,7
S9	214,7	-151,3	-0,157	0,731	0,376	356,7	0,406	81,2
S10	0,0	0,0	-0,126	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

Onde:

s = coeficiente que depende do tipo de cimento

t_0 = idade de aplicação da protensão

$$\beta_s = e^{s \times (1 - \sqrt{28/t_0})} \quad f_{c,j} = \beta_s \times f_{ck} \quad E_c = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{c,j}}$$

$$\Delta \epsilon_{cp} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{\sigma_{c,cgp}}{E_{c,t_0}} \quad \Delta \sigma_p = \frac{\Delta \epsilon_{cp}}{E_p}$$

	Seção	Fase 1	Fase 2	Fase 3
$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)	S0	0,0	0,0	0,0
	S1	202,2	81,2	0,0
	S2	221,5	87,7	0,0
	S3	246,2	91,6	0,0
	S4	262,7	92,7	0,0
	S5	265,6	92,2	0,0
	S6	262,7	92,7	0,0
	S7	246,2	91,6	0,0
	S8	221,5	87,7	0,0
	S9	202,2	81,2	0,0
	S10	0,0	0,0	0,0

Tensões nos cabos e solicitações devido à protensão após as perdas imediatas

C1

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12402	104,2	103,2	-14,5	21,8	11,6%
S2	12569	105,6	105,0	-10,9	-17,9	10,4%
S3	12734	107,0	106,7	-6,9	-46,0	9,2%
S4	12904	108,4	108,4	-2,8	-61,9	8,0%
S5	12949	108,8	108,8	0,0	-65,2	7,7%
S6	12904	108,4	108,4	2,8	-61,9	8,0%
S7	12734	107,0	106,7	6,9	-46,0	9,2%
S8	12569	105,6	105,0	10,9	-17,9	10,4%
S9	12402	104,2	103,2	14,5	21,8	11,6%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C2

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12468	104,7	104,1	-11,9	-5,2	11,1%
S2	12588	105,7	105,3	-10,0	-40,9	10,2%
S3	12753	107,1	107,0	-6,0	-66,6	9,1%
S4	12924	108,6	108,5	-1,9	-80,0	7,8%
S5	13018	109,4	109,4	0,0	-81,9	7,2%
S6	12924	108,6	108,5	1,9	-80,0	7,8%
S7	12753	107,1	107,0	6,0	-66,6	9,1%
S8	12588	105,7	105,3	10,0	-40,9	10,2%
S9	12468	104,7	104,1	11,9	-5,2	11,1%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C3

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12567	105,6	105,2	-9,2	-32,7	10,4%
S2	12645	106,2	105,9	-8,5	-61,3	9,8%
S3	12782	107,4	107,2	-5,2	-83,5	8,8%
S4	12929	108,6	108,6	-1,9	-95,8	7,8%
S5	13023	109,4	109,4	0,0	-98,4	7,1%
S6	12929	108,6	108,6	1,9	-95,8	7,8%
S7	12782	107,4	107,2	5,2	-83,5	8,8%
S8	12645	106,2	105,9	8,5	-61,3	9,8%
S9	12567	105,6	105,2	9,2	-32,7	10,4%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C4

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12706	106,7	106,5	-6,5	-61,1	9,4%
S2	12793	107,5	107,3	-6,0	-81,6	8,8%
S3	12962	108,9	108,9	-2,3	-95,7	7,6%
S4	13098	110,0	110,0	0,0	-98,9	6,6%
S5	13043	109,6	109,6	0,0	-98,5	7,0%
S6	13098	110,0	110,0	0,0	-98,9	6,6%
S7	12962	108,9	108,9	2,3	-95,7	7,6%
S8	12793	107,5	107,3	6,0	-81,6	8,8%
S9	12706	106,7	106,5	6,5	-61,1	9,4%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C5

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12718	106,8	106,8	-3,7	-89,2	9,3%
S2	12880	108,2	108,2	-0,2	-97,3	8,1%
S3	12963	108,9	108,9	0,0	-97,9	7,6%
S4	12971	109,0	109,0	0,0	-98,0	7,5%
S5	12888	108,3	108,3	0,0	-97,3	8,1%
S6	12971	109,0	109,0	0,0	-98,0	7,5%
S7	12963	108,9	108,9	0,0	-97,9	7,6%
S8	12880	108,2	108,2	0,2	-97,3	8,1%
S9	12718	106,8	106,8	3,7	-89,2	9,3%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

Resumo das solicitações e tensões nas fibras extremas do concreto devido à protensão após as perdas imediatas

1ª etapa de protensão

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	312,4	-35,6	-16,1	0,0	385,3	471,0
S2	316,2	-29,3	-120,0	0,0	119,1	758,1
S3	320,9	-18,1	-196,1	0,0	-72,9	970,9
S4	325,5	-6,6	-237,7	0,0	-175,3	1090,1
S5	327,5	0,0	-245,4	0,0	-192,7	1113,7
S6	325,5	6,6	-237,7	0,0	-175,3	1090,1
S7	320,9	18,1	-196,1	0,0	-72,9	970,9
S8	316,2	29,3	-120,0	0,0	119,1	758,1
S9	312,4	35,6	-16,1	0,0	385,3	471,0
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2ª etapa de protensão

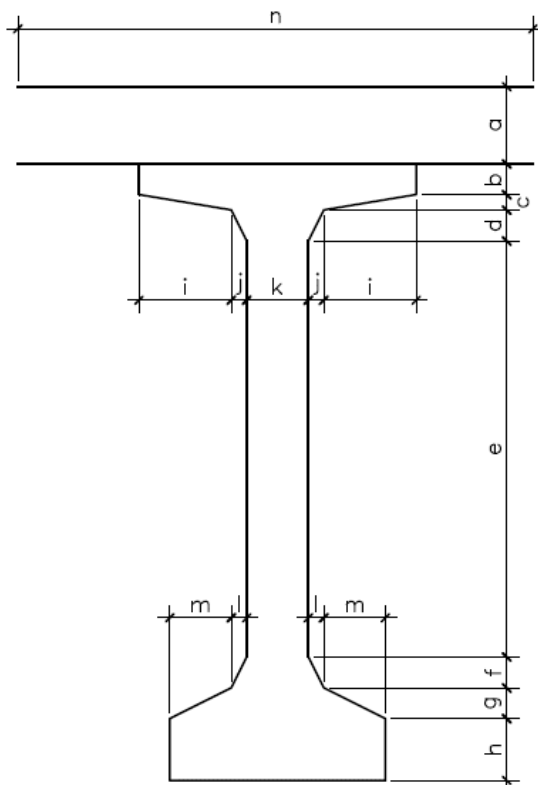
Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	213,3	-10,2	-150,3	0,0	-100,6	699,4
S2	215,5	-6,2	-178,9	0,0	-172,2	780,0
S3	217,7	-2,3	-193,6	0,0	-207,5	822,9
S4	219,0	0,0	-196,9	0,0	-214,4	833,6
S5	217,8	0,0	-195,8	0,0	-213,3	829,1
S6	219,0	0,0	-196,9	0,0	-214,4	833,6
S7	217,7	2,3	-193,6	0,0	-207,5	822,9
S8	215,5	6,2	-178,9	0,0	-172,2	780,0
S9	213,3	10,2	-150,3	0,0	-100,6	699,4
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Cálculo das perdas lentas de protensão

$U(\%) = 80$ (umidade relativa do ar)

$\gamma = 2,22$ $\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \times U)}$

Cálculo da espessura fictícia



Seção	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
S0	0,000	0,050	0,050	0,050
S1	0,000	0,050	0,050	0,100
S2	0,000	0,050	0,050	0,100
S3	0,000	0,050	0,050	0,100
S4	0,000	0,050	0,050	0,100
S5	0,000	0,050	0,050	0,100
S6	0,000	0,050	0,050	0,100
S7	0,000	0,050	0,050	0,100
S8	0,000	0,050	0,050	0,100
S9	0,000	0,050	0,050	0,100
S10	0,000	0,050	0,050	0,050

Seção	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)	k (m)	l (m)	m (m)	n (m)
S0	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200
S1	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S2	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S3	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S4	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S5	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S6	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S7	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S8	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S9	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S10	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200

Seção	P _{ext} (m)	P _{int} (m)	u (m)	A (m ²)	h _{fic} (m)
S0	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030
S1	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S2	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S3	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S4	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S5	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S6	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S7	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S8	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S9	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S10	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030

Onde,

P_{ext} - é o perímetro externo da seção

P_{int} - é o perímetro interno da seção

u - é o perímetro da seção em contato com o ar, dado por: $P_{ext} + P_{int}/2$

A - é a área da seção transversal

h_{fic} - é a espessura fictícia, dada por: $\gamma \times 2 \times A / u$

Cálculo da idade corrigida

$$t_* = \frac{\alpha}{30} \times \sum_{t=0}^t [(T_i + 10) \times \Delta t_i]$$

$$\alpha = 1 \quad (\text{fluência}) \quad T_i (^\circ) = 25$$

$$\Delta t_i (\text{dias}) = 4,6 \quad (\text{média ponderada das idades de protensão})$$

$$t_{0*} (\text{dias}) = 5,4 \quad (\text{fluência})$$

$$t_{0*} (\text{dias}) = 5,4 \quad (\text{retração})$$

$$t_{\infty*} (\text{dias}) = \infty$$

Fluência

a deformação por fluência é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t_1;t_0) = \frac{\sigma_{c,t_0}}{E_{c,28}} \times \varphi(t_1;t_0)$$

onde:

$$\varphi(t_1;t_0) = \varphi_{d\infty} \times \beta_d + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t_{1*}) - \beta_f(t_{0*})] + \varphi_a$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\beta_d = \frac{t_{1*} - t_{0*} + 20}{t_{1*} - t_{0*} + 70}$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \times U \quad \varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}(cm)}{20 + h_{fic}(cm)}$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \times t + B}{t^2 + C \times t + D} \quad \text{com} \quad \begin{cases} A = 42 \times h_{fic}^3 - 350 \times h_{fic}^2 + 588 \times h_{fic} + 113 \\ B = 768 \times h_{fic}^3 - 3060 \times h_{fic}^2 + 3234 \times h_{fic} - 23 \\ C = -200 \times h_{fic}^3 + 13 \times h_{fic}^2 + 1090 \times h_{fic} + 183 \\ D = 7579 \times h_{fic}^3 - 31916 \times h_{fic}^2 + 35343 \times h_{fic} + 1931 \end{cases}$$

$$\varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{9 \times t_{0*} \times (t_{0*} + 42)}{(9 \times t_{0*} + 40) \times (t_{0*} + 61)} \right]$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\varphi_a = 0,488$$

$$\varphi_{1c} = 1,7$$

$$\varphi_{f\infty} = 1,0$$

$$\beta_d = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	φ_{2c}	φ_{∞}	$\beta_{f(t)}$	$\varphi_{(\infty,t)}$
S0	1,030	1,179	1,945	0,163	2,517
S1	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S2	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S3	0,412	1,360	2,243	0,165	2,760
S4	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S5	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S6	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S7	0,412	1,360	2,243	0,165	2,760
S8	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S9	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S10	1,030	1,179	1,945	0,163	2,517

Retração do concreto

a deformação por retração é dada por:

$$\varepsilon_{cs,(t_1;t_0)} = \varepsilon_{cs,(t_{00})} \times [\beta_s(t_{1*}) - \beta_s(t_{0*})]$$

onde:

$$\varepsilon_{cs,(t_{00})} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$$

$$\varepsilon_{1s} = - \left(6,16 + \frac{U}{484} - \frac{U^2}{1590} \right) \times 10^4$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fic}}{20,8 + 3 \times h_{fic}}$$

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \times \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \times \left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

$$\text{com } \begin{cases} A = 40 \\ B = 116 \times h_{fic}^3 - 282 \times h_{fic}^2 + 220 \times h_{fic} - 4,8 \\ C = 2,5 \times h_{fic}^3 - 8,8 \times h_{fic} + 40,7 \\ D = -75 \times h_{fic}^3 + 585 \times h_{fic}^2 + 496 \times h_{fic} - 6,8 \\ E = -169 \times h_{fic}^4 + 88 \times h_{fic}^3 + 584 \times h_{fic}^2 - 39 \times h_{fic} + 0,8 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{1s} \times 10^4 = 2,3$$

$$\beta_{s_{00}} = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	ε_{2s}	$\beta_{s(t_0^*)}$	$\varepsilon_{cs,(t_{00})} \times 10^4$	$\varepsilon_{cs,(t_{00},t_0)} \times 10^4$
S0	1,030	1,468	0,005	3,376	3,358
S1	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S2	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S3	0,412	1,535	0,026	3,531	3,440
S4	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S5	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S6	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S7	0,412	1,535	0,026	3,531	3,440
S8	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S9	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S10	1,030	1,468	0,005	3,376	3,358

Relaxação do aço

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$E_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 354.175$$

$$f_{ptk} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 19.000$$

$$\alpha_p = 5,647$$

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente

Seção	M_{g1+g2} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,519	-1,040	0,0
S1	140,01	0,376	-0,312	-116,1
S2	248,10	0,376	-0,559	-369,4
S3	325,31	0,376	-0,722	-625,1
S4	371,64	0,376	-0,798	-789,1
S5	387,08	0,376	-0,809	-833,5
S6	371,64	0,376	-0,798	-789,1
S7	325,31	0,376	-0,722	-625,1
S8	248,10	0,376	-0,559	-369,4
S9	140,01	0,376	-0,312	-116,1
S10	0,00	0,519	-1,040	0,0

Seção	M_{g3} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,981	-1,332	0,0
S1	44,04	0,754	-0,780	-45,6
S2	78,29	0,754	-1,028	-106,8
S3	102,76	0,754	-1,191	-162,4
S4	117,43	0,754	-1,267	-197,4
S5	122,33	0,754	-1,278	-207,4
S6	117,43	0,754	-1,267	-197,4
S7	102,76	0,754	-1,191	-162,4
S8	78,29	0,754	-1,028	-106,8
S9	44,04	0,754	-0,780	-45,6
S10	0,00	0,981	-1,332	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à protensão

1ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp,p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	312,4	-16,1	-0,312	0,731	0,376	440,7
S2	316,2	-120,0	-0,559	0,731	0,376	611,3
S3	320,9	-196,1	-0,722	0,731	0,376	815,9
S4	325,5	-237,7	-0,798	0,731	0,376	950,1
S5	327,5	-245,4	-0,809	0,731	0,376	976,5
S6	325,5	-237,7	-0,798	0,731	0,376	950,1
S7	320,9	-196,1	-0,722	0,731	0,376	815,9
S8	316,2	-120,0	-0,559	0,731	0,376	611,3
S9	312,4	-16,1	-0,312	0,731	0,376	440,7
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

2ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp,p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	213,3	-150,3	-0,312	0,731	0,376	416,5
S2	215,5	-178,9	-0,559	0,731	0,376	561,2
S3	217,7	-193,6	-0,722	0,731	0,376	669,9
S4	219,0	-196,9	-0,798	0,731	0,376	717,6
S5	217,8	-195,8	-0,809	0,731	0,376	719,7
S6	219,0	-196,9	-0,798	0,731	0,376	717,6
S7	217,7	-193,6	-0,722	0,731	0,376	669,9
S8	215,5	-178,9	-0,559	0,731	0,376	561,2
S9	213,3	-150,3	-0,312	0,731	0,376	416,5
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

Seção	$\sigma_{c,cgp,p}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	857,2
S2	1172,4
S3	1485,8
S4	1667,7
S5	1696,2
S6	1667,7
S7	1485,8
S8	1172,4
S9	857,2
S10	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente + protensão

Seção	$\sigma_{c,cgp,p+g}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	695,4
S2	696,2
S3	698,3
S4	681,2
S5	655,3
S6	681,2
S7	698,3
S8	696,2
S9	695,4
S10	0,0

Cálculo do coeficiente de fluência do aço

$$\chi(t, t_0) = -\ln(1 - \psi(t, t_0))$$

onde:

$$\psi(t^\infty, t_0) = 2,5 \times \psi_{1000}$$

Seção	σ_{p0} (kgf/cm ²)	σ_{p0} / f_{ptk}	ψ_{1000}	$\psi(t^\infty, t_0)$	$\chi_{(t^\infty, t_0)}$
S0		0,000	0,000	0,000	0,000
S1	12572	0,662	2,040	5,101	0,052
S2	12695	0,668	2,118	5,295	0,054
S3	12839	0,676	2,209	5,522	0,057
S4	12965	0,682	2,289	5,721	0,059
S5	12984	0,683	2,301	5,751	0,059
S6	12965	0,682	2,289	5,721	0,059
S7	12839	0,676	2,209	5,522	0,057
S8	12695	0,668	2,118	5,295	0,054
S9	12572	0,662	2,040	5,101	0,052
S10		0,000	0,000	0,000	0,000

Cálculo da perda lenta total

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)} = \frac{\varepsilon_{cs,(t,t_0)} \times E_p + \alpha_p \times \varphi(t,t_0) \times \sigma_{c,ggp,p+g} + \sigma_{p0} \times \chi(t,t_0)}{\chi_p + \chi_c \times \alpha_p \times \eta \times \rho_p}$$

onde:

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi(t,t_0) \quad \chi_p = 1 + \chi(t,t_0)$$

e_p - é a excentricidade de protensão

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_x} \quad \rho_p = \frac{A_s}{A_c}$$

Seção	χ_c	χ_p	e_p (m)	η	ρ_p	$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)}$ (kgf/cm ²)	$\Delta\sigma_{lenta}$ (%)
S0	2,258	1,000	-1,332	4,634	0,0000	0,0	0,0%
S1	2,359	1,052	-0,780	2,032	0,0033	2115,3	15,1%
S2	2,359	1,054	-1,028	2,792	0,0033	2080,4	14,8%
S3	2,380	1,057	-1,191	3,403	0,0033	2075,4	14,8%
S4	2,359	1,059	-1,267	3,719	0,0033	2044,7	14,6%
S5	2,359	1,059	-1,278	3,767	0,0033	2012,4	14,4%
S6	2,359	1,059	-1,267	3,719	0,0033	2044,7	14,6%
S7	2,380	1,057	-1,191	3,403	0,0033	2075,4	14,8%
S8	2,359	1,054	-1,028	2,792	0,0033	2080,4	14,8%
S9	2,359	1,052	-0,780	2,032	0,0033	2115,3	15,1%
S10	2,258	1,000	-1,332	4,634	0,0000	0,0	0,0%

Solicitações devido às perdas lentas de protensão

C1

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2115	-17,8	-17,6	2,5	-3,7
S2	-2080	-17,5	-17,4	1,8	3,0
S3	-2075	-17,4	-17,4	1,1	7,5
S4	-2045	-17,2	-17,2	0,4	9,8
S5	-2012	-16,9	-16,9	0,0	10,1
S6	-2045	-17,2	-17,2	-0,4	9,8
S7	-2075	-17,4	-17,4	-1,1	7,5
S8	-2080	-17,5	-17,4	-1,8	3,0
S9	-2115	-17,8	-17,6	-2,5	-3,7
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C2

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2115	-17,8	-17,7	2,0	0,9
S2	-2080	-17,5	-17,4	1,6	6,8
S3	-2075	-17,4	-17,4	1,0	10,8
S4	-2045	-17,2	-17,2	0,3	12,6
S5	-2012	-16,9	-16,9	0,0	12,7
S6	-2045	-17,2	-17,2	-0,3	12,6
S7	-2075	-17,4	-17,4	-1,0	10,8
S8	-2080	-17,5	-17,4	-1,6	6,8
S9	-2115	-17,8	-17,7	-2,0	0,9
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C3

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2115	-17,8	-17,7	1,5	5,5
S2	-2080	-17,5	-17,4	1,4	10,1
S3	-2075	-17,4	-17,4	0,9	13,6
S4	-2045	-17,2	-17,2	0,3	15,2
S5	-2012	-16,9	-16,9	0,0	15,2
S6	-2045	-17,2	-17,2	-0,3	15,2
S7	-2075	-17,4	-17,4	-0,9	13,6
S8	-2080	-17,5	-17,4	-1,4	10,1
S9	-2115	-17,8	-17,7	-1,5	5,5
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C4


Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2115	-17,8	-17,7	1,1	10,2
S2	-2080	-17,5	-17,4	1,0	13,3
S3	-2075	-17,4	-17,4	0,4	15,3
S4	-2045	-17,2	-17,2	0,0	15,4
S5	-2012	-16,9	-16,9	0,0	15,2
S6	-2045	-17,2	-17,2	0,0	15,4
S7	-2075	-17,4	-17,4	-0,4	15,3
S8	-2080	-17,5	-17,4	-1,0	13,3
S9	-2115	-17,8	-17,7	-1,1	10,2
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C5

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2115	-17,8	-17,8	0,6	14,8
S2	-2080	-17,5	-17,5	0,0	15,7
S3	-2075	-17,4	-17,4	0,0	15,7
S4	-2045	-17,2	-17,2	0,0	15,4
S5	-2012	-16,9	-16,9	0,0	15,2
S6	-2045	-17,2	-17,2	0,0	15,4
S7	-2075	-17,4	-17,4	0,0	15,7
S8	-2080	-17,5	-17,5	0,0	15,7
S9	-2115	-17,8	-17,8	-0,6	14,8
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

Resumo das solicitações devido às perdas de protensão e tensões nas fibras extremas do concreto

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-88,4	7,7	27,7	-93,7	-48,7	-196,1
S2	-87,1	5,8	48,8	-71,1	8,2	-251,5
S3	-87,1	3,3	62,9	-57,2	45,0	-289,7
S4	-85,9	1,0	68,5	-50,0	61,4	-303,3
S5	-84,5	0,0	68,4	-48,3	62,9	-301,1
S6	-85,9	-1,0	68,5	-50,0	61,4	-303,3
S7	-87,1	-3,3	62,9	-57,2	45,0	-289,7
S8	-87,1	-5,8	48,8	-71,1	8,2	-251,5
S9	-88,4	-7,7	27,7	-93,7	-48,7	-196,1
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 167/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Verificação das tensões elásticas no concreto nas diversas fases de carregamento

Serão verificadas as tensões nas fibras extremas do concreto para as seguintes fases de carregamento:

- Fase 1 = peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
- Fase 2 = fase 1 + 2ª etapa de protensão
- Fase 3 = fase 2 + peso próprio da laje e transversinas
- Fase 4 = fase 3 + 3ª etapa de protensão
- Fase 5 = fase 4 + sobrecarga permanente
- Fase 6 = fase 5 + carga móvel
- Fase 7 = fase 5 + perdas de protensão
- Fase 8 = fase 7 + carga móvel

Tensões limites

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0 \qquad f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51 \qquad s = 0,38$$

- no instante da protensão

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctm,j} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,7 f_{ckj}$$

- na vida útil da obra

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctk,inf} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,6 f_{ck}$$

idade da 1ª protensão (dias) = 3

$$\beta_1 = 0,458 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 18,32 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,08$$

idade da 2ª protensão (dias) = 7

$$\beta_2 = 0,684 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 27,35 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,72$$

idade da 3ª protensão (dias) = 28

$$\beta_3 = 1,000 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 40,00 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,51$$

	tração (tf/m ²)	compressão (tf/m ²)
t = 3	-250,17	1282,36
t = 7	-326,83	1914,81
t = 28	-294,74	2400,00
t = ∞	-294,74	2400,00

Verificação do estado limite de compressão excessiva para a combinação rara de carregamentos (ELS-CE)

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m^2) para 110% da força de protensão

		g_1	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2
S0	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m^2)	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	210	424	634	-111	524
	σ_i (tf/m^2)	-219	518	300	769	1069
S2	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	372	131	503	-189	313
	σ_i (tf/m^2)	-386	834	448	858	1306
S3	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	487	-80	407	-228	179
	σ_i (tf/m^2)	-506	1068	562	905	1467
S4	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	556	-193	363	-236	128
	σ_i (tf/m^2)	-578	1199	621	917	1538
S5	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	579	-212	368	-235	133
	σ_i (tf/m^2)	-602	1225	623	912	1535
S6	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	556	-193	363	-236	128
	σ_i (tf/m^2)	-578	1199	621	917	1538
S7	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	487	-80	407	-228	179
	σ_i (tf/m^2)	-506	1068	562	905	1467
S8	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	372	131	503	-189	313
	σ_i (tf/m^2)	-386	834	448	858	1306
S9	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	210	424	634	-111	524
	σ_i (tf/m^2)	-219	518	300	769	1069
S10	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m^2)	0	0	0	0	0

Verificação do estado limite de formação de fissuras para a combinação frequente de carregamentos (ELS-F)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q_1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_j,k} \quad \text{com } \psi_1 = 0,5$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	210	385	596	-101	495	155	650
	σ _i (tf/m ²)	-219	471	252	699	952	-161	791
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	372	119	491	-172	319	276	595
	σ _i (tf/m ²)	-386	758	372	780	1152	-287	865
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	487	-73	414	-208	207	362	569
	σ _i (tf/m ²)	-506	971	465	823	1288	-376	912
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	556	-175	381	-214	167	414	580
	σ _i (tf/m ²)	-578	1090	512	834	1346	-430	916
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	579	-193	387	-213	174	431	605
	σ _i (tf/m ²)	-602	1114	512	829	1341	-448	893
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	556	-175	381	-214	167	414	580
	σ _i (tf/m ²)	-578	1090	512	834	1346	-430	916
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	487	-73	414	-208	207	362	569
	σ _i (tf/m ²)	-506	971	465	823	1288	-376	912
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	372	119	491	-172	319	276	595
	σ _i (tf/m ²)	-386	758	372	780	1152	-287	865
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	210	385	596	-101	495	155	650
	σ _i (tf/m ²)	-219	471	252	699	952	-161	791
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	43	43	88	131
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	650	30	680	61	741
	σ_i (tf/m ²)	0	791	-87	704	-176	528
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	77	77	124	201
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	595	53	648	86	734
	σ_i (tf/m ²)	0	865	-155	711	-249	461
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	101	101	163	264
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	569	70	639	112	751
	σ_i (tf/m ²)	0	912	-203	709	-326	383
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	116	116	186	302
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	580	80	660	128	789
	σ_i (tf/m ²)	0	916	-232	684	-373	311
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	120	120	194	314
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	605	83	688	134	821
	σ_i (tf/m ²)	0	893	-241	652	-389	263
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	116	116	186	302
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	580	80	660	128	789
	σ_i (tf/m ²)	0	916	-232	684	-373	311
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	101	101	163	264
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	569	70	639	112	751
	σ_i (tf/m ²)	0	912	-203	709	-326	383
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	77	77	124	201
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	595	53	648	86	734
	σ_i (tf/m ²)	0	865	-155	711	-249	461
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	43	43	88	131
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	650	30	680	61	741
	σ_i (tf/m ²)	0	791	-87	704	-176	528
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-94	-50	88	37
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-49	631	61	692
	σ_i (tf/m ²)	-196	508	-176	332
S2	σ_s (tf/m ²)	-71	6	124	130
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	8	656	86	742
	σ_i (tf/m ²)	-251	459	-249	210
S3	σ_s (tf/m ²)	-57	44	163	207
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	45	684	112	796
	σ_i (tf/m ²)	-290	419	-326	93
S4	σ_s (tf/m ²)	-50	66	186	252
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	61	722	128	850
	σ_i (tf/m ²)	-303	381	-373	8
S5	σ_s (tf/m ²)	-48	72	194	266
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	63	751	134	884
	σ_i (tf/m ²)	-301	350	-389	-38
S6	σ_s (tf/m ²)	-50	66	186	252
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	61	722	128	850
	σ_i (tf/m ²)	-303	381	-373	8
S7	σ_s (tf/m ²)	-57	44	163	207
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	45	684	112	796
	σ_i (tf/m ²)	-290	419	-326	93
S8	σ_s (tf/m ²)	-71	6	124	130
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	8	656	86	742
	σ_i (tf/m ²)	-251	459	-249	210
S9	σ_s (tf/m ²)	-94	-50	88	37
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-49	631	61	692
	σ_i (tf/m ²)	-196	508	-176	332
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Verificação do estado limite de descompressão para a combinação quase permanente de carregamentos (ELS-D)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_2 = 0,3$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	210	385	596	-101	495	155	650
	σ _i (tf/m ²)	-219	471	252	699	952	-161	791
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	372	119	491	-172	319	276	595
	σ _i (tf/m ²)	-386	758	372	780	1152	-287	865
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	487	-73	414	-208	207	362	569
	σ _i (tf/m ²)	-506	971	465	823	1288	-376	912
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	556	-175	381	-214	167	414	580
	σ _i (tf/m ²)	-578	1090	512	834	1346	-430	916
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	579	-193	387	-213	174	431	605
	σ _i (tf/m ²)	-602	1114	512	829	1341	-448	893
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	556	-175	381	-214	167	414	580
	σ _i (tf/m ²)	-578	1090	512	834	1346	-430	916
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	487	-73	414	-208	207	362	569
	σ _i (tf/m ²)	-506	971	465	823	1288	-376	912
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	372	119	491	-172	319	276	595
	σ _i (tf/m ²)	-386	758	372	780	1152	-287	865
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	210	385	596	-101	495	155	650
	σ _i (tf/m ²)	-219	471	252	699	952	-161	791
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	43	43	53	96
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	650	30	680	36	716
	σ_i (tf/m ²)	0	791	-87	704	-105	598
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	77	77	75	152
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	595	53	648	51	699
	σ_i (tf/m ²)	0	865	-155	711	-150	561
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	101	101	98	199
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	569	70	639	67	706
	σ_i (tf/m ²)	0	912	-203	709	-195	513
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	116	116	112	227
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	580	80	660	77	737
	σ_i (tf/m ²)	0	916	-232	684	-224	460
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	120	120	116	237
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	605	83	688	80	768
	σ_i (tf/m ²)	0	893	-241	652	-233	418
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	116	116	112	227
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	580	80	660	77	737
	σ_i (tf/m ²)	0	916	-232	684	-224	460
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	101	101	98	199
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	569	70	639	67	706
	σ_i (tf/m ²)	0	912	-203	709	-195	513
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	77	77	75	152
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	595	53	648	51	699
	σ_i (tf/m ²)	0	865	-155	711	-150	561
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	43	43	53	96
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	650	30	680	36	716
	σ_i (tf/m ²)	0	791	-87	704	-105	598
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-94	-50	53	2
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-49	631	36	668
	σ_i (tf/m ²)	-196	508	-105	402
S2	σ_s (tf/m ²)	-71	6	75	81
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	8	656	51	707
	σ_i (tf/m ²)	-251	459	-150	310
S3	σ_s (tf/m ²)	-57	44	98	142
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	45	684	67	751
	σ_i (tf/m ²)	-290	419	-195	224
S4	σ_s (tf/m ²)	-50	66	112	177
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	61	722	77	799
	σ_i (tf/m ²)	-303	381	-224	157
S5	σ_s (tf/m ²)	-48	72	116	189
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	63	751	80	831
	σ_i (tf/m ²)	-301	350	-233	117
S6	σ_s (tf/m ²)	-50	66	112	177
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	61	722	77	799
	σ_i (tf/m ²)	-303	381	-224	157
S7	σ_s (tf/m ²)	-57	44	98	142
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	45	684	67	751
	σ_i (tf/m ²)	-290	419	-195	224
S8	σ_s (tf/m ²)	-71	6	75	81
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	8	656	51	707
	σ_i (tf/m ²)	-251	459	-150	310
S9	σ_s (tf/m ²)	-94	-50	53	2
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-49	631	36	668
	σ_i (tf/m ²)	-196	508	-105	402
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Cálculo do cisalhamento - $t = \infty$

Esforços cortantes característicos

$$V_{k,max} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,max}$$

$$V_{k,min} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,min}$$

onde: $V_{p,k} = V_{p,prot}$ em tempo $t = \infty$

f_{ck} (MPa) = 40,0
 f_{yk} (MPa) = 500,0

Seção	$V_{g1,k}$ (tf)	$V_{g2,k}$ (tf)	$V_{g3,k}$ (tf)	$V_{p,k}$ (tf)	$V_{q,max,k}$ (tf)	$V_{q,min,k}$ (tf)	V_k^{max} (tf)	V_k^{min} (tf)
S0	30,34	21,24	15,73	0,00	63,79	0,00	131,10	67,31
S1	22,73	16,99	12,59	-38,06	54,13	-1,92	68,37	12,33
S2	17,05	12,74	9,44	-29,66	36,13	-4,80	45,70	4,77
S3	11,37	8,49	6,29	-17,09	29,51	-8,63	38,57	0,44
S4	5,68	4,25	3,15	-5,58	23,45	-13,01	30,95	-5,51
S5	0,00	0,00	0,00	0,00	17,95	-17,95	17,95	-17,95
S6	-5,68	-4,25	-3,15	5,58	13,01	-23,45	5,51	-30,95
S7	-11,37	-8,49	-6,29	17,09	8,63	-29,51	-0,44	-38,57
S8	-17,05	-12,74	-9,44	29,66	4,80	-36,13	-4,77	-45,70
S9	-22,73	-16,99	-12,59	38,06	1,92	-54,13	-12,33	-68,37
S10	-30,34	-21,24	-15,73	0,00	0,00	-63,79	-67,31	-131,10

Verificação do concreto

$$\phi_{bainha} (m) = 0,075$$

$$n_{bainhas\ alinhadas\ na\ alma} = 1$$

$$V_{sd} = 1,35 \times V_g + \left\{ \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \times V_p + 1,5 \times V_q$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_{w,nom} \times d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) (f_{ck} \text{ em MPa})$$

Seção	V_{sd} (tf)	b_w (m)	H (m)	$\Sigma \Phi/2$ (m)	b_w^{nom} (m)	d (m)	V_{rd2} (tf)
S0	186,6	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2
S1	117,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S2	80,5	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S3	64,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S4	47,8	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S5	26,9	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S6	47,8	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S7	64,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S8	80,5	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S9	117,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S10	186,6	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2

Para todas as seções $V_{rd2} > V_{sd}$

Parcela do esforço cortante absorvida pelos mecanismos complementares à treliça

$$M_{sdu} = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q$$

Seção	M _{g1,k}	M _{g2,k}	M _{g3,k}	M _{q máx,k}	M _{q mín,k}	M _{sdu} (tf.m)
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0
S1	80,57	59,44	44,04	178,11	0,00	515,6
S2	142,43	105,67	78,29	252,50	0,00	819,4
S3	186,62	138,69	102,76	330,04	0,00	1072,9
S4	213,14	158,50	117,43	377,53	0,00	1226,5
S5	221,98	165,11	122,33	393,77	0,00	1278,4
S6	213,14	158,50	117,43	377,53	0,00	1226,5
S7	186,62	138,69	102,76	330,04	0,00	1072,9
S8	142,43	105,67	78,29	252,50	0,00	819,4
S9	80,57	59,44	44,04	178,11	0,00	515,6
S10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

$$V_c = V_{c0} \times (1 + M_0 / M_{sd,máx}) \leq 2 \times V_{c0}$$

$$M_0 = 0,90 \times (\sigma_p^{prot.} \times W)$$

$$V_{c0} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

com f_{ck} em MPa

Seção	σ _p ^{prot.} (tf/m ²)	W _i (m ³)	M ₀ (tf.m)	1+ M ₀ /M _{sd,máx}
S0	0	0,736	0,00	1,00
S1	974	0,507	444,21	1,86
S2	1287	0,507	586,55	1,72
S3	1504	0,507	685,71	1,64
S4	1620	0,507	738,70	1,60
S5	1642	0,507	748,45	1,59
S6	1620	0,507	738,70	1,60
S7	1504	0,507	685,71	1,64
S8	1287	0,507	586,55	1,72
S9	974	0,507	444,21	1,86
S10	0	0,736	0,00	1,00

Seção	b_w^{nom} (m)	d (m)	Vc0 (tf)	2 * Vc0 (tf)	Vc (tf)
S0	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5
S1	0,183	1,784	34,3	68,5	63,8
S2	0,183	1,784	34,3	68,5	58,8
S3	0,183	1,784	34,3	68,5	56,2
S4	0,183	1,784	34,3	68,5	54,9
S5	0,183	1,784	34,3	68,5	54,3
S6	0,183	1,784	34,3	68,5	54,9
S7	0,183	1,784	34,3	68,5	56,2
S8	0,183	1,784	34,3	68,5	58,8
S9	0,183	1,784	34,3	68,5	63,8
S10	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5

Parcela do cortante absorvida pela armadura transversal

Seção	Vsd (tf)	Vc (tf)	V _{swd} (tf)
S0	186,6	131,5	55,10
S1	117,6	63,8	53,75
S2	80,5	58,8	21,65
S3	64,2	56,2	8,01
S4	47,8	54,9	0,00
S5	26,9	54,3	0,00
S6	47,8	54,9	0,00
S7	64,2	56,2	8,01
S8	80,5	58,8	21,65
S9	117,6	63,8	53,75
S10	186,6	131,5	55,10

Cálculo da taxa volumétrica de armadura transversal

$$V_{swd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$A_{sw}/s = V_{swd} / (0,90 \times d \times f_{ywd})$$

$$\rho_{sw} = (A_{sw}/s) \times (1/b_w) \geq 0,20 \times f_{ctm} / f_{ywk}$$

$$f_{ywk} = f_{yk}$$

Seção	b_w (m)	V _{swd} (tf)	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	ρ_{sw}^{min} (cm ² /m ²)
S0	0,70	55,1	7,89	11,28	14,04
S1	0,22	53,8	7,70	35,00	14,04
S2	0,22	21,6	3,10	14,10	14,04
S3	0,22	8,0	1,15	5,22	14,04
S4	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S5	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S6	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S7	0,22	8,0	1,15	5,22	14,04
S8	0,22	21,6	3,10	14,10	14,04
S9	0,22	53,8	7,70	35,00	14,04
S10	0,70	55,1	7,89	11,28	14,04

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\Psi_{fad} = 0,50$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw}^{m\acute{a}x} - \sigma_{sw}^{m\acute{i}n} \quad \sigma_{sw}^{m\acute{a}x/m\acute{i}n} = \frac{V_{m\acute{a}x/m\acute{i}n} - V_c/2}{b_w \times d \times \rho_{sw}}$$

$$f \cdot f \cdot = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd}^{fad}} \quad \Delta f_{sd}^{fad} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 850$$

Seção	V _{máx} (tf)	V _{mín} (tf)	V _c /2 (tf)	σ _{sw} ^{máx} (tf/cm ²)	σ _{sw} ^{mín} (tf/cm ²)	Δσ _{sw} (tf/cm ²)	f.f.	ρ _{sw} (cm ² /m ²)
S0	99,20	67,31	65,7	1,91	0,09	1,82	2,14	24,14
S1	41,31	13,29	31,9	0,69	0,00	0,69	1,00	35,00
S2	27,63	7,17	29,4	0,00	0,00	0,00	1,00	14,10
S3	23,82	4,75	28,1	0,00	0,00	0,00	1,00	5,22
S4	19,22	0,99	27,5	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S5	8,97	-8,97	27,2	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S6	-0,99	-19,22	27,5	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S7	-4,75	-23,82	28,1	0,00	0,00	0,00	1,00	5,22
S8	-7,17	-27,63	29,4	0,00	0,00	0,00	1,00	14,10
S9	-13,29	-41,31	31,9	0,00	0,69	0,69	1,00	35,00
S10	-67,31	-99,20	65,7	0,09	1,91	1,82	2,14	24,14

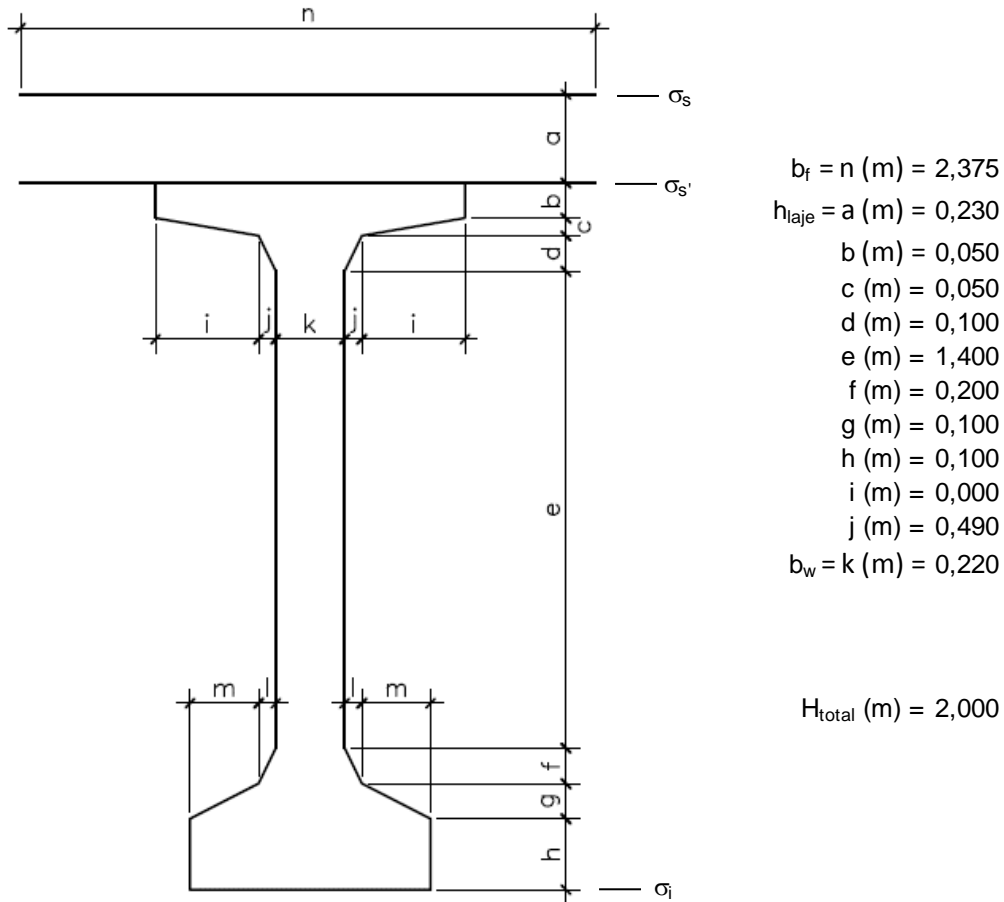
Determinação dos estribos e seus espaçamentos

$$s = (n \times A_s^{1perna}) / (\rho_{sw} \times ff \times b_w^{medio})$$

Seção	b _w (m)	ρ _{wu} (cm ² /m ²)	ρ _{wu} (Méd/Mín)	n	Φ (mm)	A _s ^{1perna}	S _{calculado} (cm)	S _{adotado} (cm)
S0	0,70	24,14						
			29,57	2	12,5	1,23	18,0	17,5
S1	0,22	35,00						
			24,55	2	8,0	0,50	18,6	17,5
S2	0,22	14,10						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S3	0,22	5,22						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S4	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S5	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S6	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S7	0,22	5,22						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S8	0,22	14,10						
			24,55	2	8,0	0,50	18,6	17,5
S9	0,22	35,00						
			29,57	2	12,5	1,23	18,0	17,5
S10	0,70	24,14						

Verificação do Estado Limite Último (Verificação à ruptura)

Seção S₅



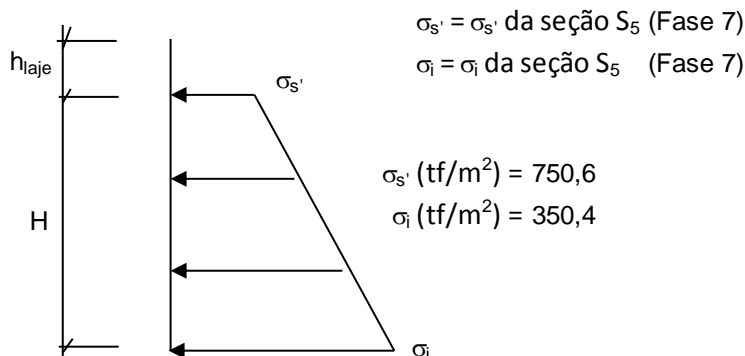
Materiais:

Concreto laje f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs, laje}$ (kgf/cm²) = 318.758

Concreto viga f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs, viga}$ (kgf/cm²) = 318.758

Aço: CP-190 RB E_{sp} (kgf/cm²) = 2.000.000

Tensões de peso próprio + protensão em $t = \infty$



Tensões no aço de protensão após as perdas ($t = \infty$)

	$\sigma_{sp}^{t=\infty}$ (kgf/cm ²)
C1	10.936
C2	11.006
C3	11.010
C4	11.031
C5	10.876
C6	0
C7	0
C8	0
C9	0

Solicitações atuantes na seção S₅

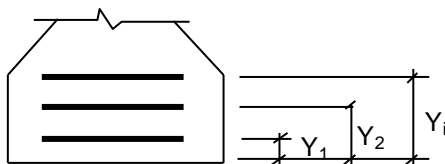
M_{g1} (tf.m) = 222,0

M_q (tf.m) = 393,8

M_{g2} (tf.m) = 165,1

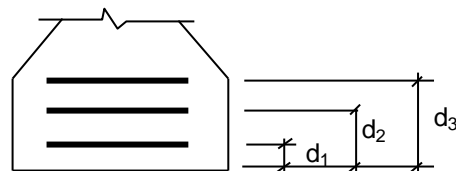
M_{g3} (tf.m) = 122,3

Cálculo do C.G. da armadura de protensão



	y (m)
C1	0,420
C2	0,270
C3	0,120
C4	0,120
C5	0,120
C6	
C7	
C8	
C9	

Cálculo do C.G. da armadura passiva complementar



1ª camada:

n° barras = 6

\varnothing_{barras} (mm) = 16

d_1 (m) = 0,060

C.G. (cm) = 0,060

2ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_2 (m) = 0,100

3ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

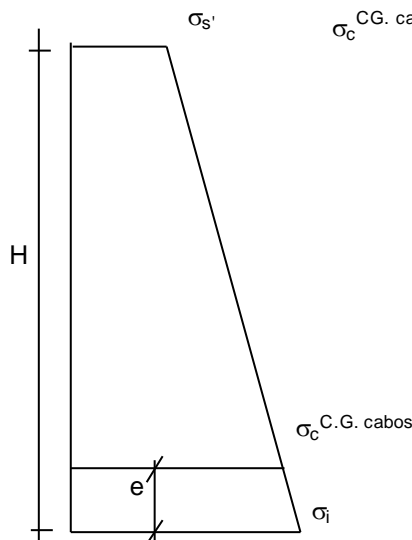
d_3 (m) = 0,150

Cálculo do pré-alongamento da armadura

$$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}} = \sigma_{sp}^{t=00} / E_{sp}$$

	$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}}$
C1	0,0055
C2	0,0055
C3	0,0055
C4	0,0055
C5	0,0054
C6	0,0000
C7	0,0000
C8	0,0000
C9	0,0000

Cálculo da deformação específica devida a descompressão do concreto



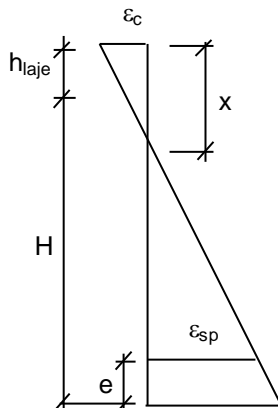
$$\sigma_c^{\text{C.G. cabos}} = [(H - e) * (\sigma_i - \sigma_s') / H] + \sigma_s'$$

$$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp.}} = \sigma_c^{\text{C.G. cabos}} / E_{cs}$$

	y (m)	σ_c (tf/m ²)	$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp}}$
C1	0,420	434,5	0,00014
C2	0,270	404,4	0,00013
C3	0,120	374,4	0,00012
C4	0,120	374,4	0,00012
C5	0,120	374,4	0,00012
C6	0,000	0,0	0,00000
C7	0,000	0,0	0,00000
C8	0,000	0,0	0,00000
C9	0,000	0,0	0,00000

Equilíbrio da seção:

Deformada admitida para a seção S₅



$$\varepsilon_c (\%) = 1,279$$

$$\varepsilon_{sp} (\%) = 10,000$$

$$x = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_{sp})] * [H - e + h_{laje}]$$

$$x \text{ (m)} = 0,239$$

Cálculo da resultante de compressão

Lamela	y_{1i} (m)	y_{2i} (m)	B1 (m)	B2 (m)	ε_{ci} (‰)	σ_{cd} (tf/m ²)	F_i (tf)
1	0,000	0,046	2,375	2,375	1,16	1996	218,1
2	0,046	0,092	2,375	2,375	0,91	1707	186,5
3	0,092	0,138	2,375	2,375	0,66	1345	147,0
4	0,138	0,184	2,375	2,375	0,42	910	99,4
5	0,184	0,230	2,375	2,375	0,17	401	43,8
6	0,230	0,232	1,200	1,200	0,04	107	0,2
7	0,232	0,234	1,200	1,200	0,03	83	0,2
8	0,234	0,236	1,200	1,200	0,02	60	0,1
9	0,236	0,237	1,200	1,200	0,01	36	0,1
10	0,237	0,239	1,200	1,200	0,00	12	0,0
11	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
12	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
14	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
15	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
16	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
17	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
18	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
19	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
21	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0

$$R_{cc} \text{ (tf)} = 695,4$$

$$C.G._{cc} \text{ (m)} = 0,086$$

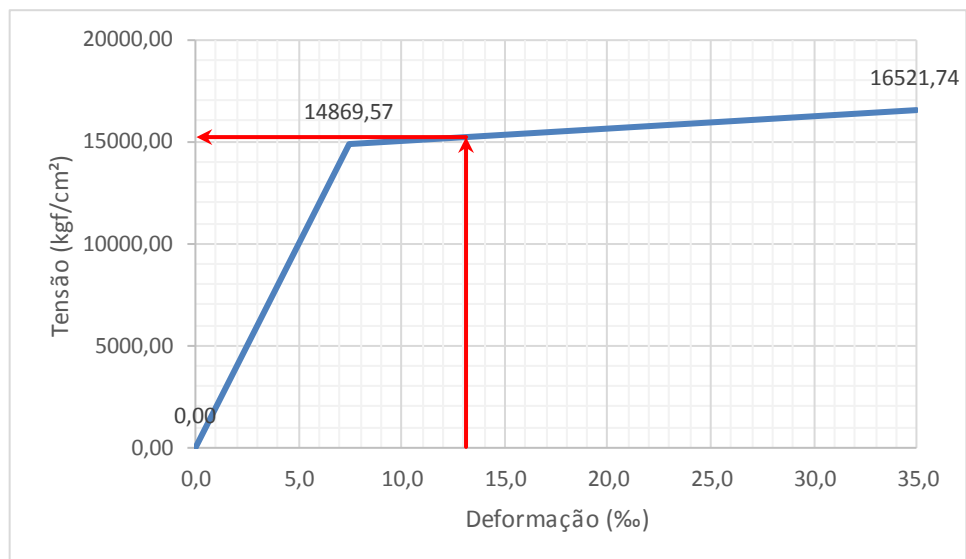
Cálculo da resultante de tração

$$\epsilon_{sp}^{total} = \epsilon_{sp}^{pré-along.} + \epsilon_{sp}^{descomp.} + \epsilon_{sp}$$

	y (m)	ϵ_{sp} (‰)	ϵ_{sp}^{total} (‰)
C1	0,420	7,57	13,169
C2	0,270	8,19	13,822
C3	0,120	10,00	15,623
C4	0,120	10,00	15,633
C5	0,120	10,00	15,555
C6	0,000	0,00	0,000
C7	0,000	0,00	0,000
C8	0,000	0,00	0,000
C9	0,000	0,00	0,000

Do diagrama tensão-deformação preconizado na NBR 6118, tem-se

$$f_{pyd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.869,6 \quad f_{ptd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 16.521,7$$



$$R_{st,CP} = A_{sp} \times \sigma_{sp}$$

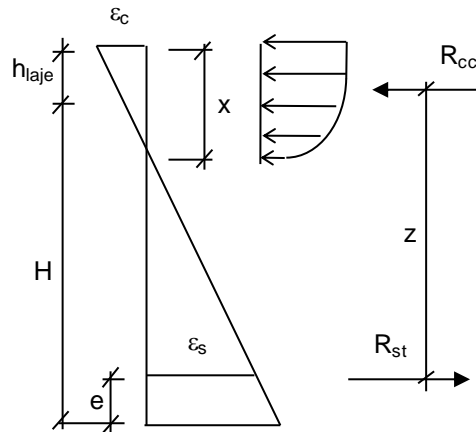
	σ_{sp} (kgf/cm ²)	A_{sp} (cm ²)	$R_{st,CP-190}$ (tf)
C1	15.213	8,40	127,79
C2	15.252	8,40	128,12
C3	15.360	8,40	129,03
C4	15.361	8,40	129,03
C5	15.356	8,40	128,99
C6	0	0,00	0,00
C7	0	0,00	0,00
C8	0	0,00	0,00
C9	0	0,00	0,00
$R_{st,CP}$ (tf) =			642,96

$$A_s^{CA-50} \text{ (cm}^2\text{)} = 12,064$$

$$R_{st,CA-50} = A_s^{CA-50} \times \sigma_s \quad R_{st,CA-50} \text{ (tf)} = 52,5$$

$$R_{st} = R_{st,CP} + R_{st,CA-50}$$

$$R_{st} \text{ (tf)} = 695,4$$



	z (m)
C1	1,724
C2	1,874
C3	2,024
C4	2,024
C5	2,024
C6	0,000
C7	0,000
C8	0,000
C9	0,000
CA-50	2,084

$$z = H + h_{laje} - C.G._{cc} - e$$

$$M_i = R_{st,i} * z_i$$

$$z = \Sigma M_i / R_{st}$$

$$z \text{ (m)} = 1,945$$

Assim temos:


$$M_u = R_{st} * z \quad M_u \text{ (tf.m)} = 1.353$$

$$M_d = 1,35 * (M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}) + 1,5 * (M_q) + \Delta F_{sd} * z$$

$$\Delta F_{sd} \text{ (tf)} = 0,00$$

$$M_d \text{ (tf.m)} = 1.278$$

Então: $M_u / M_d = 1,06 > 1,00$ (Atende)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 185/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

5.4 VIGAS DE 21,70m

Características geométricas das seções

As características das seções serão calculadas considerando contribuição das armaduras passivas principais (superior e inferior), além das armaduras ativas.

As características das seções do conjunto viga+laje serão calculadas considerando a relação entre os módulos de elasticidade do concreto da viga e da laje, n.

$$f_{ck,viga} \text{ (MPa)} = 40 \quad f_{ck,laje} \text{ (MPa)} = 40 \quad \text{tipo de agregado considerado: granito ou gnaiss}$$

$$E_{CS,viga} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad E_{CS,laje} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad n = 1,00$$

$$E_s \text{ (MPa)} = 200.000 \quad \alpha = 6,27$$

Viga Isolada

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,700	0,050	1,900	1,850	0,048	1,877	0,089	0,167	0,000
4	0,700	0,700	1,450	1,850	0,400	1,015	1,125	1,142	1,285	0,178
5	0,700	0,700	0,200	0,400	0,200	0,140	0,300	0,042	0,013	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,463 \quad I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 2,101 \quad V_s \text{ (m)} = - \quad w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$H \text{ (m)} = 2,000 \quad I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,519 \quad V_s' \text{ (m)} = 0,960 \quad w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,541$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 \quad A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 \quad V_i \text{ (m)} = 1,040 \quad w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,499$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 \quad Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,463 \quad V_s \text{ (m)} = - \quad w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$H \text{ (m)} = 2,000 \quad V_s' \text{ (m)} = 0,960 \quad w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,541$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,519 \quad V_i \text{ (m)} = 1,040 \quad w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,499$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $I_z (m^4) = 0,376$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 1,135$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 1,135 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369
 \end{aligned}$$

Seção S5

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 1,135 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369
 \end{aligned}$$

Conjunto viga + laje

$$h_{\text{laje}} \text{ (m)} = 0,23 \quad \text{intereixo de vigas (m)} = 2,750$$

Vigas centrais

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$$\begin{aligned} A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,633 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,011 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\ H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\ A_{s,\text{sup}} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,\text{inf}} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\ Y_{As,\text{sup}} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,\text{inf}} \text{ (m)} &= 0,000 & & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A \text{ (m}^2\text{)} &= 2,095 & V_s \text{ (m)} &= 0,865 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 1,193 \\ H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,635 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,625 \\ I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 1,032 & V_i \text{ (m)} &= 1,365 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,756 \end{aligned}$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$$\begin{aligned} A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,633 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,011 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\ H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\ A_{s,\text{sup}} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,\text{inf}} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\ Y_{As,\text{sup}} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,\text{inf}} \text{ (m)} &= 0,000 & & \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,364 & V_s \text{ (m)} &= 0,703 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 1,119 \\ H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,473 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,663 \\ I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,786 & V_i \text{ (m)} &= 1,527 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,514 \end{aligned}$$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$$\begin{aligned} A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,633 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,011 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\ H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\ A_{s,\text{sup}} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,\text{inf}} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\ Y_{As,\text{sup}} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,\text{inf}} \text{ (m)} &= 0,000 & & \end{aligned}$$

$$A (m^2) = 1,364$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,786$$

$$V_s (m) = 0,703$$

$$V_s' (m) = 0,473$$

$$V_i (m) = 1,527$$

$$w_s (m^3) = 1,119$$

$$w_s' (m^3) = 1,663$$

$$w_i (m^3) = 0,514$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,633$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,011$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,364$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,786$$

$$V_s (m) = 0,703$$

$$V_s' (m) = 0,473$$

$$V_i (m) = 1,527$$

$$w_s (m^3) = 1,119$$

$$w_s' (m^3) = 1,663$$

$$w_i (m^3) = 0,514$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,633$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,011$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,364$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,786$$

$$V_s (m) = 0,703$$

$$V_s' (m) = 0,473$$

$$V_i (m) = 1,527$$

$$w_s (m^3) = 1,119$$

$$w_s' (m^3) = 1,663$$

$$w_i (m^3) = 0,514$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,750	2,750	0,100	0,230	0,130	0,275	0,180	0,050	0,009	0,000
2	2,750	2,750	0,130	0,130	0,000	0,358	0,065	0,023	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,633$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,011$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,364$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,786$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,703$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,473$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,527$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,119$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,663$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,514$$

Vigas de bordo

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,546$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 2,009$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,981$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,898$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,668$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,332$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,093$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,470$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,736$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,546$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,277$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,754$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,742$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,512$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,488$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,015$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,471$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,507$$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,546$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,002$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,277$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,754$$

$$V_s (m) = 0,742$$

$$V_s' (m) = 0,512$$

$$V_i (m) = 1,488$$

$$w_s (m^3) = 1,015$$

$$w_s' (m^3) = 1,471$$

$$w_i (m^3) = 0,507$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,546$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,277$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,754$$

$$V_s (m) = 0,742$$

$$V_s' (m) = 0,512$$

$$V_i (m) = 1,488$$

$$w_s (m^3) = 1,015$$

$$w_s' (m^3) = 1,471$$

$$w_i (m^3) = 0,507$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,546$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,277$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,754$$

$$V_s (m) = 0,742$$

$$V_s' (m) = 0,512$$

$$V_i (m) = 1,488$$

$$w_s (m^3) = 1,015$$

$$w_s' (m^3) = 1,471$$

$$w_i (m^3) = 0,507$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,375	2,375	0,100	0,230	0,130	0,238	0,180	0,043	0,008	0,000
2	2,375	2,375	0,130	0,130	0,000	0,309	0,065	0,020	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,546$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,002$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,277$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,754$$

$$V_s (m) = 0,742$$

$$V_s' (m) = 0,512$$

$$V_i (m) = 1,488$$

$$w_s (m^3) = 1,015$$

$$w_s' (m^3) = 1,471$$

$$w_i (m^3) = 0,507$$

Resumo das características das seções

Viga isolada

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	1,463	0,519	-	0,960	1,040	-	0,541	0,499
S1	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S2	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S3	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S4	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S5	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369

Conjunto viga+laje

Vigas centrais

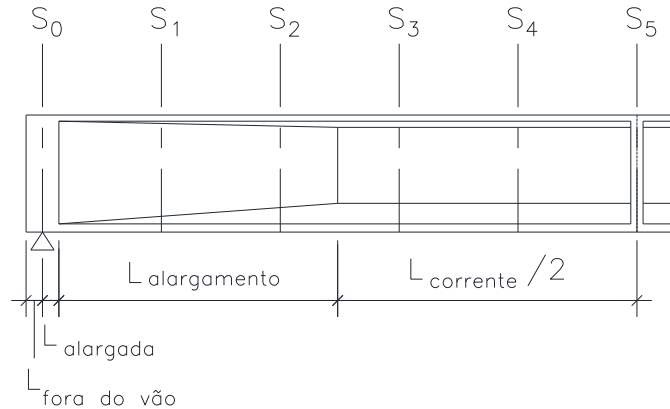
	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,095	1,032	0,865	0,635	1,365	1,193	1,625	0,756
S1	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S2	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S3	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S4	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514
S5	1,364	0,786	0,703	0,473	1,527	1,119	1,663	0,514

Vigas de bordo

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,009	0,981	0,898	0,668	1,332	1,093	1,470	0,736
S1	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S2	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S3	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S4	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507
S5	1,277	0,754	0,742	0,512	1,488	1,015	1,471	0,507

Cargas permanentes

Peso próprio da viga



$$L_{\text{teórico}} \text{ (m)} = 21,10$$

$$\Delta S \text{ (m)} = 2,110$$

$$\gamma_{\text{concreto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,50$$

$$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 0,300$$

$$L_{\text{alargada}} \text{ (m)} = 0,900$$

$$L_{\text{alargamento}} \text{ (m)} = 0,300$$

$$L_{\text{corrente}} \text{ (m)} = 18,700$$

$$g_{\text{fora do vão}} \text{ (tf/m)} = 3,656$$

$$g_{\text{alargada}} \text{ (tf/m)} = 3,656$$

$$g_{\text{corrente}} \text{ (tf/m)} = 1,828$$

$$n_{\text{septos de vão}} = 1$$

$$X_{\text{septo de vão 1}} \text{ (m)} = -$$

$$X_{\text{septo de vão 2}} \text{ (m)} = -$$

$$e_{\text{septos de vão}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$R_{g1} \text{ (tf)} = 22,30$$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	21,2	0,0	-	0,0	0,0
S1	15,4	37,6	-	98,3	-102,1
S2	11,6	66,1	-	172,6	-179,3
S3	7,7	86,5	-	225,7	-234,5
S4	3,9	98,7	-	257,6	-267,6
S5	0,0	102,7	-	268,2	-278,6

Diagrama de Cortante (tf)

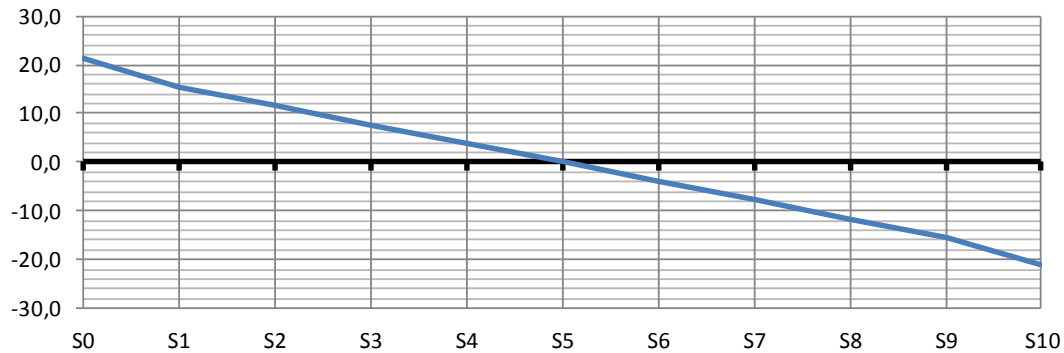
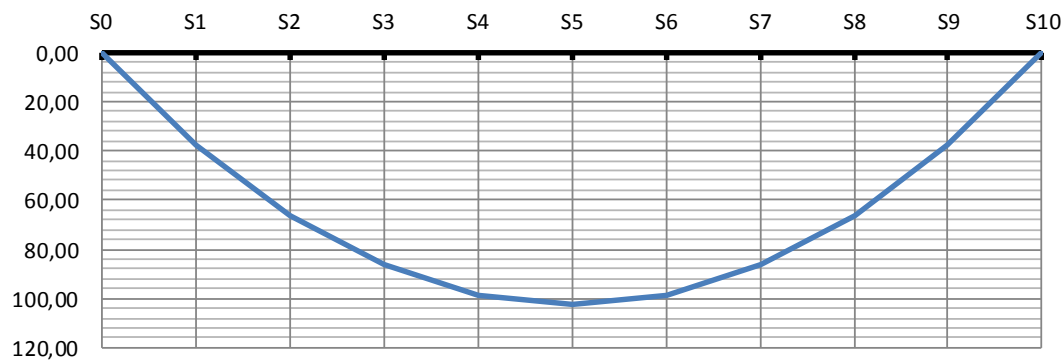


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Peso próprio da laje e transversinas

Vigas centrais

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_2 \text{ (tf/m)} = 1,581$

$P_{\text{transv. de vão}} \text{ (tf)} = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} \text{ (tf)} = 1,000$

$R_{g2} \text{ (tf)} = 19,34$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	16,68	0,00	-	0,0	0,0
S1	13,35	31,68	-	82,7	-85,9
S2	10,01	56,32	-	147,0	-152,7
S3	6,67	73,92	-	193,0	-200,5
S4	3,34	84,48	-	220,5	-229,1
S5	0,00	88,00	-	229,7	-238,7

Diagrama de Cortante (tf)

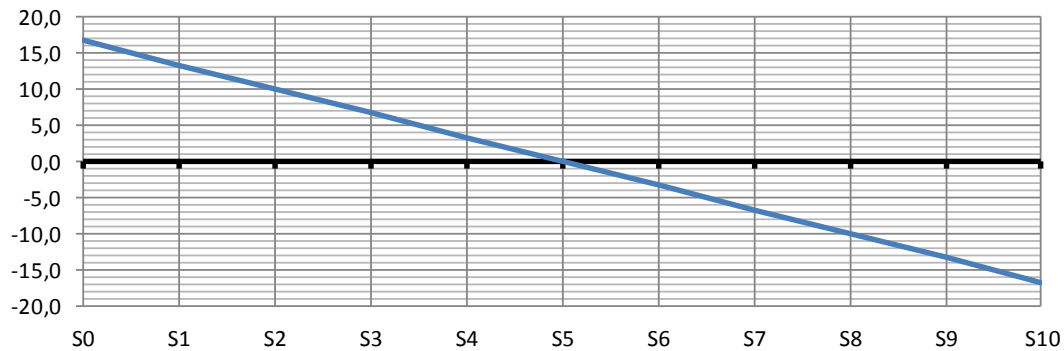
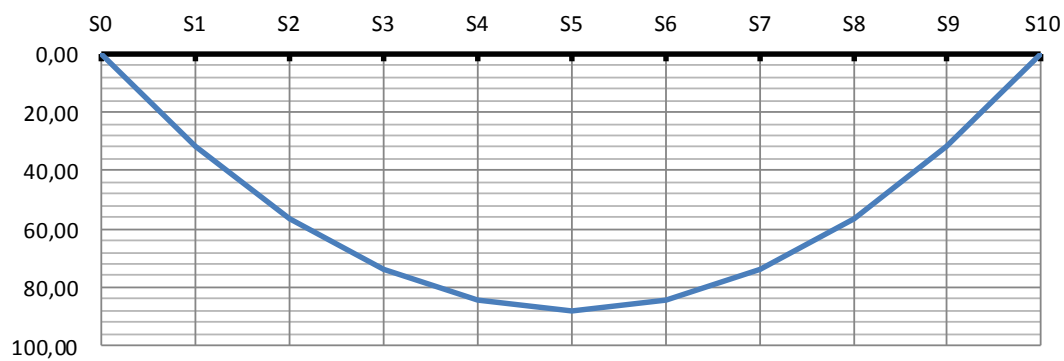


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_2 \text{ (tf/m)} = 1,366$

$P_{\text{transv. de vão}} \text{ (tf)} = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} \text{ (tf)} = 0,500$

$R_{g_2} \text{ (tf)} = 16,34$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	14,41	0,00	-	0,0	0,0
S1	11,53	27,36	-	71,4	-74,2
S2	8,64	48,64	-	127,0	-131,9
S3	5,76	63,84	-	166,6	-173,1
S4	2,88	72,96	-	190,5	-197,9
S5	0,00	76,00	-	198,4	-206,1

Diagrama de Cortante (tf)

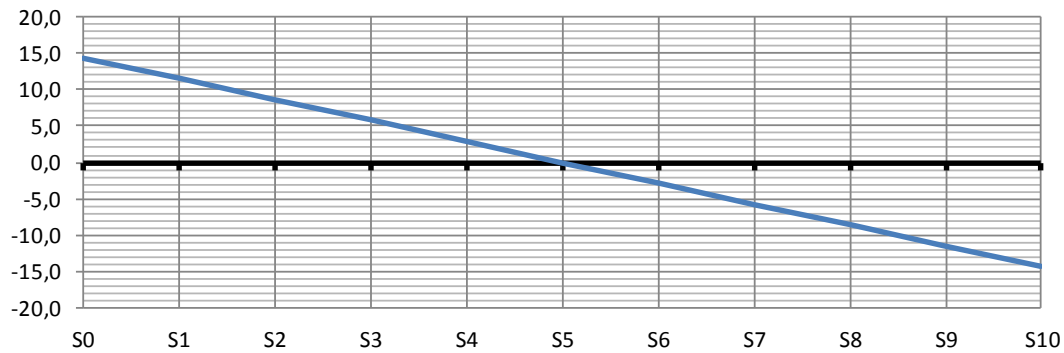
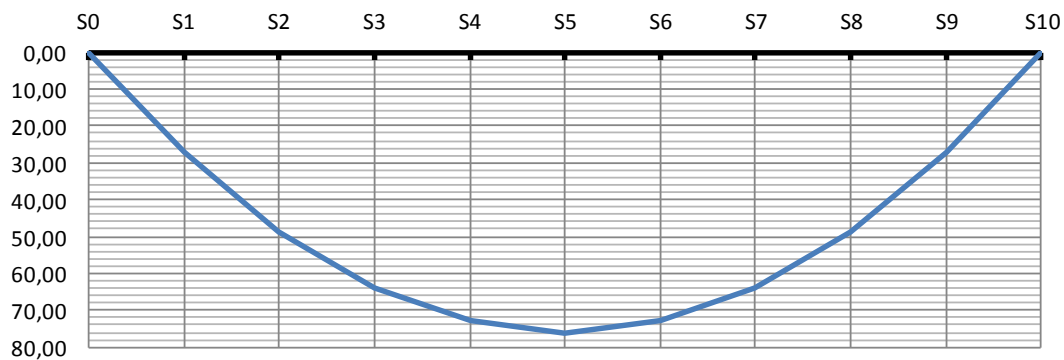


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Sobrecarga Permanente Rodoviária

Vigas centrais

$$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$$

$$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$$

$$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,750$$

$$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$$

$$g_3 \text{ (tf/m)} = 0,462$$

$$R_{g_3} \text{ (tf)} = 5,36$$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	4,87	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	3,90	9,26	8,3	5,6	-18,0
S2	2,92	16,45	14,7	9,9	-32,0
S3	1,95	21,60	19,3	13,0	-42,0
S4	0,97	24,68	22,1	14,8	-48,0
S5	0,00	25,71	23,0	15,5	-50,0

Diagrama de Cortante (tf)

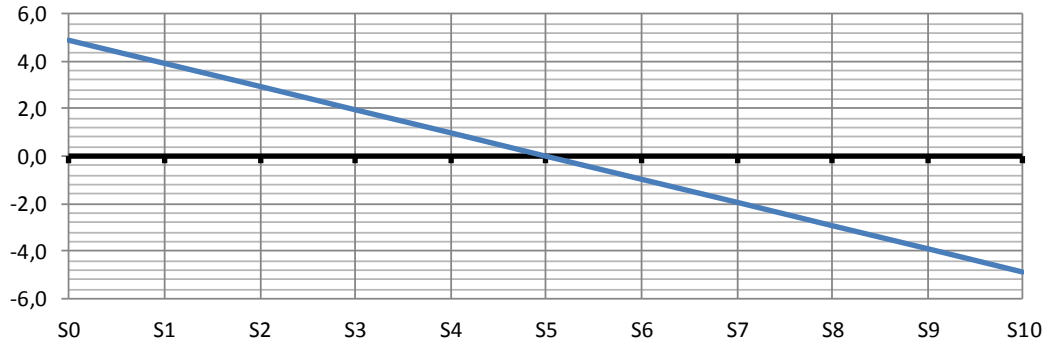
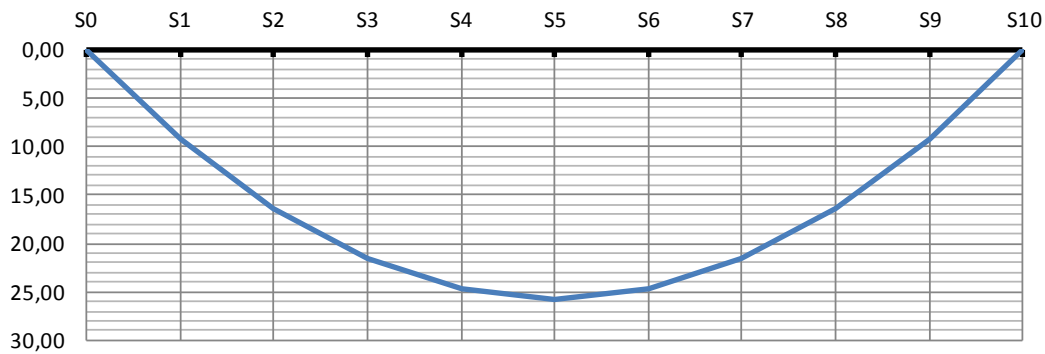


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$

$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 1,975$

$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$

$h_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,10$

$b_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,40$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_{\text{guarda-rodas}} \text{ (tf/m)} = 0,580$

$g_{\text{guarda corpo}} \text{ (tf/m)} = 0,000$

$g_{\text{passeio}} \text{ (tf/m)} = 0,000$

$g_{\text{pingadeiras}} \text{ (tf/m)} = 0,100$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 1,012$

$R_{g3} \text{ (tf)} = 11,74$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	10,67	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	8,54	20,27	20,0	13,8	-40,0
S2	6,40	36,04	35,5	24,5	-71,1
S3	4,27	47,30	46,6	32,1	-93,4
S4	2,13	54,06	53,2	36,7	-106,7
S5	0,00	56,31	55,5	38,3	-111,2

Diagrama de Cortante (tf)

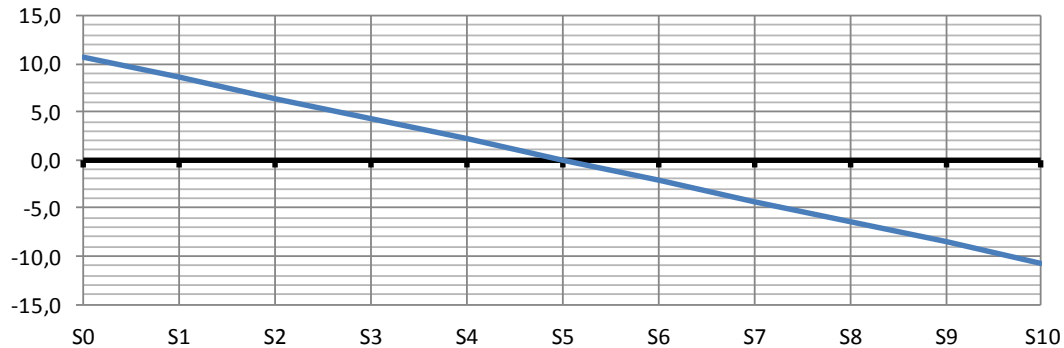
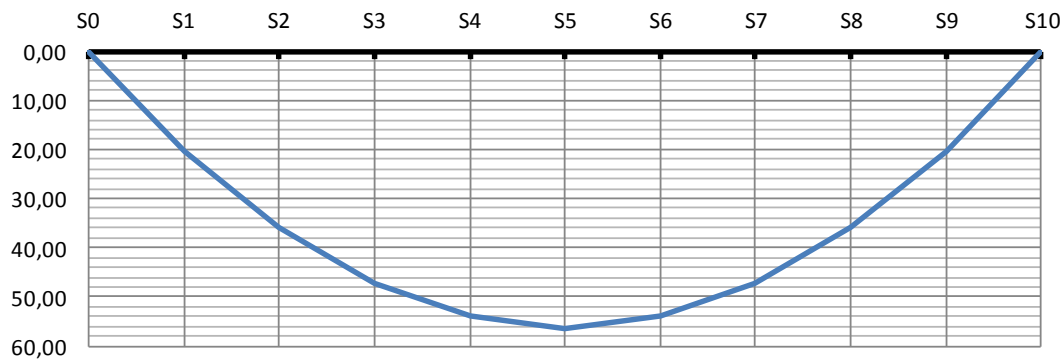


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Carga móvel rodoviária

$L_{transv} (m) = 13,00$

$n_{vigas} = 5$

	$X_i (m)$	X_i^2	R_{V1}	R_{V2}	R_{V3}	R_{V4}	R_{V5}	R_{V6}
V1	5,50	30,25	0,600	0,400	0,200	0,000	-0,200	-
V2	2,75	7,56	0,400	0,300	0,200	0,100	0,000	-
V3	0,00	0,00	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	-
V4	-2,75	7,56	0,000	0,100	0,200	0,300	0,400	-
V5	-5,50	30,25	-0,200	0,000	0,200	0,400	0,600	-
V6	-	-	-	-	-	-	-	-
	ΣX_i^2	75,625						

$L_{teórico} (m) = 21,10$

$P (tf/roda) = 6,000$

$q_{multidão} (tf/m^2) = 0,500$

$q_{passeio} (tf/m^2) = 0,000$

Coefficiente de impacto vertical (CIV)

CIV = 1,35 para vãos menores que 10m

CIV = 1 + 1,06 $\left(\frac{20}{L + 50}\right)$ para vãos maiores que 10m

CIV = 1,30

Coefficiente do número de faixas (CNF)

CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9

$n_{\text{faixas}} = 2$

CNF = 1,00

Coefficiente de impacto adicional (CIA)

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

CIA = 1,25

Aplicado apenas nas seções a uma distância normal à junta inferior a 5m.

Trem-tipo para V1 (viga de bordo)

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$i = 0,073$

$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$

$L_{\text{c.m.}} \text{ (m)} = 8,850$

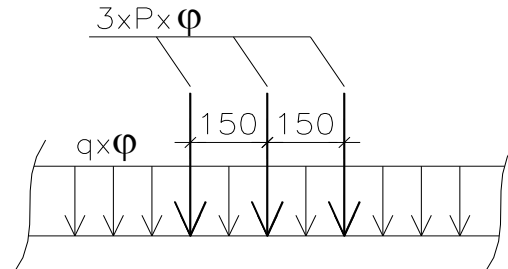
	X (m)	Y
a	6,500	0,673
b	6,500	0,673
c	6,100	0,644
d	5,600	0,607
e	3,600	0,462
f	-2,750	0,000
g	-6,100	-0,244
h	-6,500	-0,273
i	-6,500	-0,273

$P \text{ (tf/eixo)} = 6,415$ (sem impacto)

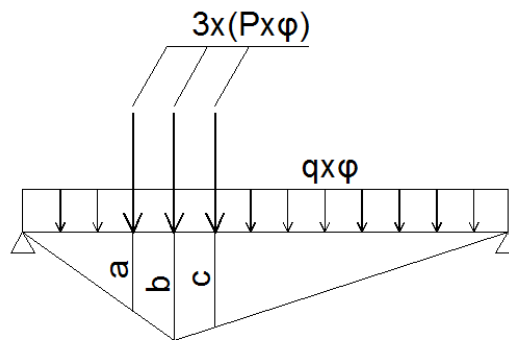
$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,424$ (sem impacto)

$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

$P \text{ (tf/eixo)} = 8,327 \quad \text{(com CIV e CNF)}$
 $q_{\text{total}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,849 \quad \text{(com CIV e CNF)}$

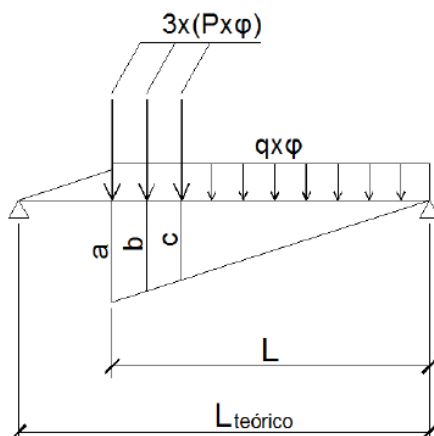


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	2,11	1,599	1,899	1,749	100,91
S2	4,22	2,776	3,376	3,076	142,69
S3	6,33	3,531	4,431	3,981	185,87
S4	8,44	4,164	5,064	4,464	212,78
S5	10,55	4,525	5,275	4,525	222,17
S6	12,66	4,164	5,064	4,464	212,78
S7	14,77	3,531	4,431	3,981	185,87
S8	16,88	2,776	3,376	3,076	142,69
S9	18,99	1,599	1,899	1,749	100,91
S10	21,10	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	21,10	1,000	0,929	0,858	53,39
S1	2,11	18,99	0,900	0,829	0,758	45,63
S2	4,22	16,88	0,800	0,729	0,658	30,69
S3	6,33	14,77	0,700	0,629	0,558	25,27
S4	8,44	12,66	0,600	0,529	0,458	20,23
S5	10,55	10,55	0,500	0,429	0,358	15,59
S6	12,66	8,44	0,400	0,329	0,258	11,34
S7	14,77	6,33	0,300	0,229	0,158	7,47
S8	16,88	4,22	0,200	0,129	0,058	4,00
S9	18,99	2,11	0,100	0,029	0,000	1,59
S10	21,10	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V1

	V _{C.M.} (tf)	M _{C.M.} (tf.m)	σ _s (tf/m ²)	σ _s ' (tf/m ²)	σ _i (tf/m ²)
S0	53,39	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	45,63	100,91	99,4	68,6	-199,2
S2	30,69	142,69	140,5	97,0	-281,7
S3	25,27	185,87	183,1	126,3	-366,9
S4	20,23	212,78	209,6	144,6	-420,1
S5	15,59	222,17	218,8	151,0	-438,6
S6	11,34	212,78	209,6	144,6	-420,1
S7	7,47	185,87	183,1	126,3	-366,9
S8	4,00	142,69	140,5	97,0	-281,7
S9	1,59	100,91	99,4	68,6	-199,2
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Trem-tipo para V2 (viga central)

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$i = 0,036$

$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$

$L_{\text{C.M.}} \text{ (m)} = 11,600$

	X (m)	Y
a	6,500	0,436
b	6,500	0,436
c	6,100	0,422
d	5,600	0,404
e	3,600	0,331
f	-5,500	0,000
g	-6,100	-0,022
h	-6,500	-0,036
i	-6,500	-0,036

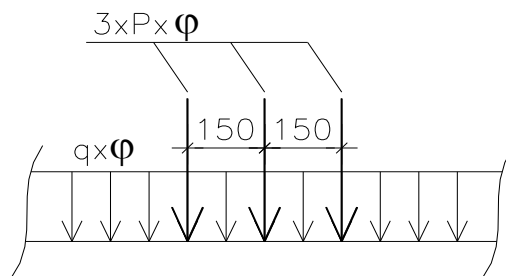
$P \text{ (tf/eixo)} = 4,407$ (sem impacto)

$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,223$ (sem impacto)

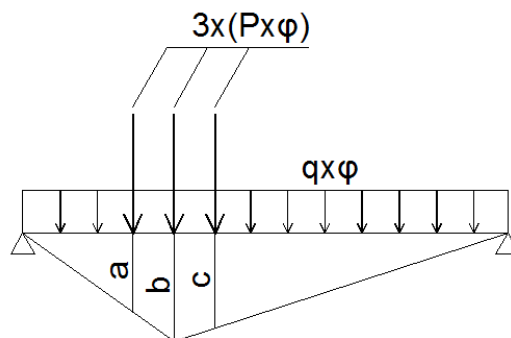
$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

$P \text{ (tf/eixo)} = 5,721$ (com CIV e CNF)

$p \text{ (tf/m)} = 1,588$ (com CIV e CNF)

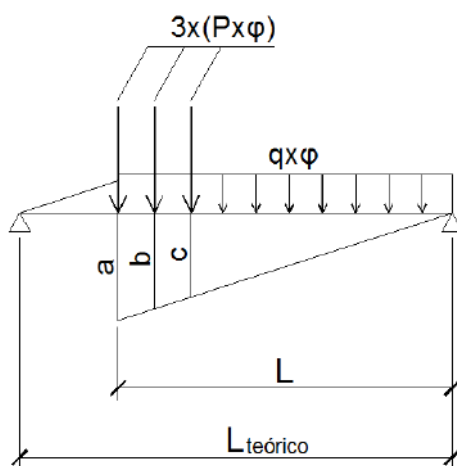


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	2,11	1,599	1,899	1,749	77,29
S2	4,22	2,776	3,376	3,076	109,36
S3	6,33	3,531	4,431	3,981	142,57
S4	8,44	4,164	5,064	4,464	163,18
S5	10,55	4,525	5,275	4,525	170,33
S6	12,66	4,164	5,064	4,464	163,18
S7	14,77	3,531	4,431	3,981	142,57
S8	16,88	2,776	3,376	3,076	109,36
S9	18,99	1,599	1,899	1,749	77,29
S10	21,10	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	21,10	1,000	0,929	0,858	40,87
S1	2,11	18,99	0,900	0,829	0,758	34,75
S2	4,22	16,88	0,800	0,729	0,658	23,23
S3	6,33	14,77	0,700	0,629	0,558	19,00
S4	8,44	12,66	0,600	0,529	0,458	15,11
S5	10,55	10,55	0,500	0,429	0,358	11,55
S6	12,66	8,44	0,400	0,329	0,258	8,33
S7	14,77	6,33	0,300	0,229	0,158	5,44
S8	16,88	4,22	0,200	0,129	0,058	2,88
S9	18,99	2,11	0,100	0,029	0,000	1,13
S10	21,10	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V2

	$V_{C.M.}$ (tf)	$M_{C.M.}$ (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	40,87	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	34,75	77,29	69,1	46,5	-150,2
S2	23,23	109,36	97,8	65,8	-212,6
S3	19,00	142,57	127,5	85,7	-277,1
S4	15,11	163,18	145,9	98,1	-317,2
S5	11,55	170,33	152,3	102,4	-331,1
S6	8,33	163,18	145,9	98,1	-317,2
S7	5,44	142,57	127,5	85,7	-277,1
S8	2,88	109,36	97,8	65,8	-212,6
S9	1,13	77,29	69,1	46,5	-150,2
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Cálculo da protensão - Vigas de Bordo

Módulo de elasticidade do cabo \longrightarrow E_p (MPa) = 200.000
 E_p (kgf/cm²) = 2.000.000

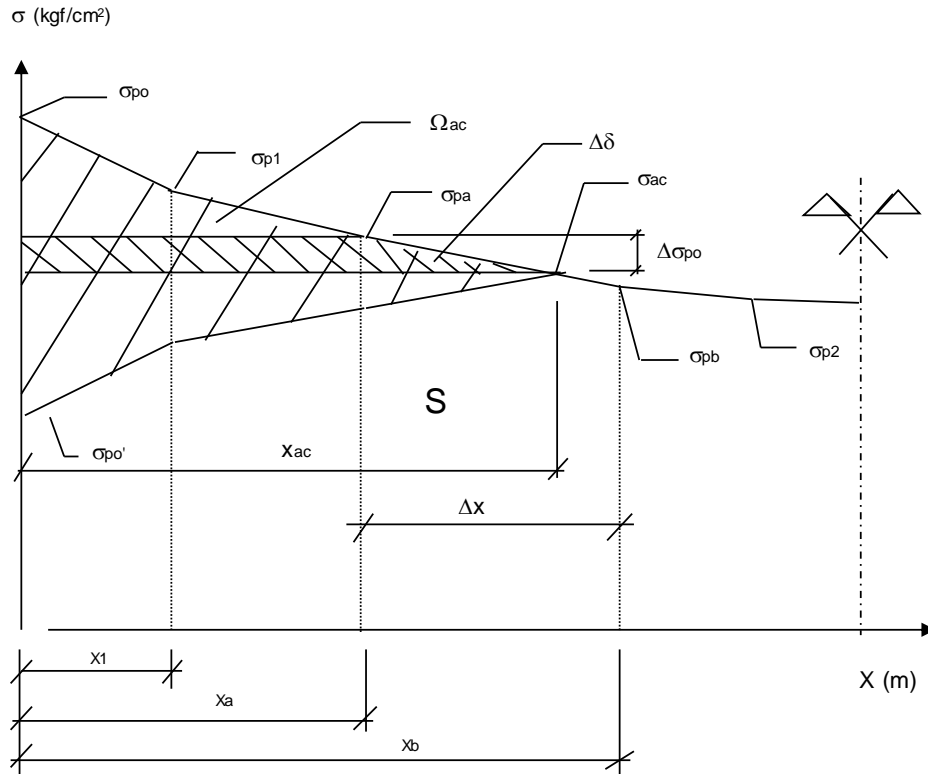
Tensão inicial no cabo:

$$\begin{array}{l} \text{Pós-Tensão - } \sigma_{p0} \leq \left\{ \begin{array}{l} -0,74 * f_{ptk} = 14060 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,82 * f_{pk} = 14022 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{array} \right. \\ \\ \text{Pré-Tensão - } \sigma_{p0} \leq \left\{ \begin{array}{l} -0,77 * f_{ptk} = 14630 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,85 * f_{pk} = 14535 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{array} \right. \end{array}$$

onde: f_{ptk} (kg/cm²) = 19.000
 f_{pk} (kgf/cm²) = 17.100

Cabo	Etapa	Sistema
C1	1	Viga isolada
C2	1	Viga isolada
C3	1	Viga isolada
C4		-
C5		-
C6		-
C7		-
C8		-
C9		-

Cálculo das perdas imediatas de protensão



A tensão após as perdas por atrito é dada por:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} * e^{-\mu(\alpha + k * x)}$$

- onde:
- $\sigma_{p0}(x)$ é a tensão no cabo após perdas por atrito numa seção situada à uma distância (x) da ancoragem do cabo.
 - (x) é a distância entre a ancoragem e a seção da viga onde está sendo calculada a tensão $\sigma_{p0}(x)$.
 - μ é o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha. Adota-se $\mu = 0,20$.
 - K é o desvio angular por unidade de comprimento. Adota-se $K = 0,01 \text{ rad/m}$.
 - α é variação angular entre a ancoragem e a seção em (x).

Cabo C1

Unidade de protensão → 6 $\phi 15,2$ Força de puxada (tf) → 118
 Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad (\text{recoo da ancoragem})$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	21,40	1,700	14,000		28,00	1,000	14022
S1	2,340	19,06	1,117	13,600	0,40	27,60	0,994	13937
S2	4,430	16,97	0,688	9,500	4,50	23,50	0,976	13682
S3	6,520	14,88	0,410	5,500	8,50	19,50	0,958	13436
S4	8,610	12,79	0,281	1,500	12,50	15,50	0,941	13194
S5	10,700	10,70	0,270	0,000	14,00	14,00	0,932	13071
S6	12,790	8,61	0,281	-1,500	15,50	12,50	0,941	13194
S7	14,880	6,52	0,410	-5,500	19,50	8,50	0,958	13436
S8	16,970	4,43	0,688	-9,500	23,50	4,50	0,976	13682
S9	19,060	2,34	1,117	-13,600	27,60	0,40	0,994	13937
S10	21,400	0,00	1,700	-14,000	28,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 73 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

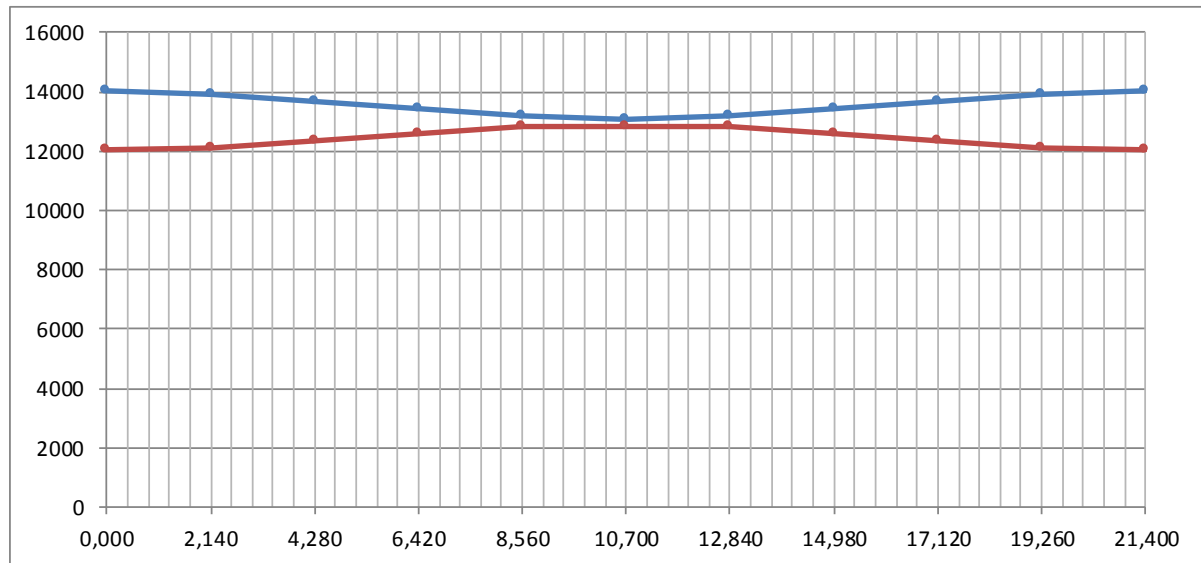
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 73 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recoo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0
S1	12133	101,9	1,019	0,098	99,1	-24,0	9,7
S2	12362	103,8	1,019	-0,331	102,4	-17,1	-33,9
S3	12590	105,8	1,019	-0,609	105,3	-10,1	-64,1
S4	12823	107,7	1,019	-0,738	107,7	-2,8	-79,5
S5	12826	107,7	1,019	-0,749	107,7	0,0	-80,7
S6	12823	107,7	1,019	-0,738	107,7	2,8	-79,5
S7	12590	105,8	1,019	-0,609	105,3	10,1	-64,1
S8	12362	103,8	1,019	-0,331	102,4	17,1	-33,9
S9	12133	101,9	1,019	0,098	99,1	24,0	9,7
S10	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0

A perda por recoo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Cabo C2

Unidade de protensão → 6 ø15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

σ_{p0} (kgf/cm²) = 14.022

k (rad/m) = 0,01

A_{sp} (cm²) = 8,4

μ = 0,20

δ (mm) = 6,0 (recuo da ancoragem)

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	21,40	1,000	8,000		16,00	1,000	14022
S1	2,340	19,06	0,671	8,000	0,00	16,00	0,995	13957
S2	4,430	16,97	0,378	7,500	0,50	15,50	0,989	13874
S3	6,520	14,88	0,176	3,500	4,50	11,50	0,972	13625
S4	8,610	12,79	0,120	0,000	8,00	8,00	0,956	13403
S5	10,700	10,70	0,120	0,000	8,00	8,00	0,952	13347
S6	12,790	8,61	0,120	0,000	8,00	8,00	0,956	13403
S7	14,880	6,52	0,176	-3,500	11,50	4,50	0,972	13625
S8	16,970	4,43	0,378	-7,500	15,50	0,50	0,989	13874
S9	19,060	2,34	0,671	-8,000	16,00	0,00	0,995	13957
S10	21,400	0,00	1,000	-8,000	16,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 73 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

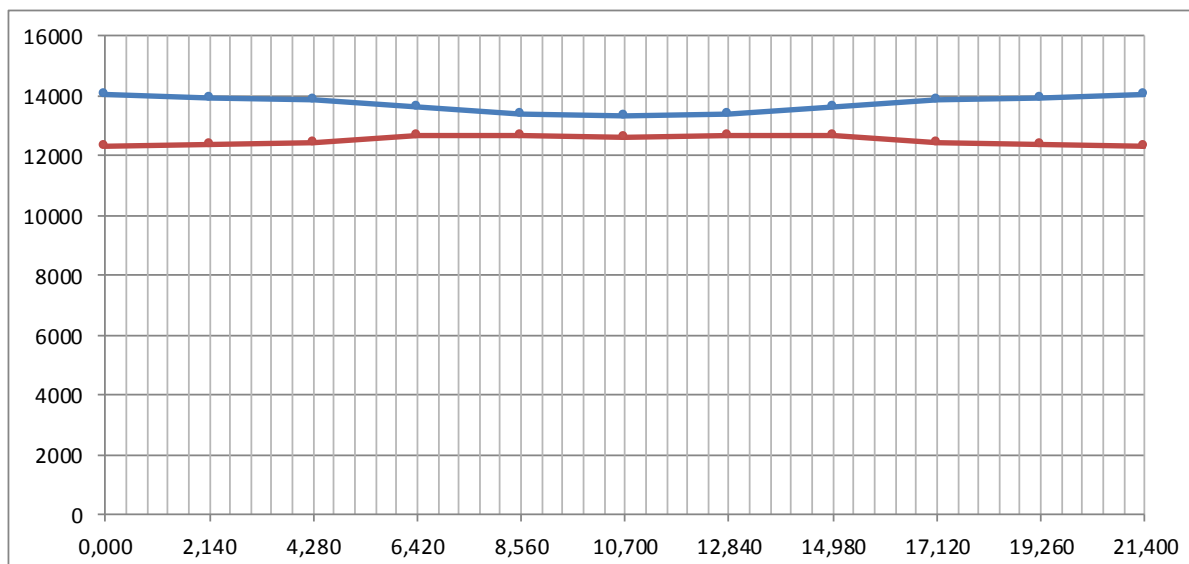
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 73 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0
S1	12379	104,0	1,019	-0,348	103,0	-14,5	-35,8
S2	12455	104,6	1,019	-0,641	103,7	-13,7	-66,5
S3	12690	106,6	1,019	-0,843	106,4	-6,5	-89,7
S4	12694	106,6	1,019	-0,899	106,6	0,0	-95,9
S5	12638	106,2	1,019	-0,899	106,2	0,0	-95,5
S6	12694	106,6	1,019	-0,899	106,6	0,0	-95,9
S7	12690	106,6	1,019	-0,843	106,4	6,5	-89,7
S8	12455	104,6	1,019	-0,641	103,7	13,7	-66,5
S9	12379	104,0	1,019	-0,348	103,0	14,5	-35,8
S10	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C3

Unidade de protensão → 6 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022 \quad k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4 \quad \mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(recuo da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	21,40	0,300	2,000		4,00	1,000	14022
S1	2,340	19,06	0,200	2,00	0,00	4,00	0,995	13957
S2	4,430	16,97	0,145	2,00	0,00	4,00	0,991	13898
S3	6,520	14,88	0,120	0,00	2,00	2,00	0,980	13744
S4	8,610	12,79	0,120	0,00	2,00	2,00	0,976	13687
S5	10,700	10,70	0,120	0,00	2,00	2,00	0,972	13630
S6	12,790	8,61	0,120	0,00	2,00	2,00	0,976	13687
S7	14,880	6,52	0,120	0,00	2,00	2,00	0,980	13744
S8	16,970	4,43	0,145	-2,00	4,00	0,00	0,991	13898
S9	19,060	2,34	0,200	-2,00	4,00	0,00	0,995	13957
S10	21,400	0,00	0,300	-2,00	4,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 74 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem esquerda)*}$$

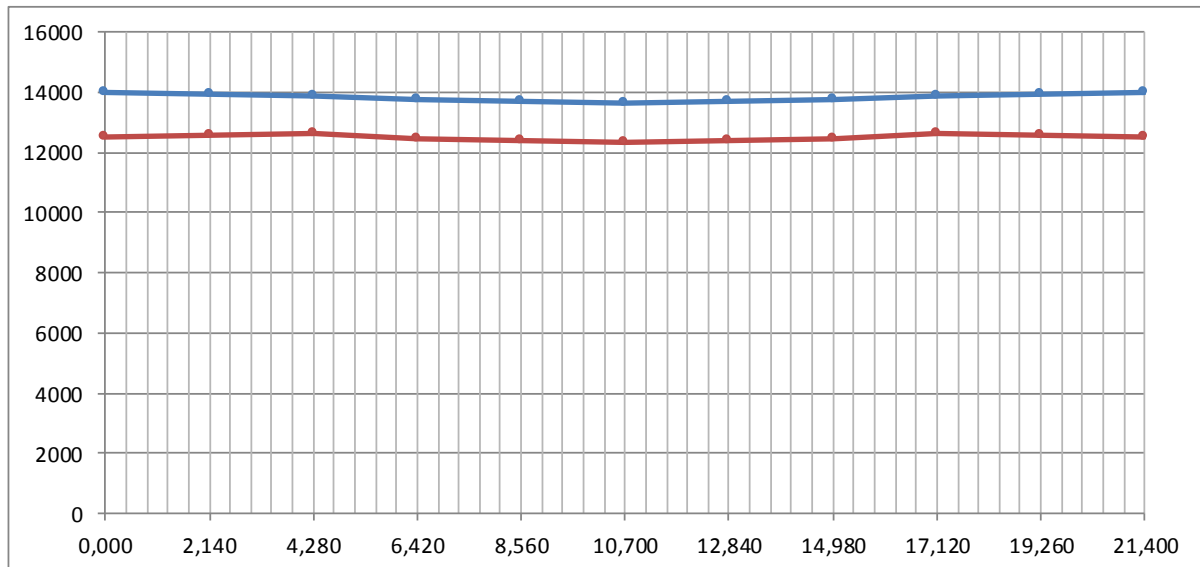
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 74 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem direita)*}$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0
S1	12582	105,7	1,019	-0,819	105,6	-3,7	-86,5
S2	12631	106,1	1,019	-0,874	106,0	-3,7	-92,7
S3	12481	104,8	1,019	-0,899	104,8	0,0	-94,3
S4	12424	104,4	1,019	-0,899	104,4	0,0	-93,8
S5	12368	103,9	1,019	-0,899	103,9	0,0	-93,4
S6	12424	104,4	1,019	-0,899	104,4	0,0	-93,8
S7	12481	104,8	1,019	-0,899	104,8	0,0	-94,3
S8	12631	106,1	1,019	-0,874	106,0	3,7	-92,7
S9	12582	105,7	1,019	-0,819	105,6	3,7	-86,5
S10	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Perda por encurtamento imediato do concreto

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$s = 0,38$$

1ª etapa de protensão

$$t_0 \text{ (dias)} = 3$$

$$\beta_s(t_0) = 0,458$$

$$f_{c_i,t_0} \text{ (MPa)} = 18,3$$

$$\alpha_E = 1,0$$

$$n_{cabos} = 3$$

$$\alpha = 8,34$$

$$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 23.968,7$$

Seção	ΣN_{prot} (tf)	ΣM_{prot} (tf.m)	$e_{média}$ (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp}$ (tf/m ²)	$\Delta \epsilon_{cp}$ ($\times 10^{-4}$)	$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)
S0	0,0	0,0	-0,013	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	307,7	-112,6	-0,119	0,731	0,376	456,5	0,635	127,0
S2	312,2	-193,1	-0,205	0,731	0,376	532,4	0,740	148,1
S3	316,5	-248,0	-0,261	0,731	0,376	605,4	0,842	168,4
S4	318,7	-269,2	-0,282	0,731	0,376	637,8	0,887	177,4
S5	317,8	-269,6	-0,283	0,731	0,376	637,8	0,887	177,4
S6	318,7	-269,2	-0,282	0,731	0,376	637,8	0,887	177,4
S7	316,5	-248,0	-0,261	0,731	0,376	605,4	0,842	168,4
S8	312,2	-193,1	-0,205	0,731	0,376	532,4	0,740	148,1
S9	307,7	-112,6	-0,119	0,731	0,376	456,5	0,635	127,0
S10	0,0	0,0	-0,013	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

Onde:

$s =$ coeficiente que depende do tipo de cimento

$t_0 =$ idade de aplicação da protensão

$$\beta_s = e^{s \times (1 - \sqrt{28/t_0})} \quad f_{cj} = \beta_s \times f_{ck} \quad E_c = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{cj}}$$

$$\Delta \varepsilon_{cp} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{\sigma_{c,cgp}}{E_{c,t0}} \quad \Delta \sigma_p = \frac{\Delta \varepsilon_{cp}}{E_p}$$

	Seção	Fase 1	Fase 2	Fase 3
$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)	S0	0,0	0,0	0,0
	S1	127,0	0,0	0,0
	S2	148,1	0,0	0,0
	S3	168,4	0,0	0,0
	S4	177,4	0,0	0,0
	S5	177,4	0,0	0,0
	S6	177,4	0,0	0,0
	S7	168,4	0,0	0,0
	S8	148,1	0,0	0,0
	S9	127,0	0,0	0,0
	S10	0,0	0,0	0,0

Tensões nos cabos e solicitações devido à protensão após as perdas imediatas

C1

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta \sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12006	100,9	98,0	-23,7	9,6	14,4%
S2	12214	102,6	101,2	-16,9	-33,5	12,9%
S3	12422	104,3	103,9	-10,0	-63,2	11,4%
S4	12646	106,2	106,2	-2,8	-78,4	9,8%
S5	12649	106,3	106,3	0,0	-79,6	9,8%
S6	12646	106,2	106,2	2,8	-78,4	9,8%
S7	12422	104,3	103,9	10,0	-63,2	11,4%
S8	12214	102,6	101,2	16,9	-33,5	12,9%
S9	12006	100,9	98,0	23,7	9,6	14,4%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C2

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12252	102,9	101,9	-14,3	-35,5	12,6%
S2	12307	103,4	102,5	-13,5	-65,7	12,2%
S3	12521	105,2	105,0	-6,4	-88,5	10,7%
S4	12517	105,1	105,1	0,0	-94,5	10,7%
S5	12461	104,7	104,7	0,0	-94,1	11,1%
S6	12517	105,1	105,1	0,0	-94,5	10,7%
S7	12521	105,2	105,0	6,4	-88,5	10,7%
S8	12307	103,4	102,5	13,5	-65,7	12,2%
S9	12252	102,9	101,9	14,3	-35,5	12,6%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C3

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12455	104,6	104,6	-3,7	-85,6	11,2%
S2	12483	104,9	104,8	-3,7	-91,6	11,0%
S3	12313	103,4	103,4	0,0	-93,0	12,2%
S4	12247	102,9	102,9	0,0	-92,5	12,7%
S5	12190	102,4	102,4	0,0	-92,1	13,1%
S6	12247	102,9	102,9	0,0	-92,5	12,7%
S7	12313	103,4	103,4	0,0	-93,0	12,2%
S8	12483	104,9	104,8	3,7	-91,6	11,0%
S9	12455	104,6	104,6	3,7	-85,6	11,2%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

Resumo das solicitações e tensões nas fibras extremas do concreto devido à protensão após as perdas imediatas

1ª etapa de protensão

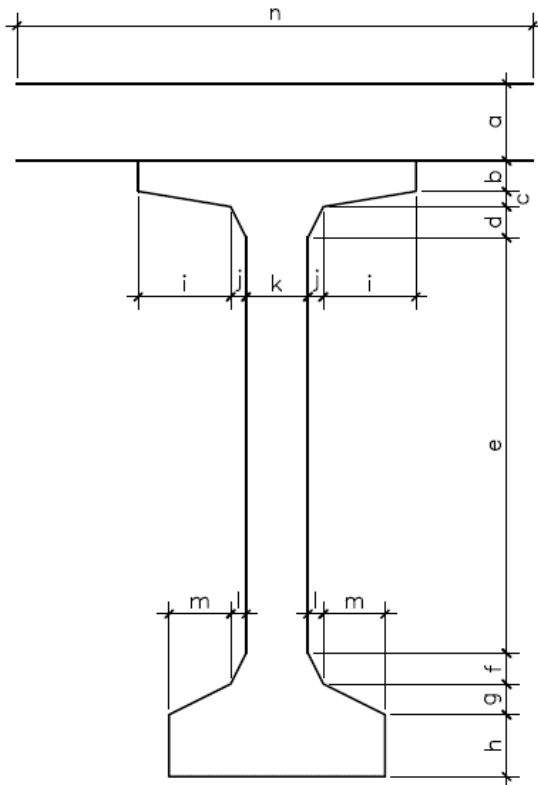
Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	304,5	-41,7	-111,5	0,0	125,5	719,0
S2	308,5	-34,1	-190,8	0,0	-76,0	939,4
S3	312,3	-16,4	-244,7	0,0	-211,5	1090,8
S4	314,2	-2,8	-265,4	0,0	-263,0	1149,7
S5	313,3	0,0	-265,8	0,0	-265,2	1149,4
S6	314,2	2,8	-265,4	0,0	-263,0	1149,7
S7	312,3	16,4	-244,7	0,0	-211,5	1090,8
S8	308,5	34,1	-190,8	0,0	-76,0	939,4
S9	304,5	41,7	-111,5	0,0	125,5	719,0
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Cálculo das perdas lentas de protensão

$U (\%) = 80$ (umidade relativa do ar)

$$\gamma = 2,22 \quad \gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \times U)}$$

Cálculo da espessura fictícia



Seção	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
S0	0,000	0,050	0,050	0,050
S1	0,000	0,050	0,050	0,100
S2	0,000	0,050	0,050	0,100
S3	0,000	0,050	0,050	0,100
S4	0,000	0,050	0,050	0,100
S5	0,000	0,050	0,050	0,100
S6	0,000	0,050	0,050	0,100
S7	0,000	0,050	0,050	0,100
S8	0,000	0,050	0,050	0,100
S9	0,000	0,050	0,050	0,100
S10	0,000	0,050	0,050	0,050

Seção	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)	k (m)	l (m)	m (m)	n (m)
S0	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200
S1	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S2	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S3	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S4	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S5	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S6	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S7	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S8	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S9	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S10	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200

Seção	P _{ext} (m)	P _{int} (m)	u (m)	A (m ²)	h _{fic} (m)
S0	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030
S1	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S2	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S3	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S4	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S5	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S6	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S7	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S8	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S9	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S10	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030

Onde,

P_{ext} - é o perímetro externo da seção

P_{int} - é o perímetro interno da seção

u - é o perímetro da seção em contato com o ar, dado por: P_{ext} + P_{int}/2

A - é a área da seção transversal

h_{fic} - é a espessura fictícia, dada por: $\gamma \times 2 \times A / u$

Cálculo da idade corrigida

$$t_* = \frac{\alpha}{30} \times \sum_{t=0}^t [(T_i + 10) \times \Delta t_i]$$

$\alpha = 1$ (fluência) $T_i (^{\circ}) = 25$

Δt_i (dias) = 3 (média ponderada das idades de protensão)

t_{0*} (dias) = 3,5 (fluência)

t_{0*} (dias) = 3,5 (retração)

$t_{\infty*}$ (dias) = ∞

Fluência

a deformação por fluência é dada por:

$$\varepsilon_{c\phi}(t_2;t_0) = \frac{\sigma_{c,t_0}}{E_{c,28}} \times \varphi(t_2;t_0)$$

onde:

$$\varphi_{(t_1;t_0)} = \varphi_{d\infty} \times \beta_d + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t_{1*}) - \beta_f(t_{0*})] + \varphi_a$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\beta_d = \frac{t_{1*} - t_{0*} + 20}{t_{1*} - t_{0*} + 70}$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \times U \qquad \varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}(cm)}{20 + h_{fic}(cm)}$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \times t + B}{t^2 + C \times t + D} \quad \text{com} \quad \begin{cases} A = 42 \times h_{fic}^3 - 350 \times h_{fic}^2 + 588 \times h_{fic} + 113 \\ B = 768 \times h_{fic}^3 - 3060 \times h_{fic}^2 + 3234 \times h_{fic} - 23 \\ C = -200 \times h_{fic}^3 + 13 \times h_{fic}^2 + 1090 \times h_{fic} + 183 \\ D = 7579 \times h_{fic}^3 - 31916 \times h_{fic}^2 + 35343 \times h_{fic} + 1931 \end{cases}$$

$$\varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{9 \times t_{0*} \times (t_{0*} + 42)}{(9 \times t_{0*} + 40) \times (t_{0*} + 61)} \right]$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\varphi_a = 0,551$$

$$\varphi_{1c} = 1,7$$

$$\varphi_{f\infty} = 1,0$$

$$\beta_d = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	φ_{2c}	φ_{∞}	$\beta_{f(t)}$	$\varphi_{(\infty,t)}$
S0	1,030	1,179	1,945	0,138	2,629
S1	0,469	1,329	2,193	0,138	2,842
S2	0,469	1,329	2,193	0,138	2,842
S3	0,412	1,360	2,243	0,138	2,885
S4	0,469	1,329	2,193	0,138	2,842
S5	0,469	1,329	2,193	0,138	2,842
S6	0,469	1,329	2,193	0,138	2,842
S7	0,412	1,360	2,243	0,138	2,885
S8	0,469	1,329	2,193	0,138	2,842
S9	0,469	1,329	2,193	0,138	2,842
S10	1,030	1,179	1,945	0,138	2,629

Retração do concreto

a deformação por retração é dada por:

$$\varepsilon_{cs,(t_1;t_0)} = \varepsilon_{cs,(t_{00})} \times [\beta_s(t_{1*}) - \beta_s(t_{0*})]$$

onde:

$$\varepsilon_{cs,(t_{\infty})} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$$

$$\varepsilon_{1s} = - \left(6,16 + \frac{U}{484} - \frac{U^2}{1590} \right) \times 10^4$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fic}}{20,8 + 3 \times h_{fic}}$$

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \times \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \times \left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

$$\text{com} \begin{cases} A = 40 \\ B = 116 \times h_{fic}^3 - 282 \times h_{fic}^2 + 220 \times h_{fic} - 4,8 \\ C = 2,5 \times h_{fic}^3 - 8,8 \times h_{fic} + 40,7 \\ D = -75 \times h_{fic}^3 + 585 \times h_{fic}^2 + 496 \times h_{fic} - 6,8 \\ E = -169 \times h_{fic}^4 + 88 \times h_{fic}^3 + 584 \times h_{fic}^2 - 39 \times h_{fic} + 0,8 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{1s} \times 10^4 = 2,3$$

$$\beta_{s_{\infty}} = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	ε_{2s}	$\beta_{s(t_0^*)}$	$\varepsilon_{cs,(t_{\infty})} \times 10^4$	$\varepsilon_{cs,(t_{\infty},t_0)} \times 10^4$
S0	1,030	1,468	0,003	3,376	3,364
S1	0,469	1,528	0,014	3,515	3,466
S2	0,469	1,528	0,014	3,515	3,466
S3	0,412	1,535	0,017	3,531	3,469
S4	0,469	1,528	0,014	3,515	3,466
S5	0,469	1,528	0,014	3,515	3,466
S6	0,469	1,528	0,014	3,515	3,466
S7	0,412	1,535	0,017	3,531	3,469
S8	0,469	1,528	0,014	3,515	3,466
S9	0,469	1,528	0,014	3,515	3,466
S10	1,030	1,468	0,003	3,376	3,364

Relaxação do aço

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$E_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 354.175$$

$$f_{ptk} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 19.000$$

$$\alpha_p = 5,647$$

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente

Seção	M_{g1+g2} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,519	-1,040	0,0
S1	65,00	0,376	-0,356	-61,6
S2	114,76	0,376	-0,615	-187,9
S3	150,30	0,376	-0,784	-313,4
S4	171,62	0,376	-0,845	-386,2
S5	178,73	0,376	-0,849	-403,9
S6	171,62	0,376	-0,845	-386,2
S7	150,30	0,376	-0,784	-313,4
S8	114,76	0,376	-0,615	-187,9
S9	65,00	0,376	-0,356	-61,6
S10	0,00	0,519	-1,040	0,0

Seção	M_{g3} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,981	-1,332	0,0
S1	20,27	0,754	-0,825	-22,2
S2	36,04	0,754	-1,084	-51,8
S3	47,30	0,754	-1,252	-78,6
S4	54,06	0,754	-1,314	-94,3
S5	56,31	0,754	-1,318	-98,5
S6	54,06	0,754	-1,314	-94,3
S7	47,30	0,754	-1,252	-78,6
S8	36,04	0,754	-1,084	-51,8
S9	20,27	0,754	-0,825	-22,2
S10	0,00	0,981	-1,332	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à protensão

1ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp,p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	304,5	-111,5	-0,356	0,731	0,376	522,3
S2	308,5	-190,8	-0,615	0,731	0,376	734,4
S3	312,3	-244,7	-0,784	0,731	0,376	937,4
S4	314,2	-265,4	-0,845	0,731	0,376	1027,0
S5	313,3	-265,8	-0,849	0,731	0,376	1029,2
S6	314,2	-265,4	-0,845	0,731	0,376	1027,0
S7	312,3	-244,7	-0,784	0,731	0,376	937,4
S8	308,5	-190,8	-0,615	0,731	0,376	734,4
S9	304,5	-111,5	-0,356	0,731	0,376	522,3
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

Seção	$\sigma_{c,CGD,p}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	522,3
S2	734,4
S3	937,4
S4	1027,0
S5	1029,2
S6	1027,0
S7	937,4
S8	734,4
S9	522,3
S10	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente + protensão

Seção	$\sigma_{c,CGD,p+g}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	438,5
S2	494,6
S3	545,4
S4	546,6
S5	526,9
S6	546,6
S7	545,4
S8	494,6
S9	438,5
S10	0,0

Cálculo do coeficiente de fluência do aço

$$\chi_{(t,t_0)} = -\ln(1 - \psi_{(t,t_0)})$$

onde:

$$\psi(t^\infty, t_0) = 2,5 \times \psi_{1000}$$

Seção	σ_{p0} (kgf/cm ²)	σ_{p0} / f_{ptk}	ψ_{1000}	$\psi(t^\infty, t_0)$	$\chi_{(t^\infty, t_0)}$
S0		0,000	0,000	0,000	0,000
S1	12238	0,644	1,829	4,573	0,047
S2	12334	0,649	1,890	4,725	0,048
S3	12419	0,654	1,943	4,858	0,050
S4	12470	0,656	1,976	4,939	0,051
S5	12433	0,654	1,953	4,882	0,050
S6	12470	0,656	1,976	4,939	0,051
S7	12419	0,654	1,943	4,858	0,050
S8	12334	0,649	1,890	4,725	0,048
S9	12238	0,644	1,829	4,573	0,047
S10		0,000	0,000	0,000	0,000

Cálculo da perda lenta total

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t_2,t_0)} = \frac{\varepsilon_{cs,(t_2,t_0)} \times E_p + \alpha_p \times \varphi_{(t_2,t_0)} \times \sigma_{c,ggp,p+g} + \sigma_{p0} \times \chi_{(t,t_0)}}{\chi_p + \chi_c \times \alpha_p \times \eta \times \rho_p}$$

onde:

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi_{(t_2,t_0)} \quad \chi_p = 1 + \chi_{(t,t_0)}$$

e_p - é a excentricidade de protensão

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_z} \quad \rho_p = \frac{A_s}{A_c}$$

Seção	χ_c	χ_p	e_p (m)	η	ρ_p	$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)}$ (kgf/cm ²)	$\Delta\sigma_{lenta}$ (%)
S0	2,314	1,000	-1,332	4,634	0,0000	0,0	0,0%
S1	2,421	1,047	-0,825	2,154	0,0020	1782,6	12,7%
S2	2,421	1,048	-1,084	2,991	0,0020	1845,7	13,2%
S3	2,443	1,050	-1,252	3,657	0,0020	1915,0	13,7%
S4	2,421	1,051	-1,314	3,927	0,0020	1903,9	13,6%
S5	2,421	1,050	-1,318	3,943	0,0020	1868,7	13,3%
S6	2,421	1,051	-1,314	3,927	0,0020	1903,9	13,6%
S7	2,443	1,050	-1,252	3,657	0,0020	1915,0	13,7%
S8	2,421	1,048	-1,084	2,991	0,0020	1845,7	13,2%
S9	2,421	1,047	-0,825	2,154	0,0020	1782,6	12,7%
S10	2,314	1,000	-1,332	4,634	0,0000	0,0	0,0%

Solicitações devido às perdas lentas de protensão

C1

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-1783	-15,0	-14,6	3,5	-1,4
S2	-1846	-15,5	-15,3	2,6	5,1
S3	-1915	-16,1	-16,0	1,5	9,7
S4	-1904	-16,0	-16,0	0,4	11,8
S5	-1869	-15,7	-15,7	0,0	11,8
S6	-1904	-16,0	-16,0	-0,4	11,8
S7	-1915	-16,1	-16,0	-1,5	9,7
S8	-1846	-15,5	-15,3	-2,6	5,1
S9	-1783	-15,0	-14,6	-3,5	-1,4
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C2

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-1783	-15,0	-14,8	2,1	5,2
S2	-1846	-15,5	-15,4	2,0	9,8
S3	-1915	-16,1	-16,1	1,0	13,5
S4	-1904	-16,0	-16,0	0,0	14,4
S5	-1869	-15,7	-15,7	0,0	14,1
S6	-1904	-16,0	-16,0	0,0	14,4
S7	-1915	-16,1	-16,1	-1,0	13,5
S8	-1846	-15,5	-15,4	-2,0	9,8
S9	-1783	-15,0	-14,8	-2,1	5,2
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C3

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-1783	-15,0	-15,0	0,5	12,3
S2	-1846	-15,5	-15,5	0,5	13,5
S3	-1915	-16,1	-16,1	0,0	14,5
S4	-1904	-16,0	-16,0	0,0	14,4
S5	-1869	-15,7	-15,7	0,0	14,1
S6	-1904	-16,0	-16,0	0,0	14,4
S7	-1915	-16,1	-16,1	0,0	14,5
S8	-1846	-15,5	-15,5	-0,5	13,5
S9	-1783	-15,0	-15,0	-0,5	12,3
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

Resumo das solicitações devido às perdas de protensão e tensões nas fibras extremas do concreto

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-44,3	6,1	16,0	-44,9	-18,9	-104,0
S2	-46,2	5,1	28,5	-35,1	11,1	-140,3
S3	-48,2	2,5	37,7	-28,7	32,6	-168,2
S4	-48,0	0,4	40,6	-25,7	40,3	-175,6
S5	-47,1	0,0	40,0	-25,0	40,0	-172,9
S6	-48,0	-0,4	40,6	-25,7	40,3	-175,6
S7	-48,2	-2,5	37,7	-28,7	32,6	-168,2
S8	-46,2	-5,1	28,5	-35,1	11,1	-140,3
S9	-44,3	-6,1	16,0	-44,9	-18,9	-104,0
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Verificação das tensões elásticas no concreto nas diversas fases de carregamento

Serão verificadas as tensões nas fibras extremas do concreto para as seguintes fases de carregamento:

- Fase 1 = peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
- Fase 2 = fase 1 + 2ª etapa de protensão
- Fase 3 = fase 2 + peso próprio da laje e transversinas
- Fase 4 = fase 3 + 3ª etapa de protensão
- Fase 5 = fase 4 + sobrecarga permanente
- Fase 6 = fase 5 + carga móvel
- Fase 7 = fase 5 + perdas de protensão
- Fase 8 = fase 7 + carga móvel

Tensões limites

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51$$

$$s = 0,38$$

- no instante da protensão

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctm,j}$$

$$|\sigma_{c,c}| \leq 0,7 f_{ckj}$$

- na vida útil da obra

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctk,inf}$$

$$|\sigma_{c,c}| \leq 0,6 f_{ck}$$

idade da 1ª protensão (dias) = 3

$$\beta_1 = 0,458$$

$$f_{ckj} \text{ (MPa)} = 18,32$$

$$f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,08$$

idade da 2ª protensão (dias) = 7

$$\beta_2 = 0,684$$

$$f_{ckj} \text{ (MPa)} = 27,35$$

$$f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,72$$

idade da 3ª protensão (dias) = 28

$$\beta_3 = 1,000$$

$$f_{ckj} \text{ (MPa)} = 40,00$$

$$f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,51$$

	tração (tf/m ²)	compressão (tf/m ²)
t = 3	-250,17	1282,36
t = 7	-326,83	1914,81
t = 28	-294,74	2400,00
t = ∞	-294,74	2400,00

Verificação do estado limite de compressão excessiva para a combinação rara de carregamentos (ELS-CE)

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m^2) para 110% da força de protensão

		g_1	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2
S0	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m^2)	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	98	138	236	0	236
	σ_i (tf/m^2)	-102	791	689	0	689
S2	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	173	-84	89	0	89
	σ_i (tf/m^2)	-179	1033	854	0	854
S3	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	226	-233	-7	0	-7
	σ_i (tf/m^2)	-234	1200	965	0	965
S4	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	258	-289	-32	0	-32
	σ_i (tf/m^2)	-268	1265	997	0	997
S5	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	268	-292	-24	0	-24
	σ_i (tf/m^2)	-279	1264	986	0	986
S6	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	258	-289	-32	0	-32
	σ_i (tf/m^2)	-268	1265	997	0	997
S7	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	226	-233	-7	0	-7
	σ_i (tf/m^2)	-234	1200	965	0	965
S8	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	173	-84	89	0	89
	σ_i (tf/m^2)	-179	1033	854	0	854
S9	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	98	138	236	0	236
	σ_i (tf/m^2)	-102	791	689	0	689
S10	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m^2)	0	0	0	0	0

Verificação do estado limite de formação de fissuras para a combinação frequente de carregamentos (ELS-F)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_1 = 0,5$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	98	125	224	0	224	71	295
	σ _i (tf/m ²)	-102	719	617	0	617	-74	543
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	173	-76	97	0	97	127	224
	σ _i (tf/m ²)	-179	939	760	0	760	-132	628
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	226	-212	14	0	14	167	181
	σ _i (tf/m ²)	-234	1091	856	0	856	-173	683
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	258	-263	-5	0	-5	190	185
	σ _i (tf/m ²)	-268	1150	882	0	882	-198	684
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	268	-265	3	0	3	198	201
	σ _i (tf/m ²)	-279	1149	871	0	871	-206	665
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	258	-263	-5	0	-5	190	185
	σ _i (tf/m ²)	-268	1150	882	0	882	-198	684
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	226	-212	14	0	14	167	181
	σ _i (tf/m ²)	-234	1091	856	0	856	-173	683
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	173	-76	97	0	97	127	224
	σ _i (tf/m ²)	-179	939	760	0	760	-132	628
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	98	125	224	0	224	71	295
	σ _i (tf/m ²)	-102	719	617	0	617	-74	543
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	20	20	50	70
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	295	14	309	34	343
	σ_i (tf/m ²)	0	543	-40	503	-100	403
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	35	35	70	106
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	224	24	248	48	297
	σ_i (tf/m ²)	0	628	-71	557	-141	416
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	47	47	92	138
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	181	32	213	63	276
	σ_i (tf/m ²)	0	683	-93	590	-183	406
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	53	53	105	158
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	185	37	222	72	294
	σ_i (tf/m ²)	0	684	-107	577	-210	367
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	55	55	109	165
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	201	38	240	75	315
	σ_i (tf/m ²)	0	665	-111	554	-219	334
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	53	53	105	158
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	185	37	222	72	294
	σ_i (tf/m ²)	0	684	-107	577	-210	367
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	47	47	92	138
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	181	32	213	63	276
	σ_i (tf/m ²)	0	683	-93	590	-183	406
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	35	35	70	106
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	224	24	248	48	297
	σ_i (tf/m ²)	0	628	-71	557	-141	416
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	20	20	50	70
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	295	14	309	34	343
	σ_i (tf/m ²)	0	543	-40	503	-100	403
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-45	-25	50	25
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-19	290	34	324
	σ_i (tf/m ²)	-104	399	-100	299
S2	σ_s (tf/m ²)	-35	0	70	71
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	11	259	48	308
	σ_i (tf/m ²)	-140	417	-141	276
S3	σ_s (tf/m ²)	-29	18	92	109
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	33	246	63	309
	σ_i (tf/m ²)	-168	422	-183	238
S4	σ_s (tf/m ²)	-26	28	105	132
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	40	262	72	334
	σ_i (tf/m ²)	-176	402	-210	192
S5	σ_s (tf/m ²)	-25	30	109	140
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	40	280	75	355
	σ_i (tf/m ²)	-173	381	-219	161
S6	σ_s (tf/m ²)	-26	28	105	132
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	40	262	72	334
	σ_i (tf/m ²)	-176	402	-210	192
S7	σ_s (tf/m ²)	-29	18	92	109
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	33	246	63	309
	σ_i (tf/m ²)	-168	422	-183	238
S8	σ_s (tf/m ²)	-35	0	70	71
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	11	259	48	308
	σ_i (tf/m ²)	-140	417	-141	276
S9	σ_s (tf/m ²)	-45	-25	50	25
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-19	290	34	324
	σ_i (tf/m ²)	-104	399	-100	299
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Verificação do estado limite de decompressão para a combinação quase permanente de carregamentos (ELS-D)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_2 = 0,3$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	98	125	224	0	224	71	295
	σ _i (tf/m ²)	-102	719	617	0	617	-74	543
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	173	-76	97	0	97	127	224
	σ _i (tf/m ²)	-179	939	760	0	760	-132	628
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	226	-212	14	0	14	167	181
	σ _i (tf/m ²)	-234	1091	856	0	856	-173	683
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	258	-263	-5	0	-5	190	185
	σ _i (tf/m ²)	-268	1150	882	0	882	-198	684
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	268	-265	3	0	3	198	201
	σ _i (tf/m ²)	-279	1149	871	0	871	-206	665
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	258	-263	-5	0	-5	190	185
	σ _i (tf/m ²)	-268	1150	882	0	882	-198	684
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	226	-212	14	0	14	167	181
	σ _i (tf/m ²)	-234	1091	856	0	856	-173	683
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	173	-76	97	0	97	127	224
	σ _i (tf/m ²)	-179	939	760	0	760	-132	628
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	98	125	224	0	224	71	295
	σ _i (tf/m ²)	-102	719	617	0	617	-74	543
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	20	20	30	50
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	295	14	309	21	330
	σ_i (tf/m ²)	0	543	-40	503	-60	443
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	35	35	42	78
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	224	24	248	29	277
	σ_i (tf/m ²)	0	628	-71	557	-85	472
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	47	47	55	101
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	181	32	213	38	251
	σ_i (tf/m ²)	0	683	-93	590	-110	480
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	53	53	63	116
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	185	37	222	43	265
	σ_i (tf/m ²)	0	684	-107	577	-126	451
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	55	55	66	121
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	201	38	240	45	285
	σ_i (tf/m ²)	0	665	-111	554	-132	422
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	53	53	63	116
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	185	37	222	43	265
	σ_i (tf/m ²)	0	684	-107	577	-126	451
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	47	47	55	101
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	181	32	213	38	251
	σ_i (tf/m ²)	0	683	-93	590	-110	480
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	35	35	42	78
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	224	24	248	29	277
	σ_i (tf/m ²)	0	628	-71	557	-85	472
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	20	20	30	50
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	295	14	309	21	330
	σ_i (tf/m ²)	0	543	-40	503	-60	443
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-45	-25	30	5
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-19	290	21	311
	σ_i (tf/m ²)	-104	399	-60	339
S2	σ_s (tf/m ²)	-35	0	42	43
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	11	259	29	288
	σ_i (tf/m ²)	-140	417	-85	332
S3	σ_s (tf/m ²)	-29	18	55	73
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	33	246	38	283
	σ_i (tf/m ²)	-168	422	-110	311
S4	σ_s (tf/m ²)	-26	28	63	90
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	40	262	43	305
	σ_i (tf/m ²)	-176	402	-126	276
S5	σ_s (tf/m ²)	-25	30	66	96
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	40	280	45	325
	σ_i (tf/m ²)	-173	381	-132	249
S6	σ_s (tf/m ²)	-26	28	63	90
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	40	262	43	305
	σ_i (tf/m ²)	-176	402	-126	276
S7	σ_s (tf/m ²)	-29	18	55	73
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	33	246	38	283
	σ_i (tf/m ²)	-168	422	-110	311
S8	σ_s (tf/m ²)	-35	0	42	43
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	11	259	29	288
	σ_i (tf/m ²)	-140	417	-85	332
S9	σ_s (tf/m ²)	-45	-25	30	5
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-19	290	21	311
	σ_i (tf/m ²)	-104	399	-60	339
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Cálculo do cisalhamento - t = ∞

Esforços cortantes característicos

$$V_{k,max} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,max} \quad f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$V_{k,min} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,min} \quad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500,0$$

onde: $V_{p,k} = V_p^{prot}$ em tempo $t = \infty$

Seção	$V_{g1,k}$ (tf)	$V_{g2,k}$ (tf)	$V_{g3,k}$ (tf)	$V_{p,k}$ (tf)	$V_{q,max,k}$ (tf)	$V_{q,min,k}$ (tf)	V_k^{max} (tf)	V_k^{min} (tf)
S0	21,20	14,41	10,67	0,00	53,39	0,00	99,67	46,28
S1	15,42	11,53	8,54	-35,56	45,63	-1,59	45,56	-1,66
S2	11,57	8,64	6,40	-28,96	30,69	-4,00	28,35	-6,35
S3	7,71	5,76	4,27	-13,90	25,27	-7,47	29,11	-3,63
S4	3,86	2,88	2,13	-2,36	20,23	-11,34	26,74	-4,83
S5	0,00	0,00	0,00	0,00	15,59	-15,59	15,59	-15,59
S6	-3,86	-2,88	-2,13	2,36	11,34	-20,23	4,83	-26,74
S7	-7,71	-5,76	-4,27	13,90	7,47	-25,27	3,63	-29,11
S8	-11,57	-8,64	-6,40	28,96	4,00	-30,69	6,35	-28,35
S9	-15,42	-11,53	-8,54	35,56	1,59	-45,63	1,66	-45,56
S10	-21,20	-14,41	-10,67	0,00	0,00	-53,39	-46,28	-99,67

Verificação do concreto

$$\phi_{bainha} \text{ (m)} = 0,075$$

$$n_{bainhas \text{ alinhadas na alma}} = 1$$

$$V_{sd} = 1,35 \times V_g + \left\{ \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \times V_p + 1,5 \times V_q$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_{w,nom} \times d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ (fck em MPa)}$$

Seção	V_{sd} (tf)	b_w (m)	H (m)	$\Sigma \Phi/2$ (m)	b_w^{nom} (m)	d (m)	V_{rd2} (tf)
S0	142,6	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2
S1	84,4	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S2	55,9	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S3	49,3	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S4	40,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S5	23,4	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S6	40,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S7	49,3	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S8	55,9	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S9	84,4	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S10	142,6	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2

Para todas as seções $V_{rd2} > V_{sd}$

Parcela do esforço cortante absorvida pelos mecanismos complementares à treliça

$$M_{sdu} = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q$$

Seção	M _{g1,k}	M _{g2,k}	M _{g3,k}	M _{q máx,k}	M _{q mín,k}	M _{sdu} (tf.m)
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0
S1	37,64	27,36	20,27	100,91	0,00	266,5
S2	66,12	48,64	36,04	142,69	0,00	417,6
S3	86,46	63,84	47,30	185,87	0,00	545,6
S4	98,66	72,96	54,06	212,78	0,00	623,8
S5	102,73	76,00	56,31	222,17	0,00	650,6
S6	98,66	72,96	54,06	212,78	0,00	623,8
S7	86,46	63,84	47,30	185,87	0,00	545,6
S8	66,12	48,64	36,04	142,69	0,00	417,6
S9	37,64	27,36	20,27	100,91	0,00	266,5
S10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

$$V_c = V_{c0} \times (1 + M_0 / M_{sd,m\acute{a}x}) \leq 2 \times V_{c0}$$

$$M_0 = 0,90 \times (\sigma_p^{prot.} \times W)$$

$$V_{c0} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

com fck em MPa

Seção	$\sigma_p^{prot.}$ (tf/m ²)	W _i (m ³)	M ₀ (tf.m)	1+ M ₀ /M _{sd,máx}
S0	0	0,736	0,00	1,00
S1	615	0,507	280,34	2,05
S2	799	0,507	364,28	1,87
S3	923	0,507	420,59	1,77
S4	974	0,507	444,05	1,71
S5	977	0,507	445,21	1,68
S6	974	0,507	444,05	1,71
S7	923	0,507	420,59	1,77
S8	799	0,507	364,28	1,87
S9	615	0,507	280,34	2,05
S10	0	0,736	0,00	1,00

Seção	b_w^{nom} (m)	d (m)	Vc0 (tf)	2 * Vc0 (tf)	Vc (tf)
S0	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5
S1	0,183	1,784	34,3	68,5	68,5
S2	0,183	1,784	34,3	68,5	64,2
S3	0,183	1,784	34,3	68,5	60,7
S4	0,183	1,784	34,3	68,5	58,7
S5	0,183	1,784	34,3	68,5	57,7
S6	0,183	1,784	34,3	68,5	58,7
S7	0,183	1,784	34,3	68,5	60,7
S8	0,183	1,784	34,3	68,5	64,2
S9	0,183	1,784	34,3	68,5	68,5
S10	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5

Parcela do cortante absorvida pela armadura transversal

Seção	Vsd (tf)	Vc (tf)	V _{swd} (tf)
S0	142,6	131,5	11,11
S1	84,4	68,5	15,81
S2	55,9	64,2	0,00
S3	49,3	60,7	0,00
S4	40,2	58,7	0,00
S5	23,4	57,7	0,00
S6	40,2	58,7	0,00
S7	49,3	60,7	0,00
S8	55,9	64,2	0,00
S9	84,4	68,5	15,81
S10	142,6	131,5	11,11

Cálculo da taxa volumétrica de armadura transversal

$$V_{swd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$A_{sw}/s = V_{swd} / (0,90 \times d \times f_{ywd})$$

$$\rho_{sw} = (A_{sw}/s) \times (1/b_w) \geq 0,20 \times f_{ctm} / f_{ywk}$$

$$f_{ywk} = f_{yk}$$

Seção	b_w (m)	V _{swd} (tf)	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	ρ_{sw}^{min} (cm ² /m ²)
S0	0,70	11,1	1,59	2,27	14,04
S1	0,22	15,8	2,26	10,29	14,04
S2	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S3	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S4	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S5	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S6	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S7	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S8	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S9	0,22	15,8	2,26	10,29	14,04
S10	0,70	11,1	1,59	2,27	14,04

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\Psi_{fad} = 0,50$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw}^{m\acute{a}x} - \sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$$

$$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x/m\acute{i}n} = \frac{V_{m\acute{a}x/m\acute{i}n} - V_c/2}{b_w \times d \times \rho_{sw}}$$

$$f \cdot f \cdot = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd}^{fad}}$$

$$\Delta f_{sd}^{fad} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 850$$

Seção	V _{máx} (tf)	V _{mín} (tf)	V _{d/2} (tf)	$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x}$ (tf/cm ²)	$\sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$ (tf/cm ²)	$\Delta\sigma_{sw}$ (tf/cm ²)	f.f.	ρ_{sw} (cm ² /m ²)
S0	72,98	46,28	65,7	0,41	0,00	0,41	1,00	2,27
S1	22,74	-0,86	34,3	0,00	0,00	0,00	1,00	10,29
S2	13,00	-4,34	32,1	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S3	16,48	0,11	30,3	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S4	16,63	0,84	29,3	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S5	7,80	-7,80	28,9	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S6	-0,84	-16,63	29,3	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S7	-0,11	-16,48	30,3	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S8	4,34	-13,00	32,1	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S9	0,86	-22,74	34,3	0,00	0,00	0,00	1,00	10,29
S10	-46,28	-72,98	65,7	0,00	0,41	0,41	1,00	2,27

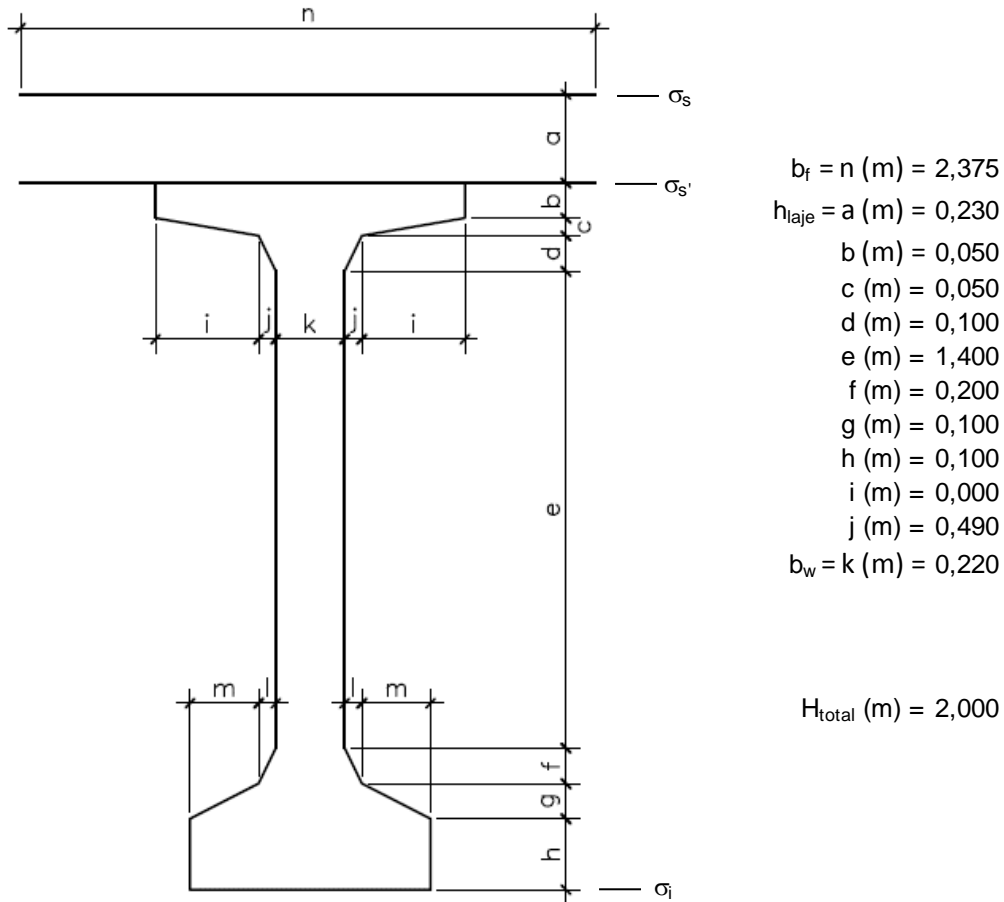
Determinação dos estribos e seus espaçamentos

$$s = (n \times A_s^{1perna}) / (\rho_{sw} \times ff \times b_w^{medio})$$

Seção	b _w (m)	ρ_{wu} (cm ² /m ²)	ρ_{wu} (Méd/Mín)	n	Φ (mm)	A _s ^{1perna}	S _{calculado} (cm)	S _{adotado} (cm)
S0	0,70	2,27						
			14,04	2	10,0	0,79	24,3	22,5
S1	0,22	10,29						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S2	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S3	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S4	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S5	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S6	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S7	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S8	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S9	0,22	10,29						
			14,04	2	10,0	0,79	24,3	22,5
S10	0,70	2,27						

Verificação do Estado Limite Ultimo (Verificação à ruptura)

Seção S₅



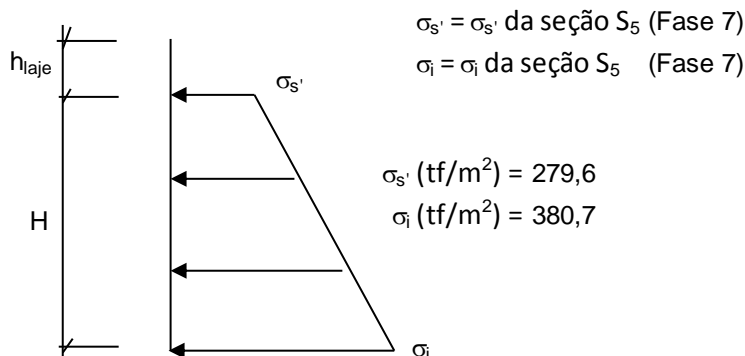
Materiais:

Concreto laje f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,laje}$ (kgf/cm²) = 318.758

Concreto viga f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,viga}$ (kgf/cm²) = 318.758

Aço: CP-190 RB E_{sp} (kgf/cm²) = 2.000.000

Tensões de peso próprio + protensão em $t = \infty$



Tensões no aço de protensão após as perdas ($t = \infty$)

	$\sigma_{sp}^{t=\infty}$ (kgf/cm ²)
C1	10.780
C2	10.592
C3	10.322
C4	0
C5	0
C6	0
C7	0
C8	0
C9	0

Solicitações atuantes na seção S₅

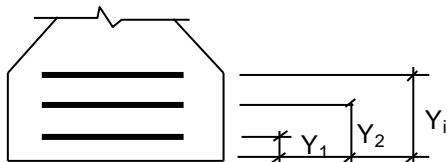
M_{g1} (tf.m) = 102,7

M_q (tf.m) = 222,2

M_{g2} (tf.m) = 76,0

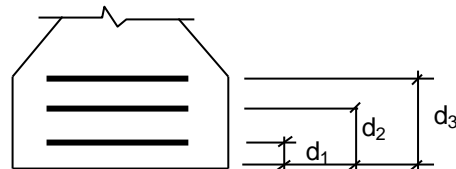
M_{g3} (tf.m) = 56,3

Cálculo do C.G. da armadura de protensão



	y (m)
C1	0,270
C2	0,120
C3	0,120
C4	
C5	
C6	
C7	
C8	
C9	

Cálculo do C.G. da armadura passiva complementar



1ª camada:

n° barras = 6

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_1 (m) = 0,060

C.G (cm) = 0,060

2ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_2 (m) = 0,100

3ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

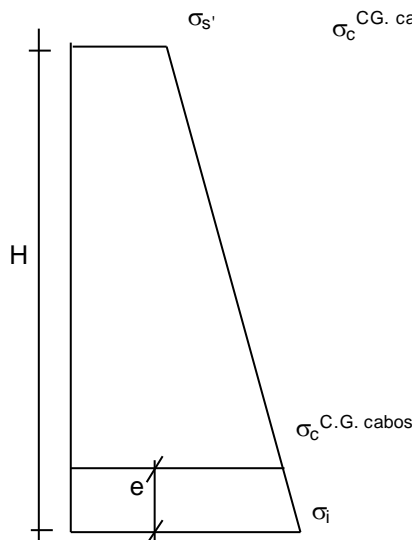
d_3 (m) = 0,150

Cálculo do pré-alongamento da armadura

$$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}} = \sigma_{sp}^{t=00} / E_{sp}$$

	$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}}$
C1	0,0054
C2	0,0053
C3	0,0052
C4	0,0000
C5	0,0000
C6	0,0000
C7	0,0000
C8	0,0000
C9	0,0000

Cálculo da deformação específica devida a descompressão do concreto



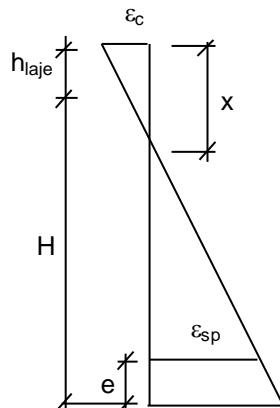
$$\sigma_c^{\text{C.G. cabos}} = [(H - e) * (\sigma_i - \sigma_s') / H] + \sigma_s'$$

$$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp.}} = \sigma_c^{\text{C.G. cabos}} / E_{cs}$$

	y (m)	σ_c (tf/m ²)	$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp}}$
C1	0,270	367,0	0,00012
C2	0,120	374,6	0,00012
C3	0,120	374,6	0,00012
C4	0,000	0,0	0,00000
C5	0,000	0,0	0,00000
C6	0,000	0,0	0,00000
C7	0,000	0,0	0,00000
C8	0,000	0,0	0,00000
C9	0,000	0,0	0,00000

Equilíbrio da seção:

Deformada admitida para a seção S₅



$$\varepsilon_c (\%) = 0,945$$

$$\varepsilon_{sp} (\%) = 10,000$$

$$x = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_{sp})] * [H - e + h_{laje}]$$

$$x \text{ (m)} = 0,182$$

Cálculo da resultante de compressão

Lamela	y_{1i} (m)	y_{2i} (m)	B1 (m)	B2 (m)	ε_{ci} (‰)	σ_{cd} (tf/m ²)	F_i (tf)
1	0,000	0,036	2,375	2,375	0,85	1627	140,8
2	0,036	0,073	2,375	2,375	0,66	1341	116,1
3	0,073	0,109	2,375	2,375	0,47	1012	87,6
4	0,109	0,146	2,375	2,375	0,28	640	55,4
5	0,146	0,182	2,375	2,375	0,09	224	19,4
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
7	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
11	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
12	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
14	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
15	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
16	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
17	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
18	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
19	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
21	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0

$$R_{cc} \text{ (tf)} = 419,4$$

$$C.G._{cc} \text{ (m)} = 0,065$$

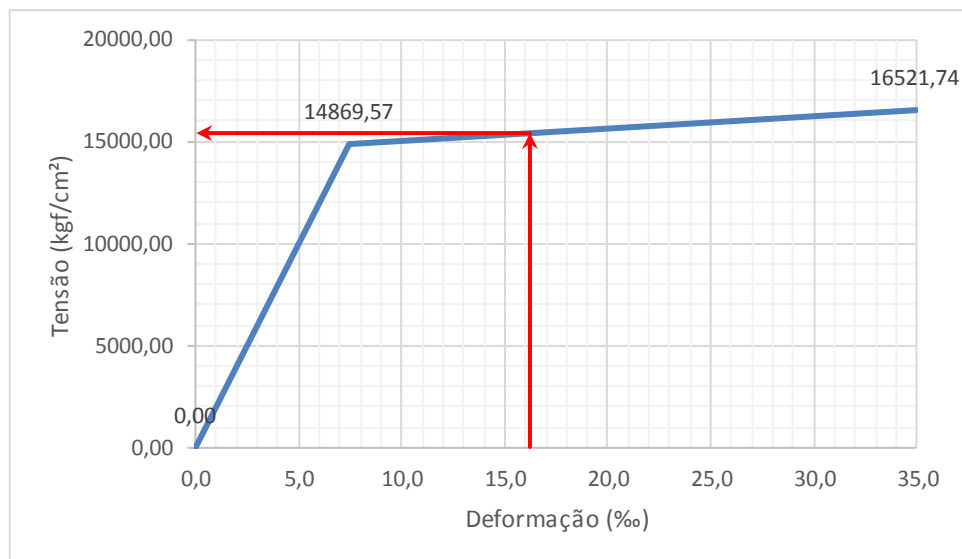
Cálculo da resultante de tração

$$\epsilon_{sp}^{total} = \epsilon_{sp}^{pré-along.} + \epsilon_{sp}^{descomp.} + \epsilon_{sp}$$

	y (m)	ϵ_{sp} (‰)	ϵ_{sp}^{total} (‰)
C1	0,270	10,75	16,260
C2	0,120	10,00	15,414
C3	0,120	10,00	15,278
C4	0,000	0,00	0,000
C5	0,000	0,00	0,000
C6	0,000	0,00	0,000
C7	0,000	0,00	0,000
C8	0,000	0,00	0,000
C9	0,000	0,00	0,000

Do diagrama tensão-deformação preconizado na NBR 6118, tem-se

$$f_{pyd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.869,6 \quad f_{ptd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 16.521,7$$



$$R_{st,CP} = A_{sp} \times \sigma_{sp}$$

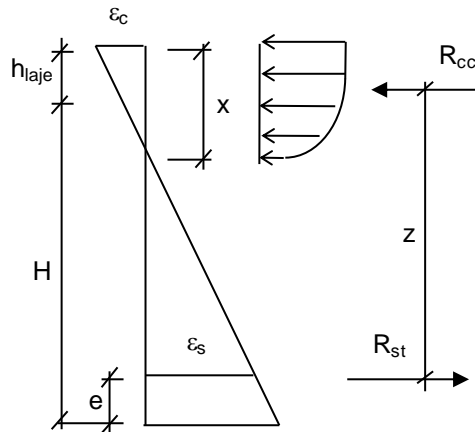
	σ_{sp} (kgf/cm ²)	A_{sp} (cm ²)	$R_{st,CP-190}$ (tf)
C1	15.398	8,40	129,35
C2	15.348	8,40	128,92
C3	15.340	8,40	128,85
C4	0	0,00	0,00
C5	0	0,00	0,00
C6	0	0,00	0,00
C7	0	0,00	0,00
C8	0	0,00	0,00
C9	0	0,00	0,00
$R_{st,CP}$ (tf) =			387,12

$$A_s^{CA-50} \text{ (cm}^2\text{)} = 7,363$$

$$R_{st,CA-50} = A_s^{CA-50} \times \sigma_s \quad R_{st,CA-50} \text{ (tf)} = 32,0$$

$$R_{st} = R_{st,CP} + R_{st,CA-50}$$

$$R_{st} \text{ (tf)} = 419,1$$



	z (m)
C1	1,895
C2	2,045
C3	2,045
C4	0,000
C5	0,000
C6	0,000
C7	0,000
C8	0,000
C9	0,000
CA-50	2,105

$$z = H + h_{laje} - C.G._{cc} - e$$

$$M_i = R_{st,i} * z_i$$

$$z = \sum M_i / R_{st}$$

$$z \text{ (m)} = 2,004$$

Assim temos:


$$M_u = R_{st} * z \quad M_u \text{ (tf.m)} = 840$$

$$M_d = 1,35 * (M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}) + 1,5 * (M_q) + \Delta F_{sd} * z$$

$$\Delta F_{sd} \text{ (tf)} = 0,00$$

$$M_d \text{ (tf.m)} = 651$$

Então: $M_u / M_d = 1,29 > 1,00$ (Atende)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 240/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

5.5 VIGAS DE 30,30m (VIGA EXTERNA À CURVA DO VÃO ENTRE EIXOS 02A E 03A – RAMO 2000)

Características geométricas das seções

As características das seções serão calculadas considerando contribuição das armaduras passivas principais (superior e inferior), além das armaduras ativas.

As características das seções do conjunto viga+laje serão calculadas considerando a relação entre os módulos de elasticidade do concreto da viga e da laje, n .

$$f_{ck,viga} \text{ (MPa)} = 40 \quad f_{ck,laje} \text{ (MPa)} = 40 \quad \text{tipo de agregado considerado: granito ou gnaiss}$$

$$E_{CS,viga} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad E_{CS,laje} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad n = 1,00$$

$$E_s \text{ (MPa)} = 200.000 \quad \alpha = 6,27$$

Viga Isolada

Seção S0

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,700	0,050	1,900	1,850	0,048	1,877	0,089	0,167	0,000
4	0,700	0,700	1,450	1,850	0,400	1,015	1,125	1,142	1,285	0,178
5	0,700	0,700	0,200	0,400	0,200	0,140	0,300	0,042	0,013	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 1,463 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 2,101 & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,519 & V_s' \text{ (m)} = 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,541 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & V_i \text{ (m)} = 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,499 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 & &
 \end{array}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 1,463 & & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & & V_s' \text{ (m)} = 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,541 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,519 & & V_i \text{ (m)} = 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,499
 \end{array}$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $I_z (m^4) = 0,376$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 1,135$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 1,135 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369
 \end{aligned}$$

Seção S5

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 1,135 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369
 \end{aligned}$$

Conjunto viga + laje

$$h_{laje} \text{ (m)} = 0,23 \quad \text{intereixo de vigas (m)} = 2,500$$

Vigas centrais

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$\begin{array}{lll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,575 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010 & V_s \text{ (m)} = 0,115 \\
 H \text{ (m)} = 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003 & V_i \text{ (m)} = 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 &
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 2,038 & V_s \text{ (m)} = 0,887 & w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,126 \\
 H \text{ (m)} = 2,230 & V_s' \text{ (m)} = 0,657 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,521 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,999 & V_i \text{ (m)} = 1,343 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,743
 \end{array}$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$\begin{array}{lll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,575 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010 & V_s \text{ (m)} = 0,115 \\
 H \text{ (m)} = 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003 & V_i \text{ (m)} = 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 &
 \end{array}$$

$$\begin{array}{lll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 1,306 & V_s \text{ (m)} = 0,728 & w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,050 \\
 H \text{ (m)} = 2,230 & V_s' \text{ (m)} = 0,498 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,535 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,765 & V_i \text{ (m)} = 1,502 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,509
 \end{array}$$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$\begin{array}{lll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,575 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,010 & V_s \text{ (m)} = 0,115 \\
 H \text{ (m)} = 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003 & V_i \text{ (m)} = 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 &
 \end{array}$$

$$A (m^2) = 1,306$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,765$$

$$V_s (m) = 0,728$$

$$V_s' (m) = 0,498$$

$$V_i (m) = 1,502$$

$$w_s (m^3) = 1,050$$

$$w_s' (m^3) = 1,535$$

$$w_i (m^3) = 0,509$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,575$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,306$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,765$$

$$V_s (m) = 0,728$$

$$V_s' (m) = 0,498$$

$$V_i (m) = 1,502$$

$$w_s (m^3) = 1,050$$

$$w_s' (m^3) = 1,535$$

$$w_i (m^3) = 0,509$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,575$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,306$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,765$$

$$V_s (m) = 0,728$$

$$V_s' (m) = 0,498$$

$$V_i (m) = 1,502$$

$$w_s (m^3) = 1,050$$

$$w_s' (m^3) = 1,535$$

$$w_i (m^3) = 0,509$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,575$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,306$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,765$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,728$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,498$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,502$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,050$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,535$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,509$$

Vigas de bordo

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,300	3,300	0,100	0,230	0,130	0,330	0,180	0,059	0,011	0,000
2	3,300	3,300	0,130	0,130	0,000	0,429	0,065	0,028	0,002	0,001

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,759$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,013$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 2,222$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 1,100$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,823$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,593$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,407$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,337$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,856$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,782$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,300	3,300	0,100	0,230	0,130	0,330	0,180	0,059	0,011	0,000
2	3,300	3,300	0,130	0,130	0,000	0,429	0,065	0,028	0,002	0,001

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,759$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,013$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,490$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,826$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,653$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,423$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,577$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,266$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,955$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,524$$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,300	3,300	0,100	0,230	0,130	0,330	0,180	0,059	0,011	0,000
2	3,300	3,300	0,130	0,130	0,000	0,429	0,065	0,028	0,002	0,001

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,759$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,013$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,490$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,826$$

$$V_s (m) = 0,653$$

$$V_s' (m) = 0,423$$

$$V_i (m) = 1,577$$

$$w_s (m^3) = 1,266$$

$$w_s' (m^3) = 1,955$$

$$w_i (m^3) = 0,524$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,300	3,300	0,100	0,230	0,130	0,330	0,180	0,059	0,011	0,000
2	3,300	3,300	0,130	0,130	0,000	0,429	0,065	0,028	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,759$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,013$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,490$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,826$$

$$V_s (m) = 0,653$$

$$V_s' (m) = 0,423$$

$$V_i (m) = 1,577$$

$$w_s (m^3) = 1,266$$

$$w_s' (m^3) = 1,955$$

$$w_i (m^3) = 0,524$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,300	3,300	0,100	0,230	0,130	0,330	0,180	0,059	0,011	0,000
2	3,300	3,300	0,130	0,130	0,000	0,429	0,065	0,028	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,759$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,013$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,490$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,826$$

$$V_s (m) = 0,653$$

$$V_s' (m) = 0,423$$

$$V_i (m) = 1,577$$

$$w_s (m^3) = 1,266$$

$$w_s' (m^3) = 1,955$$

$$w_i (m^3) = 0,524$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,300	3,300	0,100	0,230	0,130	0,330	0,180	0,059	0,011	0,000
2	3,300	3,300	0,130	0,130	0,000	0,429	0,065	0,028	0,002	0,001

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,759$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,\text{sup}} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,\text{sup}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,013$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003$$

$$A_{s,\text{inf}} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,\text{inf}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,490$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,826$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,653$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,423$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,577$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,266$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,955$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,524$$

Resumo das características das seções

Viga isolada

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	1,463	0,519	-	0,960	1,040	-	0,541	0,499
S1	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S2	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S3	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S4	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S5	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369

Conjunto viga+laje

Vigas centrais

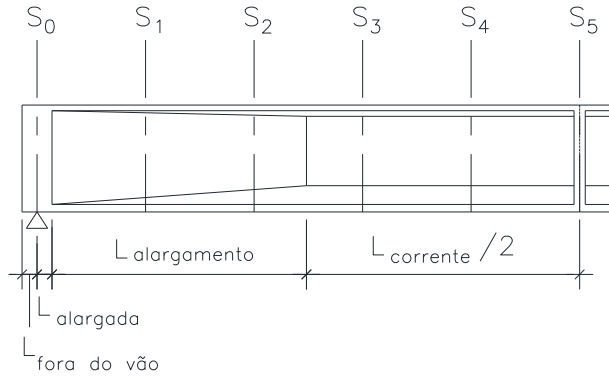
	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,038	0,999	0,887	0,657	1,343	1,126	1,521	0,743
S1	1,306	0,765	0,728	0,498	1,502	1,050	1,535	0,509
S2	1,306	0,765	0,728	0,498	1,502	1,050	1,535	0,509
S3	1,306	0,765	0,728	0,498	1,502	1,050	1,535	0,509
S4	1,306	0,765	0,728	0,498	1,502	1,050	1,535	0,509
S5	1,306	0,765	0,728	0,498	1,502	1,050	1,535	0,509

Vigas de bordo

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,222	1,100	0,823	0,593	1,407	1,337	1,856	0,782
S1	1,490	0,826	0,653	0,423	1,577	1,266	1,955	0,524
S2	1,490	0,826	0,653	0,423	1,577	1,266	1,955	0,524
S3	1,490	0,826	0,653	0,423	1,577	1,266	1,955	0,524
S4	1,490	0,826	0,653	0,423	1,577	1,266	1,955	0,524
S5	1,490	0,826	0,653	0,423	1,577	1,266	1,955	0,524

Cargas permanentes

Peso próprio da viga



$L_{teórico} (m) = 29,70$
 $\Delta S (m) = 2,970$

$\gamma_{concreto} (tf/m^3) = 2,50$

$L_{fora\ do\ vão} (m) = 0,300$

$g_{fora\ do\ vão} (tf/m) = 3,656$

$L_{alargada} (m) = 0,900$

$g_{alargada} (tf/m) = 3,656$

$L_{alargamento} (m) = 0,300$

$g_{corrente} (tf/m) = 1,828$

$L_{corrente} (m) = 27,300$

$n_{septos\ de\ vão} = 1$

$X_{septo\ de\ vão\ 1} (m) = -$

$X_{septo\ de\ vão\ 2} (m) = -$

$e_{septos\ de\ vão} (m) = 0,000$

$R_{g1} (tf) = 30,16$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s (tf/m^2)$	$\sigma_s' (tf/m^2)$	$\sigma_i (tf/m^2)$
S0	29,1	0,0	-	0,0	0,0
S1	21,7	73,6	-	192,0	-199,5
S2	16,3	130,0	-	339,3	-352,6
S3	10,9	170,3	-	444,5	-461,9
S4	5,4	194,5	-	507,7	-527,4
S5	0,0	202,5	-	528,7	-549,3

Diagrama de Cortante (tf)

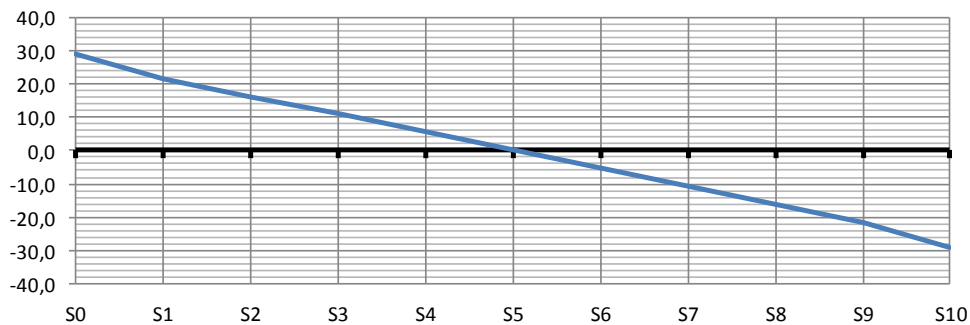
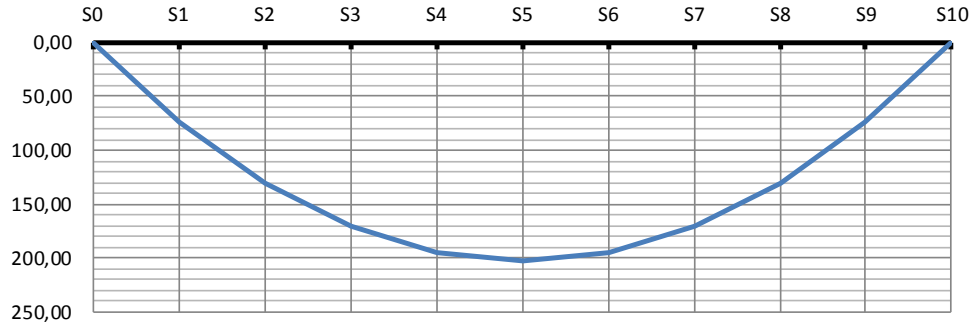


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Peso próprio da laje e transversinas

Vigas centrais

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_2 \text{ (tf/m)} = 1,438$

$P_{\text{transv. de vão}} \text{ (tf)} = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} \text{ (tf)} = 1,000$

$R_{g2} \text{ (tf)} = 23,86$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_s' \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (tf/m}^2\text{)}$
S0	21,35	0,00	-	0,0	0,0
S1	17,08	57,06	-	149,0	-154,8
S2	12,81	101,44	-	264,8	-275,1
S3	8,54	133,14	-	347,6	-361,1
S4	4,27	152,16	-	397,2	-412,7
S5	0,00	158,50	-	413,8	-429,9

Diagrama de Cortante (tf)

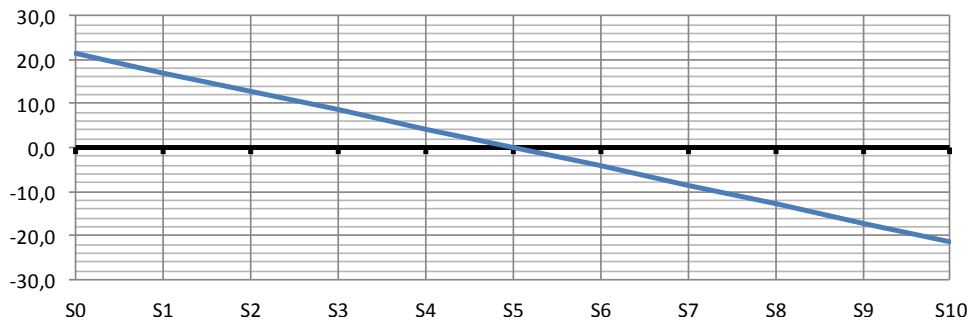
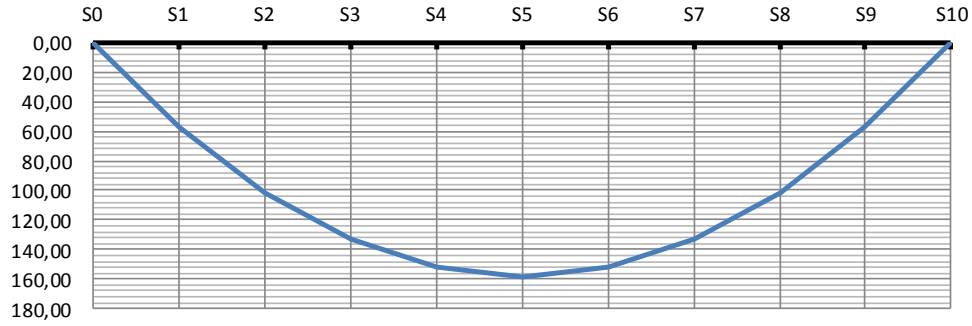


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_2 \text{ (tf/m)} = 1,898$

$P_{\text{transv. de vão}} \text{ (tf)} = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} \text{ (tf)} = 0,500$

$R_{g_2} \text{ (tf)} = 30,67$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_s' \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (tf/m}^2\text{)}$
S0	28,18	0,00	-	0,0	0,0
S1	22,54	75,32	-	196,6	-204,3
S2	16,91	133,90	-	349,5	-363,2
S3	11,27	175,75	-	458,8	-476,6
S4	5,64	200,85	-	524,3	-544,7
S5	0,00	209,22	-	546,2	-567,4

Diagrama de Cortante (tf)

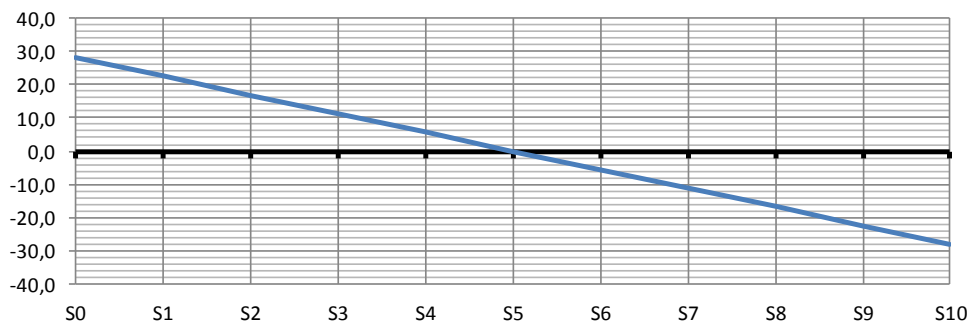
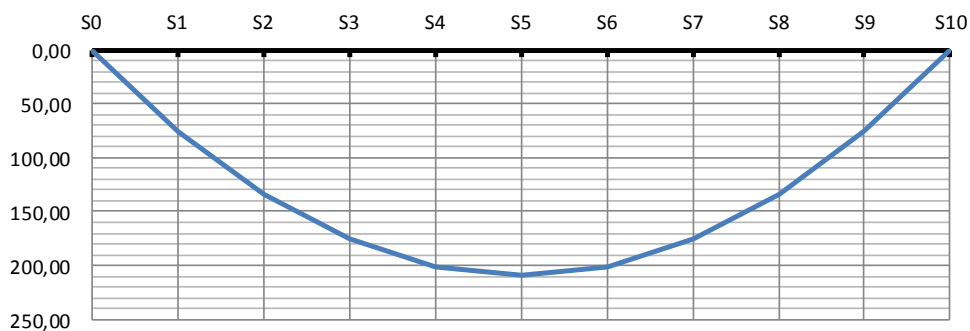


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Sobrecarga Permanente Rodoviária

Vigas centrais

$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,500$

$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 0,420$

$R_{g_3} \text{ (tf)} = 6,68$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	6,24	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	4,99	16,67	15,9	10,9	-32,7
S2	3,74	29,64	28,2	19,3	-58,2
S3	2,49	38,90	37,0	25,3	-76,4
S4	1,25	44,46	42,3	29,0	-87,3
S5	0,00	46,31	44,1	30,2	-90,9

Diagrama de Cortante (tf)

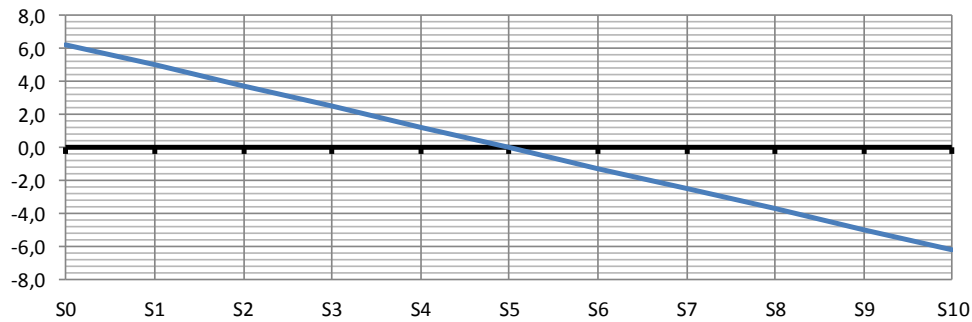
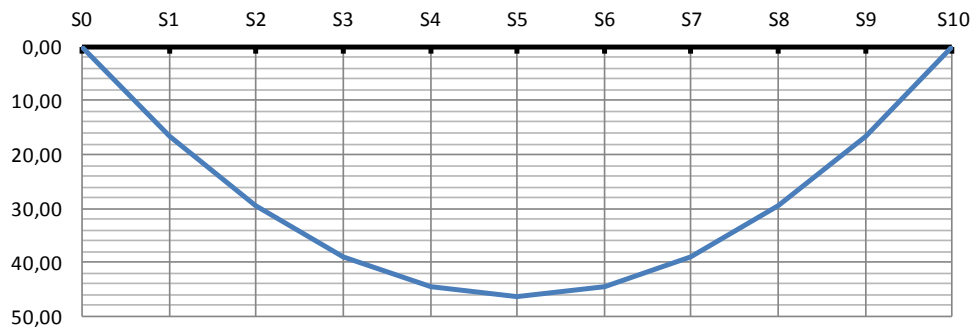


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$

$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,900$

$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$

$h_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,10$

$b_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,40$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_{\text{guarda-rodas}} \text{ (tf/m)} = 0,580$

$g_{\text{guarda corpo}} \text{ (tf/m)} = 0,000$

$g_{\text{passeio}} \text{ (tf/m)} = 0,000$

$g_{\text{pingadeiras}} \text{ (tf/m)} = 0,100$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 1,167$

$R_{g_3} \text{ (tf)} = 18,56$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	17,33	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	13,87	46,33	36,6	23,7	-88,4
S2	10,40	82,37	65,1	42,1	-157,2
S3	6,93	108,11	85,4	55,3	-206,4
S4	3,47	123,55	97,6	63,2	-235,8
S5	0,00	128,70	101,6	65,8	-245,7

Diagrama de Cortante (tf)

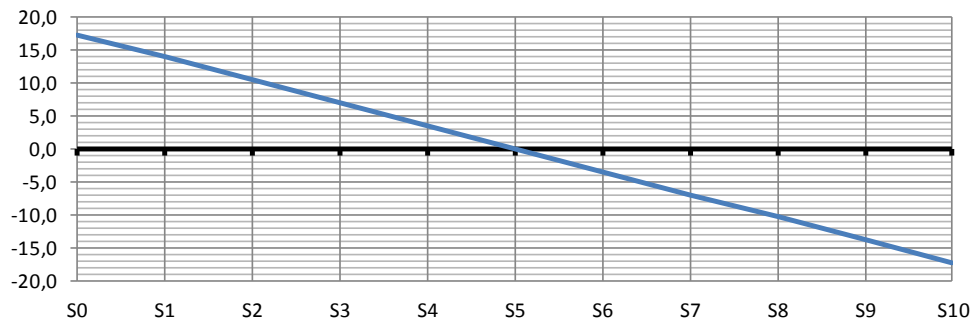
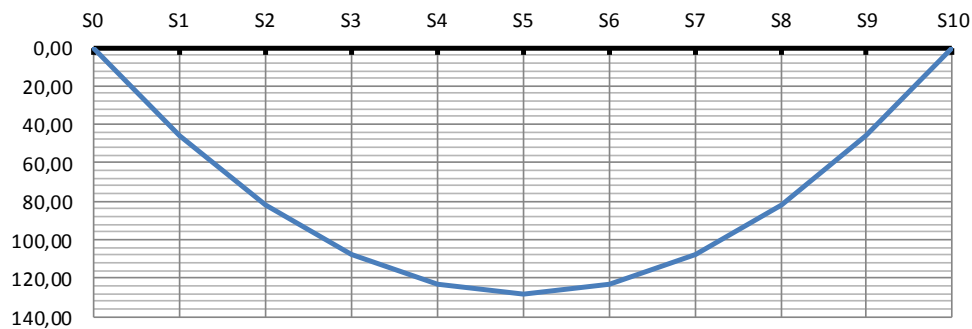


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Carga móvel rodoviária

$L_{transv} (m) = 14,10$

$n_{vigas} = 5$

	$X_i (m)$	X_i^2	R_{V1}	R_{V2}	R_{V3}	R_{V4}	R_{V5}	R_{V6}
V1	5,00	25,00	0,600	0,400	0,200	0,000	-0,200	-
V2	2,50	6,25	0,400	0,300	0,200	0,100	0,000	-
V3	0,00	0,00	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	-
V4	-2,50	6,25	0,000	0,100	0,200	0,300	0,400	-
V5	-5,00	25,00	-0,200	0,000	0,200	0,400	0,600	-
V6	-	-	-	-	-	-	-	-
	ΣX_i^2	62,500						

$$L_{\text{teórico}} \text{ (m)} = 29,70$$

$$P \text{ (tf/roda)} = 6,000$$

$$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,500$$

$$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$$

Coefficiente de impacto vertical (CIV)

CIV = 1,35 para vãos menores que 10m

CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L + 50} \right) para vãos maiores que 10m

$$CIV = 1,27$$

Coefficiente do número de faixas (CNF)

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9$$

$$n_{\text{faixas}} = 2$$

$$CNF = 1,00$$

Coefficiente de impacto adicional (CIA)

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

$$CIA = 1,25$$

Aplicado apenas nas seções a uma distância normal à junta inferior a 5m.

Trem-tipo para V1 (viga de bordo)

$$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$$

$$i = 0,080$$

$$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$$

$$L_{\text{C.M.}} \text{ (m)} = 9,150$$

	X (m)	Y
a	7,050	0,764
b	7,050	0,764
c	6,650	0,732
d	6,150	0,692
e	4,150	0,532
f	-2,500	0,000
g	-5,550	-0,244
h	-5,950	-0,276
i	-5,950	-0,276

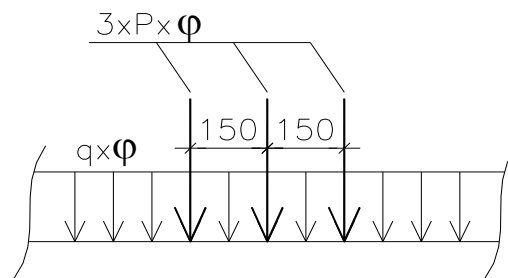
$$P \text{ (tf/eixo)} = 7,344 \quad \text{(sem impacto)}$$

$$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,674 \quad \text{(sem impacto)}$$

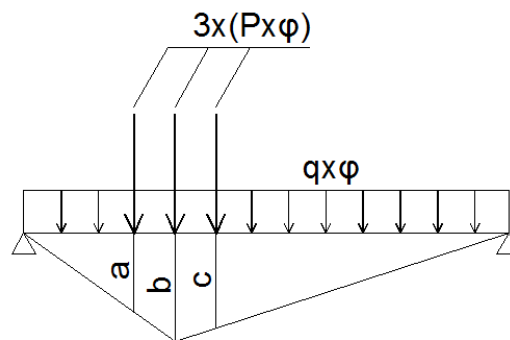
$$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$$

$$P \text{ (tf/eixo)} = 9,297 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

$$q_{\text{total}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 2,120 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

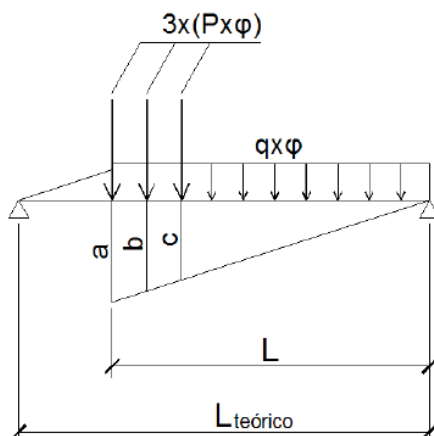


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	2,97	2,373	2,673	2,523	193,15
S2	5,94	4,152	4,752	4,452	273,77
S3	8,91	5,337	6,237	5,787	357,75
S4	11,88	6,228	7,128	6,528	409,26
S5	14,85	6,675	7,425	6,675	426,89
S6	17,82	6,228	7,128	6,528	409,26
S7	20,79	5,337	6,237	5,787	357,75
S8	23,76	4,152	4,752	4,452	273,77
S9	26,73	2,373	2,673	2,523	193,15
S10	29,70	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	29,70	1,000	0,949	0,899	72,45
S1	2,97	26,73	0,900	0,849	0,799	61,49
S2	5,94	23,76	0,800	0,749	0,699	41,05
S3	8,91	20,79	0,700	0,649	0,599	33,54
S4	11,88	17,82	0,600	0,549	0,499	26,66
S5	14,85	14,85	0,500	0,449	0,399	20,41
S6	17,82	11,88	0,400	0,349	0,299	14,79
S7	20,79	8,91	0,300	0,249	0,199	9,79
S8	23,76	5,94	0,200	0,149	0,099	5,43
S9	26,73	2,97	0,100	0,049	0,000	2,13
S10	29,70	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V1

	V _{C.M.} (tf)	M _{C.M.} (tf.m)	σ _s (tf/m ²)	σ _s ' (tf/m ²)	σ _i (tf/m ²)
S0	72,45	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	61,49	193,15	152,6	98,8	-368,7
S2	41,05	273,77	216,2	140,0	-522,6
S3	33,54	357,75	282,6	183,0	-682,9
S4	26,66	409,26	323,2	209,3	-781,2
S5	20,41	426,89	337,2	218,4	-814,9
S6	14,79	409,26	323,2	209,3	-781,2
S7	9,79	357,75	282,6	183,0	-682,9
S8	5,43	273,77	216,2	140,0	-522,6
S9	2,13	193,15	152,6	98,8	-368,7
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Trem-tipo para V2 (viga central)

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$i = 0,040$

$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$

$L_{\text{C.M.}} \text{ (m)} = 11,650$

	X (m)	Y
a	7,050	0,482
b	7,050	0,482
c	6,650	0,466
d	6,150	0,446
e	4,150	0,366
f	-5,000	0,000
g	-5,550	-0,022
h	-5,950	-0,038
i	-5,950	-0,038

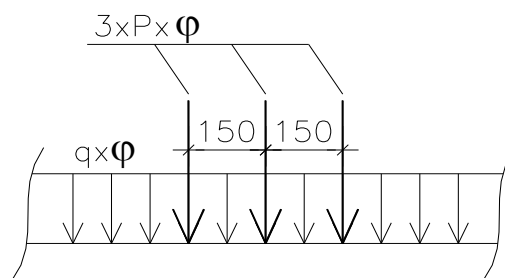
$P \text{ (tf/eixo)} = 4,872$ (sem impacto)

$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,357$ (sem impacto)

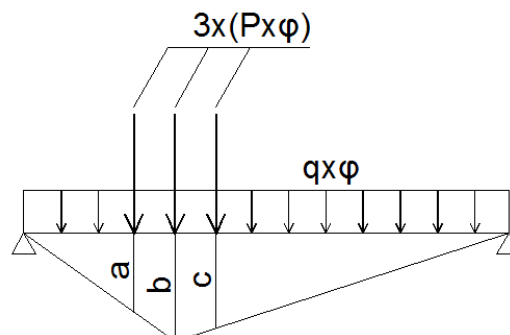
$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

$P \text{ (tf/eixo)} = 6,168$ (com CIV e CNF)

$p \text{ (tf/m)} = 1,718$ (com CIV e CNF)

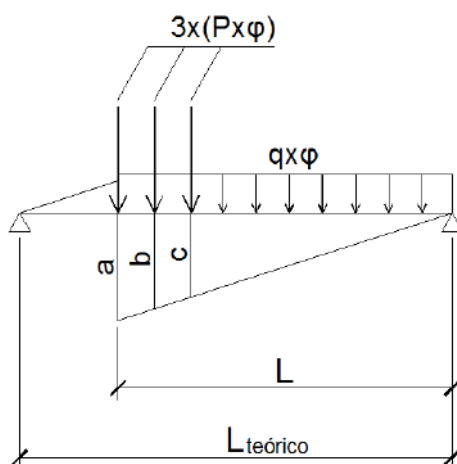


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	2,97	2,373	2,673	2,523	143,61
S2	5,94	4,152	4,752	4,452	203,63
S3	8,91	5,337	6,237	5,787	266,22
S4	11,88	6,228	7,128	6,528	304,52
S5	14,85	6,675	7,425	6,675	317,59
S6	17,82	6,228	7,128	6,528	304,52
S7	20,79	5,337	6,237	5,787	266,22
S8	23,76	4,152	4,752	4,452	203,63
S9	26,73	2,373	2,673	2,523	143,61
S10	29,70	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	29,70	1,000	0,949	0,899	53,86
S1	2,97	26,73	0,900	0,849	0,799	45,48
S2	5,94	23,76	0,800	0,749	0,699	30,20
S3	8,91	20,79	0,700	0,649	0,599	24,52
S4	11,88	17,82	0,600	0,549	0,499	19,35
S5	14,85	14,85	0,500	0,449	0,399	14,70
S6	17,82	11,88	0,400	0,349	0,299	10,55
S7	20,79	8,91	0,300	0,249	0,199	6,91
S8	23,76	5,94	0,200	0,149	0,099	3,79
S9	26,73	2,97	0,100	0,049	0,000	1,47
S10	29,70	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V2

	$V_{C.M.}$ (tf)	$M_{C.M.}$ (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	53,86	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	45,48	143,61	136,8	93,6	-282,0
S2	30,20	203,63	193,9	132,7	-399,8
S3	24,52	266,22	253,5	173,5	-522,7
S4	19,35	304,52	290,0	198,4	-597,9
S5	14,70	317,59	302,5	207,0	-623,5
S6	10,55	304,52	290,0	198,4	-597,9
S7	6,91	266,22	253,5	173,5	-522,7
S8	3,79	203,63	193,9	132,7	-399,8
S9	1,47	143,61	136,8	93,6	-282,0
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Cálculo da protensão

Módulo de elasticidade do cabo \longrightarrow E_p (MPa) = 200.000
 E_p (kgf/cm²) = 2.000.000

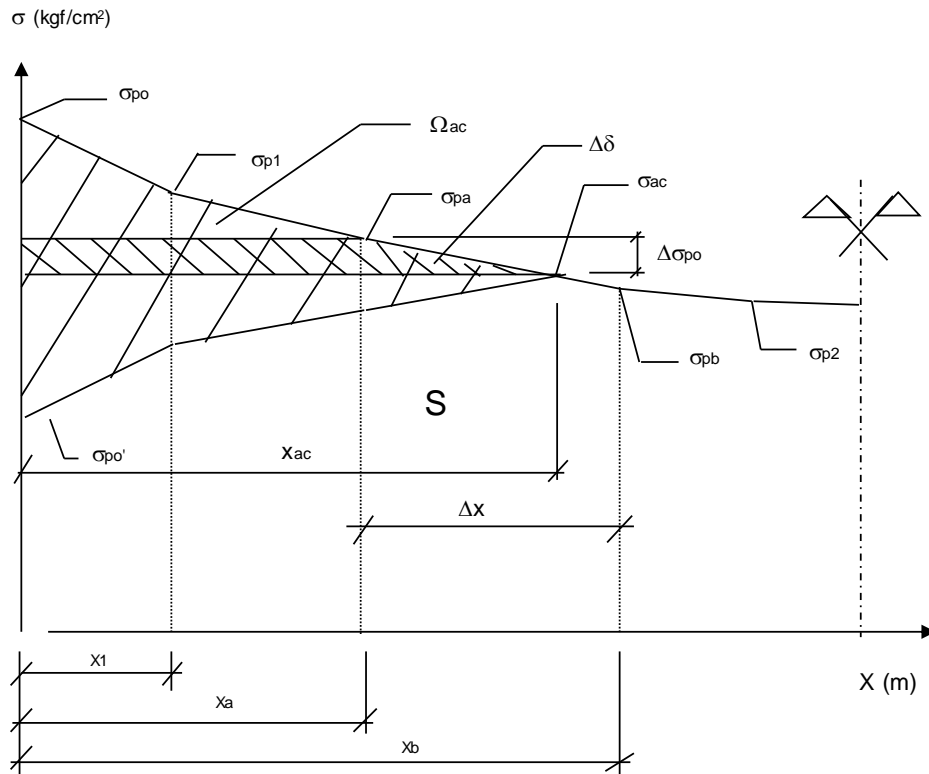
Tensão inicial no cabo:

$$\begin{array}{l} \text{Pós-Tensão - } \sigma_{p0} \leq \left\{ \begin{array}{l} -0,74 * f_{ptk} = 14060 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,82 * f_{pk} = 14022 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{array} \right. \\ \\ \text{Pré-Tensão - } \sigma_{p0} \leq \left\{ \begin{array}{l} -0,77 * f_{ptk} = 14630 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,85 * f_{pk} = 14535 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{array} \right. \end{array}$$

onde: f_{ptk} (kg/cm²) = 19.000
 f_{pyk} (kgf/cm²) = 17.100

Cabo	Etapa	Sistema
C1	1	Viga isolada
C2	1	Viga isolada
C3	1	Viga isolada
C4	2	Viga isolada
C5	2	Viga isolada
C6		-
C7		-
C8		-
C9		-

Cálculo das perdas imediatas de protensão



A tensão após as perdas por atrito é dada por:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} * e^{-\mu(\alpha + k * x)}$$

- onde:
- $\sigma_{p0}(x)$ é a tensão no cabo após perdas por atrito numa seção situada à uma distância (x) da ancoragem do cabo.
 - (x) é a distância entre a ancoragem e a seção da viga onde está sendo calculada a tensão $\sigma_{p0}(x)$.
 - μ é o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha. Adota-se $\mu = 0,20$.
 - K é o desvio angular por unidade de comprimento. Adota-se $K = 0,01 \text{ rad/m}$.
 - α é variação angular entre a ancoragem e a seção em (x).

Cabo C1

Unidade de protensão → 6 $\phi 15,2$ Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad (\text{recoo da ancoragem})$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	30,10	1,700	8,000		16,00	1,000	14022
S1	3,210	26,89	1,249	8,000	0,00	16,00	0,994	13932
S2	6,170	23,93	0,846	6,800	1,20	14,80	0,984	13792
S3	9,130	20,97	0,566	4,000	4,00	12,00	0,968	13577
S4	12,090	18,01	0,432	1,200	6,80	9,20	0,953	13366
S5	15,050	15,05	0,420	0,000	8,00	8,00	0,944	13232
S6	18,010	12,09	0,432	-1,200	9,20	6,80	0,953	13366
S7	20,970	9,13	0,566	-4,000	12,00	4,00	0,968	13577
S8	23,930	6,17	0,846	-6,800	14,80	1,20	0,984	13792
S9	26,890	3,21	1,249	-8,000	16,00	0,00	0,994	13932
S10	30,100	0,00	1,700	-8,000	16,00		1,000	14022

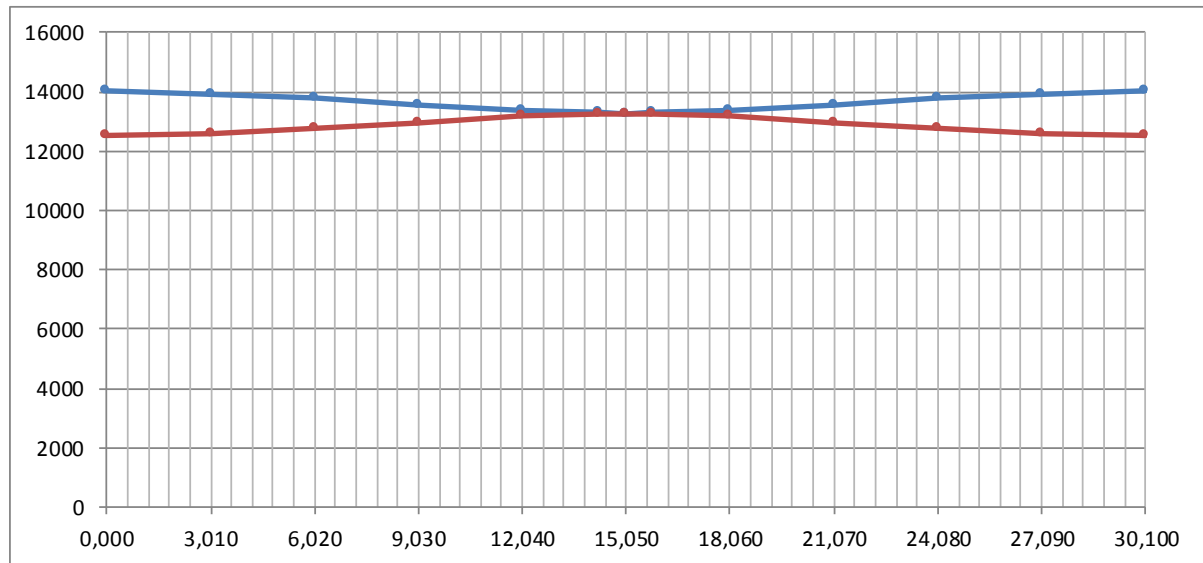
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 103 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 103 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recoo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0
S1	12601	105,8	1,019	0,230	104,8	-14,7	24,1
S2	12741	107,0	1,019	-0,173	106,3	-12,7	-18,4
S3	12955	108,8	1,019	-0,453	108,6	-7,6	-49,2
S4	13167	110,6	1,019	-0,587	110,6	-2,3	-64,9
S5	13232	111,1	1,019	-0,599	111,1	0,0	-66,6
S6	13167	110,6	1,019	-0,587	110,6	2,3	-64,9
S7	12955	108,8	1,019	-0,453	108,6	7,6	-49,2
S8	12741	107,0	1,019	-0,173	106,3	12,7	-18,4
S9	12601	105,8	1,019	0,230	104,8	14,7	24,1
S10	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Cabo C2

Unidade de protensão → 6 ø15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

σ_{p0} (kgf/cm²) = 14.022

k (rad/m) = 0,01

A_{sp} (cm²) = 8,4

μ = 0,20

δ (mm) = 6,0 (recuo da ancoragem)

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	30,10	1,350	6,500		13,00	1,000	14022
S1	3,210	26,89	0,985	6,500	0,00	13,00	0,994	13932
S2	6,170	23,93	0,648	6,400	0,10	12,90	0,987	13845
S3	9,130	20,97	0,388	3,600	2,90	10,10	0,972	13630
S4	12,090	18,01	0,275	0,800	5,70	7,30	0,957	13417
S5	15,050	15,05	0,270	0,000	6,50	6,50	0,949	13301
S6	18,010	12,09	0,275	-0,800	7,30	5,70	0,957	13417
S7	20,970	9,13	0,388	-3,600	10,10	2,90	0,972	13630
S8	23,930	6,17	0,648	-6,400	12,90	0,10	0,987	13845
S9	26,890	3,21	0,985	-6,500	13,00	0,00	0,994	13932
S10	30,100	0,00	1,350	-6,500	13,00		1,000	14022

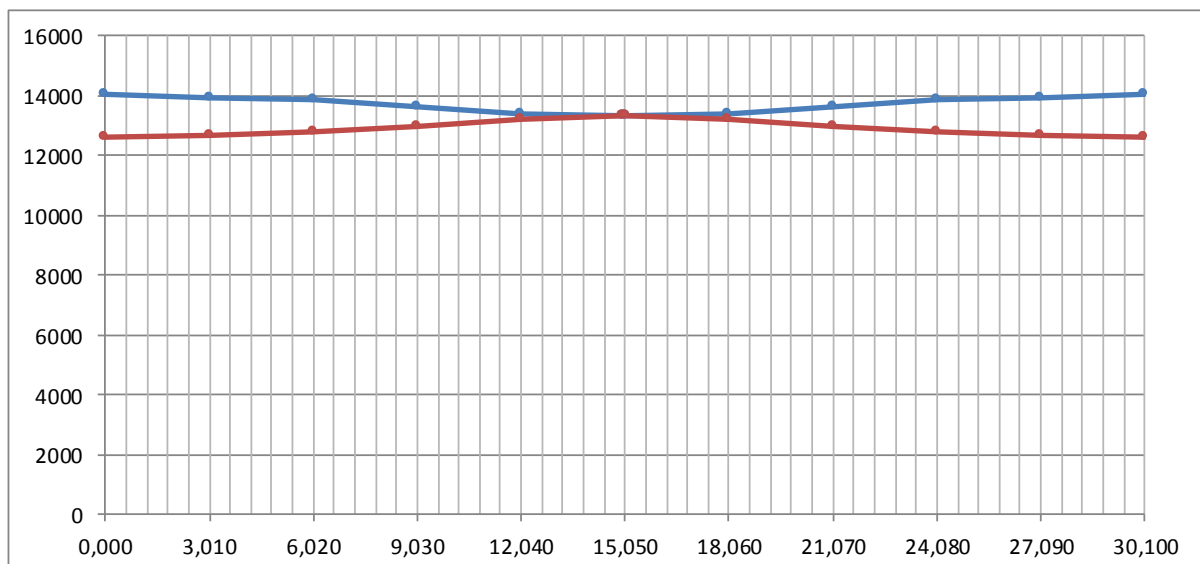
$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 103 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 103 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,310	0,0	0,0	0,0
S1	12698	106,7	1,019	-0,035	106,0	-12,1	-3,7
S2	12778	107,3	1,019	-0,372	106,7	-12,0	-39,6
S3	12980	109,0	1,019	-0,631	108,8	-6,8	-68,7
S4	13189	110,8	1,019	-0,744	110,8	-1,5	-82,4
S5	13301	111,7	1,019	-0,749	111,7	0,0	-83,7
S6	13189	110,8	1,019	-0,744	110,8	1,5	-82,4
S7	12980	109,0	1,019	-0,631	108,8	6,8	-68,7
S8	12778	107,3	1,019	-0,372	106,7	12,0	-39,6
S9	12698	106,7	1,019	-0,035	106,0	12,1	-3,7
S10	0	0,0	1,040	0,310	0,0	0,0	0,0



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C3

Unidade de protensão → 6 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad (\text{recuo da ancoragem})$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	30,10	1,000	5,000		10,00	1,000	14022
S1	3,210	26,89	0,719	5,00	0,00	10,00	0,994	13932
S2	6,170	23,93	0,461	5,00	0,00	10,00	0,988	13850
S3	9,130	20,97	0,225	3,40	1,60	8,40	0,976	13692
S4	12,090	18,01	0,123	0,60	4,40	5,60	0,961	13478
S5	15,050	15,05	0,120	0,00	5,00	5,00	0,954	13371
S6	18,010	12,09	0,123	-0,60	5,60	4,40	0,961	13478
S7	20,970	9,13	0,225	-3,40	8,40	1,60	0,976	13692
S8	23,930	6,17	0,461	-5,00	10,00	0,00	0,988	13850
S9	26,890	3,21	0,719	-5,00	10,00	0,00	0,994	13932
S10	30,100	0,00	1,000	-5,00	10,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 103 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

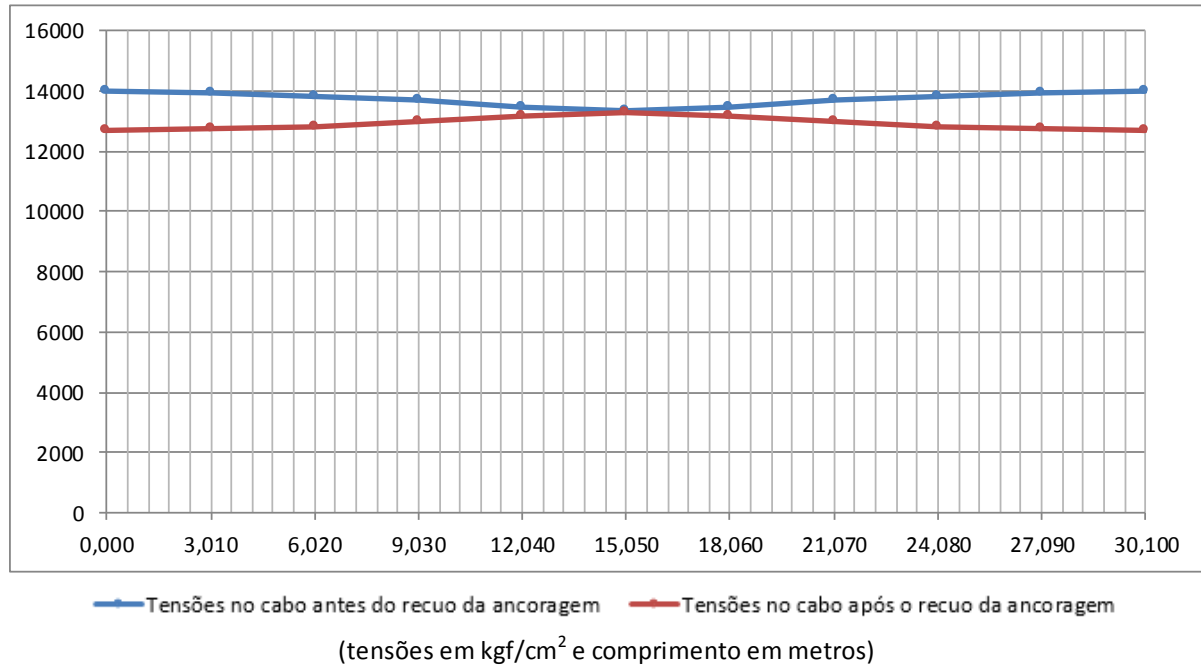
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 103 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0
S1	12761	107,2	1,019	-0,300	106,8	-9,3	-32,0
S2	12837	107,8	1,019	-0,559	107,4	-9,4	-60,0
S3	12986	109,1	1,019	-0,794	108,9	-6,5	-86,4
S4	13193	110,8	1,019	-0,896	110,8	-1,2	-99,3
S5	13230	111,1	1,019	-0,899	111,1	0,0	-99,9
S6	13193	110,8	1,019	-0,896	110,8	1,2	-99,3
S7	12986	109,1	1,019	-0,794	108,9	6,5	-86,4
S8	12837	107,8	1,019	-0,559	107,4	9,4	-60,0
S9	12761	107,2	1,019	-0,300	106,8	9,3	-32,0
S10	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



Cabo C4

Unidade de protensão → 6 ø15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(recuo da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (X)
S0	0,000	30,10	0,650	3,500		7,00	1,000	14022
S1	3,210	26,89	0,454	3,50	0,00	7,00	0,994	13932
S2	6,170	23,93	0,273	3,50	0,00	7,00	0,988	13850
S3	9,130	20,97	0,131	1,20	2,30	4,70	0,974	13658
S4	12,090	18,01	0,120	0,00	3,50	3,50	0,964	13521
S5	15,050	15,05	0,120	0,00	3,50	3,50	0,959	13441
S6	18,010	12,09	0,120	0,00	3,50	3,50	0,964	13521
S7	20,970	9,13	0,131	-1,20	4,70	2,30	0,974	13658
S8	23,930	6,17	0,273	-3,50	7,00	0,00	0,988	13850
S9	26,890	3,21	0,454	-3,50	7,00	0,00	0,994	13932
S10	30,100	0,00	0,650	-3,50	7,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 103 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

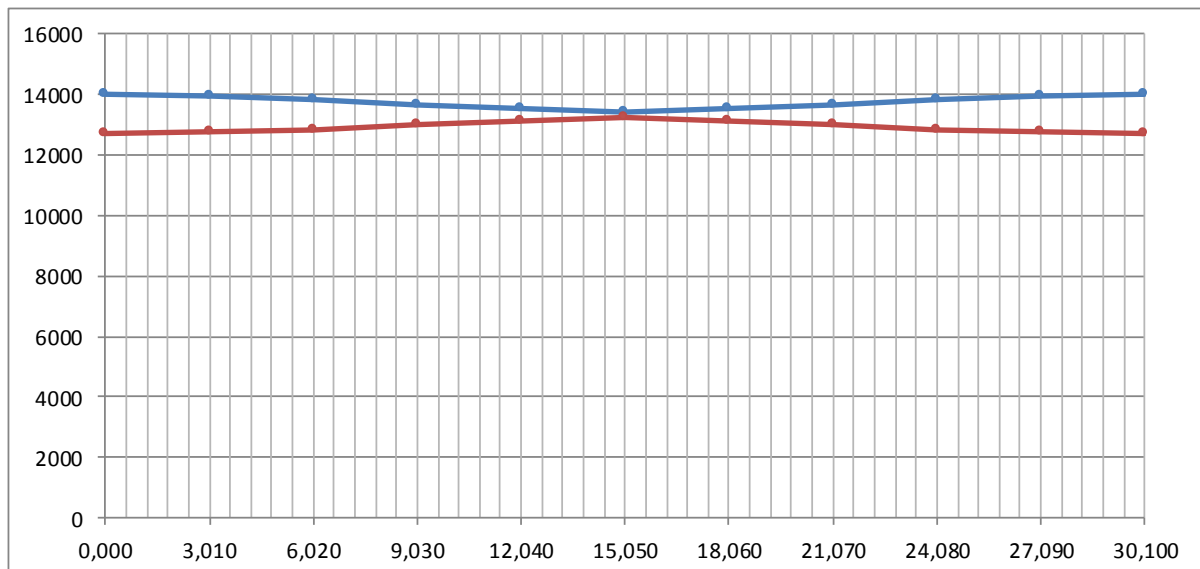
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 103 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,390	0,0	0,0	0,0
S1	12773	107,3	1,019	-0,565	107,1	-6,5	-60,5
S2	12850	107,9	1,019	-0,746	107,7	-6,6	-80,4
S3	13033	109,5	1,019	-0,888	109,5	-2,3	-97,2
S4	13151	110,5	1,019	-0,899	110,5	0,0	-99,3
S5	13071	109,8	1,019	-0,899	109,8	0,0	-98,7
S6	13151	110,5	1,019	-0,899	110,5	0,0	-99,3
S7	13033	109,5	1,019	-0,888	109,5	2,3	-97,2
S8	12850	107,9	1,019	-0,746	107,7	6,6	-80,4
S9	12773	107,3	1,019	-0,565	107,1	6,5	-60,5
S10	0	0,0	1,040	-0,390	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C5

Unidade de protensão → 6 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022 \quad k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4 \quad \mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(reco da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	30,10	0,300	2,000		4,00	1,000	14022
S1	3,210	26,89	0,188	2,00	0,00	4,00	0,994	13932
S2	6,170	23,93	0,120	0,00	2,00	2,00	0,981	13754
S3	9,130	20,97	0,120	0,00	2,00	2,00	0,975	13672
S4	12,090	18,01	0,120	0,00	2,00	2,00	0,969	13592
S5	15,050	15,05	0,120	0,00	2,00	2,00	0,964	13512
S6	18,010	12,09	0,120	0,00	2,00	2,00	0,969	13592
S7	20,970	9,13	0,120	0,00	2,00	2,00	0,975	13672
S8	23,930	6,17	0,120	0,00	2,00	2,00	0,981	13754
S9	26,890	3,21	0,188	-2,00	4,00	0,00	0,994	13932
S10	30,100	0,00	0,300	-2,00	4,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 103 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem esquerda)*}$$

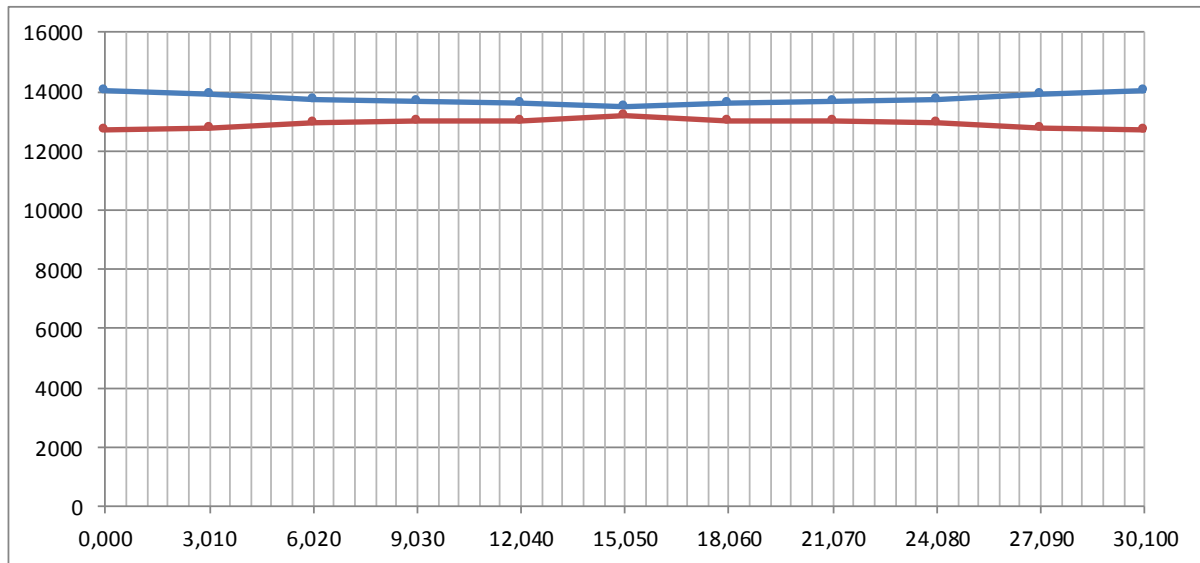
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 103 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem direita)*}$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por reco da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0
S1	12778	107,3	1,019	-0,831	107,3	-3,7	-89,2
S2	12948	108,8	1,019	-0,899	108,8	0,0	-97,8
S3	13027	109,4	1,019	-0,899	109,4	0,0	-98,4
S4	12987	109,1	1,019	-0,899	109,1	0,0	-98,1
S5	12908	108,4	1,019	-0,899	108,4	0,0	-97,5
S6	12987	109,1	1,019	-0,899	109,1	0,0	-98,1
S7	13027	109,4	1,019	-0,899	109,4	0,0	-98,4
S8	12948	108,8	1,019	-0,899	108,8	0,0	-97,8
S9	12778	107,3	1,019	-0,831	107,3	3,7	-89,2
S10	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0

A perda por reco da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Perda por encurtamento imediato do concreto

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$s = 0,38$$

1ª etapa de protensão

$$t_0 \text{ (dias)} = 3$$

$$\beta_s(t_0) = 0,458$$

$$f_{c_i,t_0} \text{ (MPa)} = 18,3$$

$$\alpha_E = 1,0$$

$$n_{cabos} = 3$$

$$\alpha = 8,34$$

$$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 23.968,7$$

Seção	ΣN_{prot} (tf)	ΣM_{prot} (tf.m)	$e_{média}$ (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp}$ (tf/m ²)	$\Delta \epsilon_{cp}$ ($\times 10^{-4}$)	$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)
S0	0,0	0,0	0,103	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	317,6	-11,6	-0,012	0,731	0,376	434,8	0,605	120,9
S2	320,4	-118,0	-0,123	0,731	0,376	476,8	0,663	132,6
S3	326,3	-204,3	-0,209	0,731	0,376	559,8	0,779	155,7
S4	332,2	-246,6	-0,247	0,731	0,376	616,7	0,858	171,5
S5	334,0	-250,2	-0,250	0,731	0,376	623,2	0,867	173,3
S6	332,2	-246,6	-0,247	0,731	0,376	616,7	0,858	171,5
S7	326,3	-204,3	-0,209	0,731	0,376	559,8	0,779	155,7
S8	320,4	-118,0	-0,123	0,731	0,376	476,8	0,663	132,6
S9	317,6	-11,6	-0,012	0,731	0,376	434,8	0,605	120,9
S10	0,0	0,0	0,103	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

2ª etapa de protensão

$$t_0 \text{ (dias)} = 7$$

$$\beta_s (t_0) = 0,684$$

$$f_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 27,4$$

$$n_{\text{cabos}} = 2$$

$$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 29.288,8$$

Seção	$\Sigma N_{\text{prot}} \text{ (tf)}$	$\Sigma M_{\text{prot}} \text{ (tf.m)}$	$e_{\text{média}} \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_{c,cgp} \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\Delta \epsilon_{cp} \text{ (}\times 10^{-4}\text{)}$	$\Delta \sigma_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
S0	0,0	0,0	-0,126	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	214,4	-149,7	-0,155	0,731	0,376	355,0	0,404	80,8
S2	216,5	-178,2	-0,183	0,731	0,376	382,9	0,436	87,1
S3	218,9	-195,5	-0,199	0,731	0,376	402,7	0,458	91,7
S4	219,6	-197,4	-0,200	0,731	0,376	405,3	0,461	92,3
S5	218,2	-196,2	-0,200	0,731	0,376	402,9	0,458	91,7
S6	219,6	-197,4	-0,200	0,731	0,376	405,3	0,461	92,3
S7	218,9	-195,5	-0,199	0,731	0,376	402,7	0,458	91,7
S8	216,5	-178,2	-0,183	0,731	0,376	382,9	0,436	87,1
S9	214,4	-149,7	-0,155	0,731	0,376	355,0	0,404	80,8
S10	0,0	0,0	-0,126	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

Onde:

s = coeficiente que depende do tipo de cimento

t_0 = idade de aplicação da protensão

$$\beta_s = e^{s \times (1 - \sqrt{28/t_0})} \quad f_{c,t} = \beta_s \times f_{ck} \quad E_c = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{c,t}}$$

$$\Delta \epsilon_{cp} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{\sigma_{c,cgp}}{E_{c,t_0}} \quad \Delta \sigma_p = \frac{\Delta \epsilon_{cp}}{E_p}$$

	Seção	Fase 1	Fase 2	Fase 3
$\Delta \sigma_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	S0	0,0	0,0	0,0
	S1	201,8	80,8	0,0
	S2	219,7	87,1	0,0
	S3	247,4	91,7	0,0
	S4	263,8	92,3	0,0
	S5	265,0	91,7	0,0
	S6	263,8	92,3	0,0
	S7	247,4	91,7	0,0
	S8	219,7	87,1	0,0
	S9	201,8	80,8	0,0
	S10	0,0	0,0	0,0

Tensões nos cabos e solicitações devido à protensão após as perdas imediatas
C1

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12399	104,1	103,1	-14,5	23,7	11,6%
S2	12521	105,2	104,4	-12,5	-18,1	10,7%
S3	12708	106,7	106,5	-7,4	-48,3	9,4%
S4	12903	108,4	108,4	-2,3	-63,6	8,0%
S5	12966	108,9	108,9	0,0	-65,3	7,5%
S6	12903	108,4	108,4	2,3	-63,6	8,0%
S7	12708	106,7	106,5	7,4	-48,3	9,4%
S8	12521	105,2	104,4	12,5	-18,1	10,7%
S9	12399	104,1	103,1	14,5	23,7	11,6%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C2

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12497	105,0	104,3	-11,9	-3,6	10,9%
S2	12558	105,5	104,8	-11,8	-39,0	10,4%
S3	12733	107,0	106,7	-6,7	-67,4	9,2%
S4	12925	108,6	108,6	-1,5	-80,7	7,8%
S5	13036	109,5	109,5	0,0	-82,0	7,0%
S6	12925	108,6	108,6	1,5	-80,7	7,8%
S7	12733	107,0	106,7	6,7	-67,4	9,2%
S8	12558	105,5	104,8	11,8	-39,0	10,4%
S9	12497	105,0	104,3	11,9	-3,6	10,9%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C3

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12559	105,5	105,1	-9,2	-31,5	10,4%
S2	12617	106,0	105,6	-9,2	-59,0	10,0%
S3	12739	107,0	106,8	-6,3	-84,8	9,2%
S4	12929	108,6	108,6	-1,1	-97,3	7,8%
S5	12965	108,9	108,9	0,0	-97,9	7,5%
S6	12929	108,6	108,6	1,1	-97,3	7,8%
S7	12739	107,0	106,8	6,3	-84,8	9,2%
S8	12617	106,0	105,6	9,2	-59,0	10,0%
S9	12559	105,5	105,1	9,2	-31,5	10,4%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C4

Seção	σ_p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12692	106,6	106,4	-6,5	-60,2	9,5%
S2	12763	107,2	107,0	-6,5	-79,8	9,0%
S3	12941	108,7	108,7	-2,3	-96,5	7,7%
S4	13058	109,7	109,7	0,0	-98,6	6,9%
S5	12980	109,0	109,0	0,0	-98,0	7,4%
S6	13058	109,7	109,7	0,0	-98,6	6,9%
S7	12941	108,7	108,7	2,3	-96,5	7,7%
S8	12763	107,2	107,0	6,5	-79,8	9,0%
S9	12692	106,6	106,4	6,5	-60,2	9,5%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C5

Seção	σ_p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12697	106,7	106,6	-3,7	-88,6	9,5%
S2	12861	108,0	108,0	0,0	-97,1	8,3%
S3	12935	108,7	108,7	0,0	-97,7	7,8%
S4	12895	108,3	108,3	0,0	-97,4	8,0%
S5	12816	107,7	107,7	0,0	-96,8	8,6%
S6	12895	108,3	108,3	0,0	-97,4	8,0%
S7	12935	108,7	108,7	0,0	-97,7	7,8%
S8	12861	108,0	108,0	0,0	-97,1	8,3%
S9	12697	106,7	106,6	3,7	-88,6	9,5%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

Resumo das solicitações e tensões nas fibras extremas do concreto devido à protensão após as perdas imediatas

1ª etapa de protensão

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	312,5	-35,6	-11,4	0,0	397,8	458,4
S2	314,9	-33,4	-116,0	0,0	127,9	745,4
S3	320,1	-20,5	-200,4	0,0	-85,4	981,4
S4	325,5	-4,9	-241,6	0,0	-185,4	1100,6
S5	327,3	0,0	-245,2	0,0	-192,3	1112,8
S6	325,5	4,9	-241,6	0,0	-185,4	1100,6
S7	320,1	20,5	-200,4	0,0	-85,4	981,4
S8	314,9	33,4	-116,0	0,0	127,9	745,4
S9	312,5	35,6	-11,4	0,0	397,8	458,4
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2ª etapa de protensão

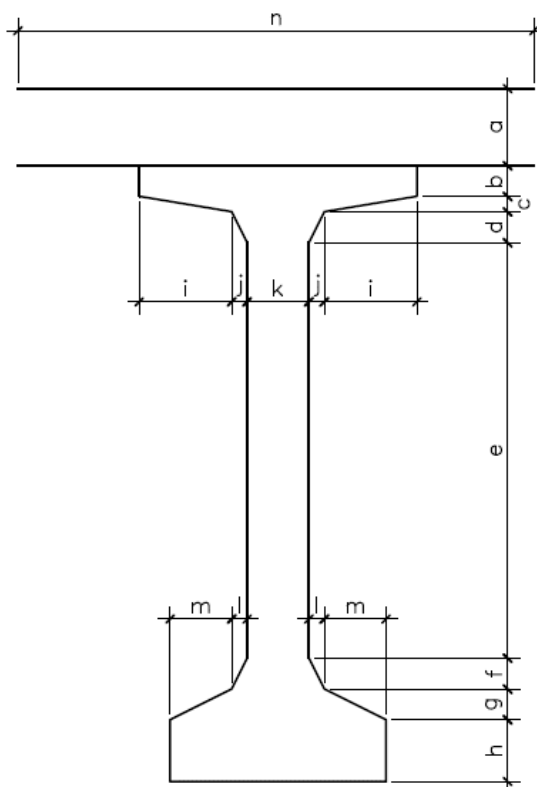
Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	213,0	-10,2	-148,7	0,0	-96,9	694,8
S2	215,0	-6,5	-177,0	0,0	-167,8	774,2
S3	217,3	-2,3	-194,2	0,0	-209,6	823,9
S4	218,0	0,0	-196,0	0,0	-213,4	829,8
S5	216,7	0,0	-194,8	0,0	-212,1	824,8
S6	218,0	0,0	-196,0	0,0	-213,4	829,8
S7	217,3	2,3	-194,2	0,0	-209,6	823,9
S8	215,0	6,5	-177,0	0,0	-167,8	774,2
S9	213,0	10,2	-148,7	0,0	-96,9	694,8
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Cálculo das perdas lentas de protensão

U (%) = 80 (umidade relativa do ar)

$\gamma = 2,22$ $\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \times U)}$

Cálculo da espessura fictícia



Seção	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
S0	0,000	0,050	0,050	0,050
S1	0,000	0,050	0,050	0,100
S2	0,000	0,050	0,050	0,100
S3	0,000	0,050	0,050	0,100
S4	0,000	0,050	0,050	0,100
S5	0,000	0,050	0,050	0,100
S6	0,000	0,050	0,050	0,100
S7	0,000	0,050	0,050	0,100
S8	0,000	0,050	0,050	0,100
S9	0,000	0,050	0,050	0,100
S10	0,000	0,050	0,050	0,050

Seção	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)	k (m)	l (m)	m (m)	n (m)
S0	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200
S1	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S2	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S3	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S4	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S5	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S6	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S7	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S8	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S9	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S10	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200

Seção	P _{ext} (m)	P _{int} (m)	u (m)	A (m ²)	h _{fic} (m)
S0	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030
S1	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S2	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S3	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S4	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S5	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S6	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S7	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S8	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S9	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S10	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030

Onde,

P_{ext} - é o perímetro externo da seção

P_{int} - é o perímetro interno da seção

u - é o perímetro da seção em contato com o ar, dado por: P_{ext} + P_{int}/2

A - é a área da seção transversal

h_{fic} - é a espessura fictícia, dada por: $\gamma \times 2 \times A / u$

Cálculo da idade corrigida

$$t_* = \frac{\alpha}{30} \times \sum_{t=0}^t [(T_i + 10) \times \Delta t_i]$$

$\alpha = 1$ (fluência) $T_i (^\circ) = 25$

Δt_i (dias) = 4,6 (média ponderada das idades de protensão)

t_{0*} (dias) = 5,4 (fluência)

t_{0*} (dias) = 5,4 (retração)

$t_{\infty*}$ (dias) = ∞

Fluência

a deformação por fluência é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t_1;t_0) = \frac{\sigma_{c,t_0}}{E_{c,28}} \times \varphi(t_1;t_0)$$

onde:

$$\varphi(t_1;t_0) = \varphi_{d\infty} \times \beta_d + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t_{1*}) - \beta_f(t_{0*})] + \varphi_a$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\beta_d = \frac{t_{1*} - t_{0*} + 20}{t_{1*} - t_{0*} + 70}$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \times U \quad \varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}(cm)}{20 + h_{fic}(cm)}$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \times t + B}{t^2 + C \times t + D} \quad \text{com} \quad \begin{cases} A = 42 \times h_{fic}^3 - 350 \times h_{fic}^2 + 588 \times h_{fic} + 113 \\ B = 768 \times h_{fic}^3 - 3060 \times h_{fic}^2 + 3234 \times h_{fic} - 23 \\ C = -200 \times h_{fic}^3 + 13 \times h_{fic}^2 + 1090 \times h_{fic} + 183 \\ D = 7579 \times h_{fic}^3 - 31916 \times h_{fic}^2 + 35343 \times h_{fic} + 1931 \end{cases}$$

$$\varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{9 \times t_{0*} \times (t_{0*} + 42)}{(9 \times t_{0*} + 40) \times (t_{0*} + 61)} \right]$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4 \quad \varphi_a = 0,488 \quad \varphi_{1c} = 1,7 \quad \varphi_{f\infty} = 1,0 \quad \beta_d = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	φ_{2c}	φ_{∞}	$\beta_{f(t)}$	$\varphi_{(\infty,t)}$
S0	1,030	1,179	1,945	0,163	2,517
S1	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S2	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S3	0,412	1,360	2,243	0,165	2,760
S4	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S5	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S6	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S7	0,412	1,360	2,243	0,165	2,760
S8	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S9	0,469	1,329	2,193	0,165	2,719
S10	1,030	1,179	1,945	0,163	2,517

Retração do concreto

a deformação por retração é dada por:

$$\varepsilon_{cs,(t_1;t_0)} = \varepsilon_{cs,(t_{00})} \times [\beta_s(t_{1*}) - \beta_s(t_{0*})]$$

onde:

$$\varepsilon_{cs,(t_{00})} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$$

$$\varepsilon_{1s} = - \left(6,16 + \frac{U}{484} - \frac{U^2}{1590} \right) \times 10^4$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fic}}{20,8 + 3 \times h_{fic}}$$

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \times \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \times \left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

$$\text{com} \begin{cases} A = 40 \\ B = 116 \times h_{fic}^3 - 282 \times h_{fic}^2 + 220 \times h_{fic} - 4,8 \\ C = 2,5 \times h_{fic}^3 - 8,8 \times h_{fic} + 40,7 \\ D = -75 \times h_{fic}^3 + 585 \times h_{fic}^2 + 496 \times h_{fic} - 6,8 \\ E = -169 \times h_{fic}^4 + 88 \times h_{fic}^3 + 584 \times h_{fic}^2 - 39 \times h_{fic} + 0,8 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{1s} \times 10^4 = 2,3$$

$$\beta_{s_{00}} = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	ε_{2s}	$\beta_{s(t_0^*)}$	$\varepsilon_{cs,(t_{00})} \times 10^4$	$\varepsilon_{cs,(t_{00},t_0)} \times 10^4$
S0	1,030	1,468	0,005	3,376	3,358
S1	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S2	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S3	0,412	1,535	0,026	3,531	3,440
S4	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S5	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S6	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S7	0,412	1,535	0,026	3,531	3,440
S8	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S9	0,469	1,528	0,021	3,515	3,442
S10	1,030	1,468	0,005	3,376	3,358

Relaxação do aço

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000 \quad E_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 354.175$$

$$f_{ptk} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 19.000 \quad \alpha_p = 5,647$$

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente

Seção	M_{g1+g2} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,519	-1,040	0,0
S1	148,89	0,376	-0,300	-118,9
S2	263,89	0,376	-0,550	-386,1
S3	346,04	0,376	-0,733	-675,0
S4	395,32	0,376	-0,805	-846,9
S5	411,75	0,376	-0,809	-886,6
S6	395,32	0,376	-0,805	-846,9
S7	346,04	0,376	-0,733	-675,0
S8	263,89	0,376	-0,550	-386,1
S9	148,89	0,376	-0,300	-118,9
S10	0,00	0,519	-1,040	0,0

Seção	M_{g3} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	1,100	-1,407	0,0
S1	46,33	0,826	-0,858	-48,1
S2	82,37	0,826	-1,108	-110,4
S3	108,11	0,826	-1,291	-168,9
S4	123,55	0,826	-1,363	-203,8
S5	128,70	0,826	-1,367	-213,0
S6	123,55	0,826	-1,363	-203,8
S7	108,11	0,826	-1,291	-168,9
S8	82,37	0,826	-1,108	-110,4
S9	46,33	0,826	-0,858	-48,1
S10	0,00	1,100	-1,407	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à protensão

1ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp,p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	312,5	-11,4	-0,300	0,731	0,376	436,6
S2	314,9	-116,0	-0,550	0,731	0,376	600,4
S3	320,1	-200,4	-0,733	0,731	0,376	828,8
S4	325,5	-241,6	-0,805	0,731	0,376	962,9
S5	327,3	-245,2	-0,809	0,731	0,376	975,8
S6	325,5	-241,6	-0,805	0,731	0,376	962,9
S7	320,1	-200,4	-0,733	0,731	0,376	828,8
S8	314,9	-116,0	-0,550	0,731	0,376	600,4
S9	312,5	-11,4	-0,300	0,731	0,376	436,6
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

2ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp,p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	213,0	-148,7	-0,300	0,731	0,376	410,2
S2	215,0	-177,0	-0,550	0,731	0,376	553,1
S3	217,3	-194,2	-0,733	0,731	0,376	676,1
S4	218,0	-196,0	-0,805	0,731	0,376	718,1
S5	216,7	-194,8	-0,809	0,731	0,376	715,9
S6	218,0	-196,0	-0,805	0,731	0,376	718,1
S7	217,3	-194,2	-0,733	0,731	0,376	676,1
S8	215,0	-177,0	-0,550	0,731	0,376	553,1
S9	213,0	-148,7	-0,300	0,731	0,376	410,2
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente + protensão

Seção	$\sigma_{c,pgp,p+g}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	679,8
S2	657,0
S3	660,9
S4	630,4
S5	592,1
S6	630,4
S7	660,9
S8	657,0
S9	679,8
S10	0,0

Cálculo do coeficiente de fluência do aço

$$\chi_{(t,t_0)} = -\ln(1 - \psi_{(t,t_0)})$$

onde:

$$\psi(t^\infty, t_0) = 2,5 \times \psi_{1000}$$

Seção	σ_{p0} (kgf/cm ²)	σ_{p0} / f_{ptk}	ψ_{1000}	$\psi(t^\infty, t_0)$	$\chi_{(t^\infty, t_0)}$
S0		0,000	0,000	0,000	0,000
S1	12569	0,662	2,038	5,095	0,052
S2	12664	0,667	2,098	5,246	0,054
S3	12811	0,674	2,191	5,478	0,056
S4	12942	0,681	2,274	5,685	0,059
S5	12953	0,682	2,281	5,702	0,059
S6	12942	0,681	2,274	5,685	0,059
S7	12811	0,674	2,191	5,478	0,056
S8	12664	0,667	2,098	5,246	0,054
S9	12569	0,662	2,038	5,095	0,052
S10		0,000	0,000	0,000	0,000

Cálculo da perda lenta total

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t_2,t_0)} = \frac{\varepsilon_{cs,(t_2,t_0)} \times E_p + \alpha_p \times \varphi_{(t_2,t_0)} \times \sigma_{c,pgp,p+g} + \sigma_{p0} \times \chi_{(t,t_0)}}{\chi_p + \chi_c \times \alpha_p \times \eta \times \rho_p}$$

onde:

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi_{(t_2,t_0)} \quad \chi_p = 1 + \chi_{(t,t_0)}$$

e_p - é a excentricidade de protensão

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_z} \quad \rho_p = \frac{A_s}{A_c}$$

Seção	χ_c	χ_p	e_p (m)	η	ρ_p	$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)}$ (kgf/cm ²)	$\Delta\sigma_{lenta}$ (%)
S0	2,258	1,000	-1,407	5,000	0,0000	0,0	0,0%
S1	2,359	1,052	-0,858	2,329	0,0028	2096,5	15,0%
S2	2,359	1,054	-1,108	3,214	0,0028	2025,9	14,4%
S3	2,380	1,056	-1,291	4,006	0,0028	2019,5	14,4%
S4	2,359	1,059	-1,363	4,351	0,0028	1975,4	14,1%
S5	2,359	1,059	-1,367	4,371	0,0028	1928,2	13,8%
S6	2,359	1,059	-1,363	4,351	0,0028	1975,4	14,1%
S7	2,380	1,056	-1,291	4,006	0,0028	2019,5	14,4%
S8	2,359	1,054	-1,108	3,214	0,0028	2025,9	14,4%
S9	2,359	1,052	-0,858	2,329	0,0028	2096,5	15,0%
S10	2,258	1,000	-1,407	5,000	0,0000	0,0	0,0%

Solicitações devido às perdas lentas de protensão

C1

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2096	-17,6	-17,4	2,5	-4,0
S2	-2026	-17,0	-16,9	2,0	2,9
S3	-2020	-17,0	-16,9	1,2	7,7
S4	-1975	-16,6	-16,6	0,3	9,7
S5	-1928	-16,2	-16,2	0,0	9,7
S6	-1975	-16,6	-16,6	-0,3	9,7
S7	-2020	-17,0	-16,9	-1,2	7,7
S8	-2026	-17,0	-16,9	-2,0	2,9
S9	-2096	-17,6	-17,4	-2,5	-4,0
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C2

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2096	-17,6	-17,5	2,0	0,6
S2	-2026	-17,0	-16,9	1,9	6,3
S3	-2020	-17,0	-16,9	1,1	10,7
S4	-1975	-16,6	-16,6	0,2	12,3
S5	-1928	-16,2	-16,2	0,0	12,1
S6	-1975	-16,6	-16,6	-0,2	12,3
S7	-2020	-17,0	-16,9	-1,1	10,7
S8	-2026	-17,0	-16,9	-1,9	6,3
S9	-2096	-17,6	-17,5	-2,0	0,6
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C3

Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2096	-17,6	-17,5	1,5	5,3
S2	-2026	-17,0	-17,0	1,5	9,5
S3	-2020	-17,0	-16,9	1,0	13,4
S4	-1975	-16,6	-16,6	0,2	14,9
S5	-1928	-16,2	-16,2	0,0	14,6
S6	-1975	-16,6	-16,6	-0,2	14,9
S7	-2020	-17,0	-16,9	-1,0	13,4
S8	-2026	-17,0	-17,0	-1,5	9,5
S9	-2096	-17,6	-17,5	-1,5	5,3
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C4


Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2096	-17,6	-17,6	1,1	9,9
S2	-2026	-17,0	-17,0	1,0	12,7
S3	-2020	-17,0	-17,0	0,4	15,1
S4	-1975	-16,6	-16,6	0,0	14,9
S5	-1928	-16,2	-16,2	0,0	14,6
S6	-1975	-16,6	-16,6	0,0	14,9
S7	-2020	-17,0	-17,0	-0,4	15,1
S8	-2026	-17,0	-17,0	-1,0	12,7
S9	-2096	-17,6	-17,6	-1,1	9,9
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C5

Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2096	-17,6	-17,6	0,6	14,6
S2	-2026	-17,0	-17,0	0,0	15,3
S3	-2020	-17,0	-17,0	0,0	15,3
S4	-1975	-16,6	-16,6	0,0	14,9
S5	-1928	-16,2	-16,2	0,0	14,6
S6	-1975	-16,6	-16,6	0,0	14,9
S7	-2020	-17,0	-17,0	0,0	15,3
S8	-2026	-17,0	-17,0	0,0	15,3
S9	-2096	-17,6	-17,6	-0,6	14,6
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

Resumo das solicitações devido às perdas de protensão e tensões nas fibras extremas do concreto

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-87,7	7,7	26,4	-99,0	-51,0	-191,6
S2	-84,8	6,4	46,7	-79,1	5,8	-242,5
S3	-84,7	3,6	62,1	-66,8	46,2	-284,3
S4	-83,0	0,8	66,8	-60,7	60,8	-294,6
S5	-81,0	0,0	65,5	-59,0	60,3	-288,5
S6	-83,0	-0,8	66,8	-60,7	60,8	-294,6
S7	-84,7	-3,6	62,1	-66,8	46,2	-284,3
S8	-84,8	-6,4	46,7	-79,1	5,8	-242,5
S9	-87,7	-7,7	26,4	-99,0	-51,0	-191,6
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 283/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Verificação das tensões elásticas no concreto nas diversas fases de carregamento

Serão verificadas as tensões nas fibras extremas do concreto para as seguintes fases de carregamento:

- Fase 1 = peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
- Fase 2 = fase 1 + 2ª etapa de protensão
- Fase 3 = fase 2 + peso próprio da laje e transversinas
- Fase 4 = fase 3 + 3ª etapa de protensão
- Fase 5 = fase 4 + sobrecarga permanente
- Fase 6 = fase 5 + carga móvel
- Fase 7 = fase 5 + perdas de protensão
- Fase 8 = fase 7 + carga móvel

Tensões limites

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0 \qquad f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51 \qquad s = 0,38$$

- no instante da protensão

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctm,j} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,7 f_{ckj}$$

- na vida útil da obra

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctk,inf} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,6 f_{ck}$$

idade da 1ª protensão (dias) = 3

$$\beta_1 = 0,458 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 18,32 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,08$$

idade da 2ª protensão (dias) = 7

$$\beta_2 = 0,684 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 27,35 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,72$$

idade da 3ª protensão (dias) = 28

$$\beta_3 = 1,000 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 40,00 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,51$$

	tração (tf/m ²)	compressão (tf/m ²)
t = 3	-250,17	1282,36
t = 7	-326,83	1914,81
t = 28	-294,74	2400,00
t = ∞	-294,74	2400,00

Verificação do estado limite de compressão excessiva para a combinação rara de carregamentos (ELS-CE)

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m^2) para 110% da força de protensão

		g_1	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2
S0	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m^2)	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	192	438	630	-107	523
	σ_i (tf/m^2)	-200	504	305	764	1069
S2	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	339	141	480	-185	295
	σ_i (tf/m^2)	-353	820	467	852	1319
S3	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	445	-94	351	-231	120
	σ_i (tf/m^2)	-462	1080	618	906	1524
S4	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	508	-204	304	-235	69
	σ_i (tf/m^2)	-527	1211	683	913	1596
S5	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	529	-212	317	-233	84
	σ_i (tf/m^2)	-549	1224	675	907	1582
S6	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	508	-204	304	-235	69
	σ_i (tf/m^2)	-527	1211	683	913	1596
S7	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	445	-94	351	-231	120
	σ_i (tf/m^2)	-462	1080	618	906	1524
S8	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	339	141	480	-185	295
	σ_i (tf/m^2)	-353	820	467	852	1319
S9	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	192	438	630	-107	523
	σ_i (tf/m^2)	-200	504	305	764	1069
S10	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m^2)	0	0	0	0	0

Verificação do estado limite de formação de fissuras para a combinação frequente de carregamentos (ELS-F)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_1 = 0,5$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	192	398	590	-97	493	197	690
	σ _i (tf/m ²)	-200	458	259	695	954	-204	749
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	339	128	467	-168	299	350	649
	σ _i (tf/m ²)	-353	745	393	774	1167	-363	804
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	445	-85	359	-210	150	459	608
	σ _i (tf/m ²)	-462	981	520	824	1343	-477	867
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	508	-185	322	-213	109	524	633
	σ _i (tf/m ²)	-527	1101	573	830	1403	-545	858
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	529	-192	336	-212	124	546	670
	σ _i (tf/m ²)	-549	1113	564	825	1388	-567	821
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	508	-185	322	-213	109	524	633
	σ _i (tf/m ²)	-527	1101	573	830	1403	-545	858
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	445	-85	359	-210	150	459	608
	σ _i (tf/m ²)	-462	981	520	824	1343	-477	867
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	339	128	467	-168	299	350	649
	σ _i (tf/m ²)	-353	745	393	774	1167	-363	804
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	192	398	590	-97	493	197	690
	σ _i (tf/m ²)	-200	458	259	695	954	-204	749
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	37	37	76	113
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	690	24	713	49	763
	σ_i (tf/m ²)	0	749	-88	661	-184	477
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	65	65	108	173
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	649	42	691	70	761
	σ_i (tf/m ²)	0	804	-157	647	-261	385
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	85	85	141	227
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	608	55	664	91	755
	σ_i (tf/m ²)	0	867	-206	660	-341	319
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	98	98	162	259
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	633	63	696	105	801
	σ_i (tf/m ²)	0	858	-236	622	-391	232
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	102	102	169	270
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	670	66	736	109	845
	σ_i (tf/m ²)	0	821	-246	575	-407	168
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	98	98	162	259
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	633	63	696	105	801
	σ_i (tf/m ²)	0	858	-236	622	-391	232
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	85	85	141	227
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	608	55	664	91	755
	σ_i (tf/m ²)	0	867	-206	660	-341	319
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	65	65	108	173
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	649	42	691	70	761
	σ_i (tf/m ²)	0	804	-157	647	-261	385
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	37	37	76	113
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	690	24	713	49	763
	σ_i (tf/m ²)	0	749	-88	661	-184	477
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-99	-62	76	14
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-51	662	49	712
	σ_i (tf/m ²)	-192	469	-184	285
S2	σ_s (tf/m ²)	-79	-14	108	94
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	6	697	70	767
	σ_i (tf/m ²)	-242	404	-261	143
S3	σ_s (tf/m ²)	-67	19	141	160
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	46	710	91	801
	σ_i (tf/m ²)	-284	376	-341	35
S4	σ_s (tf/m ²)	-61	37	162	198
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	61	757	105	862
	σ_i (tf/m ²)	-295	328	-391	-63
S5	σ_s (tf/m ²)	-59	43	169	211
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	60	796	109	906
	σ_i (tf/m ²)	-289	287	-407	-121
S6	σ_s (tf/m ²)	-61	37	162	198
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	61	757	105	862
	σ_i (tf/m ²)	-295	328	-391	-63
S7	σ_s (tf/m ²)	-67	19	141	160
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	46	710	91	801
	σ_i (tf/m ²)	-284	376	-341	35
S8	σ_s (tf/m ²)	-79	-14	108	94
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	6	697	70	767
	σ_i (tf/m ²)	-242	404	-261	143
S9	σ_s (tf/m ²)	-99	-62	76	14
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-51	662	49	712
	σ_i (tf/m ²)	-192	469	-184	285
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Verificação do estado limite de descompressão para a combinação quase permanente de carregamentos (ELS-D)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_2 = 0,3$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	192	398	590	-97	493	197	690
	σ _i (tf/m ²)	-200	458	259	695	954	-204	749
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	339	128	467	-168	299	350	649
	σ _i (tf/m ²)	-353	745	393	774	1167	-363	804
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	445	-85	359	-210	150	459	608
	σ _i (tf/m ²)	-462	981	520	824	1343	-477	867
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	508	-185	322	-213	109	524	633
	σ _i (tf/m ²)	-527	1101	573	830	1403	-545	858
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	529	-192	336	-212	124	546	670
	σ _i (tf/m ²)	-549	1113	564	825	1388	-567	821
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	508	-185	322	-213	109	524	633
	σ _i (tf/m ²)	-527	1101	573	830	1403	-545	858
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	445	-85	359	-210	150	459	608
	σ _i (tf/m ²)	-462	981	520	824	1343	-477	867
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	339	128	467	-168	299	350	649
	σ _i (tf/m ²)	-353	745	393	774	1167	-363	804
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	192	398	590	-97	493	197	690
	σ _i (tf/m ²)	-200	458	259	695	954	-204	749
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	37	37	46	82
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	690	24	713	30	743
	σ_i (tf/m ²)	0	749	-88	661	-111	550
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	65	65	65	130
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	649	42	691	42	733
	σ_i (tf/m ²)	0	804	-157	647	-157	490
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	85	85	85	170
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	608	55	664	55	719
	σ_i (tf/m ²)	0	867	-206	660	-205	456
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	98	98	97	195
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	633	63	696	63	759
	σ_i (tf/m ²)	0	858	-236	622	-234	388
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	102	102	101	203
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	670	66	736	66	802
	σ_i (tf/m ²)	0	821	-246	575	-244	331
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	98	98	97	195
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	633	63	696	63	759
	σ_i (tf/m ²)	0	858	-236	622	-234	388
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	85	85	85	170
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	608	55	664	55	719
	σ_i (tf/m ²)	0	867	-206	660	-205	456
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	65	65	65	130
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	649	42	691	42	733
	σ_i (tf/m ²)	0	804	-157	647	-157	490
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	37	37	46	82
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	690	24	713	30	743
	σ_i (tf/m ²)	0	749	-88	661	-111	550
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-99	-62	46	-17
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-51	662	30	692
	σ_i (tf/m ²)	-192	469	-111	359
S2	σ_s (tf/m ²)	-79	-14	65	51
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	6	697	42	739
	σ_i (tf/m ²)	-242	404	-157	247
S3	σ_s (tf/m ²)	-67	19	85	103
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	46	710	55	765
	σ_i (tf/m ²)	-284	376	-205	171
S4	σ_s (tf/m ²)	-61	37	97	134
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	61	757	63	820
	σ_i (tf/m ²)	-295	328	-234	93
S5	σ_s (tf/m ²)	-59	43	101	144
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	60	796	66	862
	σ_i (tf/m ²)	-289	287	-244	42
S6	σ_s (tf/m ²)	-61	37	97	134
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	61	757	63	820
	σ_i (tf/m ²)	-295	328	-234	93
S7	σ_s (tf/m ²)	-67	19	85	103
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	46	710	55	765
	σ_i (tf/m ²)	-284	376	-205	171
S8	σ_s (tf/m ²)	-79	-14	65	51
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	6	697	42	739
	σ_i (tf/m ²)	-242	404	-157	247
S9	σ_s (tf/m ²)	-99	-62	46	-17
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-51	662	30	692
	σ_i (tf/m ²)	-192	469	-111	359
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Cálculo do cisalhamento - $t = \infty$

Esforços cortantes característicos

$$V_{k,max} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,max}$$

$$V_{k,min} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,min}$$

onde: $V_{p,k} = V_p^{prot}$ em tempo $t = \infty$

f_{ck} (MPa) = 40,0
 f_{yk} (MPa) = 500,0

Seção	$V_{g1,k}$ (tf)	$V_{g2,k}$ (tf)	$V_{g3,k}$ (tf)	$V_{p,k}$ (tf)	$V_{q,max,k}$ (tf)	$V_{q,min,k}$ (tf)	V_k^{max} (tf)	V_k^{min} (tf)
S0	29,06	28,18	17,33	0,00	72,45	0,00	147,02	74,57
S1	21,71	22,54	13,87	-38,13	61,49	-2,13	81,48	17,85
S2	16,28	16,91	10,40	-33,56	41,05	-5,43	51,08	4,60
S3	10,86	11,27	6,93	-19,18	33,54	-9,79	43,43	0,09
S4	5,43	5,64	3,47	-4,17	26,66	-14,79	37,02	-4,43
S5	0,00	0,00	0,00	0,00	20,41	-20,41	20,41	-20,41
S6	-5,43	-5,64	-3,47	4,17	14,79	-26,66	4,43	-37,02
S7	-10,86	-11,27	-6,93	19,18	9,79	-33,54	-0,09	-43,43
S8	-16,28	-16,91	-10,40	33,56	5,43	-41,05	-4,60	-51,08
S9	-21,71	-22,54	-13,87	38,13	2,13	-61,49	-17,85	-81,48
S10	-29,06	-28,18	-17,33	0,00	0,00	-72,45	-74,57	-147,02

Verificação do concreto

$$\phi^{bainha} (m) = 0,075$$

$$n_{bainhas\ alinhadas\ na\ alma} = 1$$

$$V_{sd} = 1,35 \times V_g + \left\{ \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \times V_p + 1,5 \times V_q$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_{w,nom} \times d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) (f_{ck} \text{ em MPa})$$

Seção	V_{sd} (tf)	b_w (m)	H (m)	$\Sigma \Phi/2$ (m)	b_w^{nom} (m)	d (m)	V_{rd2} (tf)
S0	209,4	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2
S1	136,4	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S2	90,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S3	72,3	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S4	55,9	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S5	30,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S6	55,9	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S7	72,3	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S8	90,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S9	136,4	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S10	209,4	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2

Para todas as seções $V_{rd2} > V_{sd}$

Parcela do esforço cortante absorvida pelos mecanismos complementares à treliça

$$M_{sdu} = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q$$

Seção	$M_{g1,k}$	$M_{g2,k}$	$M_{g3,k}$	$M_{q\text{ máx},k}$	$M_{q\text{ mín},k}$	$ M_{sdu} $ (tf.m)
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0
S1	73,57	75,32	46,33	193,15	0,00	553,3
S2	129,99	133,90	82,37	273,77	0,00	878,1
S3	170,29	175,75	108,11	357,75	0,00	1149,7
S4	194,47	200,85	123,55	409,26	0,00	1314,4
S5	202,53	209,22	128,70	426,89	0,00	1369,9
S6	194,47	200,85	123,55	409,26	0,00	1314,4
S7	170,29	175,75	108,11	357,75	0,00	1149,7
S8	129,99	133,90	82,37	273,77	0,00	878,1
S9	73,57	75,32	46,33	193,15	0,00	553,3
S10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

$$V_c = V_{c0} \times (1 + M_0 / M_{sd,\text{máx}}) \leq 2 \times V_{c0}$$

$$M_0 = 0,90 \times (\sigma_p^{\text{prot.}} \times W)$$

$$V_{c0} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,\text{inf}}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,\text{inf}} = 0,70 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

com f_{ck} em MPa

Seção	$\sigma_p^{\text{prot.}}$ (tf/m ²)	W_i (m ³)	M_0 (tf.m)	1+ $M_0/M_{sd,\text{máx}}$
S0	0	0,782	0,00	1,00
S1	962	0,524	453,41	1,82
S2	1277	0,524	602,08	1,69
S3	1521	0,524	717,12	1,62
S4	1636	0,524	771,28	1,59
S5	1649	0,524	777,51	1,57
S6	1636	0,524	771,28	1,59
S7	1521	0,524	717,12	1,62
S8	1277	0,524	602,08	1,69
S9	962	0,524	453,41	1,82
S10	0	0,782	0,00	1,00

Seção	b_w^{nom} (m)	d (m)	Vc0 (tf)	2 * Vc0 (tf)	Vc (tf)
S0	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5
S1	0,183	1,784	34,3	68,5	62,4
S2	0,183	1,784	34,3	68,5	57,8
S3	0,183	1,784	34,3	68,5	55,6
S4	0,183	1,784	34,3	68,5	54,4
S5	0,183	1,784	34,3	68,5	53,7
S6	0,183	1,784	34,3	68,5	54,4
S7	0,183	1,784	34,3	68,5	55,6
S8	0,183	1,784	34,3	68,5	57,8
S9	0,183	1,784	34,3	68,5	62,4
S10	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5

Parcela do cortante absorvida pela armadura transversal

Seção	Vsd (tf)	Vc (tf)	V _{swd} (tf)
S0	209,4	131,5	77,90
S1	136,4	62,4	74,02
S2	90,2	57,8	32,45
S3	72,3	55,6	16,64
S4	55,9	54,4	1,47
S5	30,6	53,7	0,00
S6	55,9	54,4	1,47
S7	72,3	55,6	16,64
S8	90,2	57,8	32,45
S9	136,4	62,4	74,02
S10	209,4	131,5	77,90

Cálculo da taxa volumétrica de armadura transversal

$$V_{swd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$A_{sw} / s = V_{swd} / (0,90 \times d \times f_{ywd})$$

$$\rho_{sw} = (A_{sw} / s) \times (1 / b_w) \geq 0,20 \times f_{ctm} / f_{ywk}$$

$$f_{ywk} = f_{yk}$$

Seção	b_w (m)	V _{swd} (tf)	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	ρ_{sw}^{min} (cm ² /m ²)
S0	0,70	77,9	11,16	15,94	14,04
S1	0,22	74,0	10,60	48,20	14,04
S2	0,22	32,4	4,65	21,13	14,04
S3	0,22	16,6	2,38	10,83	14,04
S4	0,22	1,5	0,21	0,96	14,04
S5	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S6	0,22	1,5	0,21	0,96	14,04
S7	0,22	16,6	2,38	10,83	14,04
S8	0,22	32,4	4,65	21,13	14,04
S9	0,22	74,0	10,60	48,20	14,04
S10	0,70	77,9	11,16	15,94	14,04

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\Psi_{fad} = 0,50$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw}^{m\acute{a}x} - \sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$$

$$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x/m\acute{i}n} = \frac{V_{m\acute{a}x/m\acute{i}n} - V_c/2}{b_w \times d \times \rho_{sw}}$$

$$f \cdot f \cdot = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd}^{fad}}$$

$$\Delta f_{sd}^{fad} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 850$$

Seção	V _{máx} (tf)	V _{mín} (tf)	V _c /2 (tf)	σ _{sw} ^{máx} (tf/cm ²)	σ _{sw} ^{mín} (tf/cm ²)	Δσ _{sw} (tf/cm ²)	f.f.	ρ _{sw} (cm ² /m ²)
S0	110,80	74,57	65,7	2,26	0,44	1,82	2,14	34,13
S1	50,73	18,92	31,2	1,03	0,00	1,03	1,22	58,61
S2	30,56	7,31	28,9	0,20	0,00	0,20	1,00	21,13
S3	26,66	4,99	27,8	0,00	0,00	0,00	1,00	10,83
S4	23,69	2,97	27,2	0,00	0,00	0,00	1,00	0,96
S5	10,20	-10,20	26,9	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S6	-2,97	-23,69	27,2	0,00	0,00	0,00	1,00	0,96
S7	-4,99	-26,66	27,8	0,00	0,00	0,00	1,00	10,83
S8	-7,31	-30,56	28,9	0,00	0,20	0,20	1,00	21,13
S9	-18,92	-50,73	31,2	0,00	1,03	1,03	1,22	58,61
S10	-74,57	-110,80	65,7	0,44	2,26	1,82	2,14	34,13

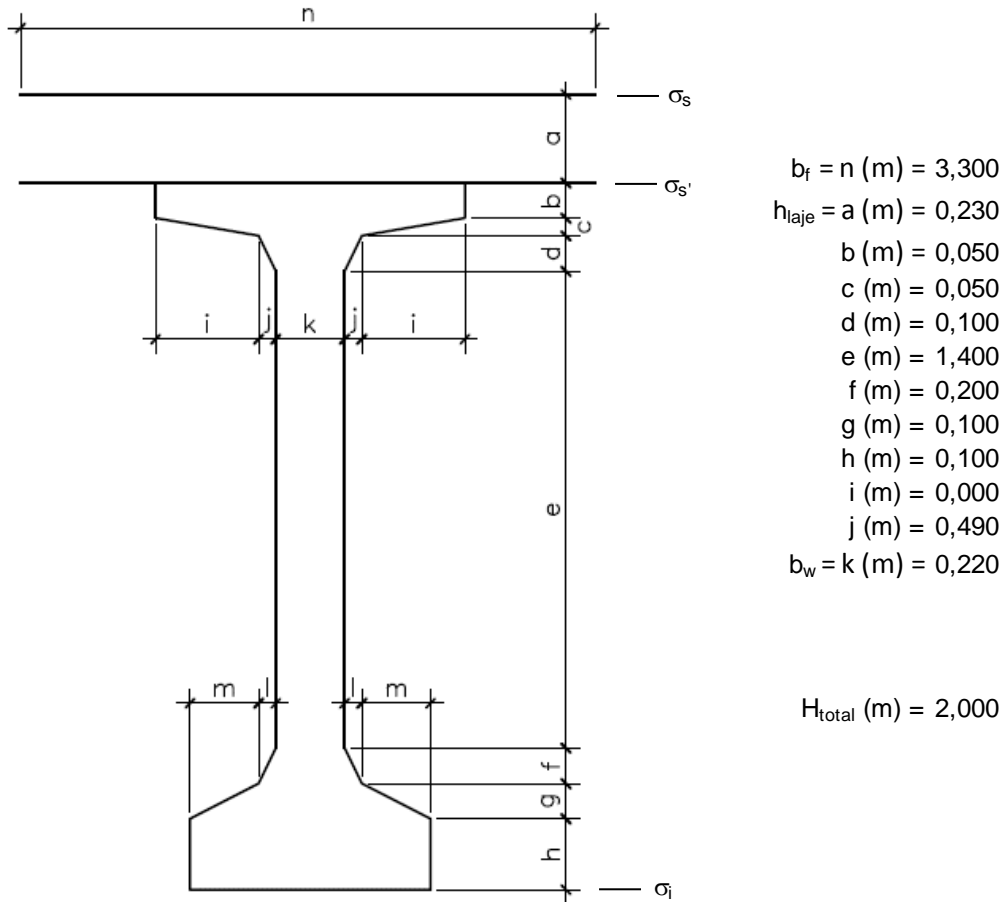
Determinação dos estribos e seus espaçamentos

$$s = (n \times A_s^{1perna}) / (\rho_{sw} \times ff \times b_w^{medio})$$

Seção	b _w (m)	ρ _{wu} (cm ² /m ²)	ρ _{wu} (Méd/Mín)	n	Φ (mm)	A _s ^{1perna}	S _{calculado} (cm)	S _{adotado} (cm)
S0	0,70	34,13						
			46,37	2	12,5	1,23	11,5	10,0
S1	0,22	58,61						
			39,87	2	10,0	0,79	17,9	17,5
S2	0,22	21,13						
			15,98	2	8,0	0,50	28,6	27,5
S3	0,22	10,83						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S4	0,22	0,96						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S5	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S6	0,22	0,96						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S7	0,22	10,83						
			15,98	2	8,0	0,50	28,6	27,5
S8	0,22	21,13						
			39,87	2	10,0	0,79	17,9	17,5
S9	0,22	58,61						
			46,37	2	12,5	1,23	11,5	10,0
S10	0,70	34,13						

Verificação do Estado Limite Último (Verificação à ruptura)

Seção S₅



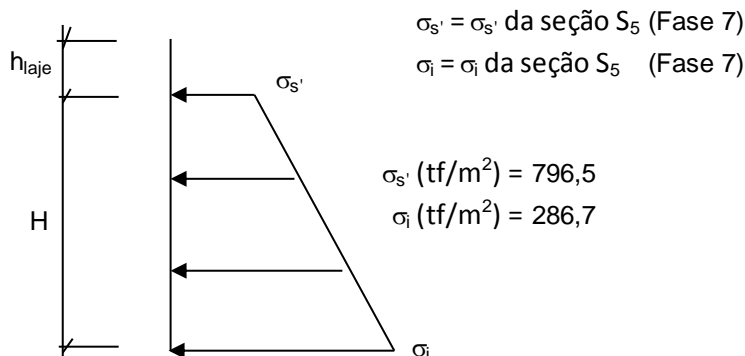
Materiais:

Concreto laje f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,laje}$ (kgf/cm²) = 318.758

Concreto viga f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,viga}$ (kgf/cm²) = 318.758

Aço: CP-190 RB E_{sp} (kgf/cm²) = 2.000.000

Tensões de peso próprio + protensão em $t = \infty$



Tensões no aço de protensão após as perdas ($t = \infty$)

	$\sigma_{sp}^{t=\infty}$ (kgf/cm ²)
C1	11.038
C2	11.108
C3	11.037
C4	11.051
C5	10.888
C6	0
C7	0
C8	0
C9	0

Solicitações atuantes na seção S₅

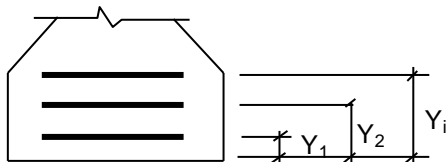
M_{g1} (tf.m) = 202,5

M_q (tf.m) = 426,9

M_{g2} (tf.m) = 209,2

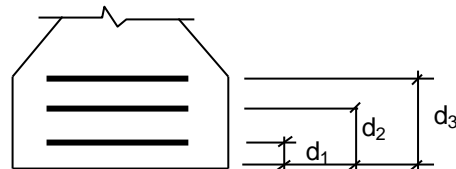
M_{g3} (tf.m) = 128,7

Cálculo do C.G. da armadura de protensão



	y (m)
C1	0,420
C2	0,270
C3	0,120
C4	0,120
C5	0,120
C6	
C7	
C8	
C9	

Cálculo do C.G. da armadura passiva complementar



1ª camada:

n° barras = 6

\varnothing_{barras} (mm) = 16

d_1 (m) = 0,060

C.G. (cm) = 0,060

2ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_2 (m) = 0,100

3ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

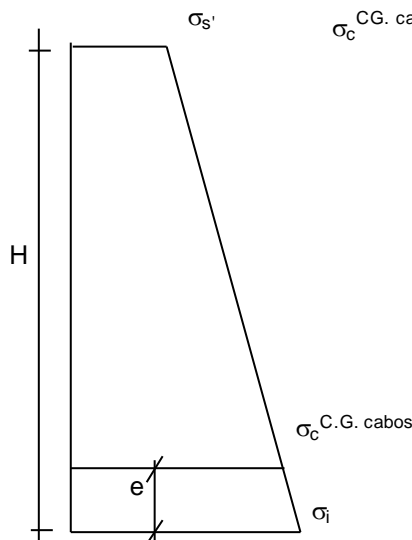
d_3 (m) = 0,150

Cálculo do pré-alongamento da armadura

$$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}} = \sigma_{sp}^{t=00} / E_{sp}$$

	$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}}$
C1	0,0055
C2	0,0056
C3	0,0055
C4	0,0055
C5	0,0054
C6	0,0000
C7	0,0000
C8	0,0000
C9	0,0000

Cálculo da deformação específica devida a descompressão do concreto



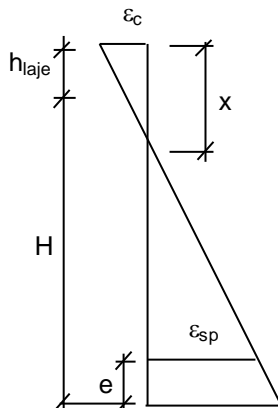
$$\sigma_c^{\text{C.G. cabos}} = [(H - e) * (\sigma_i - \sigma_s') / H] + \sigma_s'$$

$$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp.}} = \sigma_c^{\text{C.G. cabos}} / E_{cs}$$

	y (m)	σ_c (tf/m ²)	$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp}}$
C1	0,420	393,8	0,00012
C2	0,270	355,5	0,00011
C3	0,120	317,3	0,00010
C4	0,120	317,3	0,00010
C5	0,120	317,3	0,00010
C6	0,000	0,0	0,00000
C7	0,000	0,0	0,00000
C8	0,000	0,0	0,00000
C9	0,000	0,0	0,00000

Equilíbrio da seção:

Deformada admitida para a seção S₅



$$\varepsilon_c (\%) = 1,050$$

$$\varepsilon_{sp} (\%) = 10,000$$

$$x = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_{sp})] * [H - e + h_{laje}]$$

$$x \text{ (m)} = 0,200$$

Cálculo da resultante de compressão

Lamela	y_{1i} (m)	y_{2i} (m)	B1 (m)	B2 (m)	ε_{ci} (‰)	σ_{cd} (tf/m ²)	F_i (tf)
1	0,000	0,040	3,300	3,300	0,95	1753	231,9
2	0,040	0,080	3,300	3,300	0,74	1457	192,8
3	0,080	0,120	3,300	3,300	0,53	1108	146,6
4	0,120	0,160	3,300	3,300	0,32	705	93,3
5	0,160	0,200	3,300	3,300	0,11	248	32,9
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
7	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
11	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
12	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
14	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
15	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
16	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
17	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
18	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
19	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
21	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0

$$R_{cc} \text{ (tf)} = 697,4$$

$$C.G._{cc} \text{ (m)} = 0,072$$

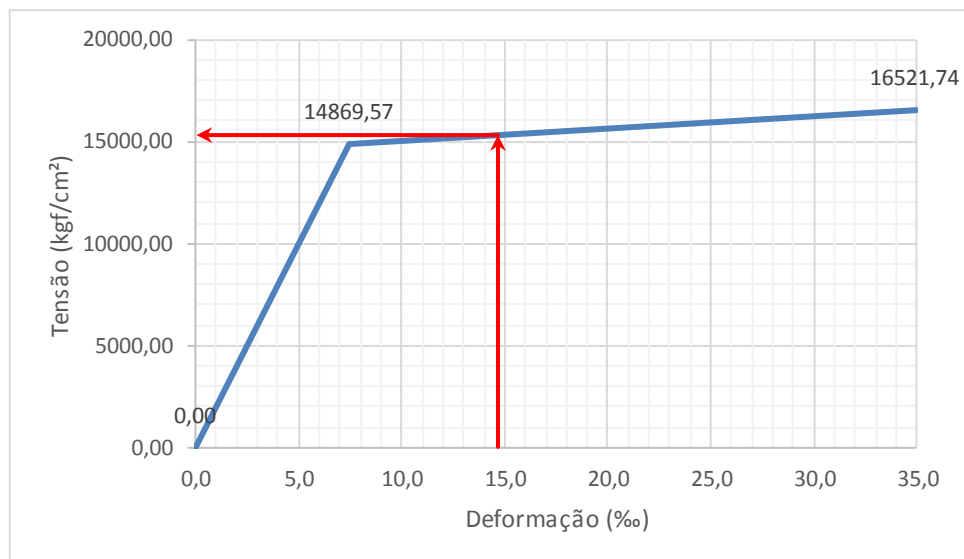
Cálculo da resultante de tração

$$\epsilon_{sp}^{total} = \epsilon_{sp}^{pré-along.} + \epsilon_{sp}^{descomp.} + \epsilon_{sp}$$

	y (m)	ϵ_{sp} (‰)	ϵ_{sp}^{total} (‰)
C1	0,420	9,03	14,670
C2	0,270	9,78	15,441
C3	0,120	10,00	15,618
C4	0,120	10,00	15,625
C5	0,120	10,00	15,543
C6	0,000	0,00	0,000
C7	0,000	0,00	0,000
C8	0,000	0,00	0,000
C9	0,000	0,00	0,000

Do diagrama tensão-deformação preconizado na NBR 6118, tem-se

$$f_{pyd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.869,6 \quad f_{ptd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 16.521,7$$



$$R_{st,CP} = A_{sp} \times \sigma_{sp}$$

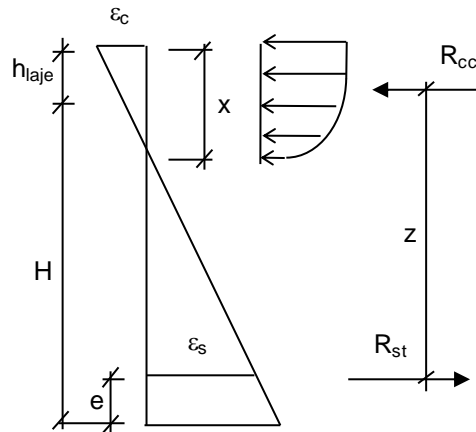
	σ_{sp} (kgf/cm ²)	A_{sp} (cm ²)	$R_{st,CP-190}$ (tf)
C1	15.303	8,40	128,55
C2	15.349	8,40	128,94
C3	15.360	8,40	129,02
C4	15.360	8,40	129,03
C5	15.356	8,40	128,99
C6	0	0,00	0,00
C7	0	0,00	0,00
C8	0	0,00	0,00
C9	0	0,00	0,00
$R_{st,CP}$ (tf) =			644,52

$$A_s^{CA-50} \text{ (cm}^2\text{)} = 12,064$$

$$R_{st,CA-50} = A_s^{CA-50} \times \sigma_s \quad R_{st,CA-50} \text{ (tf)} = 52,5$$

$$R_{st} = R_{st,CP} + R_{st,CA-50}$$

$$R_{st} \text{ (tf)} = 697,0$$



	z (m)
C1	1,738
C2	1,888
C3	2,038
C4	2,038
C5	2,038
C6	0,000
C7	0,000
C8	0,000
C9	0,000
CA-50	2,098

$$z = H + h_{laje} - C.G._{cc} - e$$

$$M_i = R_{st,i} * z_i$$

$$z = \Sigma M_i / R_{st}$$

$$z \text{ (m)} = 1,960$$

Assim temos:


$$M_u = R_{st} * z \quad M_u \text{ (tf.m)} = 1.370$$

$$M_d = 1,35 * (M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}) + 1,5 * (M_q) + \Delta F_{sd} * z$$

$$\Delta F_{sd} \text{ (tf)} = 0,00$$

$$M_d \text{ (tf.m)} = 1.370$$

Então: $M_u / M_d = 1,00 > 1,00$ (Atende)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 301/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

5.6 VIGAS DE 27,40m (VIGA INTERNA À CURVA DO VÃO ENTRE EIXOS 02A E 03A – RAMO 2000)

Características geométricas das seções

As características das seções serão calculadas considerando contribuição das armaduras passivas principais (superior e inferior), além das armaduras ativas.

As características das seções do conjunto viga+laje serão calculadas considerando a relação entre os módulos de elasticidade do concreto da viga e da laje, n.

$$f_{ck,viga} \text{ (MPa)} = 40 \quad f_{ck,laje} \text{ (MPa)} = 40 \quad \text{tipo de agregado considerado: granito ou gnaiss}$$

$$E_{CS,viga} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad E_{CS,laje} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad n = 1,00$$

$$E_s \text{ (MPa)} = 200.000 \quad \alpha = 6,27$$

Viga Isolada

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,700	0,050	1,900	1,850	0,048	1,877	0,089	0,167	0,000
4	0,700	0,700	1,450	1,850	0,400	1,015	1,125	1,142	1,285	0,178
5	0,700	0,700	0,200	0,400	0,200	0,140	0,300	0,042	0,013	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,463 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 2,101 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,519 & V_s' \text{ (m)} &= 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,541 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,499 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,463 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,541 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,519 & V_i \text{ (m)} &= 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,499
 \end{aligned}$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $I_z (m^4) = 0,376$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731$$

$$H \text{ (m)} = 2,000$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

$$V_s \text{ (m)} = -$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,981$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,019$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369$$

Seção S3

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731$$

$$H \text{ (m)} = 2,000$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{A_s,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 1,135$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{A_s,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = -$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,981$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,019$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731$$

$$H \text{ (m)} = 2,000$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

$$V_s \text{ (m)} = -$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,981$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,019$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369$$

Seção S4

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 1,135 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369
 \end{aligned}$$

Seção S5

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 1,135 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,731 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,376 & V_i \text{ (m)} &= 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,369
 \end{aligned}$$

Conjunto viga + laje

$$h_{laje} \text{ (m)} = 0,23 \quad \text{intereixo de vigas (m)} = 2,500$$

Vigas centrais

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,575 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,010 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 2,038 & V_s \text{ (m)} &= 0,887 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 1,126 \\
 H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,657 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,521 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,999 & V_i \text{ (m)} &= 1,343 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,743
 \end{aligned}$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,575 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,010 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,306 & V_s \text{ (m)} &= 0,728 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 1,050 \\
 H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,498 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,535 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,765 & V_i \text{ (m)} &= 1,502 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,509
 \end{aligned}$$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,575 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,010 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$A (m^2) = 1,306$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,765$$

$$V_s (m) = 0,728$$

$$V_s' (m) = 0,498$$

$$V_i (m) = 1,502$$

$$w_s (m^3) = 1,050$$

$$w_s' (m^3) = 1,535$$

$$w_i (m^3) = 0,509$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,575$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,306$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,765$$

$$V_s (m) = 0,728$$

$$V_s' (m) = 0,498$$

$$V_i (m) = 1,502$$

$$w_s (m^3) = 1,050$$

$$w_s' (m^3) = 1,535$$

$$w_i (m^3) = 0,509$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,575$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,306$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,765$$

$$V_s (m) = 0,728$$

$$V_s' (m) = 0,498$$

$$V_i (m) = 1,502$$

$$w_s (m^3) = 1,050$$

$$w_s' (m^3) = 1,535$$

$$w_i (m^3) = 0,509$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,500	2,500	0,100	0,230	0,130	0,250	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,500	2,500	0,130	0,130	0,000	0,325	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,575$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,306$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,765$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,728$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,498$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,502$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,050$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,535$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,509$$

Vigas de bordo

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,020	3,020	0,100	0,230	0,130	0,302	0,180	0,054	0,010	0,000
2	3,020	3,020	0,130	0,130	0,000	0,393	0,065	0,026	0,002	0,001

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,695$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,012$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 2,157$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 1,067$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,844$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,614$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,386$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,264$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,737$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,769$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,020	3,020	0,100	0,230	0,130	0,302	0,180	0,054	0,010	0,000
2	3,020	3,020	0,130	0,130	0,000	0,393	0,065	0,026	0,002	0,001

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,695$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,012$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,426$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,807$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,677$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,447$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,553$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,192$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,805$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,519$$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,020	3,020	0,100	0,230	0,130	0,302	0,180	0,054	0,010	0,000
2	3,020	3,020	0,130	0,130	0,000	0,393	0,065	0,026	0,002	0,001

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,695$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,012$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,426$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,807$$

$$V_s (m) = 0,677$$

$$V_s' (m) = 0,447$$

$$V_i (m) = 1,553$$

$$w_s (m^3) = 1,192$$

$$w_s' (m^3) = 1,805$$

$$w_i (m^3) = 0,519$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,020	3,020	0,100	0,230	0,130	0,302	0,180	0,054	0,010	0,000
2	3,020	3,020	0,130	0,130	0,000	0,393	0,065	0,026	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,695$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,012$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,426$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,807$$

$$V_s (m) = 0,677$$

$$V_s' (m) = 0,447$$

$$V_i (m) = 1,553$$

$$w_s (m^3) = 1,192$$

$$w_s' (m^3) = 1,805$$

$$w_i (m^3) = 0,519$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,020	3,020	0,100	0,230	0,130	0,302	0,180	0,054	0,010	0,000
2	3,020	3,020	0,130	0,130	0,000	0,393	0,065	0,026	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,695$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,012$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,426$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,807$$

$$V_s (m) = 0,677$$

$$V_s' (m) = 0,447$$

$$V_i (m) = 1,553$$

$$w_s (m^3) = 1,192$$

$$w_s' (m^3) = 1,805$$

$$w_i (m^3) = 0,519$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	3,020	3,020	0,100	0,230	0,130	0,302	0,180	0,054	0,010	0,000
2	3,020	3,020	0,130	0,130	0,000	0,393	0,065	0,026	0,002	0,001

$$A (m^2) = 0,695$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,012$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,426$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,807$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,677$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,447$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,553$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,192$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,805$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,519$$

Resumo das características das seções

Viga isolada

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	1,463	0,519	-	0,960	1,040	-	0,541	0,499
S1	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S2	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S3	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S4	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S5	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369

Conjunto viga+laje

Vigas centrais

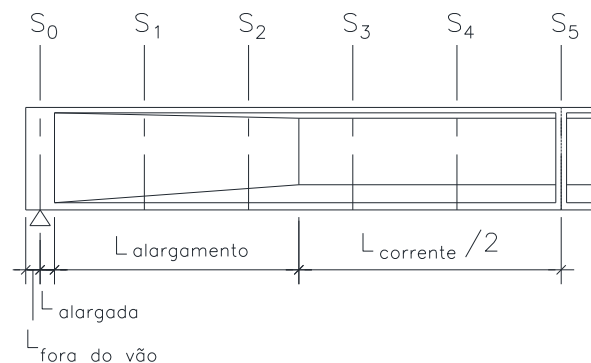
	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,038	0,999	0,887	0,657	1,343	1,126	1,521	0,743
S1	1,306	0,765	0,728	0,498	1,502	1,050	1,535	0,509
S2	1,306	0,765	0,728	0,498	1,502	1,050	1,535	0,509
S3	1,306	0,765	0,728	0,498	1,502	1,050	1,535	0,509
S4	1,306	0,765	0,728	0,498	1,502	1,050	1,535	0,509
S5	1,306	0,765	0,728	0,498	1,502	1,050	1,535	0,509

Vigas de bordo

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,157	1,067	0,844	0,614	1,386	1,264	1,737	0,769
S1	1,426	0,807	0,677	0,447	1,553	1,192	1,805	0,519
S2	1,426	0,807	0,677	0,447	1,553	1,192	1,805	0,519
S3	1,426	0,807	0,677	0,447	1,553	1,192	1,805	0,519
S4	1,426	0,807	0,677	0,447	1,553	1,192	1,805	0,519
S5	1,426	0,807	0,677	0,447	1,553	1,192	1,805	0,519

Cargas permanentes

Peso próprio da viga



$L_{teórico} (m) = 26,80$
 $\Delta S (m) = 2,680$

$\gamma_{concreto} (tf/m^3) = 2,50$

$L_{fora\ do\ vão} (m) = 0,300$

$g_{fora\ do\ vão} (tf/m) = 3,656$

$L_{alargada} (m) = 0,900$

$g_{alargada} (tf/m) = 3,656$

$L_{alargamento} (m) = 0,300$

$g_{corrente} (tf/m) = 1,828$

$L_{corrente} (m) = 24,400$

$n_{septos\ de\ vão} = 1$

$X_{septo\ de\ vão\ 1} (m) = -$

$X_{septo\ de\ vão\ 2} (m) = -$

$e_{septos\ de\ vão} (m) = 0,000$

$R_{g1} (tf) = 27,51$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	26,4	0,0	-	0,0	0,0
S1	19,6	60,1	-	156,9	-163,0
S2	14,7	106,0	-	276,8	-287,6
S3	9,8	138,8	-	362,5	-376,6
S4	4,9	158,5	-	413,9	-430,0
S5	0,0	165,1	-	431,0	-447,8

Diagrama de Cortante (tf)

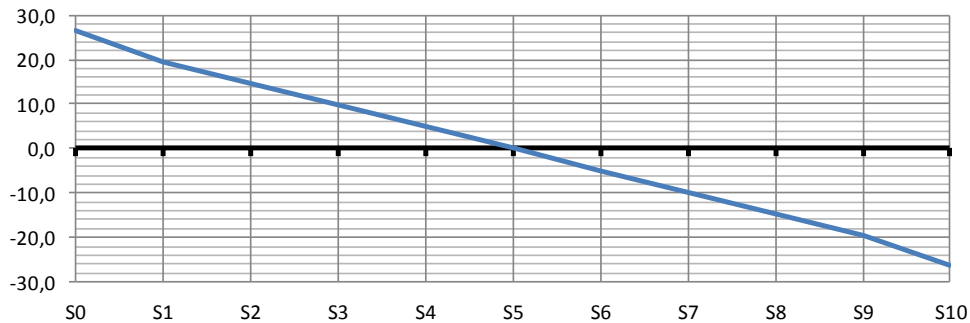
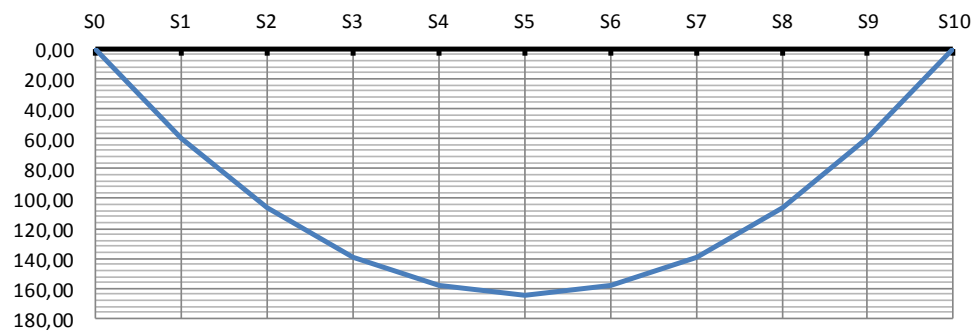


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Peso próprio da laje e transversinas

Vigas centrais

$L_{\text{fora do vão}} (m) = 1,050$

$g_2 (tf/m) = 1,438$

$P_{\text{transv. de vão}} (tf) = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} (tf) = 1,000$

$R_{g_2} (tf) = 21,77$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s (tf/m^2)$	$\sigma_s' (tf/m^2)$	$\sigma_i (tf/m^2)$
S0	19,26	0,00	-	0,0	0,0
S1	15,41	46,46	-	121,3	-126,0
S2	11,56	82,60	-	215,6	-224,0
S3	7,71	108,41	-	283,0	-294,0
S4	3,85	123,90	-	323,4	-336,0
S5	0,00	129,06	-	336,9	-350,0

Diagrama de Cortante (tf)

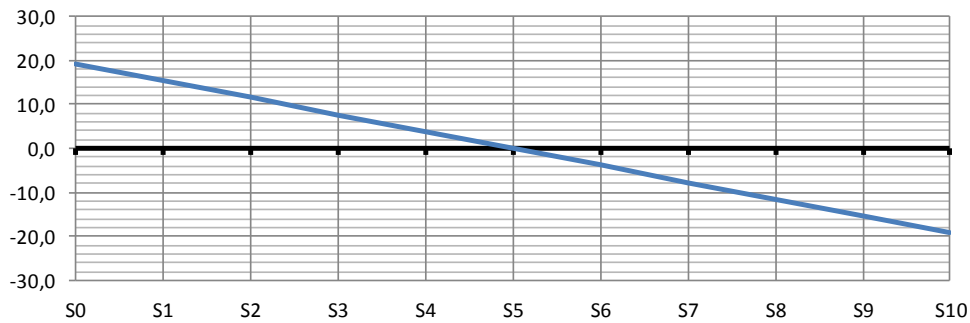
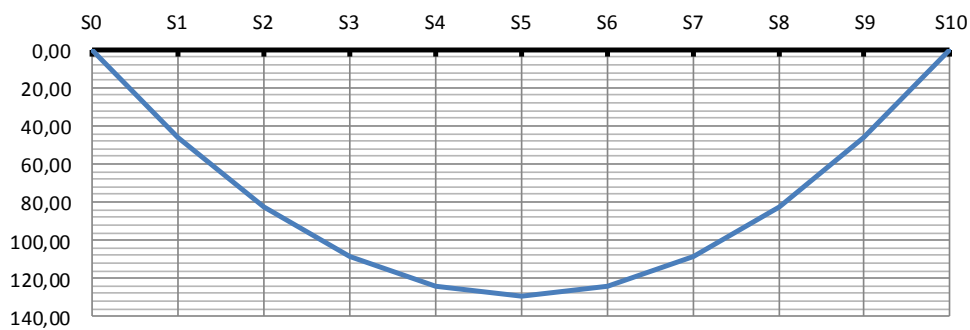


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_2 \text{ (tf/m)} = 1,737$

$P_{\text{transv. de vão}} \text{ (tf)} = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} \text{ (tf)} = 0,500$

$R_{g_2} \text{ (tf)} = 25,59$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	23,27	0,00	-	0,0	0,0
S1	18,62	56,13	-	146,5	-152,2
S2	13,96	99,78	-	260,5	-270,6
S3	9,31	130,96	-	341,9	-355,2
S4	4,65	149,67	-	390,7	-405,9
S5	0,00	155,90	-	407,0	-422,8

Diagrama de Cortante (tf)

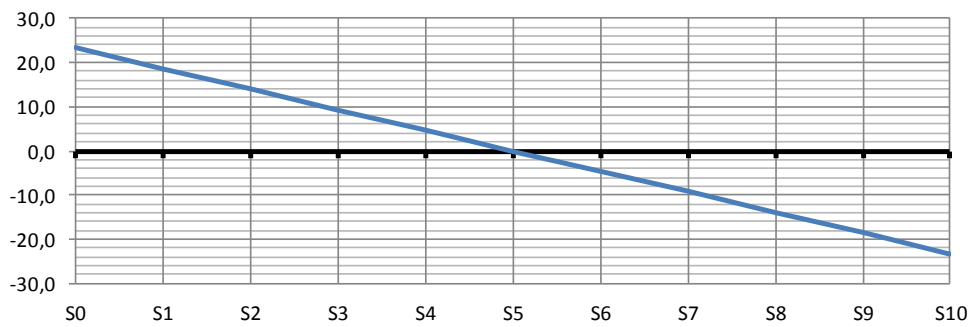
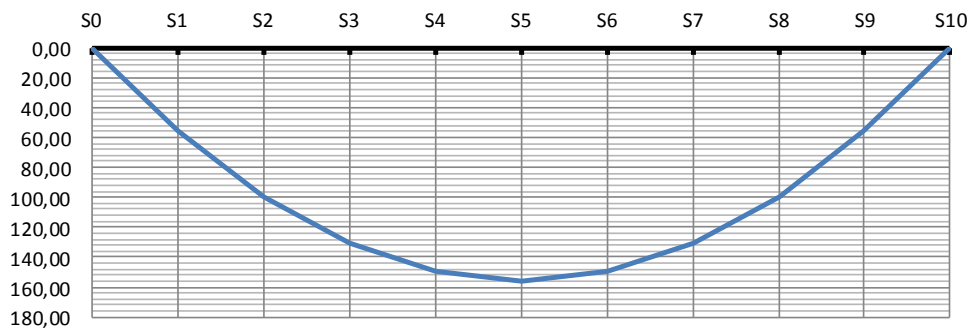


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Sobrecarga Permanente Rodoviária

Vigas centrais

$$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070 \qquad L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$$

$$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,500$$

$$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40 \qquad g_3 \text{ (tf/m)} = 0,420$$

$$R_{g_3} \text{ (tf)} = 6,07$$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	5,63	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	4,50	13,57	12,9	8,8	-26,7
S2	3,38	24,13	23,0	15,7	-47,4
S3	2,25	31,67	30,2	20,6	-62,2
S4	1,13	36,20	34,5	23,6	-71,1
S5	0,00	37,71	35,9	24,6	-74,0

Diagrama de Cortante (tf)

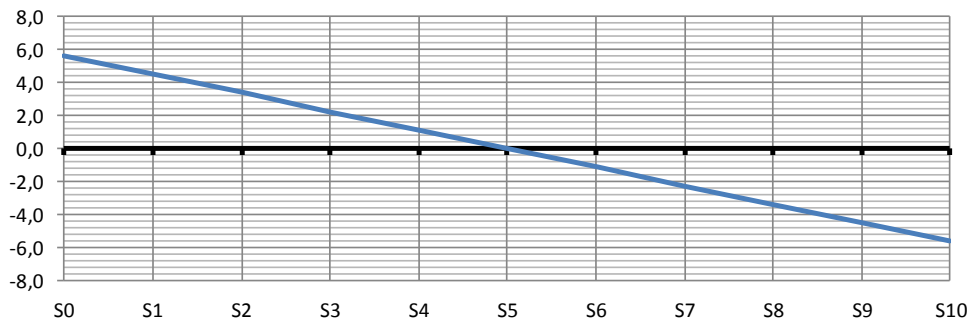
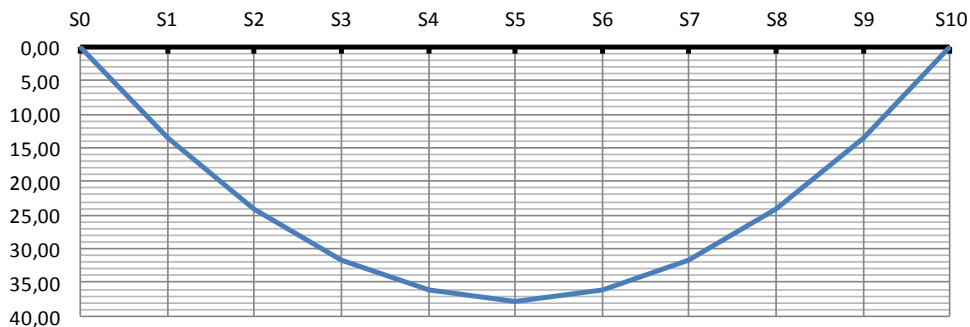


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$

$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,620$

$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$

$h_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,10$

$b_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,40$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_{\text{guarda-rodas}} \text{ (tf/m)} = 0,580$

$g_{\text{guarda corpo}} \text{ (tf/m)} = 0,000$

$g_{\text{passeio}} \text{ (tf/m)} = 0,000$

$g_{\text{pingadeiras}} \text{ (tf/m)} = 0,100$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 1,120$

$R_{g_3} \text{ (tf)} = 16,19$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	15,01	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	12,01	36,20	30,4	20,1	-69,7
S2	9,01	64,36	54,0	35,7	-123,9
S3	6,00	84,48	70,9	46,8	-162,7
S4	3,00	96,55	81,0	53,5	-185,9
S5	0,00	100,57	84,4	55,7	-193,6

Diagrama de Cortante (tf)

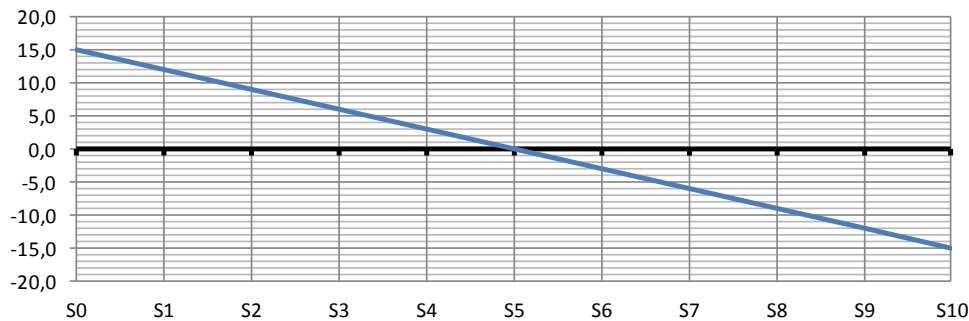
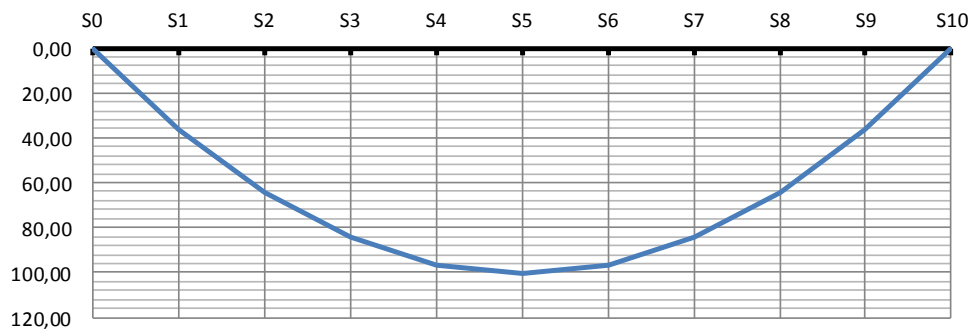



Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 315/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Carga móvel rodoviária

$$L_{\text{transv}} \text{ (m)} = 13,54$$

$$n_{\text{vigas}} = 5$$

	$X_i \text{ (m)}$	X_i^2	R_{V1}	R_{V2}	R_{V3}	R_{V4}	R_{V5}	R_{V6}
V1	5,00	25,00	0,600	0,400	0,200	0,000	-0,200	-
V2	2,50	6,25	0,400	0,300	0,200	0,100	0,000	-
V3	0,00	0,00	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	-
V4	-2,50	6,25	0,000	0,100	0,200	0,300	0,400	-
V5	-5,00	25,00	-0,200	0,000	0,200	0,400	0,600	-
V6		-	-	-	-	-	-	-
	ΣX_i^2	62,500						

$$L_{\text{teórico}} \text{ (m)} = 26,80$$

$$P \text{ (tf/roda)} = 6,000$$

$$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,500$$

$$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$$

Coefficiente de impacto vertical (CIV)

$$CIV = 1,35 \text{ para vãos menores que } 10\text{m}$$

$$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L + 50} \right) \text{ para vãos maiores que } 10\text{m}$$

$$CIV = 1,28$$

Coefficiente do número de faixas (CNF)

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9$$

$$n_{\text{faixas}} = 2$$

$$CNF = 1,00$$

Coefficiente de impacto adicional (CIA)

$$CIA = 1,25 \text{ para obras em concreto ou mistas}$$

$$CIA = 1,15 \text{ para obras em aço}$$

$$CIA = 1,25$$

Aplicado apenas nas seções a uma distância normal à junta inferior a 5m.

Trem-tipo para V1 (viga de bordo)

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$i = 0,080$

$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$

$L_{\text{C.M.}} \text{ (m)} = 8,870$

	X (m)	Y
a	6,770	0,742
b	6,770	0,742
c	6,370	0,710
d	5,870	0,670
e	3,870	0,510
f	-2,500	0,000
g	-5,830	-0,266
h	-6,230	-0,298
i	-6,230	-0,298

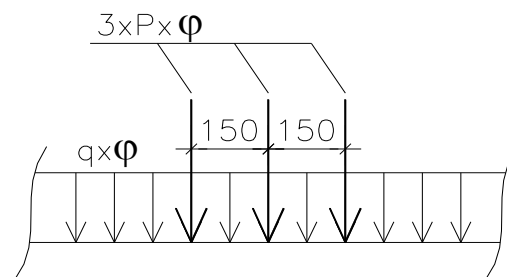
$P \text{ (tf/eixo)} = 7,075$ (sem impacto)

$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,574$ (sem impacto)

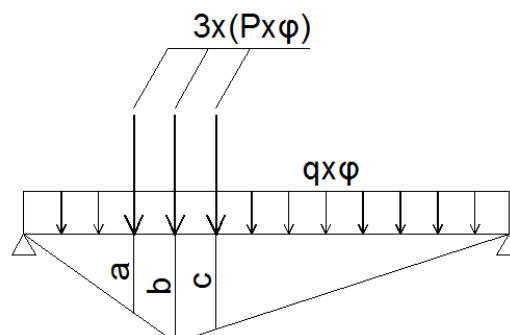
$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

$P \text{ (tf/eixo)} = 9,028$ (com CIV e CNF)

$q_{\text{total}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 2,008$ (com CIV e CNF)

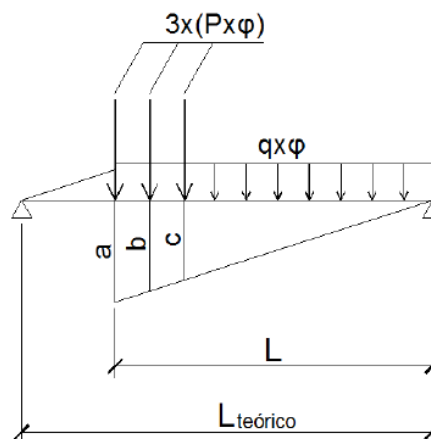


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	2,68	2,112	2,412	2,262	157,70
S2	5,36	3,688	4,288	3,988	223,39
S3	8,04	4,728	5,628	5,178	291,67
S4	10,72	5,532	6,432	5,832	333,73
S5	13,40	5,950	6,700	5,950	348,19
S6	16,08	5,532	6,432	5,832	333,73
S7	18,76	4,728	5,628	5,178	291,67
S8	21,44	3,688	4,288	3,988	223,39
S9	24,12	2,112	2,412	2,262	157,70
S10	26,80	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	26,80	1,000	0,944	0,888	65,59
S1	2,68	24,12	0,900	0,844	0,788	55,82
S2	5,36	21,44	0,800	0,744	0,688	37,37
S3	8,04	18,76	0,700	0,644	0,588	30,63
S4	10,72	16,08	0,600	0,544	0,488	24,42
S5	13,40	13,40	0,500	0,444	0,388	18,75
S6	16,08	10,72	0,400	0,344	0,288	13,62
S7	18,76	8,04	0,300	0,244	0,188	9,03
S8	21,44	5,36	0,200	0,144	0,088	4,98
S9	24,12	2,68	0,100	0,044	0,000	1,96
S10	26,80	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V1

	$V_{C.M.}$ (tf)	$M_{C.M.}$ (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	65,59	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	55,82	157,70	132,4	87,4	-303,7
S2	37,37	223,39	187,5	123,8	-430,1
S3	30,63	291,67	244,8	161,6	-561,6
S4	24,42	333,73	280,1	184,9	-642,6
S5	18,75	348,19	292,2	192,9	-670,5
S6	13,62	333,73	280,1	184,9	-642,6
S7	9,03	291,67	244,8	161,6	-561,6
S8	4,98	223,39	187,5	123,8	-430,1
S9	1,96	157,70	132,4	87,4	-303,7
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Trem-tipo para V2 (viga central)

$b_{\text{guarda corpo}}$ (m) = 0,000

b_{passeio} (m) = 0,000

$b_{\text{guarda-rodas}}$ (m) = 0,400

i = 0,040

L_{pista} (m) = 12,200

$L_{C.M.}$ (m) = 11,370

	X (m)	Y
a	6,770	0,471
b	6,770	0,471
c	6,370	0,455
d	5,870	0,435
e	3,870	0,355
f	-5,000	0,000
g	-5,830	-0,033
h	-6,230	-0,049
i	-6,230	-0,049

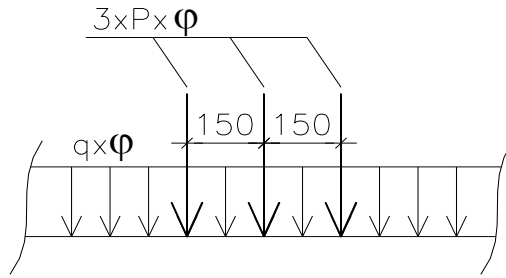
P (tf/eixo) = 4,738 (sem impacto)

$q_{\text{multidão}}$ (tf/m²) = 1,293 (sem impacto)

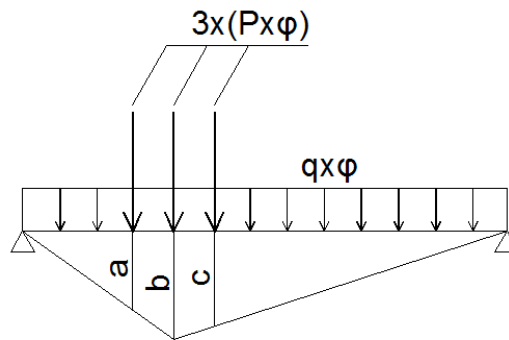
q_{passeio} (tf/m²) = 0,000

P (tf/eixo) = 6,045 (com CIV e CNF)

p (tf/m) = 1,650 (com CIV e CNF)

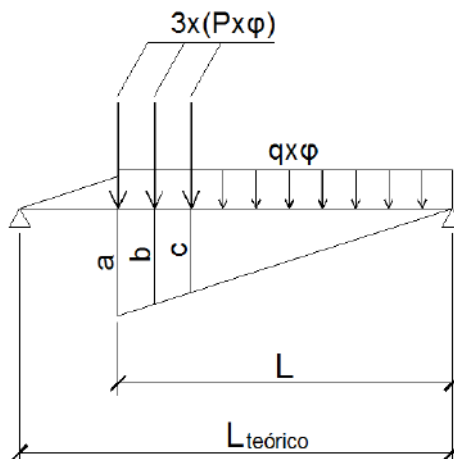


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	$M_{C.M.}$ (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	2,68	2,112	2,412	2,262	117,93
S2	5,36	3,688	4,288	3,988	167,11
S3	8,04	4,728	5,628	5,178	218,32
S4	10,72	5,532	6,432	5,832	249,76
S5	13,40	5,950	6,700	5,950	260,55
S6	16,08	5,532	6,432	5,832	249,76
S7	18,76	4,728	5,628	5,178	218,32
S8	21,44	3,688	4,288	3,988	167,11
S9	24,12	2,112	2,412	2,262	117,93
S10	26,80	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	26,80	1,000	0,944	0,888	49,03
S1	2,68	24,12	0,900	0,844	0,788	41,52
S2	5,36	21,44	0,800	0,744	0,688	27,64
S3	8,04	18,76	0,700	0,644	0,588	22,51
S4	10,72	16,08	0,600	0,544	0,488	17,82
S5	13,40	13,40	0,500	0,444	0,388	13,58
S6	16,08	10,72	0,400	0,344	0,288	9,78
S7	18,76	8,04	0,300	0,244	0,188	6,42
S8	21,44	5,36	0,200	0,144	0,088	3,50
S9	24,12	2,68	0,100	0,044	0,000	1,36
S10	26,80	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V2

	V _{C.M.} (tf)	M _{C.M.} (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	49,03	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	41,52	117,93	112,3	76,8	-231,5
S2	27,64	167,11	159,2	108,9	-328,1
S3	22,51	218,32	207,9	142,3	-428,6
S4	17,82	249,76	237,9	162,8	-490,4
S5	13,58	260,55	248,1	169,8	-511,5
S6	9,78	249,76	237,9	162,8	-490,4
S7	6,42	218,32	207,9	142,3	-428,6
S8	3,50	167,11	159,2	108,9	-328,1
S9	1,36	117,93	112,3	76,8	-231,5
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Cálculo da Protensão

Módulo de elasticidade do cabo \longrightarrow E_p (MPa) = 200.000
 E_p (kgf/cm²) = 2.000.000

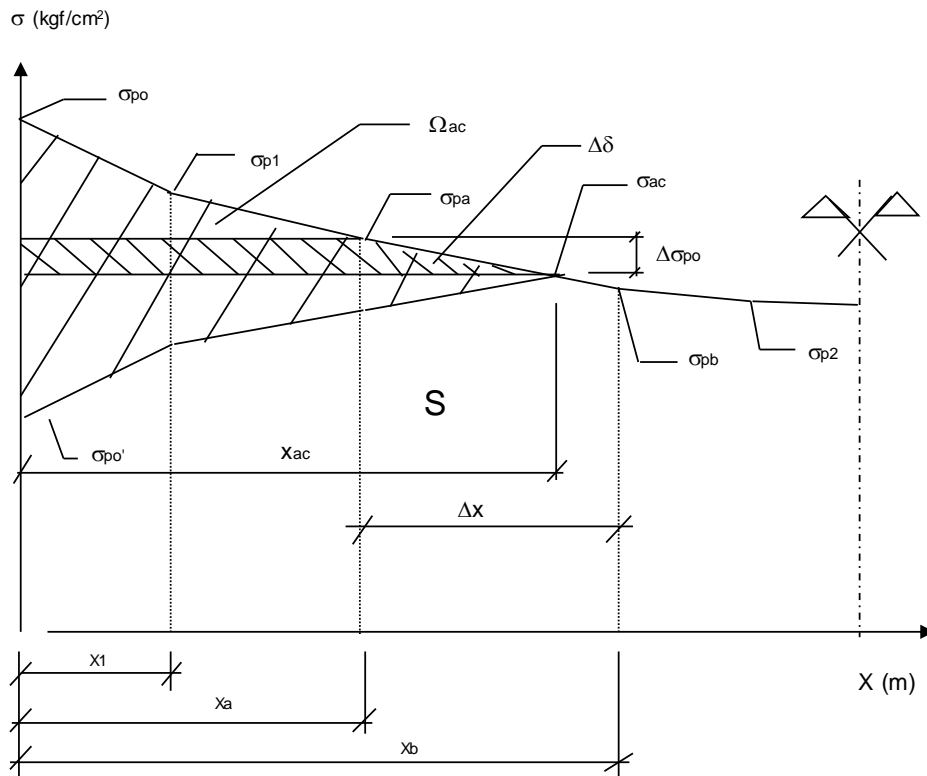
Tensão inicial no cabo:

$$\begin{array}{l} \text{Pós-Tensão - } \sigma_{p0} \leq \left\{ \begin{array}{l} -0,74 * f_{ptk} = 14060 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,82 * f_{pk} = 14022 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{array} \right. \\ \\ \text{Pré-Tensão - } \sigma_{p0} \leq \left\{ \begin{array}{l} -0,77 * f_{ptk} = 14630 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,85 * f_{pk} = 14535 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{array} \right. \end{array}$$

onde: f_{ptk} (kg/cm²) = 19.000
 f_{pyk} (kgf/cm²) = 17.100

Cabo	Etapa	Sistema
C1	1	Viga isolada
C2	1	Viga isolada
C3	1	Viga isolada
C4	2	Viga isolada
C5	2	Viga isolada
C6		-
C7		-
C8		-
C9		-

Cálculo das perdas imediatas de protensão



A tensão após as perdas por atrito é dada por:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} * e^{-\mu(\alpha + k * x)}$$

- onde:
- $\sigma_{p0}(x)$ é a tensão no cabo após perdas por atrito numa seção situada à uma distância (x) da ancoragem do cabo.
 - (x) é a distância entre a ancoragem e a seção da viga onde está sendo calculada a tensão $\sigma_{p0}(x)$.
 - μ é o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha. Adota-se $\mu = 0,20$.
 - K é o desvio angular por unidade de comprimento. Adota-se $K = 0,01 \text{ rad/m}$.
 - α é variação angular entre a ancoragem e a seção em (x).

Cabo C1

Unidade de protensão → 6 ø15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad (\text{reco da ancoragem})$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	27,10	1,700	8,000		16,00	1,000	14022
S1	2,910	24,19	1,291	8,000	0,00	16,00	0,994	13941
S2	5,570	21,53	0,921	7,400	0,60	15,40	0,987	13838
S3	8,230	18,87	0,636	4,800	3,20	12,80	0,973	13640
S4	10,890	16,21	0,469	2,300	5,70	10,30	0,959	13450
S5	13,550	13,55	0,420	0,000	8,00	8,00	0,946	13271
S6	16,210	10,89	0,469	-2,300	10,30	5,70	0,959	13450
S7	18,870	8,23	0,636	-4,800	12,80	3,20	0,973	13640
S8	21,530	5,57	0,921	-7,400	15,40	0,60	0,987	13838
S9	24,190	2,91	1,291	-8,000	16,00	0,00	0,994	13941
S10	27,100	0,00	1,700	-8,000	16,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 93 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

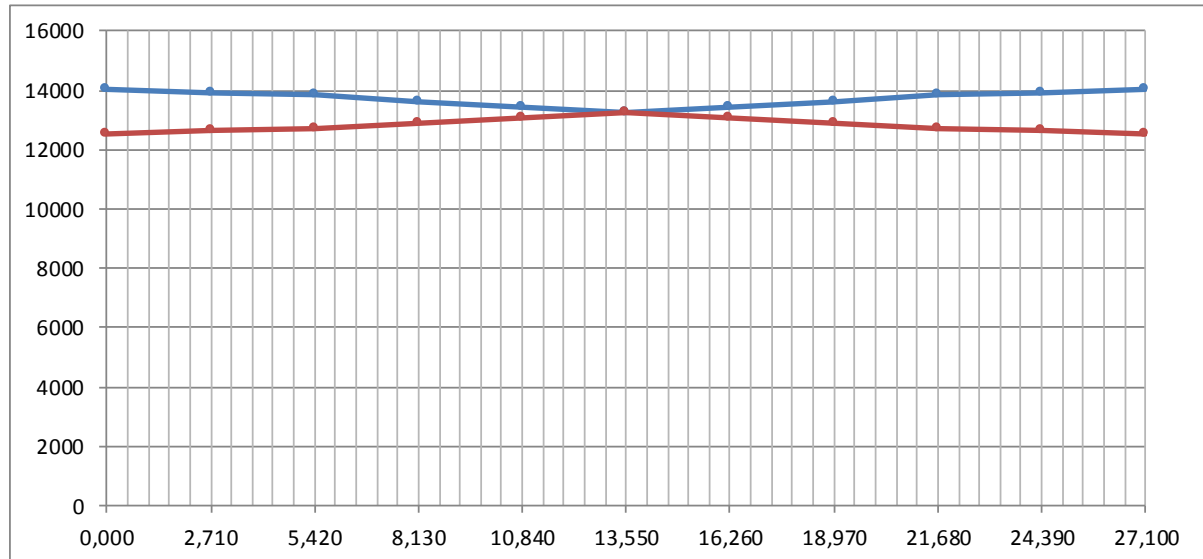
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 93 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por reco da ancoragem

Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0
S1	12622	106,0	1,019	0,272	105,0	-14,8	28,6
S2	12716	106,8	1,019	-0,098	105,9	-13,8	-10,4
S3	12901	108,4	1,019	-0,384	108,0	-9,1	-41,4
S4	13083	109,9	1,019	-0,550	109,8	-4,4	-60,4
S5	13247	111,3	1,019	-0,599	111,3	0,0	-66,7
S6	13083	109,9	1,019	-0,550	109,8	4,4	-60,4
S7	12901	108,4	1,019	-0,384	108,0	9,1	-41,4
S8	12716	106,8	1,019	-0,098	105,9	13,8	-10,4
S9	12622	106,0	1,019	0,272	105,0	14,8	28,6
S10	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Cabo C2

Unidade de protensão → 6 ø15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

σ_{p0} (kgf/cm²) = 14.022

k (rad/m) = 0,01

A_{sp} (cm²) = 8,4

μ = 0,20

δ (mm) = 6,0 (recuo da ancoragem)

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (X)
S0	0,000	27,10	1,350	6,500		13,00	1,000	14022
S1	2,910	24,19	1,019	6,500	0,00	13,00	0,994	13941
S2	5,570	21,53	0,716	6,500	0,00	13,00	0,989	13867
S3	8,230	18,87	0,452	4,500	2,00	11,00	0,977	13697
S4	10,890	16,21	0,304	1,900	4,60	8,40	0,963	13501
S5	13,550	13,55	0,270	0,000	6,50	6,50	0,951	13341
S6	16,210	10,89	0,304	-1,900	8,40	4,60	0,963	13501
S7	18,870	8,23	0,452	-4,500	11,00	2,00	0,977	13697
S8	21,530	5,57	0,716	-6,500	13,00	0,00	0,989	13867
S9	24,190	2,91	1,019	-6,500	13,00	0,00	0,994	13941
S10	27,100	0,00	1,350	-6,500	13,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 93 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

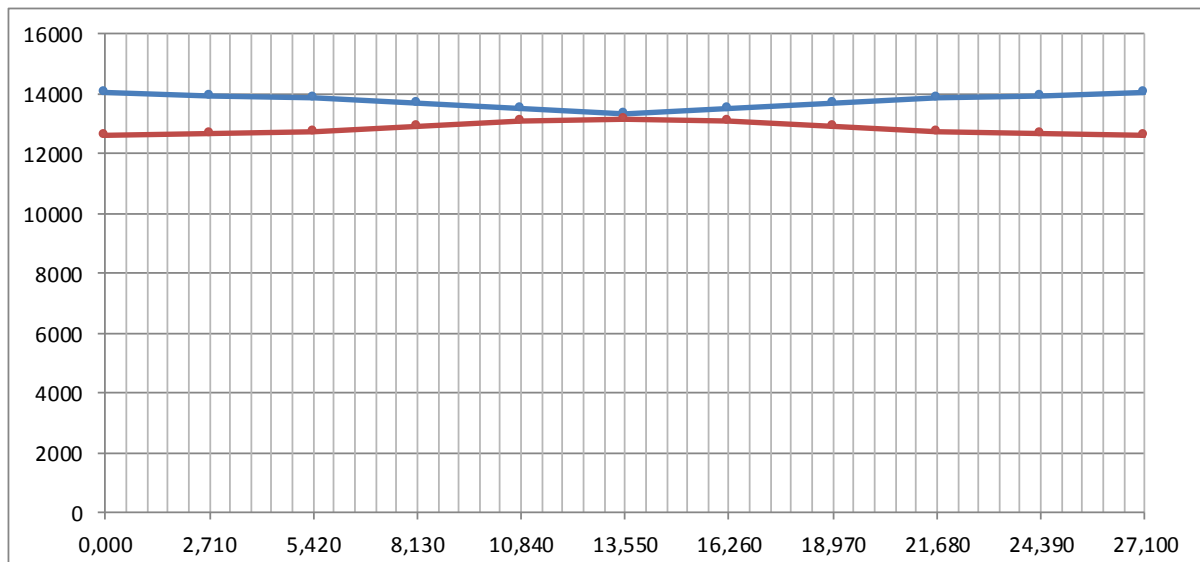
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 93 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,310	0,0	0,0	0,0
S1	12683	106,5	1,019	0,000	105,9	-12,1	0,0
S2	12752	107,1	1,019	-0,303	106,4	-12,1	-32,2
S3	12910	108,4	1,019	-0,568	108,1	-8,5	-61,4
S4	13099	110,0	1,019	-0,716	110,0	-3,6	-78,7
S5	13176	110,7	1,019	-0,749	110,7	0,0	-82,9
S6	13099	110,0	1,019	-0,716	110,0	3,6	-78,7
S7	12910	108,4	1,019	-0,568	108,1	8,5	-61,4
S8	12752	107,1	1,019	-0,303	106,4	12,1	-32,2
S9	12683	106,5	1,019	0,000	105,9	12,1	0,0
S10	0	0,0	1,040	0,310	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C3

Unidade de protensão → 6 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022 \quad k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4 \quad \mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(recoo da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	27,10	1,000	5,000		10,00	1,000	14022
S1	2,910	24,19	0,746	5,00	0,00	10,00	0,994	13941
S2	5,570	21,53	0,513	5,00	0,00	10,00	0,989	13867
S3	8,230	18,87	0,286	4,30	0,70	9,30	0,981	13759
S4	10,890	16,21	0,147	1,70	3,30	6,70	0,967	13563
S5	13,550	13,55	0,120	0,00	5,00	5,00	0,956	13411
S6	16,210	10,89	0,147	-1,70	6,70	3,30	0,967	13563
S7	18,870	8,23	0,286	-4,30	9,30	0,70	0,981	13759
S8	21,530	5,57	0,513	-5,00	10,00	0,00	0,989	13867
S9	24,190	2,91	0,746	-5,00	10,00	0,00	0,994	13941
S10	27,100	0,00	1,000	-5,00	10,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 93 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem esquerda)*}$$

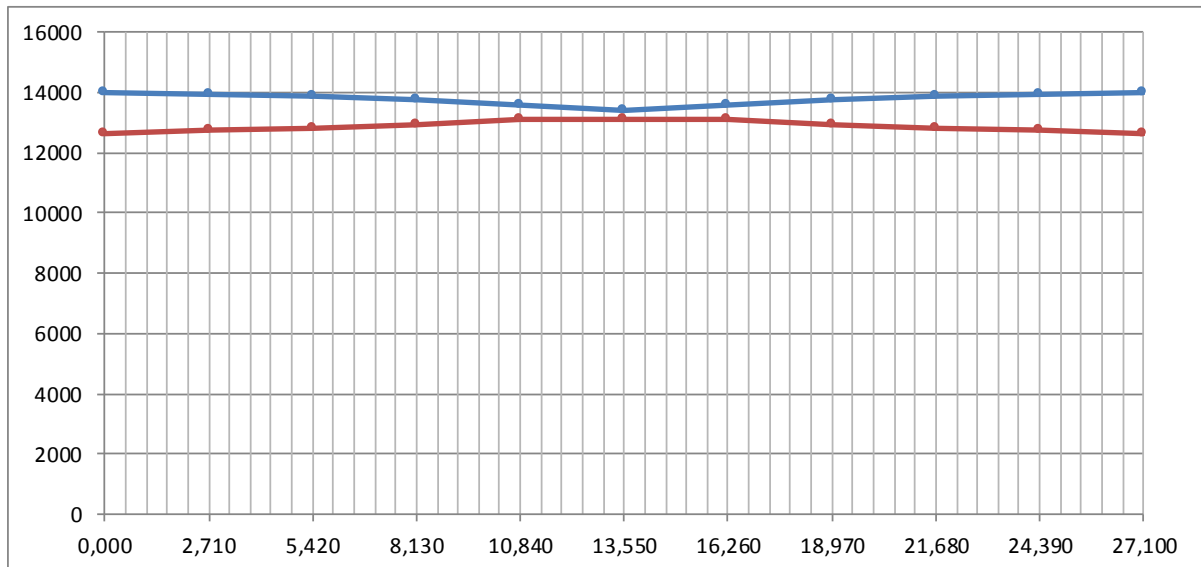
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 93 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem direita)*}$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recoo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0
S1	12740	107,0	1,019	-0,273	106,6	-9,3	-29,1
S2	12809	107,6	1,019	-0,506	107,2	-9,4	-54,2
S3	12910	108,4	1,019	-0,733	108,1	-8,1	-79,3
S4	13100	110,0	1,019	-0,872	110,0	-3,3	-95,9
S5	13096	110,0	1,019	-0,899	110,0	0,0	-98,9
S6	13100	110,0	1,019	-0,872	110,0	3,3	-95,9
S7	12910	108,4	1,019	-0,733	108,1	8,1	-79,3
S8	12809	107,6	1,019	-0,506	107,2	9,4	-54,2
S9	12740	107,0	1,019	-0,273	106,6	9,3	-29,1
S10	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0

A perda por recoo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Cabo C4

Unidade de protensão → 6 ø15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

σ_{p0} (kgf/cm²) = 14.022

k (rad/m) = 0,01

A_{sp} (cm²) = 8,4

μ = 0,20

δ (mm) = 6,0 (recuo da ancoragem)

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	27,10	0,650	3,500		7,00	1,000	14022
S1	2,910	24,19	0,472	3,50	0,00	7,00	0,994	13941
S2	5,570	21,53	0,310	3,50	0,00	7,00	0,989	13867
S3	8,230	18,87	0,159	2,30	1,20	5,80	0,980	13735
S4	10,890	16,21	0,120	0,00	3,50	3,50	0,967	13553
S5	13,550	13,55	0,120	0,00	3,50	3,50	0,961	13481
S6	16,210	10,89	0,120	0,00	3,50	3,50	0,967	13553
S7	18,870	8,23	0,159	-2,30	5,80	1,20	0,980	13735
S8	21,530	5,57	0,310	-3,50	7,00	0,00	0,989	13867
S9	24,190	2,91	0,472	-3,50	7,00	0,00	0,994	13941
S10	27,100	0,00	0,650	-3,50	7,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 93 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

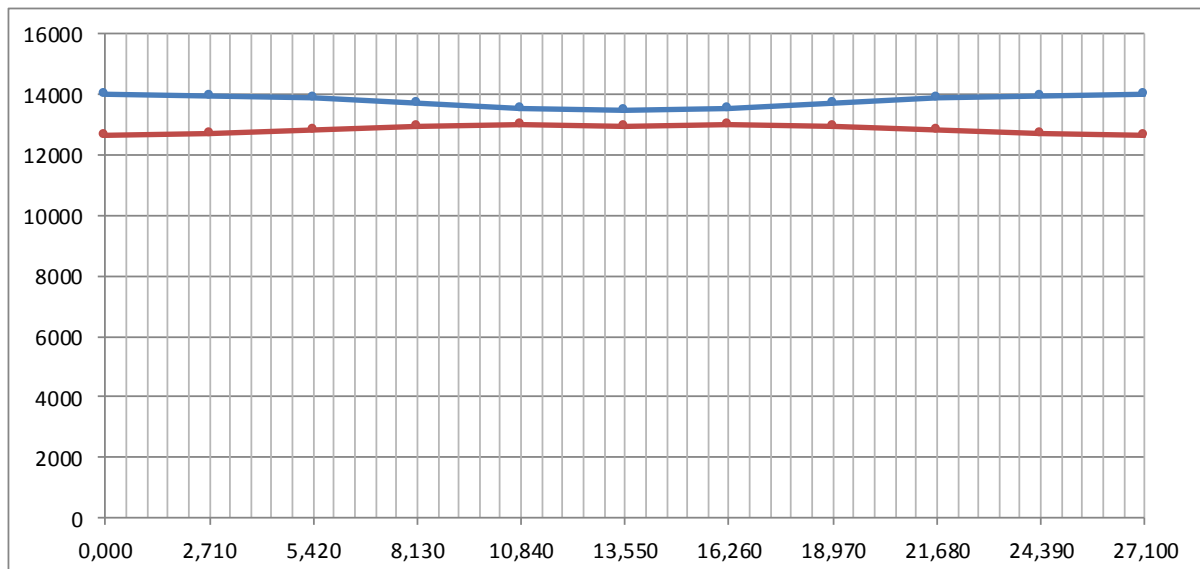
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 93 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,390	0,0	0,0	0,0
S1	12736	107,0	1,019	-0,547	106,8	-6,5	-58,4
S2	12805	107,6	1,019	-0,709	107,4	-6,6	-76,2
S3	12931	108,6	1,019	-0,860	108,5	-4,4	-93,4
S4	12991	109,1	1,019	-0,899	109,1	0,0	-98,1
S5	12919	108,5	1,019	-0,899	108,5	0,0	-97,6
S6	12991	109,1	1,019	-0,899	109,1	0,0	-98,1
S7	12931	108,6	1,019	-0,860	108,5	4,4	-93,4
S8	12805	107,6	1,019	-0,709	107,4	6,6	-76,2
S9	12736	107,0	1,019	-0,547	106,8	6,5	-58,4
S10	0	0,0	1,040	-0,390	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C5

Unidade de protensão → 6 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022 \quad k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 8,4 \quad \mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(recuo da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	27,10	0,300	2,000		4,00	1,000	14022
S1	2,910	24,19	0,199	2,00	0,00	4,00	0,994	13941
S2	5,570	21,53	0,121	0,40	1,60	2,40	0,983	13789
S3	8,230	18,87	0,120	0,00	2,00	2,00	0,977	13697
S4	10,890	16,21	0,120	0,00	2,00	2,00	0,972	13624
S5	13,550	13,55	0,120	0,00	2,00	2,00	0,966	13552
S6	16,210	10,89	0,120	0,00	2,00	2,00	0,972	13624
S7	18,870	8,23	0,120	0,00	2,00	2,00	0,977	13697
S8	21,530	5,57	0,121	-0,40	2,40	1,60	0,983	13789
S9	24,190	2,91	0,199	-2,00	4,00	0,00	0,994	13941
S10	27,100	0,00	0,300	-2,00	4,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 93 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem esquerda)*}$$

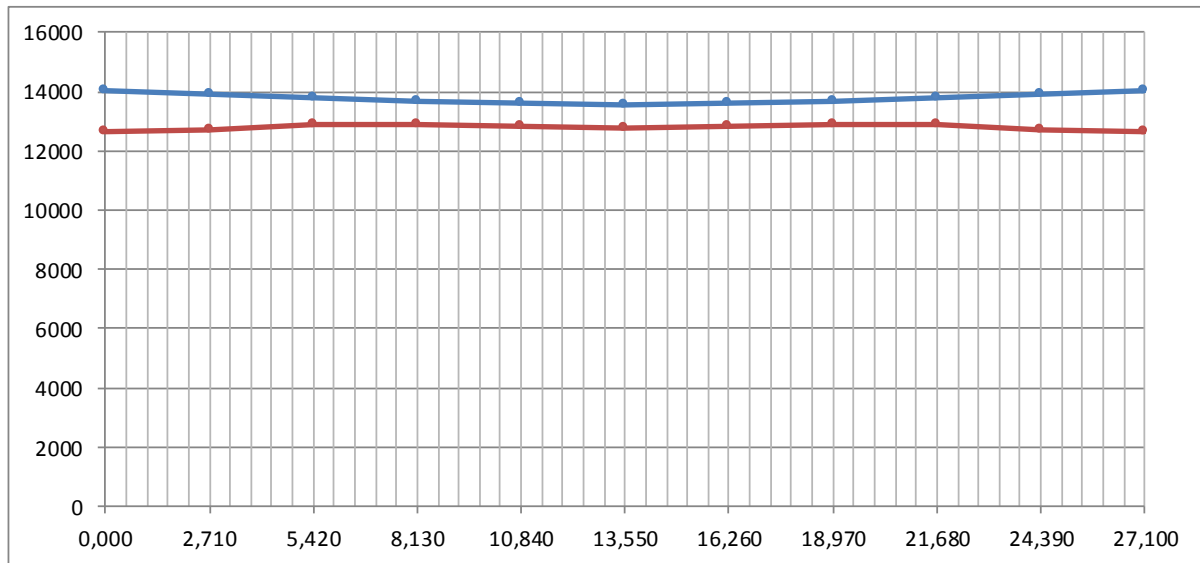
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 93 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem direita)*}$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0
S1	12728	106,9	1,019	-0,821	106,8	-3,7	-87,7
S2	12872	108,1	1,019	-0,898	108,1	-0,8	-97,1
S3	12890	108,3	1,019	-0,899	108,3	0,0	-97,4
S4	12818	107,7	1,019	-0,899	107,7	0,0	-96,8
S5	12746	107,1	1,019	-0,899	107,1	0,0	-96,3
S6	12818	107,7	1,019	-0,899	107,7	0,0	-96,8
S7	12890	108,3	1,019	-0,899	108,3	0,0	-97,4
S8	12872	108,1	1,019	-0,898	108,1	0,8	-97,1
S9	12728	106,9	1,019	-0,821	106,8	3,7	-87,7
S10	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Perda por encurtamento imediato do concreto

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$s = 0,38$$

1ª etapa de protensão

$$\alpha_E = 1,0$$

$$t_0 \text{ (dias)} = 3$$

$$\beta_s(t_0) = 0,458$$

$$f_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 18,3$$

$$n_{cabos} = 3$$

$$\alpha = 8,34$$

$$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 23.968,7$$

Seção	ΣN_{prot} (tf)	ΣM_{prot} (tf.m)	$e_{média}$ (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp}$ (tf/m ²)	$\Delta \epsilon_{cp}$ ($\times 10^{-4}$)	$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)
S0	0,0	0,0	0,103	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	317,5	-0,6	0,000	0,731	0,376	434,3	0,604	120,8
S2	319,5	-96,8	-0,101	0,731	0,376	463,1	0,644	128,8
S3	324,2	-182,1	-0,187	0,731	0,376	534,2	0,743	148,6
S4	329,8	-235,0	-0,238	0,731	0,376	599,7	0,834	166,8
S5	332,0	-248,5	-0,250	0,731	0,376	619,2	0,861	172,2
S6	329,8	-235,0	-0,238	0,731	0,376	599,7	0,834	166,8
S7	324,2	-182,1	-0,187	0,731	0,376	534,2	0,743	148,6
S8	319,5	-96,8	-0,101	0,731	0,376	463,1	0,644	128,8
S9	317,5	-0,6	0,000	0,731	0,376	434,3	0,604	120,8
S10	0,0	0,0	0,103	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

2ª etapa de protensão

$$t_0 \text{ (dias)} = 15$$

$$\beta_s (t_0) = 0,870$$

$$f_{cj,t0} \text{ (MPa)} = 34,8$$

$$n_{cabos} = 2$$

$$E_{c,t0} \text{ (MPa)} = 33.036,6$$

Seção	$\Sigma N_{prot} \text{ (tf)}$	$\Sigma M_{prot} \text{ (tf.m)}$	$e_{média} \text{ (m)}$	$A \text{ (m}^2\text{)}$	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_{c,cgp} \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\Delta \varepsilon_{cp} \text{ (}\times 10^{-4}\text{)}$	$\Delta \sigma_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
S0	0,0	0,0	-0,126	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	213,6	-146,1	-0,152	0,731	0,376	351,3	0,354	70,9
S2	215,5	-173,3	-0,179	0,731	0,376	377,2	0,381	76,1
S3	216,8	-190,7	-0,195	0,731	0,376	395,8	0,399	79,9
S4	216,8	-194,9	-0,200	0,731	0,376	400,2	0,404	80,8
S5	215,6	-193,8	-0,200	0,731	0,376	398,0	0,402	80,3
S6	216,8	-194,9	-0,200	0,731	0,376	400,2	0,404	80,8
S7	216,8	-190,7	-0,195	0,731	0,376	395,8	0,399	79,9
S8	215,5	-173,3	-0,179	0,731	0,376	377,2	0,381	76,1
S9	213,6	-146,1	-0,152	0,731	0,376	351,3	0,354	70,9
S10	0,0	0,0	-0,126	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

Onde:

s = coeficiente que depende do tipo de cimento

t_0 = idade de aplicação da protensão

$$\beta_s = e^{s \times (1 - \sqrt{28/t_0})} \quad f_{cj} = \beta_s \times f_{ck} \quad E_c = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{cj}}$$

$$\Delta \varepsilon_{cp} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{\sigma_{c,cgp}}{E_{c,t0}} \quad \Delta \sigma_p = \frac{\Delta \varepsilon_{cp}}{E_p}$$

	Seção	Fase 1	Fase 2	Fase 3
$\Delta \sigma_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	S0	0,0	0,0	0,0
	S1	191,7	70,9	0,0
	S2	204,9	76,1	0,0
	S3	228,5	79,9	0,0
	S4	247,6	80,8	0,0
	S5	252,6	80,3	0,0
	S6	247,6	80,8	0,0
	S7	228,5	79,9	0,0
	S8	204,9	76,1	0,0
	S9	191,7	70,9	0,0
S10	0,0	0,0	0,0	

Tensões nos cabos e solicitações devido à protensão após as perdas imediatas

C1

Seção	σ_p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12430	104,4	103,4	-14,5	28,2	11,4%
S2	12511	105,1	104,2	-13,5	-10,2	10,8%
S3	12672	106,4	106,1	-8,9	-40,7	9,6%
S4	12836	107,8	107,7	-4,3	-59,3	8,5%
S5	12995	109,2	109,2	0,0	-65,4	7,3%
S6	12836	107,8	107,7	4,3	-59,3	8,5%
S7	12672	106,4	106,1	8,9	-40,7	9,6%
S8	12511	105,1	104,2	13,5	-10,2	10,8%
S9	12430	104,4	103,4	14,5	28,2	11,4%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C2

Seção	σ_p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12492	104,9	104,3	-11,9	0,0	10,9%
S2	12547	105,4	104,7	-11,9	-31,7	10,5%
S3	12682	106,5	106,2	-8,4	-60,3	9,6%
S4	12851	108,0	107,9	-3,6	-77,2	8,3%
S5	12923	108,6	108,6	0,0	-81,3	7,8%
S6	12851	108,0	107,9	3,6	-77,2	8,3%
S7	12682	106,5	106,2	8,4	-60,3	9,6%
S8	12547	105,4	104,7	11,9	-31,7	10,5%
S9	12492	104,9	104,3	11,9	0,0	10,9%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C3

Seção	σ_p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12548	105,4	105,0	-9,2	-28,7	10,5%
S2	12604	105,9	105,5	-9,2	-53,4	10,1%
S3	12682	106,5	106,2	-8,0	-77,9	9,6%
S4	12852	108,0	107,9	-3,2	-94,1	8,3%
S5	12843	107,9	107,9	0,0	-97,0	8,4%
S6	12852	108,0	107,9	3,2	-94,1	8,3%
S7	12682	106,5	106,2	8,0	-77,9	9,6%
S8	12604	105,9	105,5	9,2	-53,4	10,1%
S9	12548	105,4	105,0	9,2	-28,7	10,5%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C4

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12665	106,4	106,2	-6,5	-58,1	9,7%
S2	12729	106,9	106,7	-6,5	-75,7	9,2%
S3	12851	107,9	107,9	-4,3	-92,8	8,4%
S4	12910	108,4	108,4	0,0	-97,5	7,9%
S5	12839	107,8	107,8	0,0	-97,0	8,4%
S6	12910	108,4	108,4	0,0	-97,5	7,9%
S7	12851	107,9	107,9	4,3	-92,8	8,4%
S8	12729	106,9	106,7	6,5	-75,7	9,2%
S9	12665	106,4	106,2	6,5	-58,1	9,7%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C5

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12657	106,3	106,3	-3,7	-87,2	9,7%
S2	12796	107,5	107,5	-0,8	-96,5	8,7%
S3	12810	107,6	107,6	0,0	-96,7	8,6%
S4	12738	107,0	107,0	0,0	-96,2	9,2%
S5	12666	106,4	106,4	0,0	-95,7	9,7%
S6	12738	107,0	107,0	0,0	-96,2	9,2%
S7	12810	107,6	107,6	0,0	-96,7	8,6%
S8	12796	107,5	107,5	0,8	-96,5	8,7%
S9	12657	106,3	106,3	3,7	-87,2	9,7%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

Resumo das solicitações e tensões nas fibras extremas do concreto devido à protensão após as perdas imediatas

1ª etapa de protensão

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	312,7	-35,6	-0,6	0,0	426,2	429,3
S2	314,4	-34,7	-95,3	0,0	181,3	688,5
S3	318,5	-25,3	-178,8	0,0	-31,2	920,7
S4	323,5	-11,1	-230,6	0,0	-159,3	1067,9
S5	325,6	0,0	-243,7	0,0	-190,8	1106,4
S6	323,5	11,1	-230,6	0,0	-159,3	1067,9
S7	318,5	25,3	-178,8	0,0	-31,2	920,7
S8	314,4	34,7	-95,3	0,0	181,3	688,5
S9	312,7	35,6	-0,6	0,0	426,2	429,3
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2ª etapa de protensão

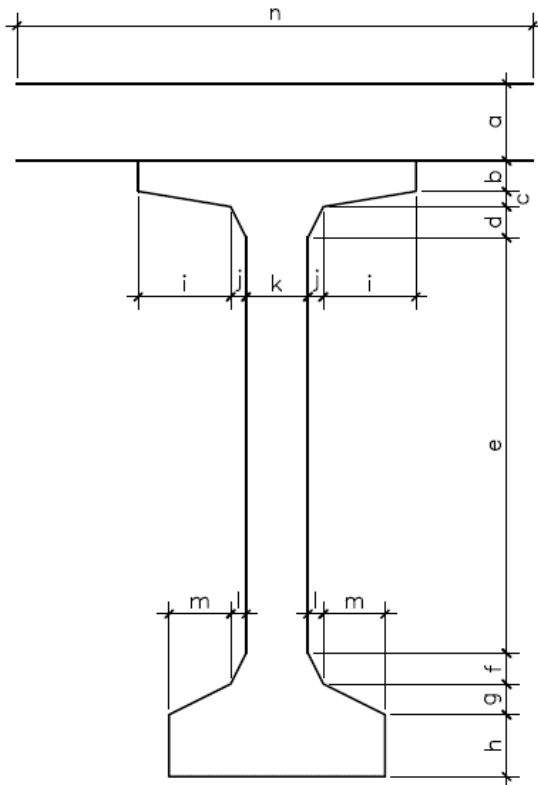
Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	212,4	-10,2	-145,3	0,0	-88,6	684,6
S2	214,2	-7,3	-172,2	0,0	-156,6	760,2
S3	215,5	-4,3	-189,5	0,0	-200,0	808,8
S4	215,4	0,0	-193,7	0,0	-210,9	820,1
S5	214,2	0,0	-192,6	0,0	-209,8	815,5
S6	215,4	0,0	-193,7	0,0	-210,9	820,1
S7	215,5	4,3	-189,5	0,0	-200,0	808,8
S8	214,2	7,3	-172,2	0,0	-156,6	760,2
S9	212,4	10,2	-145,3	0,0	-88,6	684,6
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Cálculo das perdas lentas de protensão

$U (\%) = 80$ (umidade relativa do ar)

$$\gamma = 2,22 \quad \gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \times U)}$$

Cálculo da espessura fictícia



Seção	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
S0	0,000	0,050	0,050	0,050
S1	0,000	0,050	0,050	0,100
S2	0,000	0,050	0,050	0,100
S3	0,000	0,050	0,050	0,100
S4	0,000	0,050	0,050	0,100
S5	0,000	0,050	0,050	0,100
S6	0,000	0,050	0,050	0,100
S7	0,000	0,050	0,050	0,100
S8	0,000	0,050	0,050	0,100
S9	0,000	0,050	0,050	0,100
S10	0,000	0,050	0,050	0,050

Seção	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)	k (m)	l (m)	m (m)	n (m)
S0	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200
S1	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S2	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S3	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S4	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S5	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S6	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S7	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S8	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S9	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S10	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200

Seção	P _{ext} (m)	P _{int} (m)	u (m)	A (m ²)	h _{fic} (m)
S0	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030
S1	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S2	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S3	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S4	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S5	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S6	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S7	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S8	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S9	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S10	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030

Onde,

P_{ext} - é o perímetro externo da seção

P_{int} - é o perímetro interno da seção

u - é o perímetro da seção em contato com o ar, dado por: P_{ext} + P_{int}/2

A - é a área da seção transversal

h_{fic} - é a espessura fictícia, dada por: $\gamma \times 2 \times A / u$

Cálculo da idade corrigida

$$t_* = \frac{\alpha}{30} \times \sum_{t=0}^t [(T_i + 10) \times \Delta t_i]$$

$\alpha = 1$ (fluência) $T_i (^\circ) = 25$

Δt_i (dias) = 7,8 (média ponderada das idades de protensão)

t_{0*} (dias) = 9,1 (fluência)

t_{0*} (dias) = 9,1 (retração)

$t_{\infty*}$ (dias) = ∞

Fluência

a deformação por fluência é dada por:

$$\varepsilon_{c,c}(t_2;t_0) = \frac{\sigma_{c,t_0}}{E_{c,28}} \times \varphi(t_2;t_0)$$

onde:

$$\varphi_{(t_1;t_0)} = \varphi_{d\infty} \times \beta_d + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t_{1*}) - \beta_f(t_{0*})] + \varphi_a$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\beta_d = \frac{t_{1*} - t_{0*} + 20}{t_{1*} - t_{0*} + 70}$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \times U \quad \varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}(cm)}{20 + h_{fic}(cm)}$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \times t + B}{t^2 + C \times t + D} \quad \text{com} \quad \begin{cases} A = 42 \times h_{fic}^3 - 350 \times h_{fic}^2 + 588 \times h_{fic} + 113 \\ B = 768 \times h_{fic}^3 - 3060 \times h_{fic}^2 + 3234 \times h_{fic} - 23 \\ C = -200 \times h_{fic}^3 + 13 \times h_{fic}^2 + 1090 \times h_{fic} + 183 \\ D = 7579 \times h_{fic}^3 - 31916 \times h_{fic}^2 + 35343 \times h_{fic} + 1931 \end{cases}$$

$$\varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{9 \times t_{0*} \times (t_{0*} + 42)}{(9 \times t_{0*} + 40) \times (t_{0*} + 61)} \right]$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\varphi_a = 0,408$$

$$\varphi_{1c} = 1,7$$

$$\varphi_{f\infty} = 1,0$$

$$\beta_d = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	φ_{2c}	φ_{∞}	$\beta_{f(t)}$	$\varphi_{(\infty,t)}$
S0	1,030	1,179	1,945	0,200	2,365
S1	0,469	1,329	2,193	0,209	2,544
S2	0,469	1,329	2,193	0,209	2,544
S3	0,412	1,360	2,243	0,210	2,580
S4	0,469	1,329	2,193	0,209	2,544
S5	0,469	1,329	2,193	0,209	2,544
S6	0,469	1,329	2,193	0,209	2,544
S7	0,412	1,360	2,243	0,210	2,580
S8	0,469	1,329	2,193	0,209	2,544
S9	0,469	1,329	2,193	0,209	2,544
S10	1,030	1,179	1,945	0,200	2,365

Retração do concreto

a deformação por retração é dada por:

$$\varepsilon_{cs,(t_1;t_0)} = \varepsilon_{cs,(t_{00})} \times [\beta_s(t_{1*}) - \beta_s(t_{0*})]$$

onde:

$$\varepsilon_{cs,(t_{\infty})} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$$

$$\varepsilon_{1s} = - \left(6,16 + \frac{U}{484} - \frac{U^2}{1590} \right) \times 10^4$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fic}}{20,8 + 3 \times h_{fic}}$$

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \times \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \times \left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

$$\text{com} \begin{cases} A = 40 \\ B = 116 \times h_{fic}^3 - 282 \times h_{fic}^2 + 220 \times h_{fic} - 4,8 \\ C = 2,5 \times h_{fic}^3 - 8,8 \times h_{fic} + 40,7 \\ D = -75 \times h_{fic}^3 + 585 \times h_{fic}^2 + 496 \times h_{fic} - 6,8 \\ E = -169 \times h_{fic}^4 + 88 \times h_{fic}^3 + 584 \times h_{fic}^2 - 39 \times h_{fic} + 0,8 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{1s} \times 10^4 = 2,3$$

$$\beta_{s_{\infty}} = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	ε_{2s}	$\beta_{s(t_0^*)}$	$\varepsilon_{cs,(t_{\infty})} \times 10^4$	$\varepsilon_{cs,(t_{\infty},t_0)} \times 10^4$
S0	1,030	1,468	0,008	3,376	3,348
S1	0,469	1,528	0,033	3,515	3,400
S2	0,469	1,528	0,033	3,515	3,400
S3	0,412	1,535	0,040	3,531	3,388
S4	0,469	1,528	0,033	3,515	3,400
S5	0,469	1,528	0,033	3,515	3,400
S6	0,469	1,528	0,033	3,515	3,400
S7	0,412	1,535	0,040	3,531	3,388
S8	0,469	1,528	0,033	3,515	3,400
S9	0,469	1,528	0,033	3,515	3,400
S10	1,030	1,468	0,008	3,376	3,348

Relaxação do aço

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$E_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 354.175$$

$$f_{ptk} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 19.000$$

$$\alpha_p = 5,647$$

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente

Seção	M_{g1+g2} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,519	-1,040	0,0
S1	116,22	0,376	-0,274	-84,7
S2	205,81	0,376	-0,503	-275,4
S3	269,81	0,376	-0,689	-494,5
S4	308,21	0,376	-0,787	-645,7
S5	321,00	0,376	-0,809	-691,2
S6	308,21	0,376	-0,787	-645,7
S7	269,81	0,376	-0,689	-494,5
S8	205,81	0,376	-0,503	-275,4
S9	116,22	0,376	-0,274	-84,7
S10	0,00	0,519	-1,040	0,0

Seção	M_{g3} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	1,067	-1,386	0,0
S1	36,20	0,807	-0,808	-36,3
S2	64,36	0,807	-1,037	-82,7
S3	84,48	0,807	-1,223	-128,1
S4	96,55	0,807	-1,321	-158,1
S5	100,57	0,807	-1,343	-167,5
S6	96,55	0,807	-1,321	-158,1
S7	84,48	0,807	-1,223	-128,1
S8	64,36	0,807	-1,037	-82,7
S9	36,20	0,807	-0,808	-36,3
S10	0,00	1,067	-1,386	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à protensão

1ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp,p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	312,7	-0,6	-0,274	0,731	0,376	428,1
S2	314,4	-95,3	-0,503	0,731	0,376	557,6
S3	318,5	-178,8	-0,689	0,731	0,376	763,5
S4	323,5	-230,6	-0,787	0,731	0,376	925,6
S5	325,6	-243,7	-0,809	0,731	0,376	970,2
S6	323,5	-230,6	-0,787	0,731	0,376	925,6
S7	318,5	-178,8	-0,689	0,731	0,376	763,5
S8	314,4	-95,3	-0,503	0,731	0,376	557,6
S9	312,7	-0,6	-0,274	0,731	0,376	428,1
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

2ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c, cgp, p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	212,4	-145,3	-0,274	0,731	0,376	396,5
S2	214,2	-172,2	-0,503	0,731	0,376	523,6
S3	215,5	-189,5	-0,689	0,731	0,376	642,1
S4	215,4	-193,7	-0,787	0,731	0,376	700,5
S5	214,2	-192,6	-0,809	0,731	0,376	707,9
S6	215,4	-193,7	-0,787	0,731	0,376	700,5
S7	215,5	-189,5	-0,689	0,731	0,376	642,1
S8	214,2	-172,2	-0,503	0,731	0,376	523,6
S9	212,4	-145,3	-0,274	0,731	0,376	396,5
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

Seção	$\sigma_{c, cgp, p}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	824,6
S2	1081,2
S3	1405,6
S4	1626,1
S5	1678,1
S6	1626,1
S7	1405,6
S8	1081,2
S9	824,6
S10	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente + protensão

Seção	$\sigma_{c, cgp, p+g}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	703,7
S2	723,0
S3	783,1
S4	822,3
S5	819,4
S6	822,3
S7	783,1
S8	723,0
S9	703,7
S10	0,0

Cálculo do coeficiente de fluência do aço

$$\chi(t,t_0) = -\ln(1 - \psi(t,t_0))$$

onde:

$$\psi(t^\infty, t_0) = 2,5 \times \psi_{1000}$$

Seção	σ_{p0} (kgf/cm ²)	σ_{p0} / f_{ptk}	ψ_{1000}	$\psi(t^\infty, t_0)$	$\chi_{(t^\infty, t_0)}$
S0		0,000	0,000	0,000	0,000
S1	12558	0,661	2,032	5,079	0,052
S2	12637	0,665	2,082	5,204	0,053
S3	12739	0,670	2,146	5,365	0,055
S4	12837	0,676	2,208	5,519	0,057
S5	12853	0,676	2,218	5,545	0,057
S6	12837	0,676	2,208	5,519	0,057
S7	12739	0,670	2,146	5,365	0,055
S8	12637	0,665	2,082	5,204	0,053
S9	12558	0,661	2,032	5,079	0,052
S10		0,000	0,000	0,000	0,000

Cálculo da perda lenta total

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)} = \frac{\varepsilon_{cs,(t,t_0)} \times E_p + \alpha_p \times \varphi(t,t_0) \times \sigma_{c,sgp,p+g} + \sigma_{p0} \times \chi(t,t_0)}{\chi_p + \chi_c \times \alpha_p \times \eta \times \rho_p}$$

onde:

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi(t,t_0) \quad \chi_p = 1 + \chi(t,t_0)$$

e_p - é a excentricidade de protensão

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_x} \quad \rho_p = \frac{A_s}{A_c}$$

Seção	χ_c	χ_p	e_p (m)	η	ρ_p	$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)}$ (kgf/cm ²)	$\Delta\sigma_{lenta}$ (%)
S0	2,183	1,000	-1,386	4,886	0,0000	0,0	0,0%
S1	2,272	1,052	-0,808	2,153	0,0029	2069,0	14,8%
S2	2,272	1,053	-1,037	2,900	0,0029	2058,2	14,7%
S3	2,290	1,055	-1,223	3,642	0,0029	2111,3	15,1%
S4	2,272	1,057	-1,321	4,085	0,0029	2138,4	15,3%
S5	2,272	1,057	-1,343	4,188	0,0029	2131,1	15,2%
S6	2,272	1,057	-1,321	4,085	0,0029	2138,4	15,3%
S7	2,290	1,055	-1,223	3,642	0,0029	2111,3	15,1%
S8	2,272	1,053	-1,037	2,900	0,0029	2058,2	14,7%
S9	2,272	1,052	-0,808	2,153	0,0029	2069,0	14,8%
S10	2,183	1,000	-1,386	4,886	0,0000	0,0	0,0%

Solicitações devido às perdas lentas de protensão

C1

Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2069	-17,4	-17,2	2,4	-4,7
S2	-2058	-17,3	-17,1	2,2	1,7
S3	-2111	-17,7	-17,7	1,5	6,8
S4	-2138	-18,0	-17,9	0,7	9,9
S5	-2131	-17,9	-17,9	0,0	10,7
S6	-2138	-18,0	-17,9	-0,7	9,9
S7	-2111	-17,7	-17,7	-1,5	6,8
S8	-2058	-17,3	-17,1	-2,2	1,7
S9	-2069	-17,4	-17,2	-2,4	-4,7
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C2

Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2069	-17,4	-17,3	2,0	0,0
S2	-2058	-17,3	-17,2	2,0	5,2
S3	-2111	-17,7	-17,7	1,4	10,0
S4	-2138	-18,0	-18,0	0,6	12,8
S5	-2131	-17,9	-17,9	0,0	13,4
S6	-2138	-18,0	-18,0	-0,6	12,8
S7	-2111	-17,7	-17,7	-1,4	10,0
S8	-2058	-17,3	-17,2	-2,0	5,2
S9	-2069	-17,4	-17,3	-2,0	0,0
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C3

Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2069	-17,4	-17,3	1,5	4,7
S2	-2058	-17,3	-17,2	1,5	8,7
S3	-2111	-17,7	-17,7	1,3	13,0
S4	-2138	-18,0	-18,0	0,5	15,7
S5	-2131	-17,9	-17,9	0,0	16,1
S6	-2138	-18,0	-18,0	-0,5	15,7
S7	-2111	-17,7	-17,7	-1,3	13,0
S8	-2058	-17,3	-17,2	-1,5	8,7
S9	-2069	-17,4	-17,3	-1,5	4,7
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C4

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2069	-17,4	-17,3	1,1	9,5
S2	-2058	-17,3	-17,3	1,1	12,2
S3	-2111	-17,7	-17,7	0,7	15,2
S4	-2138	-18,0	-18,0	0,0	16,2
S5	-2131	-17,9	-17,9	0,0	16,1
S6	-2138	-18,0	-18,0	0,0	16,2
S7	-2111	-17,7	-17,7	-0,7	15,2
S8	-2058	-17,3	-17,3	-1,1	12,2
S9	-2069	-17,4	-17,3	-1,1	9,5
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C5

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-2069	-17,4	-17,4	0,6	14,3
S2	-2058	-17,3	-17,3	0,1	15,5
S3	-2111	-17,7	-17,7	0,0	15,9
S4	-2138	-18,0	-18,0	0,0	16,2
S5	-2131	-17,9	-17,9	0,0	16,1
S6	-2138	-18,0	-18,0	0,0	16,2
S7	-2111	-17,7	-17,7	0,0	15,9
S8	-2058	-17,3	-17,3	-0,1	15,5
S9	-2069	-17,4	-17,4	-0,6	14,3
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

Resumo das solicitações devido às perdas de protensão e tensões nas fibras extremas do concreto

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-86,5	7,6	23,8	-98,4	-56,2	-182,9
S2	-86,1	6,9	43,4	-81,4	-4,6	-235,4
S3	-88,5	4,9	61,0	-69,9	38,1	-286,4
S4	-89,8	1,8	70,7	-63,5	61,7	-314,5
S5	-89,5	0,0	72,4	-61,7	66,6	-318,9
S6	-89,8	-1,8	70,7	-63,5	61,7	-314,5
S7	-88,5	-4,9	61,0	-69,9	38,1	-286,4
S8	-86,1	-6,9	43,4	-81,4	-4,6	-235,4
S9	-86,5	-7,6	23,8	-98,4	-56,2	-182,9
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Verificação das tensões elásticas no concreto nas diversas fases de carregamento

Serão verificadas as tensões nas fibras extremas do concreto para as seguintes fases de carregamento:

- Fase 1 = peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
- Fase 2 = fase 1 + 2ª etapa de protensão
- Fase 3 = fase 2 + peso próprio da laje e transversinas
- Fase 4 = fase 3 + 3ª etapa de protensão
- Fase 5 = fase 4 + sobrecarga permanente
- Fase 6 = fase 5 + carga móvel
- Fase 7 = fase 5 + perdas de protensão
- Fase 8 = fase 7 + carga móvel

Tensões limites

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51$$

$$s = 0,38$$

- no instante da protensão

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctm,j}$$

$$|\sigma_{c,c}| \leq 0,7 f_{ckj}$$

- na vida útil da obra

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctk,inf}$$

$$|\sigma_{c,c}| \leq 0,6 f_{ck}$$

idade da 1ª protensão (dias) = 3

$$\beta_1 = 0,458$$

$$f_{ckj} \text{ (MPa)} = 18,32$$

$$f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,08$$

idade da 2ª protensão (dias) = 15

$$\beta_2 = 0,870$$

$$f_{ckj} \text{ (MPa)} = 34,80$$

$$f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,20$$


idade da 3ª protensão (dias) = 28

$$\beta_3 = 1,000$$

$$f_{ckj} \text{ (MPa)} = 40,00$$

$$f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,51$$

	tração (tf/m ²)	compressão (tf/m ²)
t = 3	-250,17	1282,36
t = 15	-383,75	2436,20
t = 28	-294,74	2400,00
t = ∞	-294,74	2400,00

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 344/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Verificação do estado limite de compressão excessiva para a combinação rara de carregamentos (ELS-CE)

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m^2) para 110% da força de protensão

		g_1	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2
S0	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	157	469	626	-97	528
	σ_i (tf/m ²)	-163	472	309	753	1062
S2	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	277	199	476	-172	304
	σ_i (tf/m ²)	-288	757	470	836	1306
S3	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	362	-34	328	-220	108
	σ_i (tf/m ²)	-377	1013	636	890	1526
S4	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	414	-175	239	-232	7
	σ_i (tf/m ²)	-430	1175	745	902	1647
S5	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	431	-210	221	-231	-10
	σ_i (tf/m ²)	-448	1217	769	897	1666
S6	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	414	-175	239	-232	7
	σ_i (tf/m ²)	-430	1175	745	902	1647
S7	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	362	-34	328	-220	108
	σ_i (tf/m ²)	-377	1013	636	890	1526
S8	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	277	199	476	-172	304
	σ_i (tf/m ²)	-288	757	470	836	1306
S9	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	157	469	626	-97	528
	σ_i (tf/m ²)	-163	472	309	753	1062
S10	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0

Verificação do estado limite de formação de fissuras para a combinação frequente de carregamentos (ELS-F)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_1 = 0,5$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	157	426	583	-89	494	147	641
	σ _i (tf/m ²)	-163	429	266	685	951	-152	799
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	277	181	458	-157	302	260	562
	σ _i (tf/m ²)	-288	689	401	760	1161	-271	891
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	362	-31	331	-200	131	342	473
	σ _i (tf/m ²)	-377	921	544	809	1353	-355	998
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	414	-159	255	-211	44	391	434
	σ _i (tf/m ²)	-430	1068	638	820	1458	-406	1052
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	431	-191	240	-210	30	407	437
	σ _i (tf/m ²)	-448	1106	659	816	1474	-423	1051
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	414	-159	255	-211	44	391	434
	σ _i (tf/m ²)	-430	1068	638	820	1458	-406	1052
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	362	-31	331	-200	131	342	473
	σ _i (tf/m ²)	-377	921	544	809	1353	-355	998
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	277	181	458	-157	302	260	562
	σ _i (tf/m ²)	-288	689	401	760	1161	-271	891
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	157	426	583	-89	494	147	641
	σ _i (tf/m ²)	-163	429	266	685	951	-152	799
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	30	30	66	97
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	641	20	661	44	705
	σ_i (tf/m ²)	0	799	-70	729	-152	577
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	54	54	94	148
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	562	36	598	62	660
	σ_i (tf/m ²)	0	891	-124	767	-215	552
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	71	71	122	193
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	473	47	520	81	601
	σ_i (tf/m ²)	0	998	-163	835	-281	554
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	81	81	140	221
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	434	53	488	92	580
	σ_i (tf/m ²)	0	1052	-186	866	-321	545
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	84	84	146	231
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	437	56	493	96	590
	σ_i (tf/m ²)	0	1051	-194	858	-335	522
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	81	81	140	221
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	434	53	488	92	580
	σ_i (tf/m ²)	0	1052	-186	866	-321	545
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	71	71	122	193
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	473	47	520	81	601
	σ_i (tf/m ²)	0	998	-163	835	-281	554
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	54	54	94	148
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	562	36	598	62	660
	σ_i (tf/m ²)	0	891	-124	767	-215	552
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	30	30	66	97
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	641	20	661	44	705
	σ_i (tf/m ²)	0	799	-70	729	-152	577
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-98	-68	66	-2
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-56	605	44	648
	σ_i (tf/m ²)	-183	546	-152	394
S2	σ_s (tf/m ²)	-81	-27	94	66
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-5	593	62	655
	σ_i (tf/m ²)	-235	531	-215	316
S3	σ_s (tf/m ²)	-70	1	122	123
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	38	558	81	639
	σ_i (tf/m ²)	-286	549	-281	268
S4	σ_s (tf/m ²)	-64	18	140	158
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	62	549	92	642
	σ_i (tf/m ²)	-315	552	-321	230
S5	σ_s (tf/m ²)	-62	23	146	169
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	67	560	96	656
	σ_i (tf/m ²)	-319	539	-335	204
S6	σ_s (tf/m ²)	-64	18	140	158
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	62	549	92	642
	σ_i (tf/m ²)	-315	552	-321	230
S7	σ_s (tf/m ²)	-70	1	122	123
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	38	558	81	639
	σ_i (tf/m ²)	-286	549	-281	268
S8	σ_s (tf/m ²)	-81	-27	94	66
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-5	593	62	655
	σ_i (tf/m ²)	-235	531	-215	316
S9	σ_s (tf/m ²)	-98	-68	66	-2
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-56	605	44	648
	σ_i (tf/m ²)	-183	546	-152	394
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Verificação do estado limite de descompressão para a combinação quase permanente de carregamentos (ELS-D)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_2 = 0,3$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	157	426	583	-89	494	147	641
	σ _i (tf/m ²)	-163	429	266	685	951	-152	799
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	277	181	458	-157	302	260	562
	σ _i (tf/m ²)	-288	689	401	760	1161	-271	891
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	362	-31	331	-200	131	342	473
	σ _i (tf/m ²)	-377	921	544	809	1353	-355	998
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	414	-159	255	-211	44	391	434
	σ _i (tf/m ²)	-430	1068	638	820	1458	-406	1052
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	431	-191	240	-210	30	407	437
	σ _i (tf/m ²)	-448	1106	659	816	1474	-423	1051
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	414	-159	255	-211	44	391	434
	σ _i (tf/m ²)	-430	1068	638	820	1458	-406	1052
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	362	-31	331	-200	131	342	473
	σ _i (tf/m ²)	-377	921	544	809	1353	-355	998
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	277	181	458	-157	302	260	562
	σ _i (tf/m ²)	-288	689	401	760	1161	-271	891
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	157	426	583	-89	494	147	641
	σ _i (tf/m ²)	-163	429	266	685	951	-152	799
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g_3	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	30	30	40	70
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	641	20	661	26	687
	σ_i (tf/m ²)	0	799	-70	729	-91	638
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	54	54	56	110
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	562	36	598	37	635
	σ_i (tf/m ²)	0	891	-124	767	-129	638
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	71	71	73	144
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	473	47	520	48	568
	σ_i (tf/m ²)	0	998	-163	835	-168	667
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	81	81	84	165
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	434	53	488	55	543
	σ_i (tf/m ²)	0	1052	-186	866	-193	673
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	84	84	88	172
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	437	56	493	58	551
	σ_i (tf/m ²)	0	1051	-194	858	-201	657
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	81	81	84	165
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	434	53	488	55	543
	σ_i (tf/m ²)	0	1052	-186	866	-193	673
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	71	71	73	144
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	473	47	520	48	568
	σ_i (tf/m ²)	0	998	-163	835	-168	667
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	54	54	56	110
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	562	36	598	37	635
	σ_i (tf/m ²)	0	891	-124	767	-129	638
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	30	30	40	70
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	641	20	661	26	687
	σ_i (tf/m ²)	0	799	-70	729	-91	638
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-98	-68	40	-28
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-56	605	26	631
	σ_i (tf/m ²)	-183	546	-91	455
S2	σ_s (tf/m ²)	-81	-27	56	29
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-5	593	37	630
	σ_i (tf/m ²)	-235	531	-129	402
S3	σ_s (tf/m ²)	-70	1	73	74
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	38	558	48	607
	σ_i (tf/m ²)	-286	549	-168	380
S4	σ_s (tf/m ²)	-64	18	84	102
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	62	549	55	605
	σ_i (tf/m ²)	-315	552	-193	359
S5	σ_s (tf/m ²)	-62	23	88	110
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	67	560	58	618
	σ_i (tf/m ²)	-319	539	-201	338
S6	σ_s (tf/m ²)	-64	18	84	102
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	62	549	55	605
	σ_i (tf/m ²)	-315	552	-193	359
S7	σ_s (tf/m ²)	-70	1	73	74
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	38	558	48	607
	σ_i (tf/m ²)	-286	549	-168	380
S8	σ_s (tf/m ²)	-81	-27	56	29
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-5	593	37	630
	σ_i (tf/m ²)	-235	531	-129	402
S9	σ_s (tf/m ²)	-98	-68	40	-28
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-56	605	26	631
	σ_i (tf/m ²)	-183	546	-91	455
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Cálculo do cisalhamento - $t = \infty$

Esforços cortantes característicos

$$V_{k,max} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,max} \quad f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$V_{k,min} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,min} \quad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500,0$$

onde: $V_{p,k} = V_p^{prot}$ em tempo $t = \infty$

Seção	$V_{g1,k}$ (tf)	$V_{g2,k}$ (tf)	$V_{g3,k}$ (tf)	$V_{p,k}$ (tf)	$V_{q,max,k}$ (tf)	$V_{q,min,k}$ (tf)	V_k^{max} (tf)	V_k^{min} (tf)
S0	26,41	23,27	15,01	0,00	65,59	0,00	130,28	64,69
S1	19,59	18,62	12,01	-38,23	55,82	-1,96	67,80	10,02
S2	14,69	13,96	9,01	-35,10	37,37	-4,98	39,93	-2,42
S3	9,80	9,31	6,00	-24,67	30,63	-9,03	31,07	-8,59
S4	4,90	4,65	3,00	-9,26	24,42	-13,62	27,72	-10,33
S5	0,00	0,00	0,00	0,00	18,75	-18,75	18,75	-18,75
S6	-4,90	-4,65	-3,00	9,26	13,62	-24,42	10,33	-27,72
S7	-9,80	-9,31	-6,00	24,67	9,03	-30,63	8,59	-31,07
S8	-14,69	-13,96	-9,01	35,10	4,98	-37,37	2,42	-39,93
S9	-19,59	-18,62	-12,01	38,23	1,96	-55,82	-10,02	-67,80
S10	-26,41	-23,27	-15,01	0,00	0,00	-65,59	-64,69	-130,28

Verificação do concreto

$$\phi_{bainha} \text{ (m)} = 0,075$$

$$n_{bainhas \text{ alinhadas na alma}} = 1$$

$$V_{sd} = 1,35 \times V_g + \left\{ \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \times V_p + 1,5 \times V_q$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_w \times d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ (fck em MPa)}$$

Seção	V_{sd} (tf)	b_w (m)	H (m)	$\Sigma \Phi/2$ (m)	b_w^{nom} (m)	d (m)	V_{rd2} (tf)
S0	185,7	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2
S1	117,1	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S2	75,3	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S3	57,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S4	45,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S5	28,1	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S6	45,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S7	57,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S8	75,3	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S9	117,1	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S10	185,7	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2

Para todas as seções $V_{rd2} > V_{sd}$

Parcela do esforço cortante absorvida pelos mecanismos complementares à treliça

$$M_{sdu} = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q$$

Seção	M _{g1,k}	M _{g2,k}	M _{g3,k}	M _{q máx,k}	M _{q mín,k}	M _{sdu} (tf.m)
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0
S1	60,09	56,13	36,20	157,70	0,00	442,3
S2	106,04	99,78	64,36	223,39	0,00	699,8
S3	138,85	130,96	84,48	291,67	0,00	915,8
S4	158,54	149,67	96,55	333,73	0,00	1047,0
S5	165,10	155,90	100,57	348,19	0,00	1091,4
S6	158,54	149,67	96,55	333,73	0,00	1047,0
S7	138,85	130,96	84,48	291,67	0,00	915,8
S8	106,04	99,78	64,36	223,39	0,00	699,8
S9	60,09	56,13	36,20	157,70	0,00	442,3
S10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

$$V_c = V_{c0} \times (1 + M_0 / M_{sd,máx}) \leq 2 \times V_{c0}$$

$$M_0 = 0,90 \times (\sigma_p^{prot.} \times W)$$

$$V_{c0} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

com f_{ck} em MPa

Seção	σ _p ^{prot.} (tf/m ²)	W _i (m ³)	M ₀ (tf.m)	1+ M ₀ /M _{sd,máx}
S0	0	0,769	0,00	1,00
S1	931	0,519	435,17	1,98
S2	1213	0,519	567,13	1,81
S3	1443	0,519	674,52	1,74
S4	1573	0,519	735,46	1,70
S5	1603	0,519	749,28	1,69
S6	1573	0,519	735,46	1,70
S7	1443	0,519	674,52	1,74
S8	1213	0,519	567,13	1,81
S9	931	0,519	435,17	1,98
S10	0	0,769	0,00	1,00

Seção	b_w^{nom} (m)	d (m)	Vc0 (tf)	2 * Vc0 (tf)	Vc (tf)
S0	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5
S1	0,183	1,784	34,3	68,5	68,0
S2	0,183	1,784	34,3	68,5	62,0
S3	0,183	1,784	34,3	68,5	59,5
S4	0,183	1,784	34,3	68,5	58,3
S5	0,183	1,784	34,3	68,5	57,8
S6	0,183	1,784	34,3	68,5	58,3
S7	0,183	1,784	34,3	68,5	59,5
S8	0,183	1,784	34,3	68,5	62,0
S9	0,183	1,784	34,3	68,5	68,0
S10	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5

Parcela do cortante absorvida pela armadura transversal

Seção	Vsd (tf)	Vc (tf)	V _{swd} (tf)
S0	185,7	131,5	54,26
S1	117,1	68,0	49,12
S2	75,3	62,0	13,26
S3	57,6	59,5	0,00
S4	45,2	58,3	0,00
S5	28,1	57,8	0,00
S6	45,2	58,3	0,00
S7	57,6	59,5	0,00
S8	75,3	62,0	13,26
S9	117,1	68,0	49,12
S10	185,7	131,5	54,26

Cálculo da taxa volumétrica de armadura transversal

$$V_{swd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$A_{sw} / s = V_{swd} / (0,90 \times d \times f_{ywd})$$

$$\rho_{sw} = (A_{sw} / s) \times (1 / b_w) \geq 0,20 \times f_{ctm} / f_{ywk}$$

$$f_{ywk} = f_{yk}$$

Seção	b_w (m)	V _{swd} (tf)	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	ρ_{sw}^{min} (cm ² /m ²)
S0	0,70	54,3	7,77	11,10	14,04
S1	0,22	49,1	7,04	31,98	14,04
S2	0,22	13,3	1,90	8,63	14,04
S3	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S4	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S5	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S6	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S7	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S8	0,22	13,3	1,90	8,63	14,04
S9	0,22	49,1	7,04	31,98	14,04
S10	0,70	54,3	7,77	11,10	14,04

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\Psi_{fad} = 0,50$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw}^{m\acute{a}x} - \sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$$

$$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x/m\acute{i}n} = \frac{V_{m\acute{a}x/m\acute{i}n} - V_c/2}{b_w \times d \times \rho_{sw}}$$

$$f \cdot f \cdot = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd}^{fad}}$$

$$\Delta f_{sd}^{fad} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 850$$

Seção	V _{máx} (tf)	V _{mín} (tf)	V _d /2 (tf)	$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x}$ (tf/cm ²)	$\sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$ (tf/cm ²)	$\Delta\sigma_{sw}$ (tf/cm ²)	f.f.	ρ_{sw} (cm ² /m ²)
S0	97,48	64,69	65,7	1,81	0,00	1,81	2,13	23,67
S1	39,89	11,00	34,0	0,47	0,00	0,47	1,00	31,98
S2	21,24	0,07	31,0	0,00	0,00	0,00	1,00	8,63
S3	15,75	-4,08	29,8	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S4	15,50	-3,52	29,2	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S5	9,38	-9,38	28,9	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S6	3,52	-15,50	29,2	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S7	4,08	-15,75	29,8	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S8	-0,07	-21,24	31,0	0,00	0,00	0,00	1,00	8,63
S9	-11,00	-39,89	34,0	0,00	0,47	0,47	1,00	31,98
S10	-64,69	-97,48	65,7	0,00	1,81	1,81	2,13	23,67

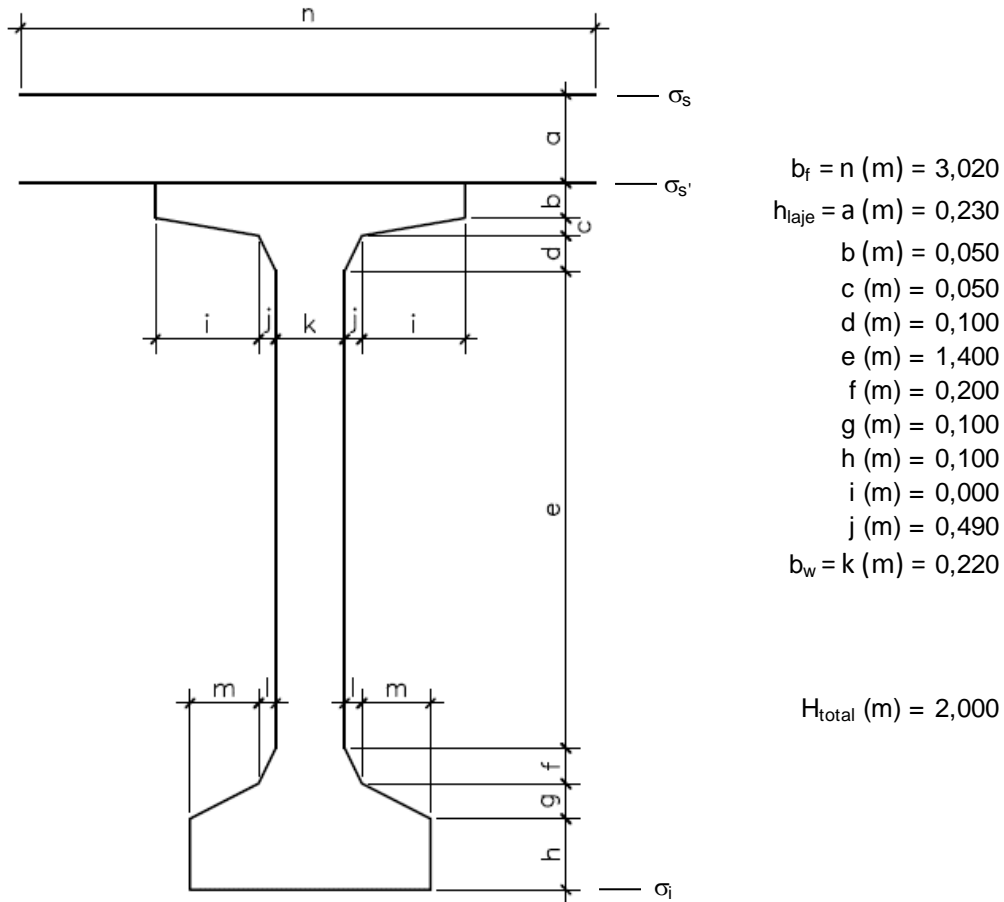
Determinação dos estribos e seus espaçamentos

$$s = (n \times A_s^{1perna}) / (\rho_{sw} \times ff \times b_w^{medio})$$

Seção	b _w (m)	ρ_{wu} (cm ² /m ²)	ρ_{wu} (Méd/Mín)	n	Φ (mm)	A _s ^{1perna}	S _{calculado} (cm)	S _{adotado} (cm)
S0	0,70	23,67						
			27,83	2	12,5	1,23	19,2	17,5
S1	0,22	31,98						
			20,31	2	10,0	0,79	35,2	30,0
S2	0,22	8,63						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S3	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S4	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S5	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S6	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S7	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S8	0,22	8,63						
			20,31	2	10,0	0,79	35,2	30,0
S9	0,22	31,98						
			27,83	2	12,5	1,23	19,2	17,5
S10	0,70	23,67						

Verificação do Estado Limite Ultimo (Verificação à ruptura)

Seção S₅



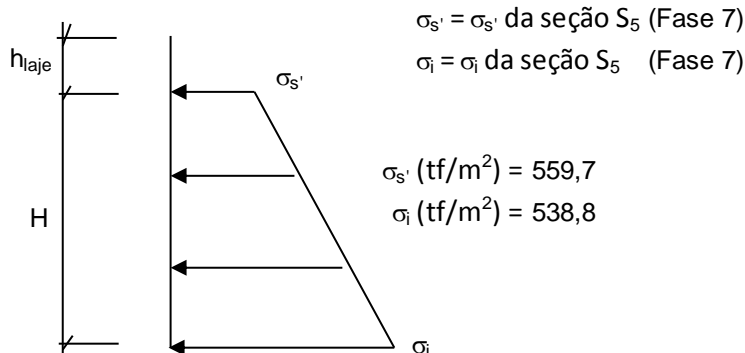
Materiais:

Concreto laje f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,laje}$ (kgf/cm²) = 318.758

Concreto viga f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,viga}$ (kgf/cm²) = 318.758

Aço: CP-190 RB E_{sp} (kgf/cm²) = 2.000.000

Tensões de peso próprio + protensão em $t = \infty$



Tensões no aço de protensão após as perdas ($t = \infty$)

	$\sigma_{sp}^{t=\infty}$ (kgf/cm ²)
C1	10.863
C2	10.792
C3	10.712
C4	10.708
C5	10.535
C6	0
C7	0
C8	0
C9	0

Solicitações atuantes na seção S₅

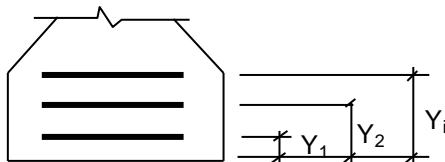
M_{g1} (tf.m) = 165,1

M_q (tf.m) = 348,2

M_{g2} (tf.m) = 155,9

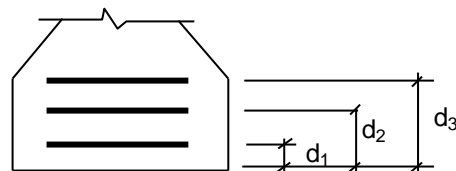
M_{g3} (tf.m) = 100,6

Cálculo do C.G. da armadura de protensão



	y (m)
C1	0,420
C2	0,270
C3	0,120
C4	0,120
C5	0,120
C6	
C7	
C8	
C9	

Cálculo do C.G. da armadura passiva complementar



1ª camada:

n° barras = 6

\varnothing_{barras} (mm) = 16

d_1 (m) = 0,060

C.G. (cm) = 0,060

2ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_2 (m) = 0,100

3ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

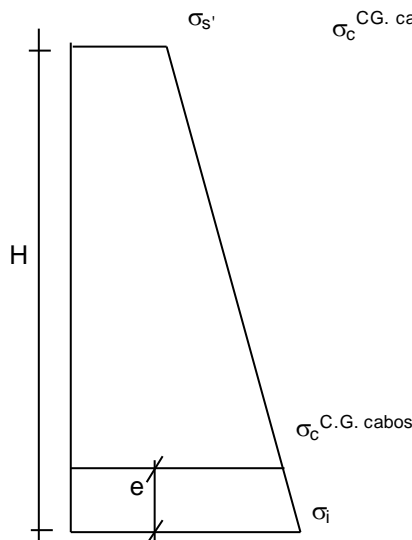
d_3 (m) = 0,150

Cálculo do pré-alongamento da armadura

$$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-Along.}} = \sigma_{sp}^{t=00} / E_{sp}$$

	$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-Along.}}$
C1	0,0054
C2	0,0054
C3	0,0054
C4	0,0054
C5	0,0053
C6	0,0000
C7	0,0000
C8	0,0000
C9	0,0000

Cálculo da deformação específica devida a descompressão do concreto



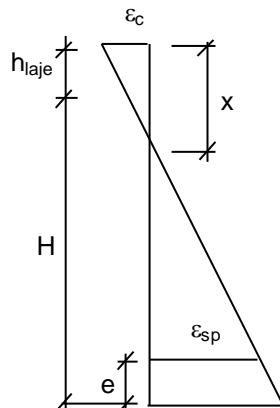
$$\sigma_c^{\text{C.G. cabos}} = [(H - e) * (\sigma_i - \sigma_s') / H] + \sigma_s'$$

$$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp.}} = \sigma_c^{\text{C.G. cabos}} / E_{cs}$$

	y (m)	σ_c (tf/m ²)	$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp}}$
C1	0,420	543,2	0,00017
C2	0,270	541,6	0,00017
C3	0,120	540,1	0,00017
C4	0,120	540,1	0,00017
C5	0,120	540,1	0,00017
C6	0,000	0,0	0,00000
C7	0,000	0,0	0,00000
C8	0,000	0,0	0,00000
C9	0,000	0,0	0,00000

Equilíbrio da seção:

Deformada admitida para a seção S₅



$$\varepsilon_c (\%) = 1,106$$

$$\varepsilon_{sp} (\%) = 10,000$$

$$x = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_{sp})] * [H - e + h_{laje}]$$

$$x (m) = 0,210$$

Cálculo da resultante de compressão

Lamela	y_{1i} (m)	y_{2i} (m)	B1 (m)	B2 (m)	ε_{ci} (‰)	σ_{cd} (tf/m ²)	F_i (tf)
1	0,000	0,042	3,020	3,020	1,00	1815	230,3
2	0,042	0,084	3,020	3,020	0,77	1516	192,3
3	0,084	0,126	3,020	3,020	0,55	1157	146,8
4	0,126	0,168	3,020	3,020	0,33	739	93,7
5	0,168	0,210	3,020	3,020	0,11	261	33,1
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
7	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
11	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
12	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
14	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
15	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
16	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
17	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
18	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
19	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
21	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0

$$R_{cc} \text{ (tf)} = 696,3$$

$$C.G._{cc} \text{ (m)} = 0,075$$

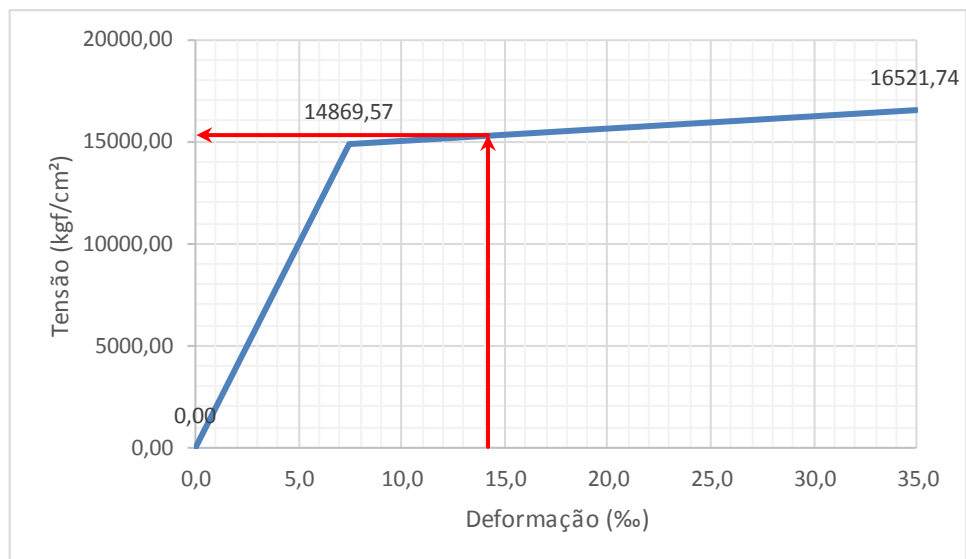
Cálculo da resultante de tração

$$\epsilon_{sp}^{total} = \epsilon_{sp}^{pré-along.} + \epsilon_{sp}^{descomp.} + \epsilon_{sp}$$

	y (m)	ϵ_{sp} (‰)	ϵ_{sp}^{total} (‰)
C1	0,420	8,62	14,219
C2	0,270	9,33	14,897
C3	0,120	10,00	15,526
C4	0,120	10,00	15,523
C5	0,120	10,00	15,437
C6	0,000	0,00	0,000
C7	0,000	0,00	0,000
C8	0,000	0,00	0,000
C9	0,000	0,00	0,000

Do diagrama tensão-deformação preconizado na NBR 6118, tem-se

$$f_{pyd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.869,6 \quad f_{ptd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 16.521,7$$



$$R_{st,CP} = A_{sp} \times \sigma_{sp}$$

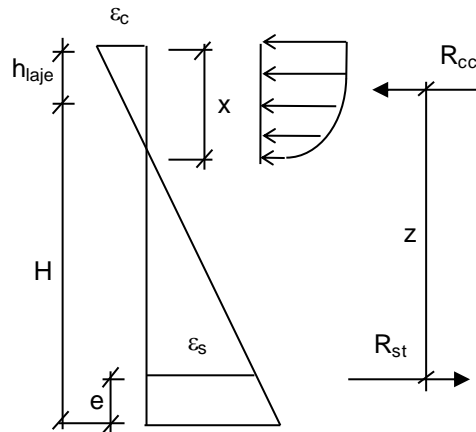
	σ_{sp} (kgf/cm ²)	A_{sp} (cm ²)	$R_{st,CP-190}$ (tf)
C1	15.276	8,40	128,32
C2	15.317	8,40	128,66
C3	15.355	8,40	128,98
C4	15.354	8,40	128,98
C5	15.349	8,40	128,93
C6	0	0,00	0,00
C7	0	0,00	0,00
C8	0	0,00	0,00
C9	0	0,00	0,00
$R_{st,CP}$ (tf) =			643,87

$$A_s^{CA-50} \text{ (cm}^2\text{)} = 12,064$$

$$R_{st,CA-50} = A_s^{CA-50} \times \sigma_s \quad R_{st,CA-50} \text{ (tf)} = 52,5$$

$$R_{st} = R_{st,CP} + R_{st,CA-50}$$

$$R_{st} \text{ (tf)} = 696,3$$



	z (m)
C1	1,735
C2	1,885
C3	2,035
C4	2,035
C5	2,035
C6	0,000
C7	0,000
C8	0,000
C9	0,000
CA-50	2,095

$$z = H + h_{laje} - C.G._{cc} - e$$

$$M_i = R_{st,i} * z_i$$

$$z = \Sigma M_i / R_{st}$$

$$z \text{ (m)} = 1,956$$

Assim temos:


$$M_u = R_{st} * z \quad M_u \text{ (tf.m)} = 1.362$$

$$M_d = 1,35 * (M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}) + 1,5 * (M_q) + \Delta F_{sd} * z$$

$$\Delta F_{sd} \text{ (tf)} = 0,00$$

$$M_d \text{ (tf.m)} = 1.091$$

Então: $M_u / M_d = 1,25 > 1,00$ (Atende)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 362/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

5.7 VIGAS DE 20,40m (VIGA EXTERNA À CURVA DO VÃO ENTRE EIXOS 03A E 04A – RAMO 2000)

Características geométricas das seções

As características das seções serão calculadas considerando contribuição das armaduras passivas principais (superior e inferior), além das armaduras ativas.

As características das seções do conjunto viga+laje serão calculadas considerando a relação entre os módulos de elasticidade do concreto da viga e da laje, n.

$$f_{ck,viga} \text{ (MPa)} = 40 \quad f_{ck,laje} \text{ (MPa)} = 40 \quad \text{tipo de agregado considerado: granito ou gnaiss}$$

$$E_{CS,viga} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad E_{CS,laje} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad n = 1,00$$

$$E_s \text{ (MPa)} = 200.000 \quad \alpha = 6,27$$

Viga Isolada

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,700	0,050	1,900	1,850	0,048	1,877	0,089	0,167	0,000
4	0,700	0,700	1,450	1,850	0,400	1,015	1,125	1,142	1,285	0,178
5	0,700	0,700	0,200	0,400	0,200	0,140	0,300	0,042	0,013	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 1,463 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 2,101 & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,519 & V_s' \text{ (m)} = 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,541 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & V_i \text{ (m)} = 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,499 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 & &
 \end{array}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 1,463 & & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & & V_s' \text{ (m)} = 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,541 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,519 & & V_i \text{ (m)} = 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,499
 \end{array}$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $I_z (m^4) = 0,376$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731$$

$$H \text{ (m)} = 2,000$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

$$V_s \text{ (m)} = -$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,981$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,019$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369$$

Seção S3

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731$$

$$H \text{ (m)} = 2,000$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{A_s,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 1,135$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{A_s,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = -$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,981$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,019$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731$$

$$H \text{ (m)} = 2,000$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

$$V_s \text{ (m)} = -$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,981$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,019$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = -$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369$$

Seção S4

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 1,135 & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 & &
 \end{array}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369
 \end{array}$$

Seção S5

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 1,135 & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 & &
 \end{array}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369
 \end{array}$$

Conjunto viga + laje

$$h_{laj} \text{ (m)} = 0,23 \quad \text{intereixo de vigas (m)} = 2,650$$

Vigas centrais

Seção S0

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$A (m^2) = 0,610$	$I_{zi} (m^4) = 0,011$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 2,072$	$V_s (m) = 0,874$	$w_s (m^3) = 1,166$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,644$	$w_s' (m^3) = 1,583$
$I_z (m^4) = 1,019$	$V_i (m) = 1,356$	$w_i (m^3) = 0,751$

Seção S1

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$A (m^2) = 0,610$	$I_{zi} (m^4) = 0,011$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,341$	$V_s (m) = 0,713$	$w_s (m^3) = 1,091$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,483$	$w_s' (m^3) = 1,611$
$I_z (m^4) = 0,778$	$V_i (m) = 1,517$	$w_i (m^3) = 0,512$

Seção S2

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$A (m^2) = 0,610$	$I_{zi} (m^4) = 0,011$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,341$	$V_s (m) = 0,713$	$w_s (m^3) = 1,091$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,483$	$w_s' (m^3) = 1,611$
$I_z (m^4) = 0,778$	$V_i (m) = 1,517$	$w_i (m^3) = 0,512$

Seção S3

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,610$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,011$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,341$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,778$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,713$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,483$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,517$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,091$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,611$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,512$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,610$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,011$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,341$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,778$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,713$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,483$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,517$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,091$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,611$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,512$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 0,610$$

$$H \text{ (m)} = 0,230$$

$$A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000$$

$$I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 0,011$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,003$$

$$A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00$$

$$Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,115$$

$$V_i \text{ (m)} = 0,115$$

$$A \text{ (m}^2\text{)} = 1,341$$

$$H \text{ (m)} = 2,230$$

$$I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,778$$

$$V_s \text{ (m)} = 0,713$$

$$V_s' \text{ (m)} = 0,483$$

$$V_i \text{ (m)} = 1,517$$

$$w_s \text{ (m}^3\text{)} = 1,091$$

$$w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 1,611$$

$$w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,512$$

Vigas de bordo

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,845	2,845	0,100	0,230	0,130	0,285	0,180	0,051	0,009	0,000
2	2,845	2,845	0,130	0,130	0,000	0,370	0,065	0,024	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,654$	$I_{zi} (m^4) = 0,012$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 2,117$	$V_s (m) = 0,858$	$w_s (m^3) = 1,218$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,628$	$w_s' (m^3) = 1,664$
$I_z (m^4) = 1,045$	$V_i (m) = 1,372$	$w_i (m^3) = 0,761$

Seção S1

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,845	2,845	0,100	0,230	0,130	0,285	0,180	0,051	0,009	0,000
2	2,845	2,845	0,130	0,130	0,000	0,370	0,065	0,024	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,654$	$I_{zi} (m^4) = 0,012$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,385$	$V_s (m) = 0,693$	$w_s (m^3) = 1,144$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,463$	$w_s' (m^3) = 1,712$
$I_z (m^4) = 0,793$	$V_i (m) = 1,537$	$w_i (m^3) = 0,516$

Seção S2

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,845	2,845	0,100	0,230	0,130	0,285	0,180	0,051	0,009	0,000
2	2,845	2,845	0,130	0,130	0,000	0,370	0,065	0,024	0,002	0,001

$A (m^2) = 0,654$	$I_{zi} (m^4) = 0,012$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,385$	$V_s (m) = 0,693$	$w_s (m^3) = 1,144$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,463$	$w_s' (m^3) = 1,712$
$I_z (m^4) = 0,793$	$V_i (m) = 1,537$	$w_i (m^3) = 0,516$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,845	2,845	0,100	0,230	0,130	0,285	0,180	0,051	0,009	0,000
2	2,845	2,845	0,130	0,130	0,000	0,370	0,065	0,024	0,002	0,001

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,654 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,012 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,385 & V_s \text{ (m)} &= 0,693 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 1,144 \\
 H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,463 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,712 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,793 & V_i \text{ (m)} &= 1,537 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,516
 \end{aligned}$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,845	2,845	0,100	0,230	0,130	0,285	0,180	0,051	0,009	0,000
2	2,845	2,845	0,130	0,130	0,000	0,370	0,065	0,024	0,002	0,001

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,654 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,012 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,385 & V_s \text{ (m)} &= 0,693 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 1,144 \\
 H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,463 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,712 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,793 & V_i \text{ (m)} &= 1,537 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,516
 \end{aligned}$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,845	2,845	0,100	0,230	0,130	0,285	0,180	0,051	0,009	0,000
2	2,845	2,845	0,130	0,130	0,000	0,370	0,065	0,024	0,002	0,001

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,654 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,012 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,385 & V_s \text{ (m)} &= 0,693 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 1,144 \\
 H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,463 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,712 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,793 & V_i \text{ (m)} &= 1,537 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,516
 \end{aligned}$$

Resumo das características das seções

Viga isolada

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	1,463	0,519	-	0,960	1,040	-	0,541	0,499
S1	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S2	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S3	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S4	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S5	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369

Conjunto viga+laje

Vigas centrais

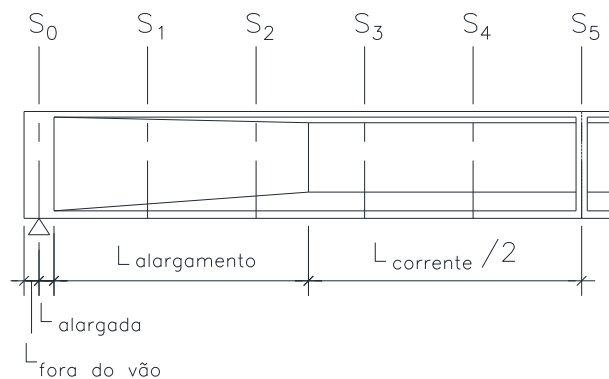
	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,072	1,019	0,874	0,644	1,356	1,166	1,583	0,751
S1	1,341	0,778	0,713	0,483	1,517	1,091	1,611	0,512
S2	1,341	0,778	0,713	0,483	1,517	1,091	1,611	0,512
S3	1,341	0,778	0,713	0,483	1,517	1,091	1,611	0,512
S4	1,341	0,778	0,713	0,483	1,517	1,091	1,611	0,512
S5	1,341	0,778	0,713	0,483	1,517	1,091	1,611	0,512

Vigas de bordo

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,117	1,045	0,858	0,628	1,372	1,218	1,664	0,761
S1	1,385	0,793	0,693	0,463	1,537	1,144	1,712	0,516
S2	1,385	0,793	0,693	0,463	1,537	1,144	1,712	0,516
S3	1,385	0,793	0,693	0,463	1,537	1,144	1,712	0,516
S4	1,385	0,793	0,693	0,463	1,537	1,144	1,712	0,516
S5	1,385	0,793	0,693	0,463	1,537	1,144	1,712	0,516

Cargas permanentes

Peso próprio da viga



$L_{\text{teórico}} \text{ (m)} = 19,80$
 $\Delta S \text{ (m)} = 1,980$

$\gamma_{\text{concreto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,50$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 0,300$

$g_{\text{fora do vão}} \text{ (tf/m)} = 3,656$

$L_{\text{alargada}} \text{ (m)} = 0,900$

$g_{\text{alargada}} \text{ (tf/m)} = 3,656$

$L_{\text{alargamento}} \text{ (m)} = 0,300$

$g_{\text{corrente}} \text{ (tf/m)} = 1,828$

$L_{\text{corrente}} \text{ (m)} = 17,400$

$n_{\text{septos de vão}} = 1$

$X_{\text{septo de vão 1}} \text{ (m)} = -$

$X_{\text{septo de vão 2}} \text{ (m)} = -$

$e_{\text{septos de vão}} \text{ (m)} = 0,000$

$R_{g1} \text{ (tf)} = 21,11$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	20,0	0,0	-	0,0	0,0
S1	14,5	33,3	-	86,8	-90,2
S2	10,9	58,3	-	152,3	-158,2
S3	7,2	76,3	-	199,1	-206,8
S4	3,6	87,0	-	227,1	-236,0
S5	0,0	90,6	-	236,5	-245,7

Diagrama de Cortante (tf)

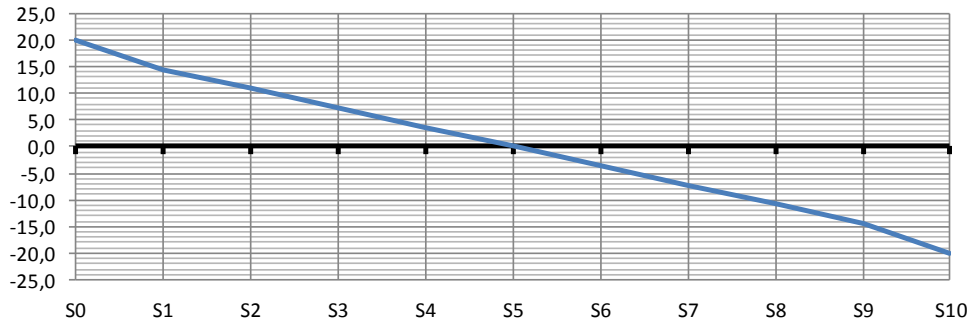
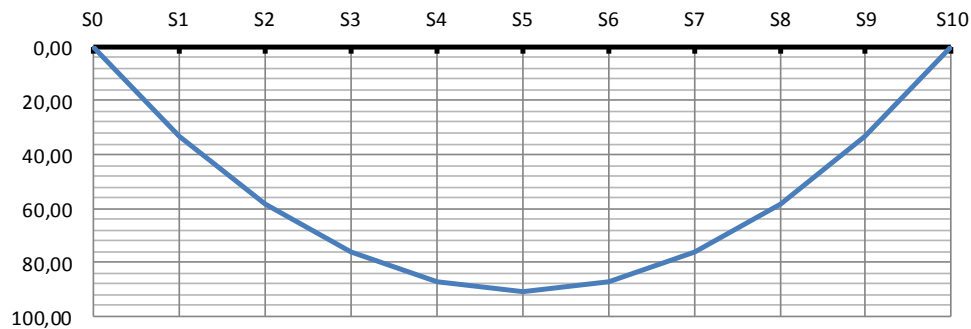


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Peso próprio da laje e transversinas

Vigas centrais

$L_{\text{fora do vão}} (m) = 1,050$

$g_2 (tf/m) = 1,524$

$P_{\text{transv. de vão}} (tf) = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} (tf) = 1,000$

$R_{g_2} (tf) = 17,69$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s (tf/m^2)$	$\sigma_s' (tf/m^2)$	$\sigma_i (tf/m^2)$
S0	15,09	0,00	-	0,0	0,0
S1	12,07	26,88	-	70,2	-72,9
S2	9,05	47,79	-	124,8	-129,6
S3	6,03	62,72	-	163,7	-170,1
S4	3,02	71,68	-	187,1	-194,4
S5	0,00	74,67	-	194,9	-202,5

Diagrama de Cortante (tf)

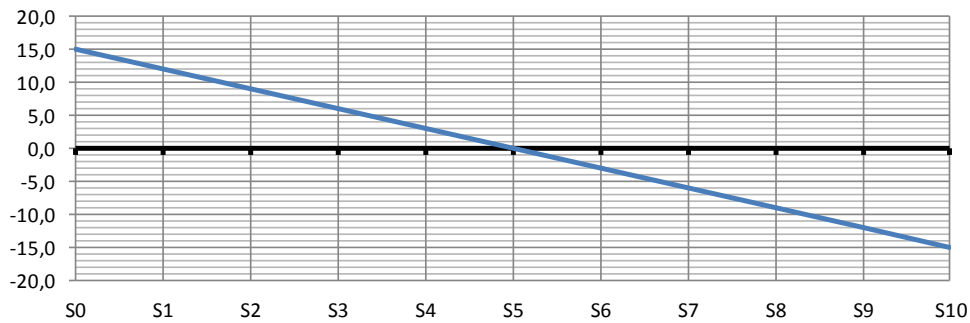
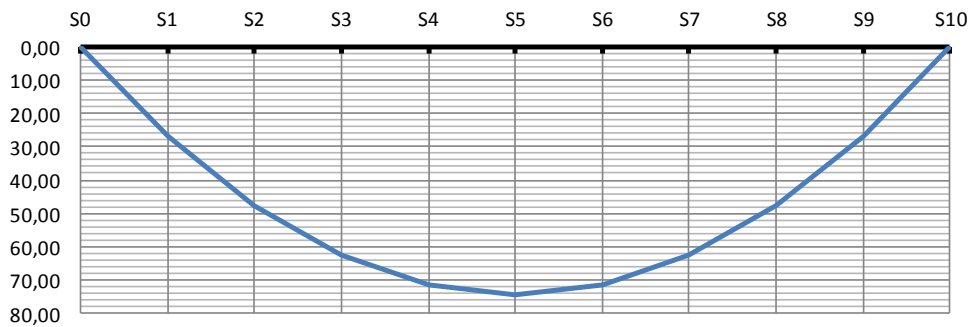


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$$

$$g_2 \text{ (tf/m)} = 1,636$$

$$P_{\text{transv. de vão}} \text{ (tf)} = 0,000$$

$$P_{\text{transv. de apoio}} \text{ (tf)} = 0,500$$

$$R_{g_2} \text{ (tf)} = 18,41$$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	16,20	0,00	-	0,0	0,0
S1	12,96	28,86	-	75,3	-78,3
S2	9,72	51,31	-	133,9	-139,1
S3	6,48	67,34	-	175,8	-182,6
S4	3,24	76,96	-	200,9	-208,7
S5	0,00	80,17	-	209,3	-217,4

Diagrama de Cortante (tf)

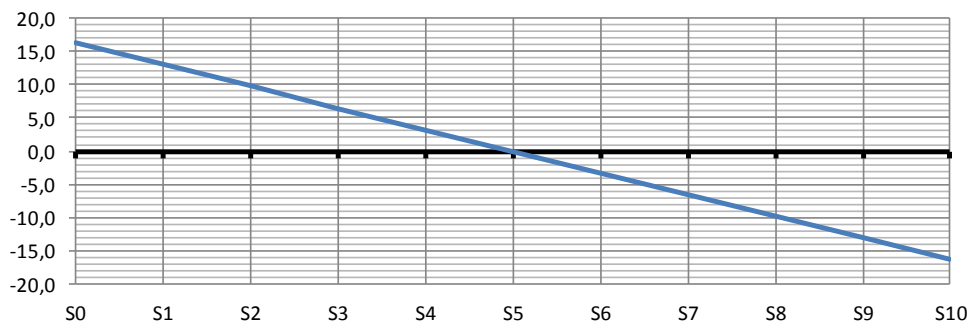
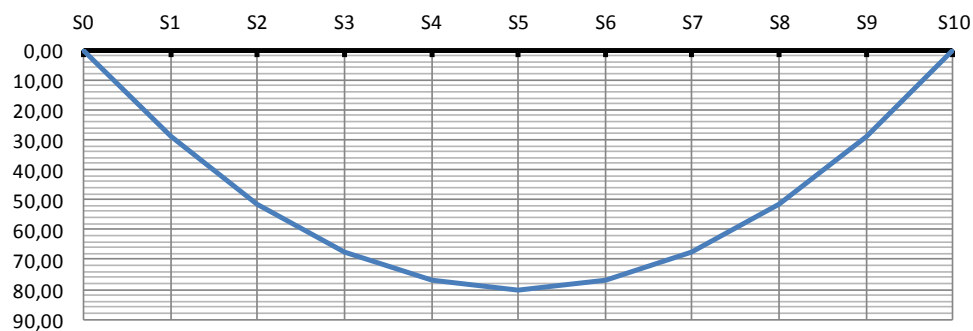


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Sobrecarga Permanente Rodoviária

Vigas centrais

$$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$$

$$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$$

$$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,650$$

$$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$$

$$g_3 \text{ (tf/m)} = 0,445$$

$$R_{g_3} \text{ (tf)} = 4,87$$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	4,41	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	3,53	7,85	7,2	4,9	-15,3
S2	2,64	13,96	12,8	8,7	-27,2
S3	1,76	18,33	16,8	11,4	-35,8
S4	0,88	20,94	19,2	13,0	-40,9
S5	0,00	21,82	20,0	13,5	-42,6

Diagrama de Cortante (tf)

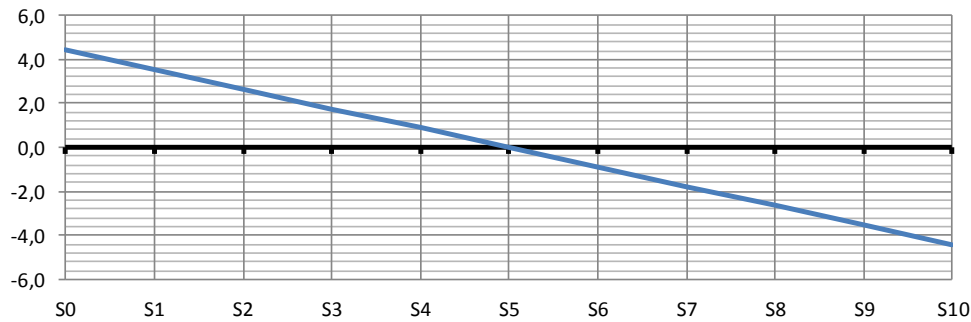
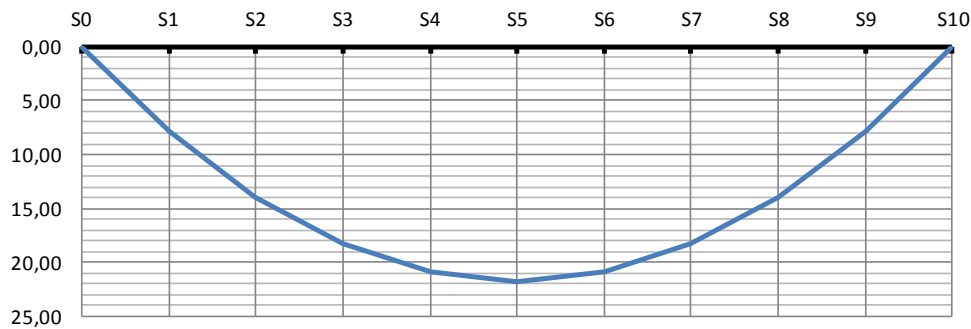


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$

$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,445$

$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$

$h_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,10$

$b_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,40$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_{\text{guarda-rodas}} \text{ (tf/m)} = 0,580$

$g_{\text{guarda corpo}} \text{ (tf/m)} = 0,000$

$g_{\text{passeio}} \text{ (tf/m)} = 0,000$

$g_{\text{pingadeiras}} \text{ (tf/m)} = 0,100$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 1,091$

$R_{g_3} \text{ (tf)} = 11,94$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	10,80	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	8,64	19,24	16,8	11,2	-37,3
S2	6,48	34,21	29,9	20,0	-66,3
S3	4,32	44,90	39,2	26,2	-87,0
S4	2,16	51,31	44,8	30,0	-99,4
S5	0,00	53,45	46,7	31,2	-103,5

Diagrama de Cortante (tf)

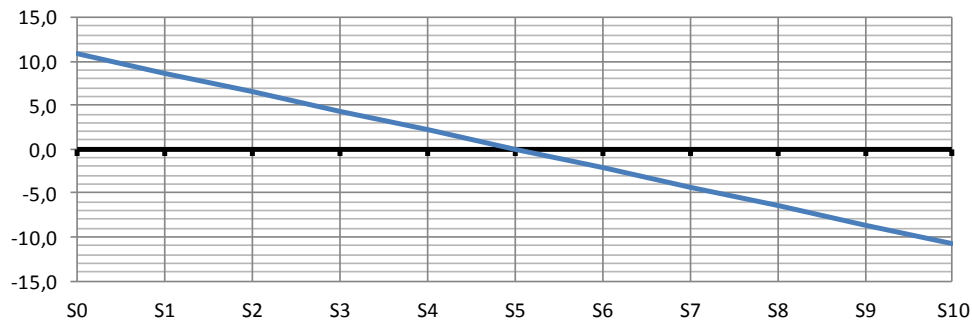
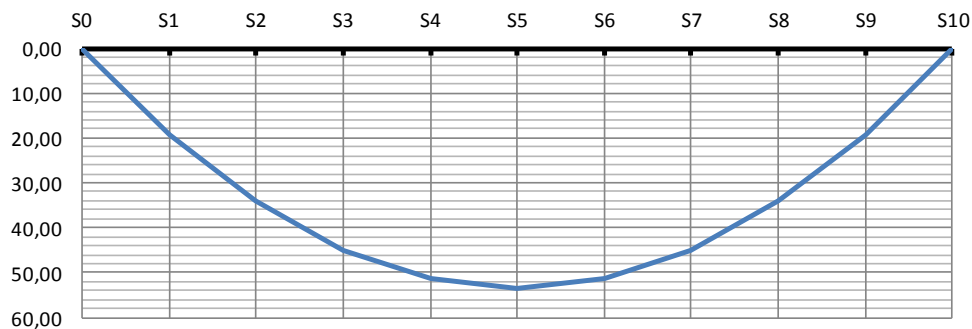


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Carga móvel rodoviária

$L_{transv} (m) = 13,64$

$n_{vigas} = 5$

	$X_i (m)$	X_i^2	R_{V1}	R_{V2}	R_{V3}	R_{V4}	R_{V5}	R_{V6}
V1	5,30	28,09	0,600	0,400	0,200	0,000	-0,200	-
V2	2,65	7,02	0,400	0,300	0,200	0,100	0,000	-
V3	0,00	0,00	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	-
V4	-2,65	7,02	0,000	0,100	0,200	0,300	0,400	-
V5	-5,30	28,09	-0,200	0,000	0,200	0,400	0,600	-
V6	-	-	-	-	-	-	-	-
	ΣX_i^2	70,225						

$$L_{\text{teórico}} \text{ (m)} = 19,80$$

$$P \text{ (tf/roda)} = 6,000$$

$$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,500$$

$$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$$

Coefficiente de impacto vertical (CIV)

CIV = 1,35 para vãos menores que 10m

CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L + 50} \right) para vãos maiores que 10m

$$CIV = 1,30$$

Coefficiente do número de faixas (CNF)

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9$$

$$n_{\text{faixas}} = 2$$

$$CNF = 1,00$$

Coefficiente de impacto adicional (CIA)

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

$$CIA = 1,25$$

Aplicado apenas nas seções a uma distância normal à junta inferior a 5m.

Trem-tipo para V1 (viga de bordo)

$$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$$

$$i = 0,075$$

$$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$$

$$L_{\text{C.M.}} \text{ (m)} = 9,070$$

	X (m)	Y
a	6,820	0,715
b	6,820	0,715
c	6,420	0,685
d	5,920	0,647
e	3,920	0,496
f	-2,650	0,000
g	-5,780	-0,236
h	-6,180	-0,266
i	-6,180	-0,266

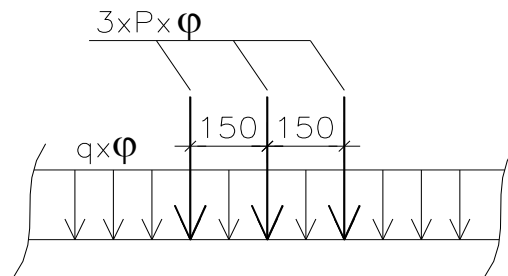
$$P \text{ (tf/eixo)} = 6,856 \quad \text{(sem impacto)}$$

$$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,552 \quad \text{(sem impacto)}$$

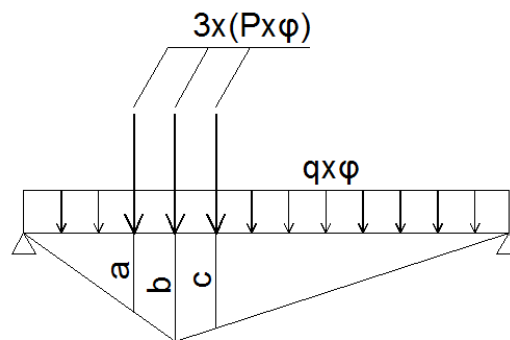
$$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$$

$$P \text{ (tf/eixo)} = 8,938 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

$$q_{\text{total}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 2,024 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

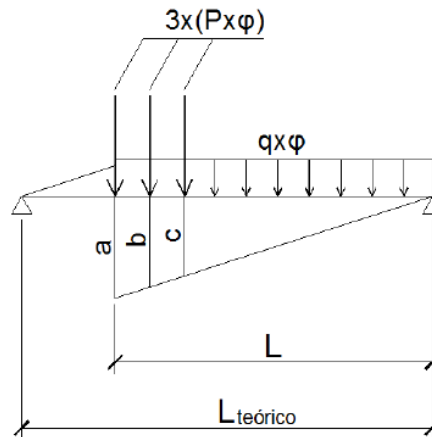


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	$M_{c.m.}$ (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	1,98	1,482	1,782	1,632	99,33
S2	3,96	2,568	3,168	2,868	140,37
S3	5,94	3,258	4,158	3,708	182,73
S4	7,92	3,852	4,752	4,152	209,21
S5	9,90	4,200	4,950	4,200	218,49
S6	11,88	3,852	4,752	4,152	209,21
S7	13,86	3,258	4,158	3,708	182,73
S8	15,84	2,568	3,168	2,868	140,37
S9	17,82	1,482	1,782	1,632	99,33
S10	19,80	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	19,80	1,000	0,924	0,848	56,02
S1	1,98	17,82	0,900	0,824	0,748	47,91
S2	3,96	15,84	0,800	0,724	0,648	32,24
S3	5,94	13,86	0,700	0,624	0,548	26,56
S4	7,92	11,88	0,600	0,524	0,448	21,27
S5	9,90	9,90	0,500	0,424	0,348	16,38
S6	11,88	7,92	0,400	0,324	0,248	11,90
S7	13,86	5,94	0,300	0,224	0,148	7,82
S8	15,84	3,96	0,200	0,124	0,048	4,13
S9	17,82	1,98	0,100	0,024	0,000	1,64
S10	19,80	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V1

	V _{C.M.} (tf)	M _{C.M.} (tf.m)	σ _s (tf/m ²)	σ _s ' (tf/m ²)	σ _i (tf/m ²)
S0	56,02	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	47,91	99,33	86,8	58,0	-192,4
S2	32,24	140,37	122,7	82,0	-271,9
S3	26,56	182,73	159,7	106,7	-354,0
S4	21,27	209,21	182,8	122,2	-405,3
S5	16,38	218,49	190,9	127,6	-423,2
S6	11,90	209,21	182,8	122,2	-405,3
S7	7,82	182,73	159,7	106,7	-354,0
S8	4,13	140,37	122,7	82,0	-271,9
S9	1,64	99,33	86,8	58,0	-192,4
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Trem-tipo para V2 (viga central)

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$i = 0,038$

$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$

$L_{\text{C.M.}} \text{ (m)} = 11,720$

	X (m)	Y
a	6,820	0,457
b	6,820	0,457
c	6,420	0,442
d	5,920	0,423
e	3,920	0,348
f	-5,300	0,000
g	-5,780	-0,018
h	-6,180	-0,033
i	-6,180	-0,033

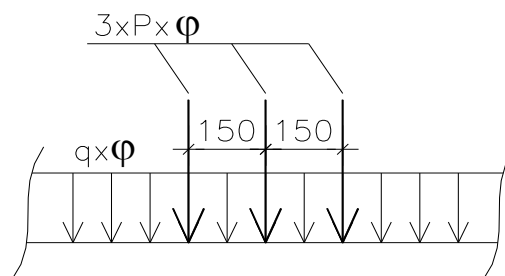
$P \text{ (tf/eixo)} = 4,628$ (sem impacto)

$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,296$ (sem impacto)

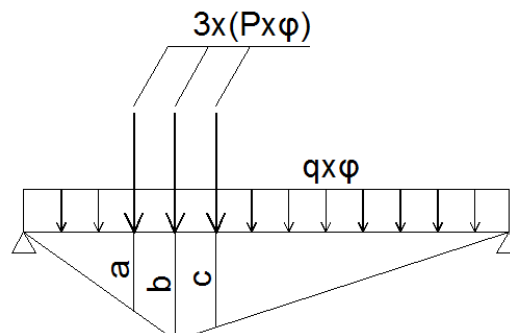
$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

$P \text{ (tf/eixo)} = 6,034$ (com CIV e CNF)

$p \text{ (tf/m)} = 1,689$ (com CIV e CNF)

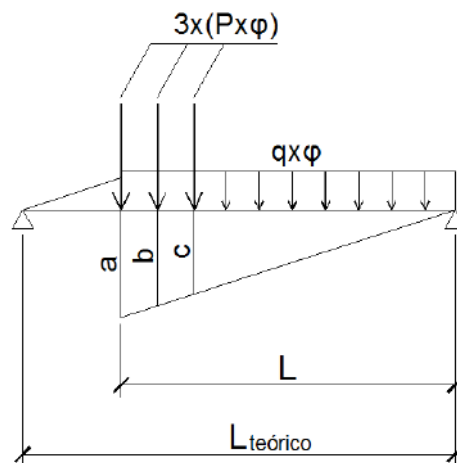


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	1,98	1,482	1,782	1,632	74,18
S2	3,96	2,568	3,168	2,868	104,90
S3	5,94	3,258	4,158	3,708	136,66
S4	7,92	3,852	4,752	4,152	156,44
S5	9,90	4,200	4,950	4,200	163,34
S6	11,88	3,852	4,752	4,152	156,44
S7	13,86	3,258	4,158	3,708	136,66
S8	15,84	2,568	3,168	2,868	104,90
S9	17,82	1,482	1,782	1,632	74,18
S10	19,80	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	19,80	1,000	0,924	0,848	41,82
S1	1,98	17,82	0,900	0,824	0,748	35,58
S2	3,96	15,84	0,800	0,724	0,648	23,81
S3	5,94	13,86	0,700	0,624	0,548	19,49
S4	7,92	11,88	0,600	0,524	0,448	15,51
S5	9,90	9,90	0,500	0,424	0,348	11,86
S6	11,88	7,92	0,400	0,324	0,248	8,55
S7	13,86	5,94	0,300	0,224	0,148	5,56
S8	15,84	3,96	0,200	0,124	0,048	2,92
S9	17,82	1,98	0,100	0,024	0,000	1,15
S10	19,80	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V2

	$V_{C.M.}$ (tf)	$M_{C.M.}$ (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	41,82	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	35,58	74,18	68,0	46,0	-144,8
S2	23,81	104,90	96,1	65,1	-204,7
S3	19,49	136,66	125,2	84,8	-266,7
S4	15,51	156,44	143,4	97,1	-305,3
S5	11,86	163,34	149,7	101,4	-318,7
S6	8,55	156,44	143,4	97,1	-305,3
S7	5,56	136,66	125,2	84,8	-266,7
S8	2,92	104,90	96,1	65,1	-204,7
S9	1,15	74,18	68,0	46,0	-144,8
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Cálculo da protensão

Módulo de elasticidade do cabo \longrightarrow E_p (MPa) = 200.000
 E_p (kgf/cm²) = 2.000.000

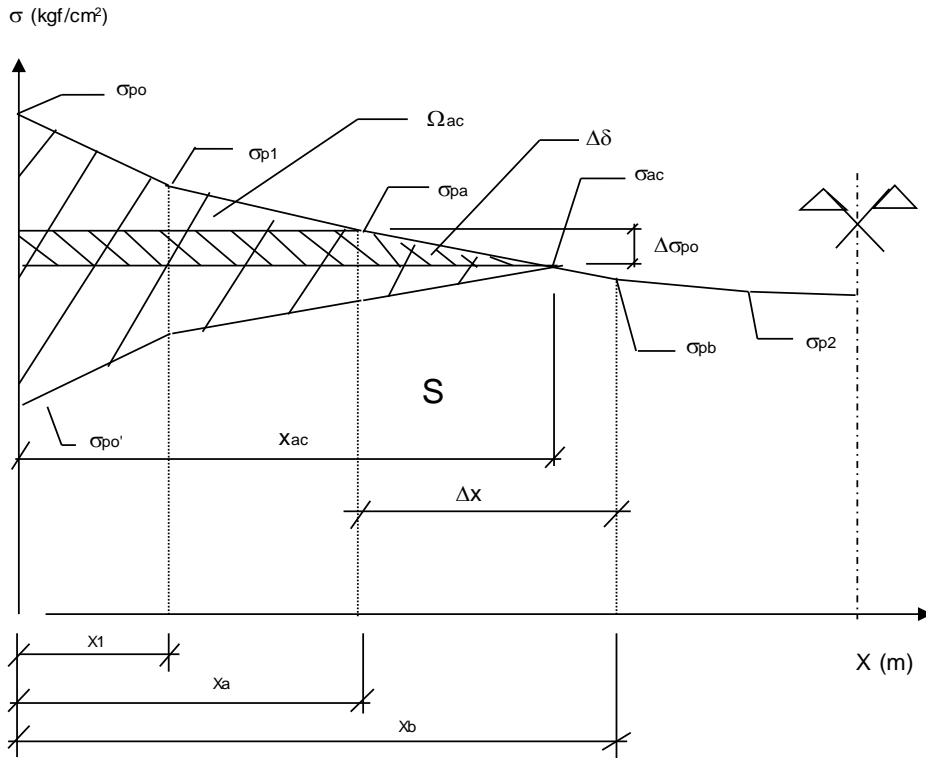
Tensão inicial no cabo:

$$\begin{array}{l} \text{Pós-Tensão - } \sigma_{p0} \leq \left\{ \begin{array}{l} -0,74 * f_{ptk} = 14060 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,82 * f_{pk} = 14022 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{array} \right. \\ \\ \text{Pré-Tensão - } \sigma_{p0} \leq \left\{ \begin{array}{l} -0,77 * f_{ptk} = 14630 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,85 * f_{pk} = 14535 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{array} \right. \end{array}$$

onde: f_{ptk} (kg/cm²) = 19.000
 f_{pyk} (kgf/cm²) = 17.100

Cabo	Etapa	Sistema
C1	1	Viga isolada
C2	1	Viga isolada
C3	1	Viga isolada
C4		-
C5		-
C6		-
C7		-
C8		-
C9		-

Cálculo das perdas imediatas de protensão



A tensão após as perdas por atrito é dada por:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} * e^{-\mu(\alpha + k * x)}$$

- onde:
- $\sigma_{p0}(x)$ é a tensão no cabo após perdas por atrito numa seção situada à uma distância (x) da ancoragem do cabo.
 - (x) é a distância entre a ancoragem e a seção da viga onde está sendo calculada a tensão $\sigma_{p0}(x)$.
 - μ é o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha. Adota-se $\mu = 0,20$.
 - K é o desvio angular por unidade de comprimento. Adota-se $K = 0,01 \text{ rad/m}$.
 - α é variação angular entre a ancoragem e a seção em (x).

Cabo C1

Unidade de protensão → 6 $\phi 15,2$ Força de puxada (tf) → 118
Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

σ_{p0} (kgf/cm²) = 14.022 k (rad/m) = 0,01
 A_{sp} (cm²) = 8,4 $\mu = 0,20$
 δ (mm) = 6,0 (recuo da ancoragem)

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	20,20	1,700	14,000		28,00	1,000	14022
S1	2,220	17,98	1,147	14,000	0,00	28,00	0,996	13960
S2	4,190	16,01	0,674	11,500	2,50	25,50	0,983	13784
S3	6,160	14,04	0,373	5,800	8,20	19,80	0,960	13459
S4	8,130	12,07	0,270	0,020	13,98	14,02	0,937	13139
S5	10,100	10,10	0,270	0,000	14,00	14,00	0,933	13086
S6	12,070	8,13	0,270	-0,020	14,02	13,98	0,937	13139
S7	14,040	6,16	0,373	-5,800	19,80	8,20	0,960	13459
S8	16,010	4,19	0,674	-11,500	25,50	2,50	0,983	13784
S9	17,980	2,22	1,147	-14,000	28,00	0,00	0,996	13960
S10	20,200	0,00	1,700	-14,000	28,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 69 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

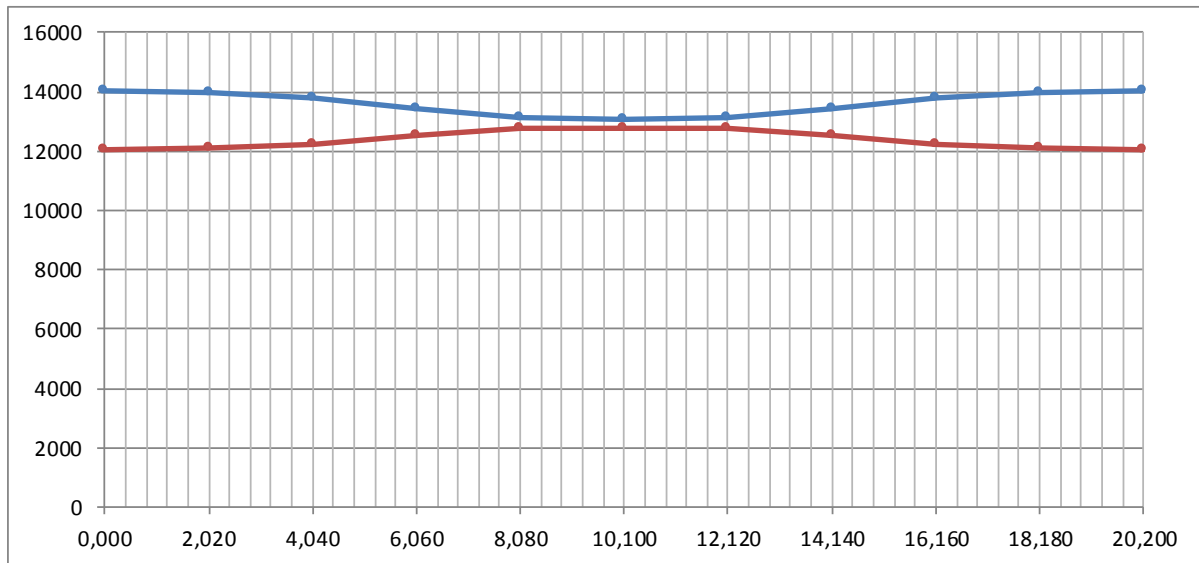
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 69 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0
S1	12086	101,5	1,019	0,127	98,5	-24,6	12,5
S2	12242	102,8	1,019	-0,345	100,8	-20,5	-34,7
S3	12542	105,4	1,019	-0,646	104,8	-10,6	-67,7
S4	12797	107,5	1,019	-0,749	107,5	0,0	-80,5
S5	12745	107,1	1,019	-0,749	107,1	0,0	-80,2
S6	12797	107,5	1,019	-0,749	107,5	0,0	-80,5
S7	12542	105,4	1,019	-0,646	104,8	10,6	-67,7
S8	12242	102,8	1,019	-0,345	100,8	20,5	-34,7
S9	12086	101,5	1,019	0,127	98,5	24,6	12,5
S10	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Cabo C2

Unidade de protensão → 4 ø15,2 Força de puxada (tf) → 79

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

σ_{p0} (kgf/cm²) = 14.022

k (rad/m) = 0,01

A_{sp} (cm²) = 5,6

μ = 0,20

δ (mm) = 6,0 (recuo da ancoragem)

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	20,20	1,000	8,000		16,00	1,000	14022
S1	2,220	17,98	0,688	8,000	0,00	16,00	0,996	13960
S2	4,190	16,01	0,411	8,000	0,00	16,00	0,992	13905
S3	6,160	14,04	0,201	4,200	3,80	12,20	0,975	13668
S4	8,130	12,07	0,121	0,400	7,60	8,40	0,958	13435
S5	10,100	10,10	0,120	0,000	8,00	8,00	0,953	13363
S6	12,070	8,13	0,121	-0,400	8,40	7,60	0,958	13435
S7	14,040	6,16	0,201	-4,200	12,20	3,80	0,975	13668
S8	16,010	4,19	0,411	-8,000	16,00	0,00	0,992	13905
S9	17,980	2,22	0,688	-8,000	16,00	0,00	0,996	13960
S10	20,200	0,00	1,000	-8,000	16,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 69 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

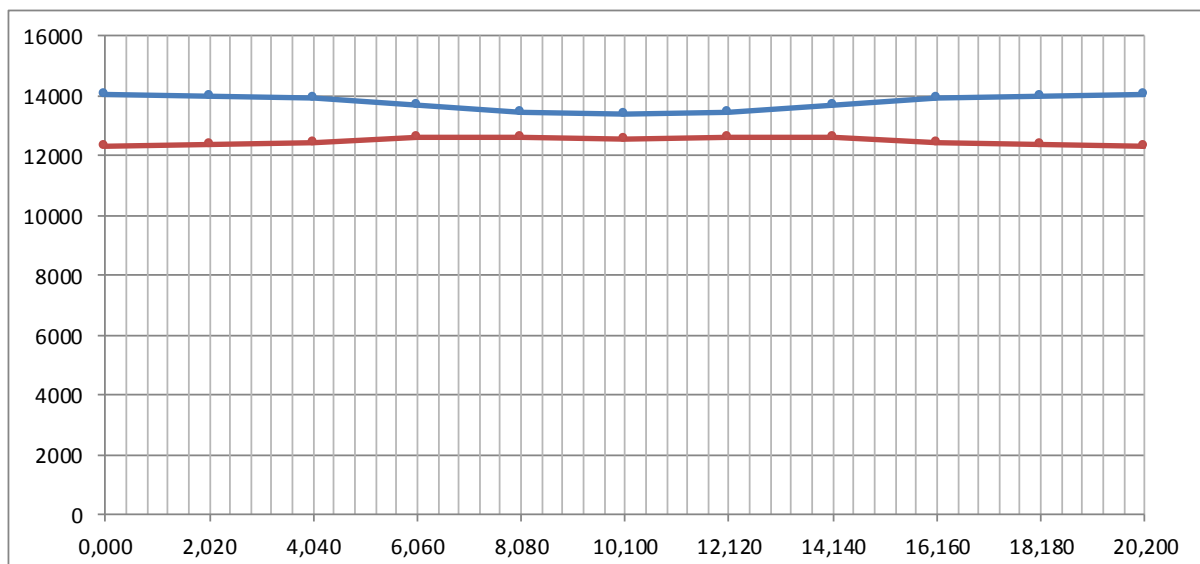
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 69 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0
S1	12354	69,2	1,019	-0,331	68,5	-9,6	-22,7
S2	12405	69,5	1,019	-0,608	68,8	-9,7	-41,8
S3	12628	70,7	1,019	-0,818	70,5	-5,2	-57,7
S4	12628	70,7	1,019	-0,898	70,7	-0,5	-63,5
S5	12557	70,3	1,019	-0,899	70,3	0,0	-63,2
S6	12628	70,7	1,019	-0,898	70,7	0,5	-63,5
S7	12628	70,7	1,019	-0,818	70,5	5,2	-57,7
S8	12405	69,5	1,019	-0,608	68,8	9,7	-41,8
S9	12354	69,2	1,019	-0,331	68,5	9,6	-22,7
S10	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C3

Unidade de protensão → 4 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 79

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022 \quad k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 5,6 \quad \mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(reco da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	20,20	0,300	2,000		4,00	1,000	14022
S1	2,220	17,98	0,223	2,00	0,00	4,00	0,996	13960
S2	4,190	16,01	0,154	2,00	0,00	4,00	0,992	13905
S3	6,160	14,04	0,120	0,00	2,00	2,00	0,981	13754
S4	8,130	12,07	0,120	0,00	2,00	2,00	0,977	13700
S5	10,100	10,10	0,120	0,00	2,00	2,00	0,973	13646
S6	12,070	8,13	0,120	0,00	2,00	2,00	0,977	13700
S7	14,040	6,16	0,120	0,00	2,00	2,00	0,981	13754
S8	16,010	4,19	0,154	-2,00	4,00	0,00	0,992	13905
S9	17,980	2,22	0,223	-2,00	4,00	0,00	0,996	13960
S10	20,200	0,00	0,300	-2,00	4,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 70 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem esquerda)*}$$

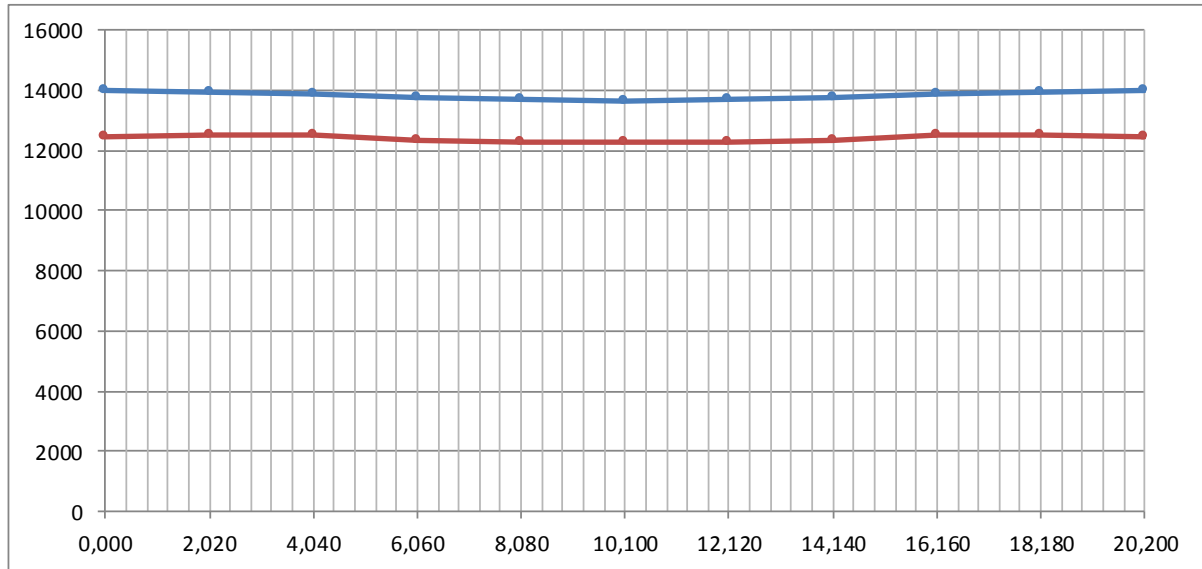
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 70 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem direita)*}$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por reco da ancoragem


Seção	$\sigma_p(x)$	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0
S1	12528	70,2	1,019	-0,797	70,1	-2,4	-55,9
S2	12510	70,1	1,019	-0,865	70,0	-2,4	-60,6
S3	12362	69,2	1,019	-0,899	69,2	0,0	-62,2
S4	12309	68,9	1,019	-0,899	68,9	0,0	-62,0
S5	12255	68,6	1,019	-0,899	68,6	0,0	-61,7
S6	12309	68,9	1,019	-0,899	68,9	0,0	-62,0
S7	12362	69,2	1,019	-0,899	69,2	0,0	-62,2
S8	12510	70,1	1,019	-0,865	70,0	2,4	-60,6
S9	12528	70,2	1,019	-0,797	70,1	2,4	-55,9
S10	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0

A perda por reco da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 388/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Verificação das tensões elásticas no concreto nas diversas fases de carregamento

Serão verificadas as tensões nas fibras extremas do concreto para as seguintes fases de carregamento:

- Fase 1 = peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
- Fase 2 = fase 1 + 2ª etapa de protensão
- Fase 3 = fase 2 + peso próprio da laje e transversinas
- Fase 4 = fase 3 + 3ª etapa de protensão
- Fase 5 = fase 4 + sobrecarga permanente
- Fase 6 = fase 5 + carga móvel
- Fase 7 = fase 5 + perdas de protensão
- Fase 8 = fase 7 + carga móvel

Tensões limites

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0 \qquad f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51 \qquad s = 0,38$$

- no instante da protensão

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctm,j} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,7 f_{ckj}$$

- na vida útil da obra

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctk,inf} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,6 f_{ck}$$

idade da 1ª protensão (dias) = 3

$$\beta_1 = 0,458 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 18,32 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,08$$

idade da 2ª protensão (dias) = 7

$$\beta_2 = 0,684 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 27,35 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,72$$

idade da 3ª protensão (dias) = 28

$$\beta_3 = 1,000 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 40,00 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,51$$

	tração (tf/m ²)	compressão (tf/m ²)
t = 3	-250,17	1282,36
t = 7	-326,83	1914,81
t = 28	-294,74	2400,00
t = ∞	-294,74	2400,00

Verificação do estado limite de compressão excessiva para a combinação rara de carregamentos (ELS-CE)

 Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m^2) para 110% da força de protensão

		g_1	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2
S0	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m^2)	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	87	166	253	0	253
	σ_i (tf/m^2)	-90	549	459	0	459
S2	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	152	-33	119	0	119
	σ_i (tf/m^2)	-158	763	605	0	605
S3	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	199	-169	30	0	30
	σ_i (tf/m^2)	-207	918	711	0	711
S4	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	227	-217	10	0	10
	σ_i (tf/m^2)	-236	976	740	0	740
S5	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	236	-216	20	0	20
	σ_i (tf/m^2)	-246	971	726	0	726
S6	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	227	-217	10	0	10
	σ_i (tf/m^2)	-236	976	740	0	740
S7	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	199	-169	30	0	30
	σ_i (tf/m^2)	-207	918	711	0	711
S8	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	152	-33	119	0	119
	σ_i (tf/m^2)	-158	763	605	0	605
S9	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	87	166	253	0	253
	σ_i (tf/m^2)	-90	549	459	0	459
S10	σ_s (tf/m^2)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m^2)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m^2)	0	0	0	0	0

Verificação do estado limite de formação de fissuras para a combinação frequente de carregamentos (ELS-F)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q_1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_j,k} \quad \text{com } \psi_1 = 0,5$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	87	151	238	0	238	75	313
	σ _i (tf/m ²)	-90	499	409	0	409	-78	331
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	152	-30	122	0	122	134	256
	σ _i (tf/m ²)	-158	693	535	0	535	-139	396
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	199	-154	45	0	45	176	221
	σ _i (tf/m ²)	-207	835	628	0	628	-183	445
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	227	-198	30	0	30	201	231
	σ _i (tf/m ²)	-236	887	651	0	651	-209	442
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	236	-197	40	0	40	209	249
	σ _i (tf/m ²)	-246	883	637	0	637	-217	420
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	227	-198	30	0	30	201	231
	σ _i (tf/m ²)	-236	887	651	0	651	-209	442
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	199	-154	45	0	45	176	221
	σ _i (tf/m ²)	-207	835	628	0	628	-183	445
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	152	-30	122	0	122	134	256
	σ _i (tf/m ²)	-158	693	535	0	535	-139	396
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	87	151	238	0	238	75	313
	σ _i (tf/m ²)	-90	499	409	0	409	-78	331
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	17	17	43	60
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	313	11	324	29	353
	σ_i (tf/m ²)	0	331	-37	294	-96	197
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	30	30	61	91
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	256	20	276	41	317
	σ_i (tf/m ²)	0	396	-66	330	-136	194
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	39	39	80	119
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	221	26	247	53	301
	σ_i (tf/m ²)	0	445	-87	358	-177	181
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	45	45	91	136
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	231	30	260	61	322
	σ_i (tf/m ²)	0	442	-99	343	-203	140
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	47	47	95	142
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	249	31	280	64	344
	σ_i (tf/m ²)	0	420	-104	316	-212	105
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	45	45	91	136
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	231	30	260	61	322
	σ_i (tf/m ²)	0	442	-99	343	-203	140
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	39	39	80	119
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	221	26	247	53	301
	σ_i (tf/m ²)	0	445	-87	358	-177	181
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	30	30	61	91
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	256	20	276	41	317
	σ_i (tf/m ²)	0	396	-66	330	-136	194
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	17	17	43	60
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	313	11	324	29	353
	σ_i (tf/m ²)	0	331	-37	294	-96	197
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-35	-18	43	25
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-20	304	29	333
	σ_i (tf/m ²)	-66	228	-96	132
S2	σ_s (tf/m ²)	-27	3	61	64
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	4	280	41	321
	σ_i (tf/m ²)	-91	239	-136	103
S3	σ_s (tf/m ²)	-23	17	80	97
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	21	268	53	321
	σ_i (tf/m ²)	-112	247	-177	70
S4	σ_s (tf/m ²)	-21	24	91	116
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	26	287	61	348
	σ_i (tf/m ²)	-117	226	-203	24
S5	σ_s (tf/m ²)	-20	27	95	122
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	25	306	64	369
	σ_i (tf/m ²)	-114	203	-212	-9
S6	σ_s (tf/m ²)	-21	24	91	116
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	26	287	61	348
	σ_i (tf/m ²)	-117	226	-203	24
S7	σ_s (tf/m ²)	-23	17	80	97
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	21	268	53	321
	σ_i (tf/m ²)	-112	247	-177	70
S8	σ_s (tf/m ²)	-27	3	61	64
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	4	280	41	321
	σ_i (tf/m ²)	-91	239	-136	103
S9	σ_s (tf/m ²)	-35	-18	43	25
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-20	304	29	333
	σ_i (tf/m ²)	-66	228	-96	132
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Verificação do estado limite de descompressão para a combinação quase permanente de carregamentos (ELS-D)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_2 = 0,3$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	87	151	238	0	238	75	313
	σ _i (tf/m ²)	-90	499	409	0	409	-78	331
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	152	-30	122	0	122	134	256
	σ _i (tf/m ²)	-158	693	535	0	535	-139	396
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	199	-154	45	0	45	176	221
	σ _i (tf/m ²)	-207	835	628	0	628	-183	445
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	227	-198	30	0	30	201	231
	σ _i (tf/m ²)	-236	887	651	0	651	-209	442
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	236	-197	40	0	40	209	249
	σ _i (tf/m ²)	-246	883	637	0	637	-217	420
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	227	-198	30	0	30	201	231
	σ _i (tf/m ²)	-236	887	651	0	651	-209	442
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	199	-154	45	0	45	176	221
	σ _i (tf/m ²)	-207	835	628	0	628	-183	445
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	152	-30	122	0	122	134	256
	σ _i (tf/m ²)	-158	693	535	0	535	-139	396
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	87	151	238	0	238	75	313
	σ _i (tf/m ²)	-90	499	409	0	409	-78	331
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	17	17	26	43
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	313	11	324	17	342
	σ_i (tf/m ²)	0	331	-37	294	-58	236
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	30	30	37	67
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	256	20	276	25	301
	σ_i (tf/m ²)	0	396	-66	330	-82	248
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	39	39	48	87
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	221	26	247	32	279
	σ_i (tf/m ²)	0	445	-87	358	-106	252
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	45	45	55	100
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	231	30	260	37	297
	σ_i (tf/m ²)	0	442	-99	343	-122	221
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	47	47	57	104
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	249	31	280	38	318
	σ_i (tf/m ²)	0	420	-104	316	-127	190
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	45	45	55	100
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	231	30	260	37	297
	σ_i (tf/m ²)	0	442	-99	343	-122	221
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	39	39	48	87
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	221	26	247	32	279
	σ_i (tf/m ²)	0	445	-87	358	-106	252
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	30	30	37	67
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	256	20	276	25	301
	σ_i (tf/m ²)	0	396	-66	330	-82	248
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	17	17	26	43
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	313	11	324	17	342
	σ_i (tf/m ²)	0	331	-37	294	-58	236
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-35	-18	26	8
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-20	304	17	321
	σ_i (tf/m ²)	-66	228	-58	170
S2	σ_s (tf/m ²)	-27	3	37	40
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	4	280	25	305
	σ_i (tf/m ²)	-91	239	-82	157
S3	σ_s (tf/m ²)	-23	17	48	65
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	21	268	32	300
	σ_i (tf/m ²)	-112	247	-106	140
S4	σ_s (tf/m ²)	-21	24	55	79
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	26	287	37	323
	σ_i (tf/m ²)	-117	226	-122	105
S5	σ_s (tf/m ²)	-20	27	57	84
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	25	306	38	344
	σ_i (tf/m ²)	-114	203	-127	76
S6	σ_s (tf/m ²)	-21	24	55	79
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	26	287	37	323
	σ_i (tf/m ²)	-117	226	-122	105
S7	σ_s (tf/m ²)	-23	17	48	65
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	21	268	32	300
	σ_i (tf/m ²)	-112	247	-106	140
S8	σ_s (tf/m ²)	-27	3	37	40
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	4	280	25	305
	σ_i (tf/m ²)	-91	239	-82	157
S9	σ_s (tf/m ²)	-35	-18	26	8
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-20	304	17	321
	σ_i (tf/m ²)	-66	228	-58	170
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Cálculo do cisalhamento - $t = \infty$

Esforços cortantes característicos

$$V_{k,max} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,max} \quad f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$V_{k,min} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,min} \quad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500,0$$

onde: $V_{p,k} = V_p^{prot}$ em tempo $t = \infty$

Seção	$V_{g1,k}$ (tf)	$V_{g2,k}$ (tf)	$V_{g3,k}$ (tf)	$V_{p,k}$ (tf)	$V_{q,max,k}$ (tf)	$V_{q,min,k}$ (tf)	V_k^{max} (tf)	V_k^{min} (tf)
S0	20,01	16,20	10,80	0,00	56,02	0,00	103,03	47,01
S1	14,47	12,96	8,64	-31,50	47,91	-1,64	52,48	2,93
S2	10,86	9,72	6,48	-28,05	32,24	-4,13	31,25	-5,13
S3	7,24	6,48	4,32	-13,58	26,56	-7,82	31,01	-3,36
S4	3,62	3,24	2,16	-0,46	21,27	-11,90	29,83	-3,34
S5	0,00	0,00	0,00	0,00	16,38	-16,38	16,38	-16,38
S6	-3,62	-3,24	-2,16	0,46	11,90	-21,27	3,34	-29,83
S7	-7,24	-6,48	-4,32	13,58	7,82	-26,56	3,36	-31,01
S8	-10,86	-9,72	-6,48	28,05	4,13	-32,24	5,13	-31,25
S9	-14,47	-12,96	-8,64	31,50	1,64	-47,91	-2,93	-52,48
S10	-20,01	-16,20	-10,80	0,00	0,00	-56,02	-47,01	-103,03

Verificação do concreto

$$\phi_{bainha} \text{ (m)} = 0,075$$

$$n_{bainhas \text{ alinhadas na alma}} = 1$$

$$V_{sd} = 1,35 \times V_g + \left\{ \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \times V_p + 1,5 \times V_q$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_{w,nom} \times d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ (fck em MPa)}$$

Seção	V_{sd} (tf)	b_w (m)	H (m)	$\Sigma \Phi/2$ (m)	b_w^{nom} (m)	d (m)	V_{rd2} (tf)
S0	147,5	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2
S1	92,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S2	59,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S3	52,0	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S4	43,7	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S5	24,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S6	43,7	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S7	52,0	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S8	59,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S9	92,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S10	147,5	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2

Para todas as seções $V_{rd2} > V_{sd}$

Parcela do esforço cortante absorvida pelos mecanismos complementares à treliça

$$M_{sdu} = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q$$

Seção	M _{g1,k}	M _{g2,k}	M _{g3,k}	M _{q máx,k}	M _{q mín,k}	M _{sdu} (tf.m)
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0
S1	33,27	28,86	19,24	99,33	0,00	258,8
S2	58,34	51,31	34,21	140,37	0,00	404,8
S3	76,26	67,34	44,90	182,73	0,00	528,6
S4	87,00	76,96	51,31	209,21	0,00	604,4
S5	90,59	80,17	53,45	218,49	0,00	630,4
S6	87,00	76,96	51,31	209,21	0,00	604,4
S7	76,26	67,34	44,90	182,73	0,00	528,6
S8	58,34	51,31	34,21	140,37	0,00	404,8
S9	33,27	28,86	19,24	99,33	0,00	258,8
S10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

$$V_c = V_{c0} \times (1 + M_0 / M_{sd,máx}) \leq 2 \times V_{c0}$$

$$M_0 = 0,90 \times (\sigma_p^{prot.} \times W)$$

$$V_{c0} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

com fck em MPa

Seção	$\sigma_p^{prot.}$ (tf/m ²)	W _i (m ³)	M ₀ (tf.m)	1+ M ₀ /M _{sd,máx}
S0	0	0,761	0,00	1,00
S1	434	0,516	201,60	1,78
S2	602	0,516	279,84	1,69
S3	723	0,516	335,93	1,64
S4	770	0,516	357,89	1,59
S5	769	0,516	357,50	1,57
S6	770	0,516	357,89	1,59
S7	723	0,516	335,93	1,64
S8	602	0,516	279,84	1,69
S9	434	0,516	201,60	1,78
S10	0	0,761	0,00	1,00

Seção	b_w^{nom} (m)	d (m)	Vc0 (tf)	2 * Vc0 (tf)	Vc (tf)
S0	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5
S1	0,183	1,784	34,3	68,5	61,0
S2	0,183	1,784	34,3	68,5	58,0
S3	0,183	1,784	34,3	68,5	56,1
S4	0,183	1,784	34,3	68,5	54,6
S5	0,183	1,784	34,3	68,5	53,7
S6	0,183	1,784	34,3	68,5	54,6
S7	0,183	1,784	34,3	68,5	56,1
S8	0,183	1,784	34,3	68,5	58,0
S9	0,183	1,784	34,3	68,5	61,0
S10	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5

Parcela do cortante absorvida pela armadura transversal

Seção	Vsd (tf)	Vc (tf)	V _{swd} (tf)
S0	147,5	131,5	16,04
S1	92,2	61,0	31,25
S2	59,6	58,0	1,67
S3	52,0	56,1	0,00
S4	43,7	54,6	0,00
S5	24,6	53,7	0,00
S6	43,7	54,6	0,00
S7	52,0	56,1	0,00
S8	59,6	58,0	1,67
S9	92,2	61,0	31,25
S10	147,5	131,5	16,04

Cálculo da taxa volumétrica de armadura transversal

$$V_{swd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$A_{sw}/s = V_{swd} / (0,90 \times d \times f_{ywd})$$

$$\rho_{sw} = (A_{sw}/s) \times (1/b_w) \geq 0,20 \times f_{ctm} / f_{ywk}$$

$$f_{ywk} = f_{yk}$$

Seção	b_w (m)	V _{swd} (tf)	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	ρ_{sw}^{min} (cm ² /m ²)
S0	0,70	16,0	2,30	3,28	14,04
S1	0,22	31,2	4,48	20,35	14,04
S2	0,22	1,7	0,24	1,09	14,04
S3	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S4	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S5	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S6	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S7	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S8	0,22	1,7	0,24	1,09	14,04
S9	0,22	31,2	4,48	20,35	14,04
S10	0,70	16,0	2,30	3,28	14,04

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\psi_{fad} = 0,50$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw}^{m\acute{a}x} - \sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$$

$$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x/m\acute{i}n} = \frac{V_{m\acute{a}x/m\acute{i}n} - V_c/2}{b_w \times d \times \rho_{sw}}$$

$$f \cdot f = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd}^{fad}}$$

$$\Delta f_{sd}^{fad} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 850$$

Seção	V _{máx} (tf)	V _{mín} (tf)	V _c /2 (tf)	$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x}$ (tf/cm ²)	$\sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$ (tf/cm ²)	$\Delta\sigma_{sw}$ (tf/cm ²)	f.f.	ρ_{sw} (cm ² /m ²)
S0	75,02	47,01	65,7	0,53	0,00	0,53	1,00	3,28
S1	28,53	3,75	30,5	0,00	0,00	0,00	1,00	20,35
S2	15,13	-3,06	29,0	0,00	0,00	0,00	1,00	1,09
S3	17,74	0,55	28,0	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S4	19,20	2,61	27,3	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S5	8,19	-8,19	26,9	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S6	-2,61	-19,20	27,3	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S7	-0,55	-17,74	28,0	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S8	3,06	-15,13	29,0	0,00	0,00	0,00	1,00	1,09
S9	-3,75	-28,53	30,5	0,00	0,00	0,00	1,00	20,35
S10	-47,01	-75,02	65,7	0,00	0,53	0,53	1,00	3,28

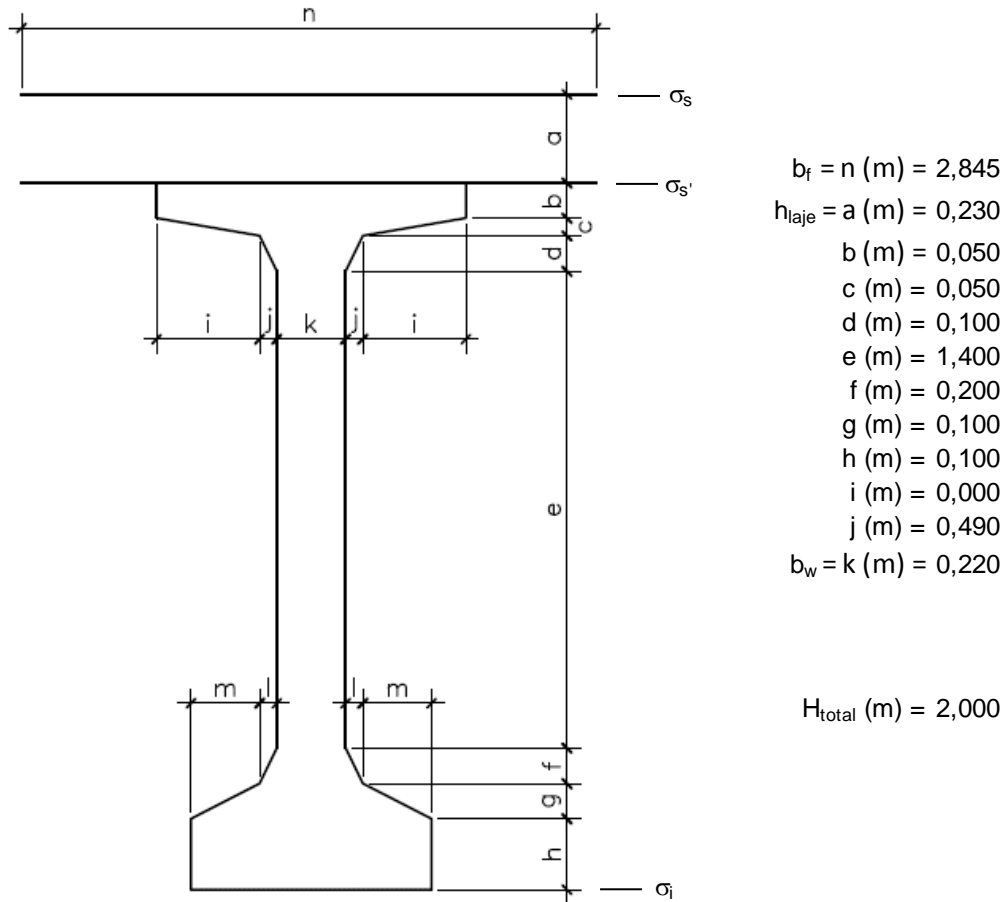
Determinação dos estribos e seus espaçamentos

$$s = (n \times A_s^{1perna}) / (\rho_{sw} \times ff \times b_w^{medio})$$

Seção	b _w (m)	ρ_{wu} (cm ² /m ²)	ρ_{wu} (Méd/Mín)	n	Φ (mm)	A _s ^{1perna}	S _{calculado} (cm)	S _{adotado} (cm)
S0	0,70	3,28						
			14,04	2	10,0	0,79	24,3	22,5
S1	0,22	20,35						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S2	0,22	1,09						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S3	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S4	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S5	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S6	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S7	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S8	0,22	1,09						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S9	0,22	20,35						
			14,04	2	10,0	0,79	24,3	22,5
S10	0,70	3,28						

Verificação do Estado Limite Ultimo (Verificação à ruptura)

Seção S₅



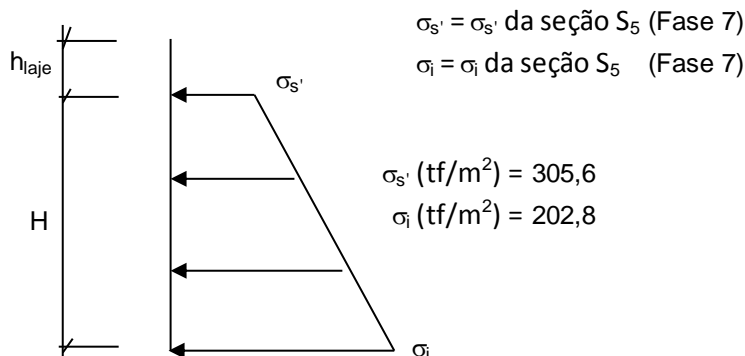
Materiais:

Concreto laje f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,laje}$ (kgf/cm²) = 318.758

Concreto viga f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,viga}$ (kgf/cm²) = 318.758

Aço: CP-190 RB E_{sp} (kgf/cm²) = 2.000.000

Tensões de peso próprio + protensão em $t = \infty$



Tensões no aço de protensão após as perdas ($t = \infty$)

	$\sigma_{sp}^{t=\infty}$ (kgf/cm ²)
C1	11.011
C2	10.823
C3	10.522
C4	0
C5	0
C6	0
C7	0
C8	0
C9	0

Solicitações atuantes na seção S₅

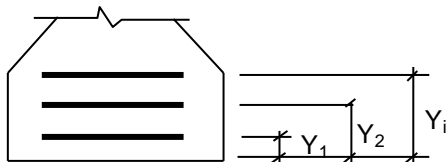
M_{g1} (tf.m) = 90,6

M_q (tf.m) = 218,5

M_{g2} (tf.m) = 80,2

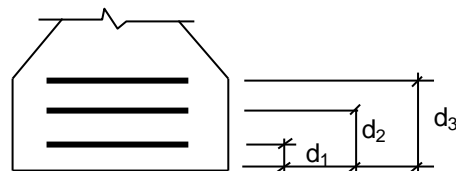
M_{g3} (tf.m) = 53,5

Cálculo do C.G. da armadura de protensão



	y (m)
C1	0,270
C2	0,120
C3	0,120
C4	
C5	
C6	
C7	
C8	
C9	

Cálculo do C.G. da armadura passiva complementar



1ª camada:

n° barras = 6

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_1 (m) = 0,060

C.G. (cm) = 0,060

2ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_2 (m) = 0,100

3ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

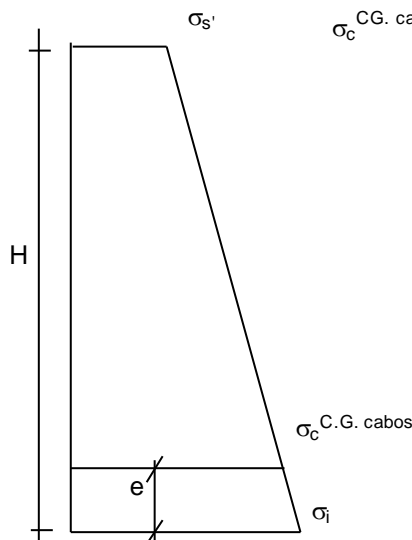
d_3 (m) = 0,150

Cálculo do pré-alongamento da armadura

$$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-Along.}} = \sigma_{sp}^{t=00} / E_{sp}$$

	$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-Along.}}$
C1	0,0055
C2	0,0054
C3	0,0053
C4	0,0000
C5	0,0000
C6	0,0000
C7	0,0000
C8	0,0000
C9	0,0000

Cálculo da deformação específica devida a descompressão do concreto



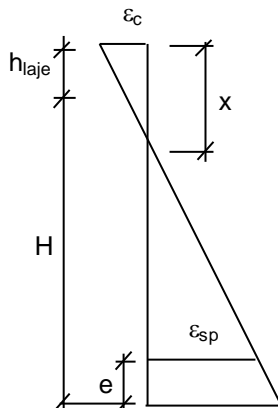
$$\sigma_c^{\text{C.G. cabos}} = [(H - e) * (\sigma_i - \sigma_s') / H] + \sigma_s'$$

$$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp.}} = \sigma_c^{\text{C.G. cabos}} / E_{cs}$$

	y (m)	σ_c (tf/m ²)	$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp}}$
C1	0,270	216,7	0,00007
C2	0,120	209,0	0,00007
C3	0,120	209,0	0,00007
C4	0,000	0,0	0,00000
C5	0,000	0,0	0,00000
C6	0,000	0,0	0,00000
C7	0,000	0,0	0,00000
C8	0,000	0,0	0,00000
C9	0,000	0,0	0,00000

Equilíbrio da seção:

Deformada admitida para a seção S₅



$$\varepsilon_c (\%) = 0,750$$

$$\varepsilon_{sp} (\%) = 10,000$$

$$x = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_{sp})] * [H - e + h_{laje}]$$

$$x \text{ (m)} = 0,147$$

Cálculo da resultante de compressão

Lamela	y_{1i} (m)	y_{2i} (m)	B1 (m)	B2 (m)	ε_{ci} (‰)	σ_{cd} (tf/m ²)	F_i (tf)
1	0,000	0,029	2,845	2,845	0,68	1363	114,3
2	0,029	0,059	2,845	2,845	0,53	1108	92,9
3	0,059	0,088	2,845	2,845	0,38	826	69,2
4	0,088	0,118	2,845	2,845	0,23	516	43,2
5	0,118	0,147	2,845	2,845	0,08	179	15,0
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
7	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
11	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
12	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
14	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
15	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
16	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
17	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
18	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
19	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
21	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0

$$R_{cc} \text{ (tf)} = 334,6$$

$$C.G._{cc} \text{ (m)} = 0,052$$

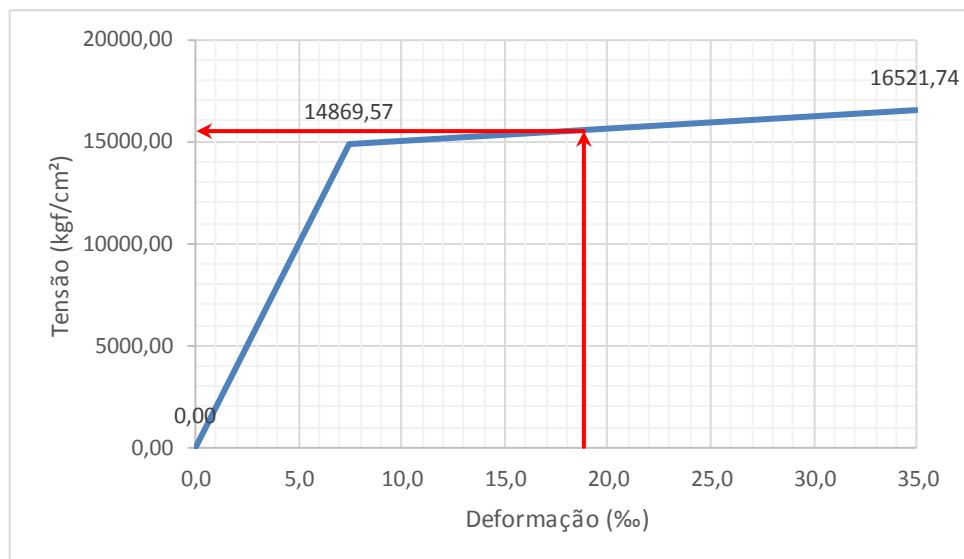
Cálculo da resultante de tração

$$\epsilon_{sp}^{total} = \epsilon_{sp}^{pré-along.} + \epsilon_{sp}^{descomp.} + \epsilon_{sp}$$

	y (m)	ϵ_{sp} (‰)	ϵ_{sp}^{total} (‰)
C1	0,270	13,31	18,880
C2	0,120	10,00	15,477
C3	0,120	10,00	15,327
C4	0,000	0,00	0,000
C5	0,000	0,00	0,000
C6	0,000	0,00	0,000
C7	0,000	0,00	0,000
C8	0,000	0,00	0,000
C9	0,000	0,00	0,000

Do diagrama tensão-deformação preconizado na NBR 6118, tem-se

$$f_{pyd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.869,6 \quad f_{ptd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 16.521,7$$



$$R_{st,CP} = A_{sp} \times \sigma_{sp}$$

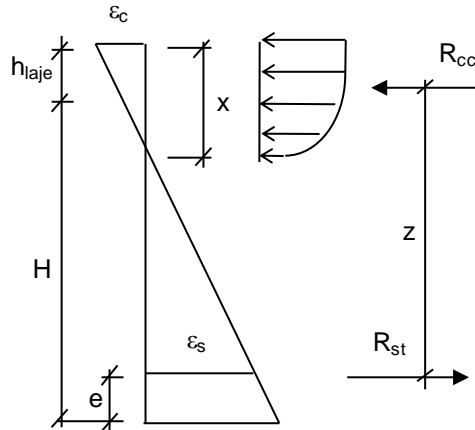
	σ_{sp} (kgf/cm ²)	A_{sp} (cm ²)	$R_{st,CP-190}$ (tf)
C1	15.556	8,40	130,67
C2	15.352	5,60	85,97
C3	15.343	5,60	85,92
C4	0	0,00	0,00
C5	0	0,00	0,00
C6	0	0,00	0,00
C7	0	0,00	0,00
C8	0	0,00	0,00
C9	0	0,00	0,00
$R_{st,CP}$ (tf) =			302,55

$$A_s^{CA-50} \text{ (cm}^2\text{)} = 7,363$$

$$R_{st,CA-50} = A_s^{CA-50} \times \sigma_s \quad R_{st,CA-50} \text{ (tf)} = 32,0$$

$$R_{st} = R_{st,CP} + R_{st,CA-50}$$

$$R_{st} \text{ (tf)} = 334,6$$



	z (m)
C1	1,908
C2	2,058
C3	2,058
C4	0,000
C5	0,000
C6	0,000
C7	0,000
C8	0,000
C9	0,000
CA-50	2,118

$$z = H + h_{laje} - C.G._{cc} - e$$

$$M_i = R_{st,i} * z_i$$

$$z = \Sigma M_i / R_{st}$$

$$z \text{ (m)} = 2,005$$

Assim temos:


$$M_u = R_{st} * z \quad M_u \text{ (tf.m)} = 671$$

$$M_d = 1,35 * (M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}) + 1,5 * (M_q) + \Delta F_{sd} * z$$

$$\Delta F_{sd} \text{ (tf)} = 0,00$$

$$M_d \text{ (tf.m)} = 630$$

Então: $M_u / M_d = 1,06 > 1,00$ (Atende)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 406/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

5.8 VIGAS DE 17,32m (VIGA INTERNA À CURVA DO VÃO ENTRE EIXOS 03A E 04A – RAMO 2000)

Características geométricas das seções

As características das seções serão calculadas considerando contribuição das armaduras passivas principais (superior e inferior), além das armaduras ativas.

As características das seções do conjunto viga+laje serão calculadas considerando a relação entre os módulos de elasticidade do concreto da viga e da laje, n .

$$f_{ck,viga} \text{ (MPa)} = 40 \quad f_{ck,laje} \text{ (MPa)} = 40 \quad \text{tipo de agregado considerado: granito ou gnaiss}$$

$$E_{CS,viga} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad E_{CS,laje} \text{ (MPa)} = 31.875,8 \quad n = 1,00$$

$$E_s \text{ (MPa)} = 200.000 \quad \alpha = 6,27$$

Viga Isolada

Seção S0

Trapézio	b_1 (m)	b_2 (m)	h (m)	y_1 (m)	y_2 (m)	A_i (m ²)	Y_i (m)	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	J_{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,700	0,050	1,900	1,850	0,048	1,877	0,089	0,167	0,000
4	0,700	0,700	1,450	1,850	0,400	1,015	1,125	1,142	1,285	0,178
5	0,700	0,700	0,200	0,400	0,200	0,140	0,300	0,042	0,013	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,463 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 2,101 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,519 & V_s' \text{ (m)} &= 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,541 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & V_i \text{ (m)} &= 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,499 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & & & &
 \end{aligned}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A_s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,463 & V_s \text{ (m)} &= - & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= - \\
 H \text{ (m)} &= 2,000 & V_s' \text{ (m)} &= 0,960 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 0,541 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,519 & V_i \text{ (m)} &= 1,040 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,499
 \end{aligned}$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $I_z (m^4) = 0,376$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$A (m^2) = 0,731$ $I_{zi} (m^4) = 1,135$ $V_s (m) = -$ $w_s (m^3) = -$
 $H (m) = 2,000$ $I_z (m^4) = 0,376$ $V_s' (m) = 0,981$ $w_s' (m^3) = 0,383$
 $A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$ $A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$ $V_i (m) = 1,019$ $w_i (m^3) = 0,369$
 $Y_{As,sup} (m) = 0,000$ $Y_{As,inf} (m) = 0,000$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{A_s,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 1,135$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{A_s,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
A _s (cm ²)	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Y (m)	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$A (m^2) = 0,731$$

$$H (m) = 2,000$$

$$I_z (m^4) = 0,376$$

$$V_s (m) = -$$

$$V_s' (m) = 0,981$$

$$V_i (m) = 1,019$$

$$w_s (m^3) = -$$

$$w_s' (m^3) = 0,383$$

$$w_i (m^3) = 0,369$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 1,135 & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 & &
 \end{array}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369
 \end{array}$$

Seção S5

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	1,200	1,200	0,050	2,000	1,950	0,060	1,975	0,119	0,234	0,000
2	1,200	1,200	0,050	1,950	1,900	0,060	1,925	0,116	0,222	0,000
3	1,200	0,220	0,100	1,900	1,800	0,071	1,862	0,132	0,246	0,000
4	0,220	0,220	1,400	1,800	0,400	0,308	1,100	0,339	0,373	0,050
5	0,220	0,700	0,200	0,400	0,200	0,092	0,283	0,026	0,007	0,000
6	0,700	0,700	0,100	0,200	0,100	0,070	0,150	0,011	0,002	0,000
7	0,700	0,700	0,100	0,100	0,000	0,070	0,050	0,004	0,000	0,000
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} = 1,135 & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} = 0,00 & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369 \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} = 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} = 0,000 & &
 \end{array}$$

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
$Y \text{ (m)}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

$$\begin{array}{llll}
 A \text{ (m}^2\text{)} = 0,731 & & V_s \text{ (m)} = - & w_s \text{ (m}^3\text{)} = - \\
 H \text{ (m)} = 2,000 & & V_s' \text{ (m)} = 0,981 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} = 0,383 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} = 0,376 & & V_i \text{ (m)} = 1,019 & w_i \text{ (m}^3\text{)} = 0,369
 \end{array}$$

Conjunto viga + laje

$$h_{laje} \text{ (m)} = 0,23 \quad \text{intereixo de vigas (m)} = 2,650$$

Vigas centrais

Seção S0

Trapézio	$b_1 \text{ (m)}$	$b_2 \text{ (m)}$	$h \text{ (m)}$	$y_1 \text{ (m)}$	$y_2 \text{ (m)}$	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} \text{ (m}^4\text{)}$
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$A (m^2) = 0,610$	$I_{zi} (m^4) = 0,011$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 2,072$	$V_s (m) = 0,874$	$w_s (m^3) = 1,166$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,644$	$w_s' (m^3) = 1,583$
$I_z (m^4) = 1,019$	$V_i (m) = 1,356$	$w_i (m^3) = 0,751$

Seção S1

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$A (m^2) = 0,610$	$I_{zi} (m^4) = 0,011$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,341$	$V_s (m) = 0,713$	$w_s (m^3) = 1,091$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,483$	$w_s' (m^3) = 1,611$
$I_z (m^4) = 0,778$	$V_i (m) = 1,517$	$w_i (m^3) = 0,512$

Seção S2

Trapézio	$b_1 (m)$	$b_2 (m)$	$h (m)$	$y_1 (m)$	$y_2 (m)$	$A_i (m^2)$	$Y_i (m)$	$A_i \times Y_i$	$A_i \times Y_i^2$	$J_{zi} (m^4)$
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$A (m^2) = 0,610$	$I_{zi} (m^4) = 0,011$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,341$	$V_s (m) = 0,713$	$w_s (m^3) = 1,091$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,483$	$w_s' (m^3) = 1,611$
$I_z (m^4) = 0,778$	$V_i (m) = 1,517$	$w_i (m^3) = 0,512$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,610 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,011 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,341 & V_s \text{ (m)} &= 0,713 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 1,091 \\
 H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,483 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,611 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,778 & V_i \text{ (m)} &= 1,517 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,512
 \end{aligned}$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,610 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,011 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 1,341 & V_s \text{ (m)} &= 0,713 & w_s \text{ (m}^3\text{)} &= 1,091 \\
 H \text{ (m)} &= 2,230 & V_s' \text{ (m)} &= 0,483 & w_s' \text{ (m}^3\text{)} &= 1,611 \\
 I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,778 & V_i \text{ (m)} &= 1,517 & w_i \text{ (m}^3\text{)} &= 0,512
 \end{aligned}$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,650	2,650	0,100	0,230	0,130	0,265	0,180	0,048	0,009	0,000
2	2,650	2,650	0,130	0,130	0,000	0,345	0,065	0,022	0,001	0,000

$$\begin{aligned}
 A \text{ (m}^2\text{)} &= 0,610 & I_{zi} \text{ (m}^4\text{)} &= 0,011 & V_s \text{ (m)} &= 0,115 \\
 H \text{ (m)} &= 0,230 & I_z \text{ (m}^4\text{)} &= 0,003 & V_i \text{ (m)} &= 0,115 \\
 A_{s,sup} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & A_{s,inf} \text{ (cm}^2\text{)} &= 0,00 & & \\
 Y_{As,sup} \text{ (m)} &= 0,000 & Y_{As,inf} \text{ (m)} &= 0,000 & &
 \end{aligned}$$

$$A (m^2) = 1,341$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,778$$

$$V_s (m) = 0,713$$

$$V_s' (m) = 0,483$$

$$V_i (m) = 1,517$$

$$w_s (m^3) = 1,091$$

$$w_s' (m^3) = 1,611$$

$$w_i (m^3) = 0,512$$

Vigas de bordo

Seção S0

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,525	2,525	0,100	0,230	0,130	0,253	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,525	2,525	0,130	0,130	0,000	0,328	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,581$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 2,043$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 1,002$$

$$V_s (m) = 0,884$$

$$V_s' (m) = 0,654$$

$$V_i (m) = 1,346$$

$$w_s (m^3) = 1,133$$

$$w_s' (m^3) = 1,531$$

$$w_i (m^3) = 0,745$$

Seção S1

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,525	2,525	0,100	0,230	0,130	0,253	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,525	2,525	0,130	0,130	0,000	0,328	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,581$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,312$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,767$$

$$V_s (m) = 0,726$$

$$V_s' (m) = 0,496$$

$$V_i (m) = 1,504$$

$$w_s (m^3) = 1,057$$

$$w_s' (m^3) = 1,547$$

$$w_i (m^3) = 0,510$$

Seção S2

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,525	2,525	0,100	0,230	0,130	0,253	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,525	2,525	0,130	0,130	0,000	0,328	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,581$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,312$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,767$$

$$V_s (m) = 0,726$$

$$V_s' (m) = 0,496$$

$$V_i (m) = 1,504$$

$$w_s (m^3) = 1,057$$

$$w_s' (m^3) = 1,547$$

$$w_i (m^3) = 0,510$$

Seção S3

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,525	2,525	0,100	0,230	0,130	0,253	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,525	2,525	0,130	0,130	0,000	0,328	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,581$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,312$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,767$$

$$V_s (m) = 0,726$$

$$V_s' (m) = 0,496$$

$$V_i (m) = 1,504$$

$$w_s (m^3) = 1,057$$

$$w_s' (m^3) = 1,547$$

$$w_i (m^3) = 0,510$$

Seção S4

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,525	2,525	0,100	0,230	0,130	0,253	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,525	2,525	0,130	0,130	0,000	0,328	0,065	0,021	0,001	0,000

$$A (m^2) = 0,581$$

$$H (m) = 0,230$$

$$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,sup} (m) = 0,000$$

$$I_{zi} (m^4) = 0,010$$

$$I_z (m^4) = 0,003$$

$$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$$

$$Y_{As,inf} (m) = 0,000$$

$$V_s (m) = 0,115$$

$$V_i (m) = 0,115$$

$$A (m^2) = 1,312$$

$$H (m) = 2,230$$

$$I_z (m^4) = 0,767$$

$$V_s (m) = 0,726$$

$$V_s' (m) = 0,496$$

$$V_i (m) = 1,504$$

$$w_s (m^3) = 1,057$$

$$w_s' (m^3) = 1,547$$

$$w_i (m^3) = 0,510$$

Seção S5

Trapézio	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	A _i (m ²)	Y _i (m)	A _i x Y _i	A _i x Y _i ²	J _{zi} (m ⁴)
1	2,525	2,525	0,100	0,230	0,130	0,253	0,180	0,045	0,008	0,000
2	2,525	2,525	0,130	0,130	0,000	0,328	0,065	0,021	0,001	0,000

$A (m^2) = 0,581$	$I_{zi} (m^4) = 0,010$	$V_s (m) = 0,115$
$H (m) = 0,230$	$I_z (m^4) = 0,003$	$V_i (m) = 0,115$
$A_{s,sup} (cm^2) = 0,00$	$A_{s,inf} (cm^2) = 0,00$	
$Y_{As,sup} (m) = 0,000$	$Y_{As,inf} (m) = 0,000$	

$A (m^2) = 1,312$	$V_s (m) = 0,726$	$w_s (m^3) = 1,057$
$H (m) = 2,230$	$V_s' (m) = 0,496$	$w_s' (m^3) = 1,547$
$I_z (m^4) = 0,767$	$V_i (m) = 1,504$	$w_i (m^3) = 0,510$

Resumo das características das seções

Viga isolada

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	1,463	0,519	-	0,960	1,040	-	0,541	0,499
S1	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S2	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S3	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S4	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369
S5	0,731	0,376	-	0,981	1,019	-	0,383	0,369

Conjunto viga+laje

Vigas centrais

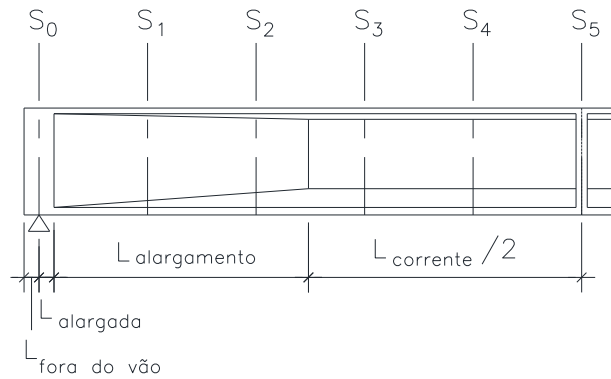
	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,072	1,019	0,874	0,644	1,356	1,166	1,583	0,751
S1	1,341	0,778	0,713	0,483	1,517	1,091	1,611	0,512
S2	1,341	0,778	0,713	0,483	1,517	1,091	1,611	0,512
S3	1,341	0,778	0,713	0,483	1,517	1,091	1,611	0,512
S4	1,341	0,778	0,713	0,483	1,517	1,091	1,611	0,512
S5	1,341	0,778	0,713	0,483	1,517	1,091	1,611	0,512

Vigas de bordo

	A (m ²)	I _z (m ⁴)	V _s (m)	V _s ' (m)	V _i (m)	w _s (m ³)	w _s ' (m ³)	w _i (m ³)
S0	2,043	1,002	0,884	0,654	1,346	1,133	1,531	0,745
S1	1,312	0,767	0,726	0,496	1,504	1,057	1,547	0,510
S2	1,312	0,767	0,726	0,496	1,504	1,057	1,547	0,510
S3	1,312	0,767	0,726	0,496	1,504	1,057	1,547	0,510
S4	1,312	0,767	0,726	0,496	1,504	1,057	1,547	0,510
S5	1,312	0,767	0,726	0,496	1,504	1,057	1,547	0,510

Cargas permanentes

Peso próprio da viga



$L_{\text{teórico}} \text{ (m)} = 16,71$

$\gamma_{\text{concreto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,50$

$\Delta S \text{ (m)} = 1,671$

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 0,300$

$g_{\text{fora do vão}} \text{ (tf/m)} = 3,656$

$L_{\text{alargada}} \text{ (m)} = 0,900$

$g_{\text{alargada}} \text{ (tf/m)} = 3,656$

$L_{\text{alargamento}} \text{ (m)} = 0,300$

$g_{\text{corrente}} \text{ (tf/m)} = 1,828$

$L_{\text{corrente}} \text{ (m)} = 14,310$

$n_{\text{septos de vão}} = 1$

$X_{\text{septo de vão 1}} \text{ (m)} = -$

$X_{\text{septo de vão 2}} \text{ (m)} = -$

$e_{\text{septos de vão}} \text{ (m)} = 0,000$

$R_{g1} \text{ (tf)} = 18,29$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	17,2	0,0	-	0,0	0,0
S1	12,2	24,0	-	62,6	-65,1
S2	9,2	41,9	-	109,3	-113,5
S3	6,1	54,6	-	142,6	-148,1
S4	3,1	62,3	-	162,5	-168,9
S5	0,0	64,8	-	169,2	-175,8

Diagrama de Cortante (tf)

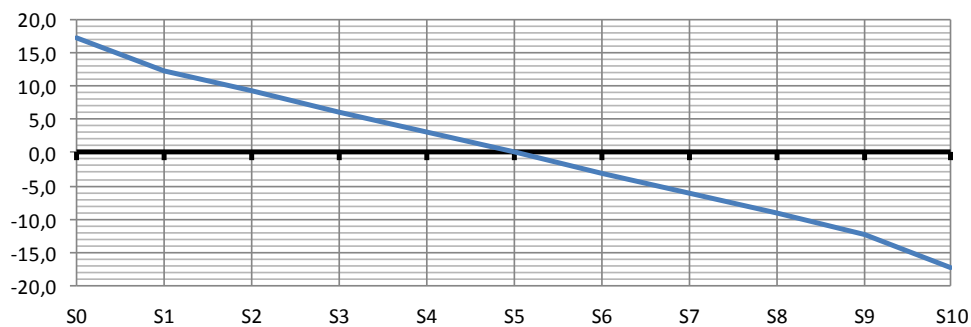
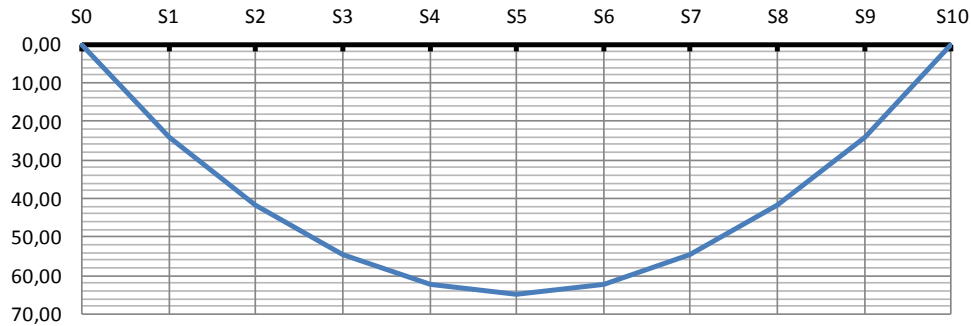


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Peso próprio da laje e transversinas

Vigas centrais

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_2 \text{ (tf/m)} = 1,524$

$P_{\text{transv. de vão}} \text{ (tf)} = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} \text{ (tf)} = 1,000$

$R_{g2} \text{ (tf)} = 15,33$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	12,73	0,00	-	0,0	0,0
S1	10,18	19,15	-	50,0	-51,9
S2	7,64	34,04	-	88,9	-92,3
S3	5,09	44,67	-	116,6	-121,2
S4	2,55	51,06	-	133,3	-138,5
S5	0,00	53,18	-	138,8	-144,2

Diagrama de Cortante (tf)

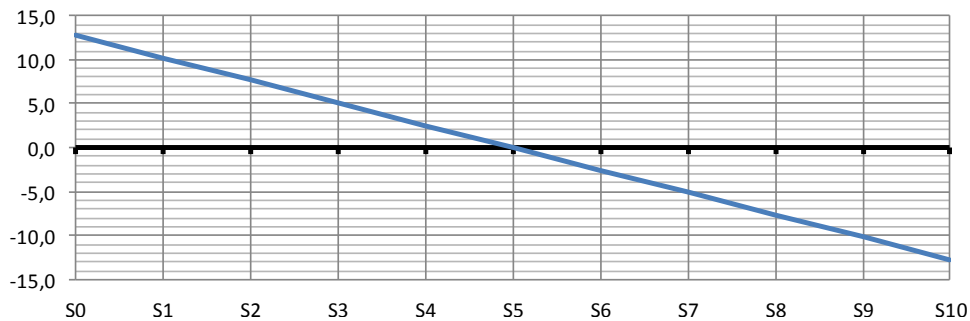
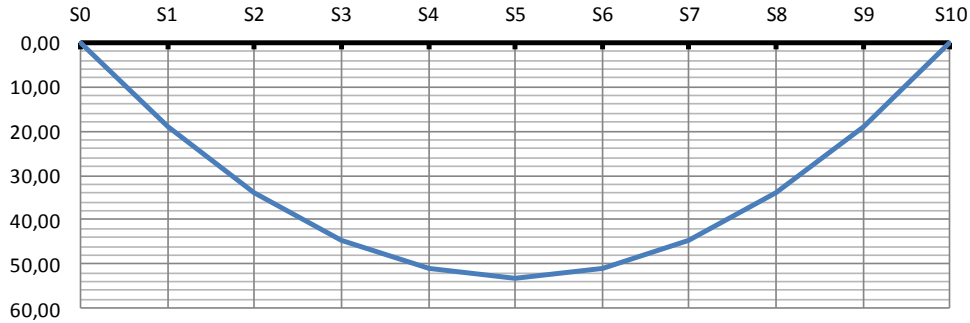


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

$L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$

$g_2 \text{ (tf/m)} = 1,452$

$P_{\text{transv. de vão}} \text{ (tf)} = 0,000$

$P_{\text{transv. de apoio}} \text{ (tf)} = 0,500$

$R_{g_2} \text{ (tf)} = 14,15$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_s' \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (tf/m}^2\text{)}$
S0	12,13	0,00	-	0,0	0,0
S1	9,70	18,24	-	47,6	-49,5
S2	7,28	32,43	-	84,7	-88,0
S3	4,85	42,57	-	111,1	-115,4
S4	2,43	48,65	-	127,0	-131,9
S5	0,00	50,67	-	132,3	-137,4

Diagrama de Cortante (tf)

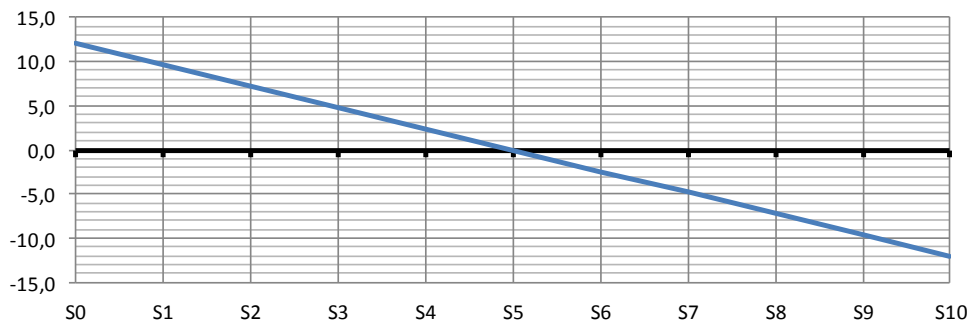
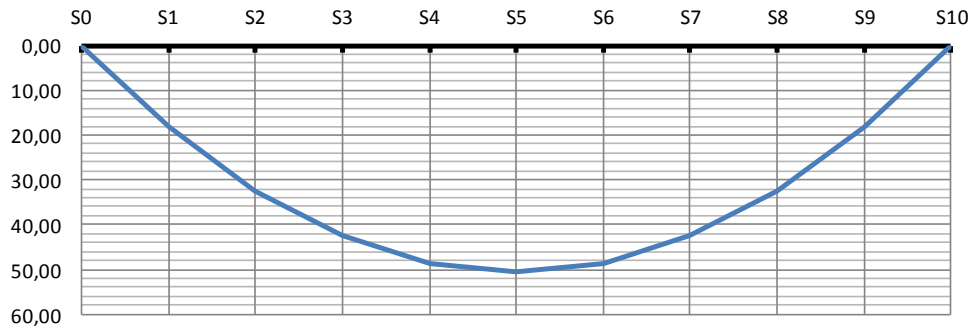


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Sobrecarga Permanente Rodoviária

Vigas centrais

$$h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070 \qquad L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$$

$$b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,650$$

$$\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40 \qquad g_3 \text{ (tf/m)} = 0,445$$

$$R_{g_3} \text{ (tf)} = 4,19$$

	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	3,72	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	2,98	5,59	5,1	3,5	-10,9
S2	2,23	9,94	9,1	6,2	-19,4
S3	1,49	13,05	12,0	8,1	-25,5
S4	0,74	14,92	13,7	9,3	-29,1
S5	0,00	15,54	14,2	9,6	-30,3

Diagrama de Cortante (tf)

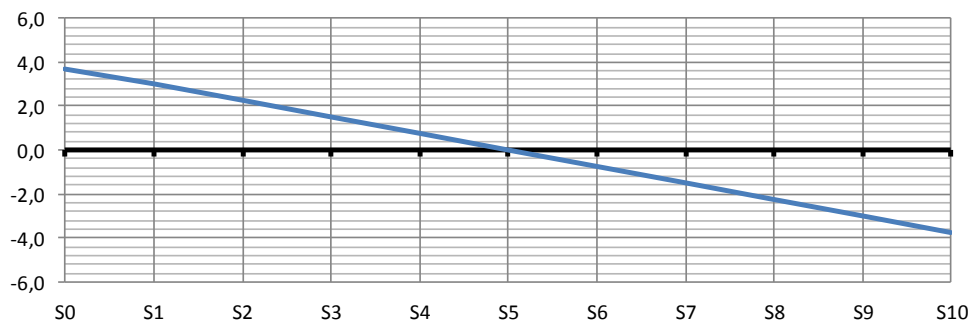
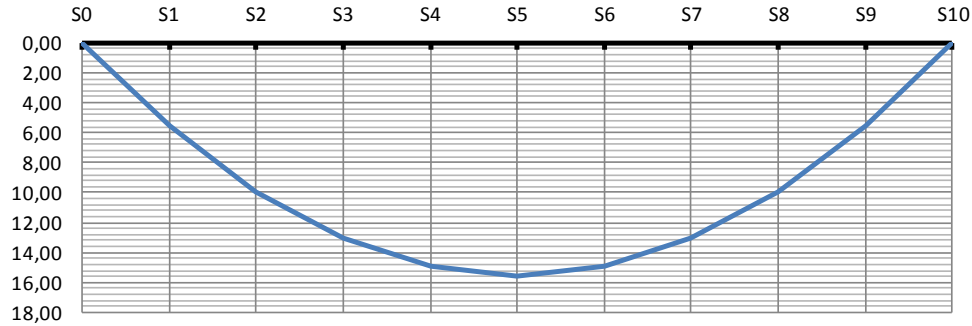


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Vigas de bordo

- $b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$
- $b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$
- $b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$
- $h_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 0,070$
- $b_{\text{asfalto}} \text{ (m)} = 2,125$
- $\gamma_{\text{asfalto}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$
- $h_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,10$
- $b_{\text{pingadeira}} \text{ (m)} = 0,40$
- $L_{\text{fora do vão}} \text{ (m)} = 1,050$
- $g_{\text{guarda-rodas}} \text{ (tf/m)} = 0,580$
- $g_{\text{guarda corpo}} \text{ (tf/m)} = 0,000$
- $g_{\text{passeio}} \text{ (tf/m)} = 0,000$
- $g_{\text{pingadeiras}} \text{ (tf/m)} = 0,100$

$g_3 \text{ (tf/m)} = 1,037$

$R_{g_3} \text{ (tf)} = 9,75$

	V (tf)	M (tf.m)	$\sigma_s \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_s' \text{ (tf/m}^2\text{)}$	$\sigma_i \text{ (tf/m}^2\text{)}$
S0	8,66	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	6,93	13,03	12,3	8,4	-25,6
S2	5,20	23,16	21,9	15,0	-45,4
S3	3,47	30,40	28,8	19,6	-59,6
S4	1,73	34,75	32,9	22,5	-68,1
S5	0,00	36,19	34,2	23,4	-71,0

Diagrama de Cortante (tf)

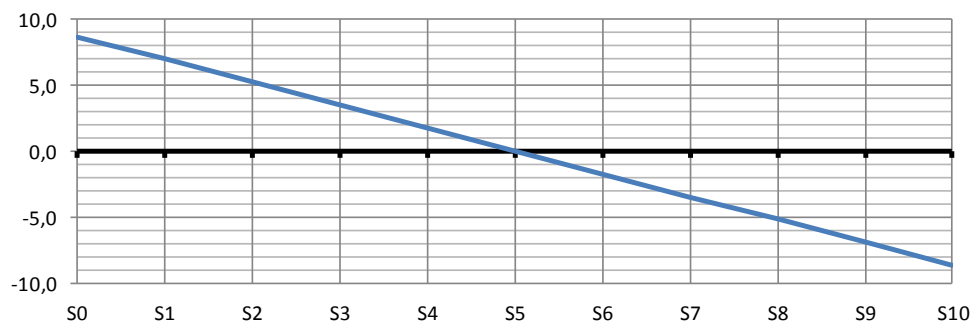
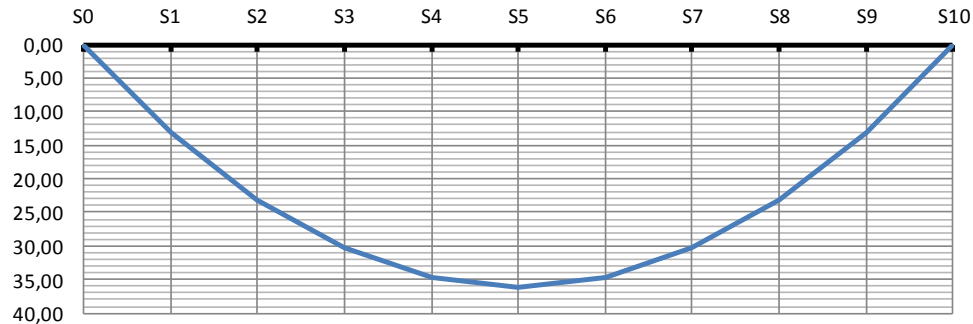


Diagrama de Momento de Flexão (tf.m)



Carga móvel rodoviária

$L_{transv} \text{ (m)} = 13,00$

$n_{vigas} = 5$

	$X_i \text{ (m)}$	X_i^2	R_{V1}	R_{V2}	R_{V3}	R_{V4}	R_{V5}	R_{V6}
V1	5,30	28,09	0,600	0,400	0,200	0,000	-0,200	-
V2	2,65	7,02	0,400	0,300	0,200	0,100	0,000	-
V3	0,00	0,00	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	-
V4	-2,65	7,02	0,000	0,100	0,200	0,300	0,400	-
V5	-5,30	28,09	-0,200	0,000	0,200	0,400	0,600	-
V6		-	-	-	-	-	-	-
	ΣX_i^2	70,225						

$L_{teórico} \text{ (m)} = 16,71$

$P \text{ (tf/roda)} = 6,000$

$q_{multidão} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,500$

$q_{passeio} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

Coefficiente de impacto vertical (CIV)

$CIV = 1,35$ para vãos menores que 10m

$CIV = 1 + 1,06 \left(\frac{20}{L + 50} \right)$ para vãos maiores que 10m

$CIV = 1,32$

Coefficiente do número de faixas (CNF)

$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9$

$n_{faixas} = 2$

$CNF = 1,00$

Coefficiente de impacto adicional (CIA)

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

CIA = 1,25

Aplicado apenas nas seções a uma distância normal à junta inferior a 5m.

Trem-tipo para V1 (viga de bordo)

$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$

$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$

$i = 0,075$

$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$

$L_{\text{c.m.}} \text{ (m)} = 8,750$

	X (m)	Y
a	6,500	0,691
b	6,500	0,691
c	6,100	0,660
d	5,600	0,623
e	3,600	0,472
f	-2,650	0,000
g	-6,100	-0,260
h	-6,500	-0,291
i	-6,500	-0,291

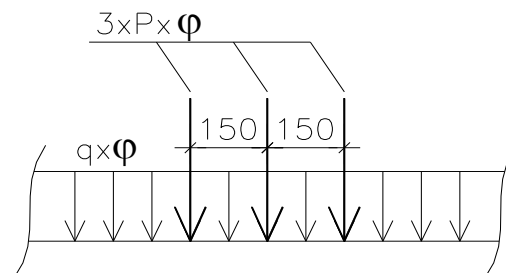
$P \text{ (tf/eixo)} = 6,566$ (sem impacto)

$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,445$ (sem impacto)

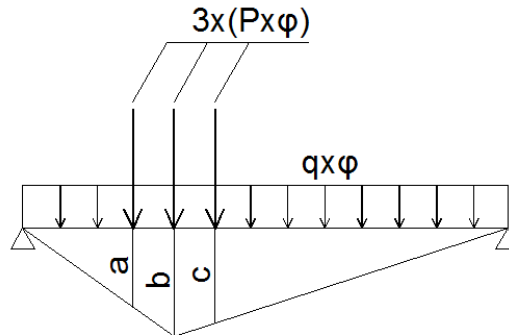
$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$

$P \text{ (tf/eixo)} = 8,653$ (com CIV e CNF)

$q_{\text{total}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,904$ (com CIV e CNF)

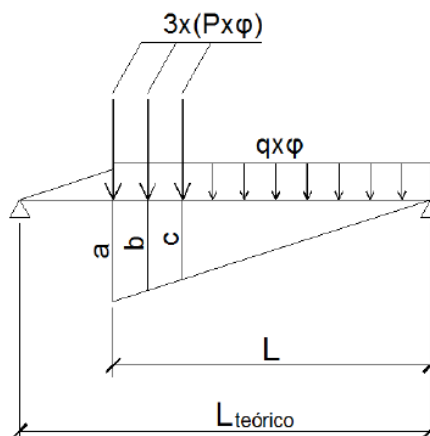


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	1,67	1,204	1,504	1,354	73,83
S2	3,34	2,074	2,674	2,374	130,17
S3	5,01	2,609	3,509	3,059	135,22
S4	6,68	3,110	4,010	3,410	154,91
S5	8,36	3,428	4,178	3,428	161,90
S6	10,03	3,110	4,010	3,410	154,91
S7	11,70	2,609	3,509	3,059	135,22
S8	13,37	2,074	2,674	2,374	130,17
S9	15,04	1,204	1,504	1,354	73,83
S10	16,71	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	16,71	1,000	0,910	0,820	49,42
S1	1,67	15,04	0,900	0,810	0,720	42,39
S2	3,34	13,37	0,800	0,710	0,620	35,77
S3	5,01	11,70	0,700	0,610	0,520	23,63
S4	6,68	10,03	0,600	0,510	0,420	18,97
S5	8,36	8,36	0,500	0,410	0,320	14,63
S6	10,03	6,68	0,400	0,310	0,220	10,60
S7	11,70	5,01	0,300	0,210	0,120	6,89
S8	13,37	3,34	0,200	0,110	0,020	4,37
S9	15,04	1,67	0,100	0,010	0,000	1,39
S10	16,71	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V1

	V _{C.M.} (tf)	M _{C.M.} (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	49,42	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	42,39	73,83	69,9	47,7	-144,8
S2	35,77	130,17	123,2	84,1	-255,3
S3	23,63	135,22	127,9	87,4	-265,2
S4	18,97	154,91	146,6	100,1	-303,8
S5	14,63	161,90	153,2	104,6	-317,5
S6	10,60	154,91	146,6	100,1	-303,8
S7	6,89	135,22	127,9	87,4	-265,2
S8	4,37	130,17	123,2	84,1	-255,3
S9	1,39	73,83	69,9	47,7	-144,8
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Trem-tipo para V2 (viga central)

$$b_{\text{guarda corpo}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$b_{\text{passeio}} \text{ (m)} = 0,000$$

$$b_{\text{guarda-rodas}} \text{ (m)} = 0,400$$

$$i = 0,038$$

$$L_{\text{pista}} \text{ (m)} = 12,200$$

$$L_{\text{C.M.}} \text{ (m)} = 11,400$$

	X (m)	Y
a	6,500	0,445
b	6,500	0,445
c	6,100	0,430
d	5,600	0,411
e	3,600	0,336
f	-5,300	0,000
g	-6,100	-0,030
h	-6,500	-0,045
i	-6,500	-0,045

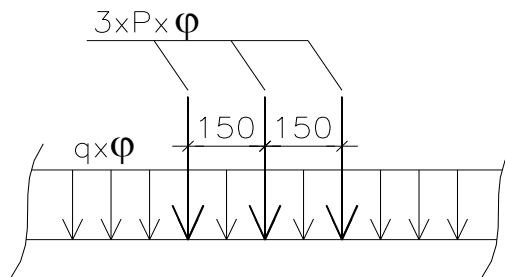
$$P \text{ (tf/eixo)} = 4,483 \quad \text{(sem impacto)}$$

$$q_{\text{multidão}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1,226 \quad \text{(sem impacto)}$$

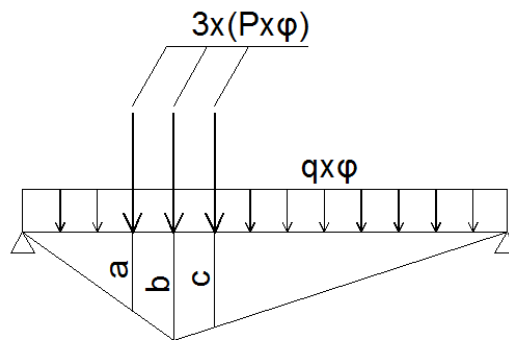
$$q_{\text{passeio}} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,000$$

$$P \text{ (tf/eixo)} = 5,908 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

$$p \text{ (tf/m)} = 1,616 \quad \text{(com CIV e CNF)}$$

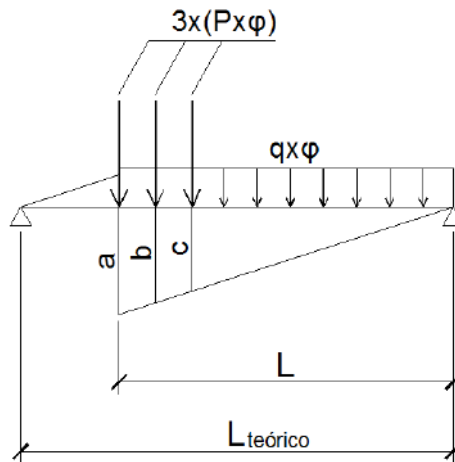


Linhas de influência de momento de flexão (com impacto)



	X (m)	a	b	c	M _{C.M.} (tf.m)
S0	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
S1	1,67	1,204	1,504	1,354	55,37
S2	3,34	2,074	2,674	2,374	97,70
S3	5,01	2,609	3,509	3,059	101,59
S4	6,68	3,110	4,010	3,410	116,35
S5	8,36	3,428	4,178	3,428	121,57
S6	10,03	3,110	4,010	3,410	116,35
S7	11,70	2,609	3,509	3,059	101,59
S8	13,37	2,074	2,674	2,374	97,70
S9	15,04	1,204	1,504	1,354	55,37
S10	16,71	0,000	0,000	0,000	0,00

Linhas de influência de solicitação cortante (com impacto)



	X (m)	L (m)	a	b	c	V _{C.M.} (tf)
S0	0,00	16,71	1,000	0,910	0,820	37,04
S1	1,67	15,04	0,900	0,810	0,720	31,62
S2	3,34	13,37	0,800	0,710	0,620	26,53
S3	5,01	11,70	0,700	0,610	0,520	17,43
S4	6,68	10,03	0,600	0,510	0,420	13,90
S5	8,36	8,36	0,500	0,410	0,320	10,65
S6	10,03	6,68	0,400	0,310	0,220	7,66
S7	11,70	5,01	0,300	0,210	0,120	4,94
S8	13,37	3,34	0,200	0,110	0,020	3,12
S9	15,04	1,67	0,100	0,010	0,000	0,98
S10	16,71	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

Resumo das solicitações seccionais de carga móvel para V2

	V _{C.M.} (tf)	M _{C.M.} (tf.m)	σ _s (tf/m ²)	σ _s ' (tf/m ²)	σ _i (tf/m ²)
S0	37,04	0,00	0,0	0,0	0,0
S1	31,62	55,37	50,7	34,4	-108,0
S2	26,53	97,70	89,5	60,6	-190,6
S3	17,43	101,59	93,1	63,0	-198,2
S4	13,90	116,35	106,6	72,2	-227,0
S5	10,65	121,57	111,4	75,4	-237,2
S6	7,66	116,35	106,6	72,2	-227,0
S7	4,94	101,59	93,1	63,0	-198,2
S8	3,12	97,70	89,5	60,6	-190,6
S9	0,98	55,37	50,7	34,4	-108,0
S10	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0

Cálculo da protensão

Módulo de elasticidade do cabo \longrightarrow E_p (MPa) = 200.000
 E_p (kgf/cm²) = 2.000.000

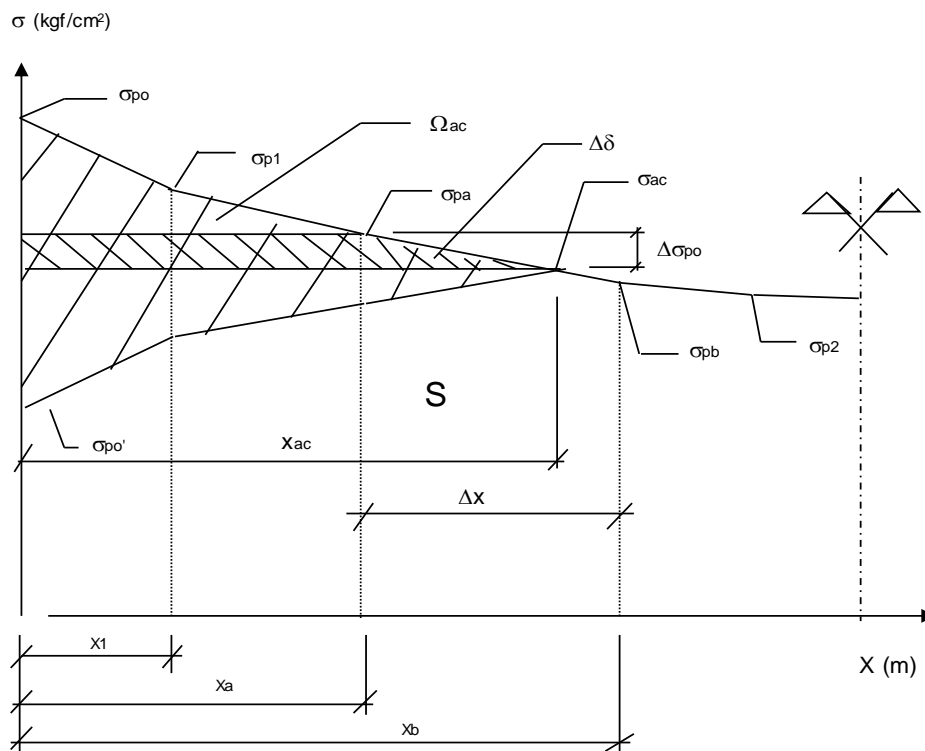
Tensão inicial no cabo:

$$\begin{aligned} \text{Pós-Tensão - } \sigma_{p0} &\leq \begin{cases} -0,74 * f_{ptk} = 14060 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,82 * f_{pk} = 14022 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{cases} \\ \text{Pré-Tensão - } \sigma_{p0} &\leq \begin{cases} -0,77 * f_{ptk} = 14630 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ -0,85 * f_{pk} = 14535 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \end{cases} \end{aligned}$$

onde: f_{ptk} (kg/cm²) = 19.000
 f_{pyk} (kgf/cm²) = 17.100

Cabo	Etapa	Sistema
C1	2	Viga isolada
C2	1	Viga isolada
C3	1	Viga isolada
C4		-
C5		-
C6		-
C7		-
C8		-
C9		-

Cálculo das perdas imediatas de protensão



A tensão após as perdas por atrito é dada por:

$$\sigma_{p0}(x) = \sigma_{p0} * e^{-\mu(\alpha + k * x)}$$

- onde:
- $\sigma_{p0}(x)$ é a tensão no cabo após perdas por atrito numa seção situada à uma distância (x) da ancoragem do cabo.
 - (x) é a distância entre a ancoragem e a seção da viga onde está sendo calculada a tensão $\sigma_{p0}(x)$.
 - μ é o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha. Adota-se $\mu = 0,20$.
 - K é o desvio angular por unidade de comprimento. Adota-se $K = 0,01$ rad/m.
 - α é variação angular entre a ancoragem e a seção em (x).

Cabo C1

Unidade de protensão → 6 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 118

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 2ª

Sistema → Viga isolada

$$\begin{aligned} \sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} &= 14,022 & k \text{ (rad/m)} &= 0,01 \\ A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} &= 8,4 & \mu &= 0,20 \\ \delta \text{ (mm)} &= 6,0 & & \text{(recuo da ancoragem)} \end{aligned}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	17,02	1,700	14,000		28,00	1,000	14022
S1	1,902	15,12	1,147	14,000	0,00	28,00	0,996	13969
S2	3,554	13,47	0,674	11,500	2,50	25,50	0,984	13802
S3	5,206	11,81	0,373	5,800	8,20	19,80	0,962	13485
S4	6,858	10,16	0,270	0,020	13,98	14,02	0,939	13172
S5	8,510	8,51	0,270	0,000	14,00	14,00	0,936	13128
S6	10,162	6,86	0,270	-0,020	14,02	13,98	0,939	13172
S7	11,814	5,21	0,373	-5,800	19,80	8,20	0,962	13485
S8	13,466	3,55	0,674	-11,500	25,50	2,50	0,984	13802
S9	15,118	1,90	1,147	-14,000	28,00	0,00	0,996	13969
S10	17,020	0,00	1,700	-14,000	28,00		1,000	14022

$$\Delta l^{esq} \text{ (mm)} = 58 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem esquerda)*}$$

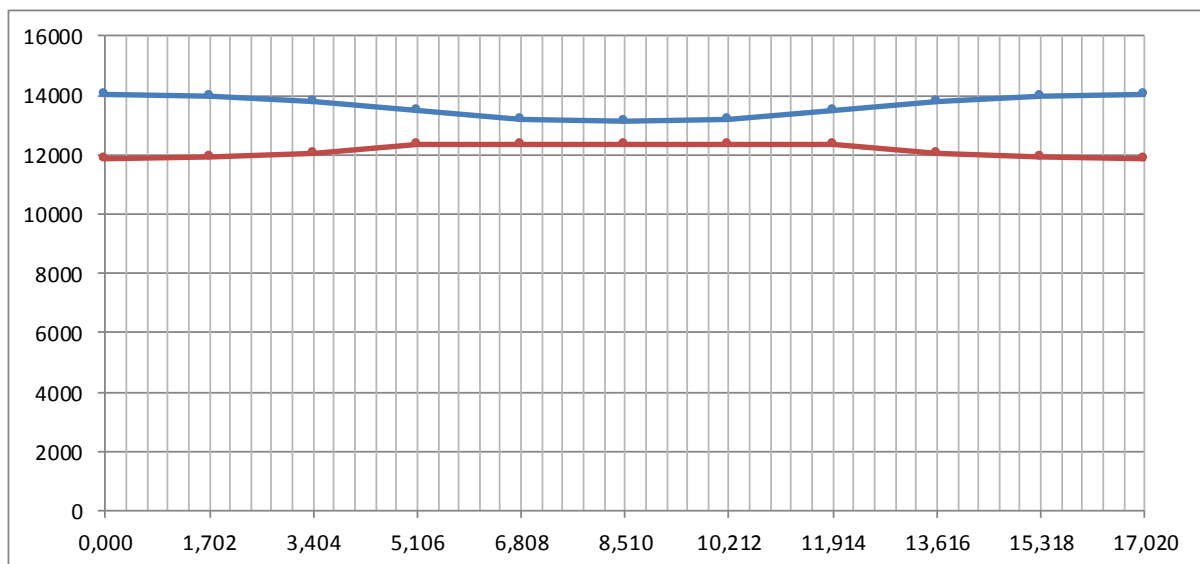
$$\Delta l^{dir} \text{ (mm)} = 58 \quad \text{(alongamento previsto na ancoragem direita)*}$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0
S1	11896	99,9	1,019	0,127	97,0	-24,2	12,4
S2	12045	101,2	1,019	-0,345	99,2	-20,2	-34,2
S3	12339	103,6	1,019	-0,646	103,1	-10,5	-66,6
S4	12364	103,9	1,019	-0,749	103,9	0,0	-77,8
S5	12320	103,5	1,019	-0,749	103,5	0,0	-77,5
S6	12364	103,9	1,019	-0,749	103,9	0,0	-77,8
S7	12339	103,6	1,019	-0,646	103,1	10,5	-66,6
S8	12045	101,2	1,019	-0,345	99,2	20,2	-34,2
S9	11896	99,9	1,019	0,127	97,0	24,2	12,4
S10	0	0,0	1,040	0,660	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Cabo C2

Unidade de protensão → 4 ϕ 15,2 Força de puxada (tf) → 79

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} (\text{kgf/cm}^2) = 14.022$$

$$k (\text{rad/m}) = 0,01$$

$$A_{sp} (\text{cm}^2) = 5,6$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta (\text{mm}) = 6,0 \quad (\text{recuo da ancoragem})$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	σ_{p0} (x)
S0	0,000	17,02	1,000	8,000		16,00	1,000	14022
S1	1,902	15,12	0,688	8,000	0,00	16,00	0,996	13969
S2	3,554	13,47	0,411	8,000	0,00	16,00	0,993	13923
S3	5,206	11,81	0,201	4,200	3,80	12,20	0,977	13694
S4	6,858	10,16	0,121	0,400	7,60	8,40	0,961	13469
S5	8,510	8,51	0,120	0,000	8,00	8,00	0,956	13406
S6	10,162	6,86	0,121	-0,400	8,40	7,60	0,961	13469
S7	11,814	5,21	0,201	-4,200	12,20	3,80	0,977	13694
S8	13,466	3,55	0,411	-8,000	16,00	0,00	0,993	13923
S9	15,118	1,90	0,688	-8,000	16,00	0,00	0,996	13969
S10	17,020	0,00	1,000	-8,000	16,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 59 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

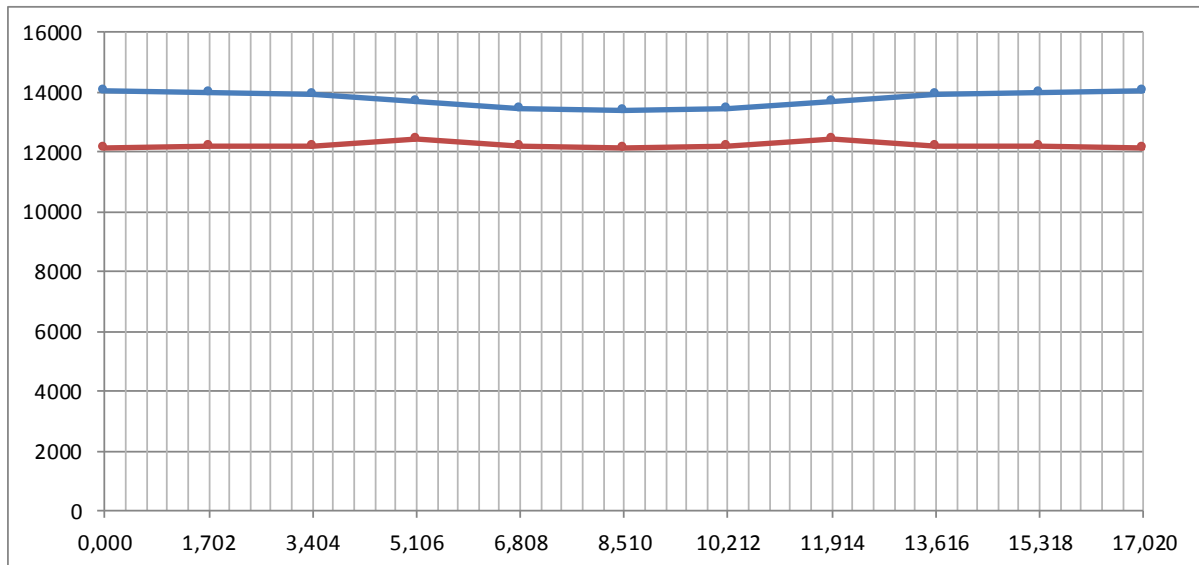
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 59 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0
S1	12165	68,1	1,019	-0,331	67,5	-9,5	-22,3
S2	12208	68,4	1,019	-0,608	67,7	-9,5	-41,2
S3	12423	69,6	1,019	-0,818	69,4	-5,1	-56,8
S4	12207	68,4	1,019	-0,898	68,4	-0,5	-61,4
S5	12144	68,0	1,019	-0,899	68,0	0,0	-61,1
S6	12207	68,4	1,019	-0,898	68,4	0,5	-61,4
S7	12423	69,6	1,019	-0,818	69,4	5,1	-56,8
S8	12208	68,4	1,019	-0,608	67,7	9,5	-41,2
S9	12165	68,1	1,019	-0,331	67,5	9,5	-22,3
S10	0	0,0	1,040	-0,040	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem
(tensões em kgf/cm² e comprimento em metros)

Cabo C3

Unidade de protensão → 4 ø15,2 Força de puxada (tf) → 79

Tipo de ancoragem → Viva-Viva Etapa de protensão → 1ª

Sistema → Viga isolada

$$\sigma_{p0} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.022$$

$$k \text{ (rad/m)} = 0,01$$

$$A_{sp} \text{ (cm}^2\text{)} = 5,6$$

$$\mu = 0,20$$

$$\delta \text{ (mm)} = 6,0 \quad \text{(recuo da ancoragem)}$$

Tensões no cabo após a perda por atrito cabo/bainha

Seção	x_i (m)	$L-x_i$ (m)	cota (m)	α (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$\Sigma\Delta\alpha$ (°)	$e^{-\mu(\alpha+k*x)}$	$\sigma_{p0}(x)$
S0	0,000	18,00	0,300	2,000		4,00	1,000	14022
S1	2,000	16,00	0,223	2,00	0,00	4,00	0,996	13966
S2	3,750	14,25	0,154	2,00	0,00	4,00	0,993	13917
S3	5,500	12,50	0,120	0,00	2,00	2,00	0,982	13772
S4	7,250	10,75	0,120	0,00	2,00	2,00	0,979	13724
S5	9,000	9,00	0,120	0,00	2,00	2,00	0,975	13676
S6	10,750	7,25	0,120	0,00	2,00	2,00	0,979	13724
S7	12,500	5,50	0,120	0,00	2,00	2,00	0,982	13772
S8	14,250	3,75	0,154	-2,00	4,00	0,00	0,993	13917
S9	16,000	2,00	0,223	-2,00	4,00	0,00	0,996	13966
S10	18,000	0,00	0,300	-2,00	4,00		1,000	14022

$$\Delta l^{\text{esq}} \text{ (mm)} = 62 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem esquerda})^*$$

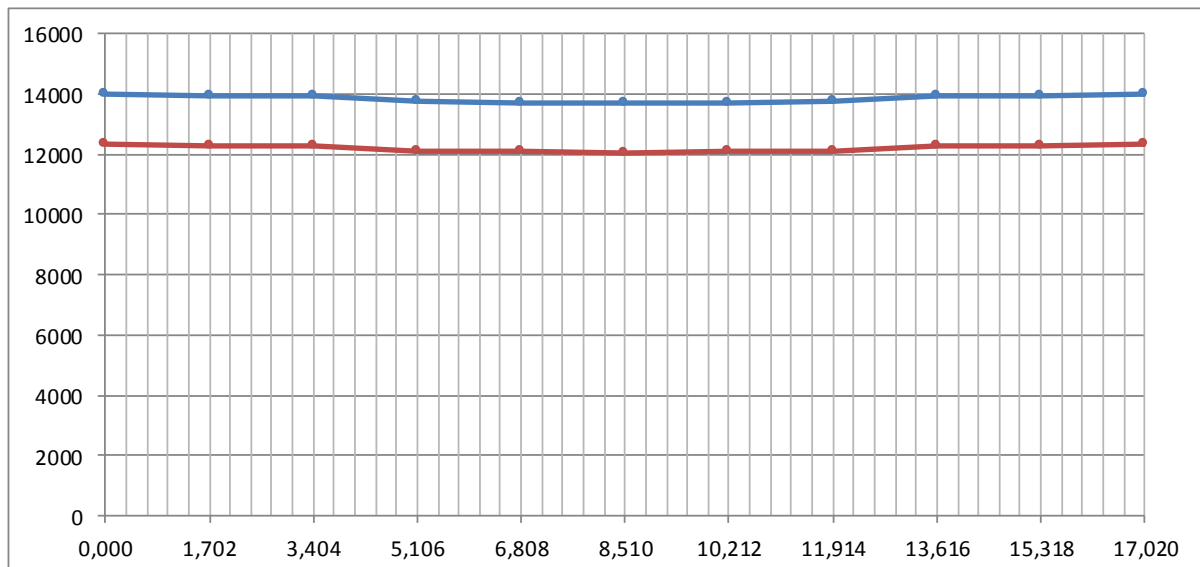
$$\Delta l^{\text{dir}} \text{ (mm)} = 62 \quad (\text{alongamento previsto na ancoragem direita})^*$$

* = alongamentos previstos antes da cravação do cone de ancoragem

Tensões no cabo após a perda por recuo da ancoragem

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	V_i (m)	exc (m)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0
S1	12311	68,9	1,019	-0,797	68,9	-2,4	-54,9
S2	12264	68,7	1,019	-0,865	68,6	-2,4	-59,4
S3	12122	67,9	1,019	-0,899	67,9	0,0	-61,0
S4	12075	67,6	1,019	-0,899	67,6	0,0	-60,8
S5	12027	67,4	1,019	-0,899	67,4	0,0	-60,6
S6	12075	67,6	1,019	-0,899	67,6	0,0	-60,8
S7	12122	67,9	1,019	-0,899	67,9	0,0	-61,0
S8	12264	68,7	1,019	-0,865	68,6	2,4	-59,4
S9	12311	68,9	1,019	-0,797	68,9	2,4	-54,9
S10	0	0,0	1,040	-0,740	0,0	0,0	0,0

A perda por recuo da ancoragem atingiu o ponto indeslocável da armadura



— Tensões no cabo antes do recuo da ancoragem — Tensões no cabo após o recuo da ancoragem

(tensões em kgf/cm^2 e comprimento em metros)

Perda por encurtamento imediato do concreto

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000$$

$$s = 0,38$$

1ª etapa de protensão

$$\alpha_E = 1,0$$

$$t_0 \text{ (dias)} = 3$$

$$\beta_s(t_0) = 0,458$$

$$f_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 18,3$$

$$n_{cabos} = 2$$

$$\alpha = 8,34$$

$$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 23.968,7$$

Seção	ΣN_{prot} (tf)	ΣM_{prot} (tf.m)	$e_{média}$ (m)	A (m ²)	I _z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp}$ (tf/m ²)	$\Delta \epsilon_{cp}$ ($\times 10^{-4}$)	$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)
S0	0,0	0,0	-0,087	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	136,4	-77,2	-0,125	0,731	0,376	212,3	0,221	44,3
S2	136,3	-100,6	-0,164	0,731	0,376	230,3	0,240	48,0
S3	137,3	-117,8	-0,191	0,731	0,376	247,6	0,258	51,7
S4	136,0	-122,2	-0,200	0,731	0,376	251,0	0,262	52,4
S5	135,4	-121,7	-0,200	0,731	0,376	249,9	0,261	52,1
S6	136,0	-122,2	-0,200	0,731	0,376	251,0	0,262	52,4
S7	137,3	-117,8	-0,191	0,731	0,376	247,6	0,258	51,7
S8	136,3	-100,6	-0,164	0,731	0,376	230,3	0,240	48,0
S9	136,4	-77,2	-0,125	0,731	0,376	212,3	0,221	44,3
S10	0,0	0,0	-0,087	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

2ª etapa de protensão

$$t_0 \text{ (dias)} = 15$$

$$\beta_s(t_0) = 0,870$$

$$f_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 34,8$$

$$n_{cabos} = 1$$

$$E_{c,t_0} \text{ (MPa)} = 33.036,6$$

Seção	ΣN_{prot} (tf)	ΣM_{prot} (tf.m)	$e_{média}$ (m)	A (m ²)	I _z (m ⁴)	$\sigma_{c,cgp}$ (tf/m ²)	$\Delta \epsilon_{cp}$ ($\times 10^{-4}$)	$\Delta \sigma_p$ (kgf/cm ²)
S0	0,0	0,0	0,073	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0
S1	97,0	12,4	0,014	0,731	0,376	133,1	0,101	20,1
S2	99,2	-34,2	-0,038	0,731	0,376	139,1	0,105	21,1
S3	103,1	-66,6	-0,072	0,731	0,376	153,8	0,116	23,3
S4	103,9	-77,8	-0,083	0,731	0,376	159,3	0,121	24,1
S5	103,5	-77,5	-0,083	0,731	0,376	158,7	0,120	24,0
S6	103,9	-77,8	-0,083	0,731	0,376	159,3	0,121	24,1
S7	103,1	-66,6	-0,072	0,731	0,376	153,8	0,116	23,3
S8	99,2	-34,2	-0,038	0,731	0,376	139,1	0,105	21,1
S9	97,0	12,4	0,014	0,731	0,376	133,1	0,101	20,1
S10	0,0	0,0	0,073	1,463	0,519	0,0	0,000	0,0

Onde:

s = coeficiente que depende do tipo de cimento

t_0 = idade de aplicação da protensão

$$\beta_s = e^{s \times (1 - \sqrt{28/t_0})} \quad f_{cj} = \beta_s \times f_{ck} \quad E_c = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{cj}}$$

$$\Delta \varepsilon_{cp} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{\sigma_{c,cgp}}{E_{c,t0}} \quad \Delta \sigma_p = \frac{\Delta \varepsilon_{cp}}{E_p}$$

	Seção	Fase 1	Fase 2	Fase 3
Δσ _p (kgf/cm ²)	S0	0,0	0,0	0,0
	S1	64,4	20,1	0,0
	S2	69,1	21,1	0,0
	S3	74,9	23,3	0,0
	S4	76,5	24,1	0,0
	S5	76,2	24,0	0,0
	S6	76,5	24,1	0,0
	S7	74,9	23,3	0,0
	S8	69,1	21,1	0,0
	S9	64,4	20,1	0,0
	S10	0,0	0,0	0,0

Tensões nos cabos e solicitações devido à protensão após as perdas imediatas

C1

Seção	σ _p (x)	F _p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	Δσ _{imed} (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	11876	99,8	96,8	-24,1	12,3	15,3%
S2	12024	101,0	99,0	-20,1	-34,1	14,2%
S3	12315	103,4	102,9	-10,5	-66,5	12,2%
S4	12340	103,7	103,7	0,0	-77,6	12,0%
S5	12296	103,3	103,3	0,0	-77,4	12,3%
S6	12340	103,7	103,7	0,0	-77,6	12,0%
S7	12315	103,4	102,9	10,5	-66,5	12,2%
S8	12024	101,0	99,0	20,1	-34,1	14,2%
S9	11876	99,8	96,8	24,1	12,3	15,3%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C2

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12101	67,8	67,1	-9,4	-22,2	13,7%
S2	12139	68,0	67,3	-9,5	-40,9	13,4%
S3	12349	69,2	69,0	-5,1	-56,4	11,9%
S4	12131	67,9	67,9	-0,5	-61,0	13,5%
S5	12068	67,6	67,6	0,0	-60,8	13,9%
S6	12131	67,9	67,9	0,5	-61,0	13,5%
S7	12349	69,2	69,0	5,1	-56,4	11,9%
S8	12139	68,0	67,3	9,5	-40,9	13,4%
S9	12101	67,8	67,1	9,4	-22,2	13,7%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

C3

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	$\Delta\sigma_{imed}$ (%)
S0		0,0	0,0	0,0	0,0	
S1	12246	68,6	68,5	-2,4	-54,6	12,7%
S2	12195	68,3	68,2	-2,4	-59,1	13,0%
S3	12047	67,5	67,5	0,0	-60,7	14,1%
S4	11998	67,2	67,2	0,0	-60,4	14,4%
S5	11951	66,9	66,9	0,0	-60,2	14,8%
S6	11998	67,2	67,2	0,0	-60,4	14,4%
S7	12047	67,5	67,5	0,0	-60,7	14,1%
S8	12195	68,3	68,2	2,4	-59,1	13,0%
S9	12246	68,6	68,5	2,4	-54,6	12,7%
S10		0,0	0,0	0,0	0,0	

Resumo das solicitações e tensões nas fibras extremas do concreto devido à protensão após as perdas imediatas

1ª etapa de protensão

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	135,6	-11,8	-76,8	0,0	-15,0	393,9
S2	135,6	-11,8	-100,0	0,0	-75,6	456,6
S3	136,4	-5,1	-117,1	0,0	-119,0	504,2
S4	135,1	-0,5	-121,4	0,0	-132,1	514,2
S5	134,5	0,0	-120,9	0,0	-131,7	512,0
S6	135,1	0,5	-121,4	0,0	-132,1	514,2
S7	136,4	5,1	-117,1	0,0	-119,0	504,2
S8	135,6	11,8	-100,0	0,0	-75,6	456,6
S9	135,6	11,8	-76,8	0,0	-15,0	393,9
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

2ª etapa de protensão

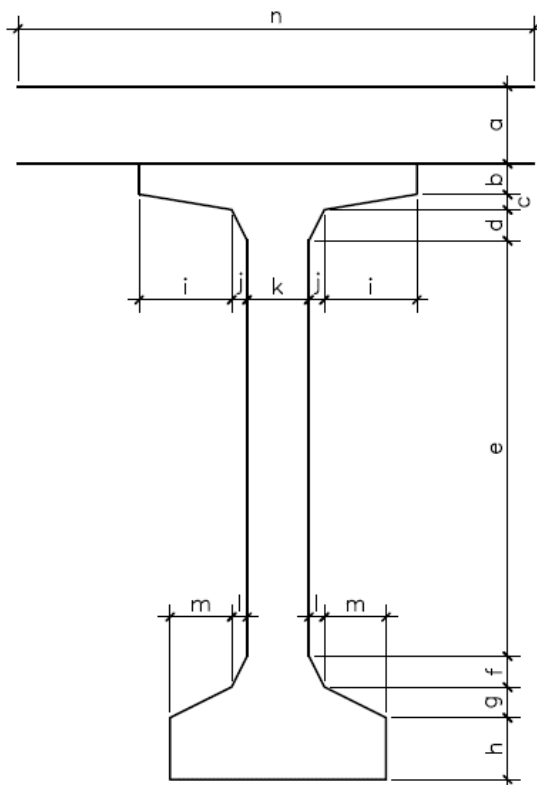
Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	96,8	-24,1	12,3	0,0	164,6	99,0
S2	99,0	-20,1	-34,1	0,0	46,3	228,0
S3	102,9	-10,5	-66,5	0,0	-32,7	321,0
S4	103,7	0,0	-77,6	0,0	-60,9	352,4
S5	103,3	0,0	-77,4	0,0	-60,7	351,1
S6	103,7	0,0	-77,6	0,0	-60,9	352,4
S7	102,9	10,5	-66,5	0,0	-32,7	321,0
S8	99,0	20,1	-34,1	0,0	46,3	228,0
S9	96,8	24,1	12,3	0,0	164,6	99,0
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Cálculo das perdas lentas de protensão

U (%) = 80 (umidade relativa do ar)

$\gamma = 2,22$ $\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \times U)}$

Cálculo da espessura fictícia



Seção	a (m)	b (m)	c (m)	d (m)
S0	0,000	0,050	0,050	0,050
S1	0,000	0,050	0,050	0,100
S2	0,000	0,050	0,050	0,100
S3	0,000	0,050	0,050	0,100
S4	0,000	0,050	0,050	0,100
S5	0,000	0,050	0,050	0,100
S6	0,000	0,050	0,050	0,100
S7	0,000	0,050	0,050	0,100
S8	0,000	0,050	0,050	0,100
S9	0,000	0,050	0,050	0,100
S10	0,000	0,050	0,050	0,050

Seção	e (m)	f (m)	g (m)	h (m)	i (m)	j (m)	k (m)	l (m)	m (m)	n (m)
S0	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200
S1	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S2	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S3	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S4	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S5	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S6	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S7	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,700	0,240	0,000	1,680
S8	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S9	1,400	0,200	0,100	0,100	0,000	0,490	0,220	0,240	0,000	1,200
S10	1,450	0,200	0,100	0,100	0,000	0,250	0,700	0,000	0,000	1,200

Seção	P _{ext} (m)	P _{int} (m)	u (m)	A (m ²)	h _{fic} (m)
S0	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030
S1	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S2	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S3	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S4	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S5	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S6	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S7	7,885	0,000	7,885	0,731	0,412
S8	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S9	6,925	0,000	6,925	0,731	0,469
S10	6,310	0,000	6,310	1,463	1,030

Onde,

P_{ext} - é o perímetro externo da seção

P_{int} - é o perímetro interno da seção

u - é o perímetro da seção em contato com o ar, dado por: $P_{ext} + P_{int}/2$

A - é a área da seção transversal

h_{fic} - é a espessura fictícia, dada por: $\gamma \times 2 \times A / u$

Cálculo da idade corrigida

$$t_* = \frac{\alpha}{30} \times \sum_{t=0}^t [(T_i + 10) \times \Delta t_i]$$

$\alpha = 1$ (fluência) $T_i (^{\circ}) = 25$

Δt_i (dias) = 7 (média ponderada das idades de protensão)

t_{0*} (dias) = 8,2 (fluência)

t_{0*} (dias) = 8,2 (retração)

$t_{\infty*}$ (dias) = ∞

Fluência

a deformação por fluência é dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t_1;t_0) = \frac{\sigma_{c,t_0}}{E_{c,28}} \times \varphi(t_1;t_0)$$

onde:

$$\varphi(t_1;t_0) = \varphi_{d\infty} \times \beta_d + \varphi_{f\infty} \times [\beta_f(t_{1*}) - \beta_f(t_{0*})] + \varphi_a$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\beta_d = \frac{t_{1*} - t_{0*} + 20}{t_{1*} - t_{0*} + 70}$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \times U \quad \varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}(cm)}{20 + h_{fic}(cm)}$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \times t + B}{t^2 + C \times t + D} \quad \text{com} \quad \begin{cases} A = 42 \times h_{fic}^3 - 350 \times h_{fic}^2 + 588 \times h_{fic} + 113 \\ B = 768 \times h_{fic}^3 - 3060 \times h_{fic}^2 + 3234 \times h_{fic} - 23 \\ C = -200 \times h_{fic}^3 + 13 \times h_{fic}^2 + 1090 \times h_{fic} + 183 \\ D = 7579 \times h_{fic}^3 - 31916 \times h_{fic}^2 + 35343 \times h_{fic} + 1931 \end{cases}$$

$$\varphi_a = 0,8 \times \left[1 - \frac{9 \times t_{0*} \times (t_{0*} + 42)}{(9 \times t_{0*} + 40) \times (t_{0*} + 61)} \right]$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\varphi_a = 0,424$$

$$\varphi_{1c} = 1,7$$

$$\varphi_{f\infty} = 1,0$$

$$\beta_d = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	φ_{2c}	φ_{∞}	$\beta_{f(t)}$	$\varphi_{(\infty,t)}$
S0	1,030	1,179	1,945	0,192	2,397
S1	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S2	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S3	0,412	1,360	2,243	0,200	2,618
S4	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S5	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S6	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S7	0,412	1,360	2,243	0,200	2,618
S8	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S9	0,469	1,329	2,193	0,199	2,581
S10	1,030	1,179	1,945	0,192	2,397

Retração do concreto

a deformação por retração é dada por:

$$\varepsilon_{cs,(t_1;t_0)} = \varepsilon_{cs,(t_{00})} \times [\beta_s(t_{1*}) - \beta_s(t_{0*})]$$

onde:

$$\varepsilon_{cs,(t_{00})} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$$

$$\varepsilon_{1s} = - \left(6,16 + \frac{U}{484} - \frac{U^2}{1590} \right) \times 10^4$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \times h_{fic}}{20,8 + 3 \times h_{fic}}$$

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \times \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \times \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \times \left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

$$\text{com} \begin{cases} A = 40 \\ B = 116 \times h_{fic}^3 - 282 \times h_{fic}^2 + 220 \times h_{fic} - 4,8 \\ C = 2,5 \times h_{fic}^3 - 8,8 \times h_{fic} + 40,7 \\ D = -75 \times h_{fic}^3 + 585 \times h_{fic}^2 + 496 \times h_{fic} - 6,8 \\ E = -169 \times h_{fic}^4 + 88 \times h_{fic}^3 + 584 \times h_{fic}^2 - 39 \times h_{fic} + 0,8 \end{cases}$$

$$\varepsilon_{1s} \times 10^4 = 2,3$$

$$\beta_{s_{00}} = 1,0$$

Seção	h_{fic} (m)	ε_{2s}	$\beta_{s(t_0^*)}$	$\varepsilon_{cs,(t_{00})} \times 10^4$	$\varepsilon_{cs,(t_{00},t_0)} \times 10^4$
S0	1,030	1,468	0,008	3,376	3,350
S1	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S2	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S3	0,412	1,535	0,037	3,531	3,400
S4	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S5	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S6	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S7	0,412	1,535	0,037	3,531	3,400
S8	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S9	0,469	1,528	0,030	3,515	3,410
S10	1,030	1,468	0,008	3,376	3,350

Relaxação do aço

$$E_p \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2.000.000 \quad E_c \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 354.175$$

$$f_{ptk} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 19.000 \quad \alpha_p = 5,647$$

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente

Seção	M_{g1+g2} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	0,519	-1,040	0,0
S1	42,65	0,376	-0,268	-30,4
S2	75,01	0,376	-0,569	-113,5
S3	98,13	0,376	-0,767	-200,4
S4	112,01	0,376	-0,835	-248,8
S5	116,63	0,376	-0,835	-259,1
S6	112,01	0,376	-0,835	-248,8
S7	98,13	0,376	-0,767	-200,4
S8	75,01	0,376	-0,569	-113,5
S9	42,65	0,376	-0,268	-30,4
S10	0,00	0,519	-1,040	0,0

Seção	M_{g3} (tf.m)	I_z (m ⁴)	C.G. _{arm} (m)	$\sigma_{c,cgp,g}$ (tf/m ²)
S0	0,00	1,009	-1,350	0,0
S1	13,15	0,771	-0,758	-12,9
S2	23,38	0,771	-1,059	-32,1
S3	30,69	0,771	-1,258	-50,0
S4	35,07	0,771	-1,325	-60,2
S5	36,53	0,771	-1,325	-62,8
S6	35,07	0,771	-1,325	-60,2
S7	30,69	0,771	-1,258	-50,0
S8	23,38	0,771	-1,059	-32,1
S9	13,15	0,771	-0,758	-12,9
S10	0,00	1,009	-1,350	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à protensão

1ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c, cgp, p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	135,6	-76,8	-0,268	0,731	0,376	240,3
S2	135,6	-100,0	-0,569	0,731	0,376	336,8
S3	136,4	-117,1	-0,767	0,731	0,376	425,8
S4	135,1	-121,4	-0,835	0,731	0,376	454,5
S5	134,5	-120,9	-0,835	0,731	0,376	452,7
S6	135,1	-121,4	-0,835	0,731	0,376	454,5
S7	136,4	-117,1	-0,767	0,731	0,376	425,8
S8	135,6	-100,0	-0,569	0,731	0,376	336,8
S9	135,6	-76,8	-0,268	0,731	0,376	240,3
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

2ª etapa de protensão

Seção	N_p (tf)	M_p (tf.m)	C.G. _{arm} (m)	A (m ²)	I_z (m ⁴)	$\sigma_{c, cgp, p}$ (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0
S1	96,8	12,3	-0,268	0,731	0,376	123,6
S2	99,0	-34,1	-0,569	0,731	0,376	187,1
S3	102,9	-66,5	-0,767	0,731	0,376	276,5
S4	103,7	-77,6	-0,835	0,731	0,376	314,2
S5	103,3	-77,4	-0,835	0,731	0,376	313,2
S6	103,7	-77,6	-0,835	0,731	0,376	314,2
S7	102,9	-66,5	-0,767	0,731	0,376	276,5
S8	99,0	-34,1	-0,569	0,731	0,376	187,1
S9	96,8	12,3	-0,268	0,731	0,376	123,6
S10	0,0	0,0	-1,040	1,463	0,519	0,0

Seção	$\sigma_{c, cgp, p}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	363,9
S2	523,9
S3	702,3
S4	768,7
S5	765,9
S6	768,7
S7	702,3
S8	523,9
S9	363,9
S10	0,0

Tensões no concreto no nível do C.G. da armadura de protensão devido à carga permanente + protensão

Seção	$\sigma_{c,cgp,p+g}$ (tf/m ²)
S0	0,0
S1	320,6
S2	378,2
S3	451,8
S4	459,7
S5	444,0
S6	459,7
S7	451,8
S8	378,2
S9	320,6
S10	0,0

Cálculo do coeficiente de fluência do aço

$$\chi(t,t_0) = -\ln(1 - \psi(t,t_0))$$

onde:

$$\psi(t^\infty, t_0) = 2,5 \times \psi_{1000}$$

Seção	σ_{p0} (kgf/cm ²)	σ_{p0} / f_{ptk}	ψ_{1000}	$\psi(t^\infty, t_0)$	$\chi(t^\infty, t_0)$
S0		0,000	0,000	0,000	0,000
S1	12074	0,635	1,726	4,315	0,044
S2	12119	0,638	1,754	4,386	0,045
S3	12237	0,644	1,829	4,572	0,047
S4	12156	0,640	1,778	4,444	0,045
S5	12105	0,637	1,745	4,363	0,045
S6	12156	0,640	1,778	4,444	0,045
S7	12237	0,644	1,829	4,572	0,047
S8	12119	0,638	1,754	4,386	0,045
S9	12074	0,635	1,726	4,315	0,044
S10		0,000	0,000	0,000	0,000

Cálculo da perda lenta total

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_2,t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t_2,t_0) \times E_p + \alpha_p \times \varphi(t_2,t_0) \times \sigma_{c,cgp,p+g} + \sigma_{p0} \times \chi(t,t_0)}{\chi_p + \chi_c \times \alpha_p \times \eta \times \rho_p}$$

onde:

$$\chi_c = 1 + 0,5 \times \varphi(t_2,t_0) \quad \chi_p = 1 + \chi(t,t_0)$$

e_p - é a excentricidade de protensão

$$\eta = 1 + e_p^2 \times \frac{A_c}{I_z} \quad \rho_p = \frac{A_s}{A_c}$$

Seção	χ_c	χ_p	e_p (m)	η	ρ_p	$\Delta\sigma_{p,c+s+r,(t,t_0)}$ (kgf/cm ²)	$\Delta\sigma_{lenta}$ (%)
S0	2,198	1,000	-1,350	4,711	0,0000	0,0	0,0%
S1	2,291	1,044	-0,758	1,986	0,0015	1554,2	11,1%
S2	2,291	1,045	-1,059	2,925	0,0015	1613,9	11,5%
S3	2,309	1,047	-1,258	3,715	0,0015	1717,2	12,2%
S4	2,291	1,045	-1,325	4,012	0,0015	1697,1	12,1%
S5	2,291	1,045	-1,325	4,013	0,0015	1666,6	11,9%
S6	2,291	1,045	-1,325	4,012	0,0015	1697,1	12,1%
S7	2,309	1,047	-1,258	3,715	0,0015	1717,2	12,2%
S8	2,291	1,045	-1,059	2,925	0,0015	1613,9	11,5%
S9	2,291	1,044	-0,758	1,986	0,0015	1554,2	11,1%
S10	2,198	1,000	-1,350	4,711	0,0000	0,0	0,0%

Solicitações devido às perdas lentas de protensão

C1

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-1554	-13,1	-12,7	3,2	-1,6
S2	-1614	-13,6	-13,3	2,7	4,6
S3	-1717	-14,4	-14,4	1,5	9,3
S4	-1697	-14,3	-14,3	0,0	10,7
S5	-1667	-14,0	-14,0	0,0	10,5
S6	-1697	-14,3	-14,3	0,0	10,7
S7	-1717	-14,4	-14,4	-1,5	9,3
S8	-1614	-13,6	-13,3	-2,7	4,6
S9	-1554	-13,1	-12,7	-3,2	-1,6
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C2


Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-1554	-8,7	-8,6	1,2	2,9
S2	-1614	-9,0	-9,0	1,3	5,4
S3	-1717	-9,6	-9,6	0,7	7,8
S4	-1697	-9,5	-9,5	0,1	8,5
S5	-1667	-9,3	-9,3	0,0	8,4
S6	-1697	-9,5	-9,5	-0,1	8,5
S7	-1717	-9,6	-9,6	-0,7	7,8
S8	-1614	-9,0	-9,0	-1,3	5,4
S9	-1554	-8,7	-8,6	-1,2	2,9
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

C3

Seção	σ_p (x)	F_p (tf)	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)
S0	0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-1554	-8,7	-8,7	0,3	6,9
S2	-1614	-9,0	-9,0	0,3	7,8
S3	-1717	-9,6	-9,6	0,0	8,6
S4	-1697	-9,5	-9,5	0,0	8,5
S5	-1667	-9,3	-9,3	0,0	8,4
S6	-1697	-9,5	-9,5	0,0	8,5
S7	-1717	-9,6	-9,6	0,0	8,6
S8	-1614	-9,0	-9,0	-0,3	7,8
S9	-1554	-8,7	-8,7	-0,3	6,9
S10	0	0,0	0,0	0,0	0,0

Resumo das solicitações devido às perdas de protensão e tensões nas fibras extremas do concreto

Seção	N (tf)	V (tf)	M (tf.m)	σ_s (tf/m ²)	σ_s' (tf/m ²)	σ_i (tf/m ²)
S0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S1	-30,0	4,7	8,2	-33,4	-19,7	-63,2
S2	-31,3	4,3	17,8	-26,1	3,8	-91,2
S3	-33,6	2,2	25,8	-21,8	21,3	-115,8
S4	-33,3	0,1	27,8	-19,6	27,0	-120,8
S5	-32,7	0,0	27,3	-19,2	26,5	-118,6
S6	-33,3	-0,1	27,8	-19,6	27,0	-120,8
S7	-33,6	-2,2	25,8	-21,8	21,3	-115,8
S8	-31,3	-4,3	17,8	-26,1	3,8	-91,2
S9	-30,0	-4,7	8,2	-33,4	-19,7	-63,2
S10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 444/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Verificação das tensões elásticas no concreto nas diversas fases de carregamento

Serão verificadas as tensões nas fibras extremas do concreto para as seguintes fases de carregamento:

- Fase 1 = peso próprio da viga isolada + 1ª etapa de protensão
- Fase 2 = fase 1 + 2ª etapa de protensão
- Fase 3 = fase 2 + peso próprio da laje e transversinas
- Fase 4 = fase 3 + 3ª etapa de protensão
- Fase 5 = fase 4 + sobrecarga permanente
- Fase 6 = fase 5 + carga móvel
- Fase 7 = fase 5 + perdas de protensão
- Fase 8 = fase 7 + carga móvel

Tensões limites

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0 \qquad f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51 \qquad s = 0,38$$

- no instante da protensão

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctm,j} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,7 f_{ckj}$$

- na vida útil da obra

$$|\sigma_{c,t}| \leq 1,2 f_{ctk,inf} \qquad |\sigma_{c,c}| \leq 0,6 f_{ck}$$

idade da 1ª protensão (dias) = 3

$$\beta_1 = 0,458 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 18,32 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 2,08$$


idade da 2ª protensão (dias) = 15

$$\beta_2 = 0,870 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 34,80 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,20$$

idade da 3ª protensão (dias) = 28

$$\beta_3 = 1,000 \qquad f_{ckj} \text{ (MPa)} = 40,00 \qquad f_{ctm,j} \text{ (MPa)} = 3,51$$

	tração (tf/m ²)	compressão (tf/m ²)
t = 3	-250,17	1282,36
t = 15	-383,75	2436,20
t = 28	-294,74	2400,00
t = ∞	-294,74	2400,00

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 445/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Verificação do estado limite de compressão excessiva para a combinação rara de carregamentos (ELS-CE)

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m^2) para 110% da força de protensão

		g_1	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2
S0	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	63	-16	46	181	227
	σ_i (tf/m ²)	-65	433	368	109	477
S2	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	109	-83	26	51	77
	σ_i (tf/m ²)	-114	502	389	251	639
S3	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	143	-131	12	-36	-24
	σ_i (tf/m ²)	-148	555	406	353	760
S4	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	163	-145	17	-67	-50
	σ_i (tf/m ²)	-169	566	397	388	784
S5	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	169	-145	25	-67	-42
	σ_i (tf/m ²)	-176	563	387	386	773
S6	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	163	-145	17	-67	-50
	σ_i (tf/m ²)	-169	566	397	388	784
S7	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	143	-131	12	-36	-24
	σ_i (tf/m ²)	-148	555	406	353	760
S8	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	109	-83	26	51	77
	σ_i (tf/m ²)	-114	502	389	251	639
S9	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	63	-16	46	181	227
	σ_i (tf/m ²)	-65	433	368	109	477
S10	σ_s (tf/m ²)	-	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0

Verificação do estado limite de formação de fissuras para a combinação frequente de carregamentos (ELS-F)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + \psi_1 F_{Q_1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_j,k} \quad \text{com } \psi_1 = 0,5$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	63	-15	48	165	212	49	261
	σ _i (tf/m ²)	-65	394	329	99	428	-51	377
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	109	-76	34	46	80	86	167
	σ _i (tf/m ²)	-114	457	343	228	571	-90	481
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	143	-119	24	-33	-9	113	104
	σ _i (tf/m ²)	-148	504	356	321	677	-118	559
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	163	-132	31	-61	-30	130	99
	σ _i (tf/m ²)	-169	514	345	352	697	-135	563
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	169	-132	38	-61	-23	135	112
	σ _i (tf/m ²)	-176	512	336	351	687	-140	547
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	163	-132	31	-61	-30	130	99
	σ _i (tf/m ²)	-169	514	345	352	697	-135	563
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	143	-119	24	-33	-9	113	104
	σ _i (tf/m ²)	-148	504	356	321	677	-118	559
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	109	-76	34	46	80	86	167
	σ _i (tf/m ²)	-114	457	343	228	571	-90	481
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	63	-15	48	165	212	49	261
	σ _i (tf/m ²)	-65	394	329	99	428	-51	377
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	12	12	35	47
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	261	8	269	24	293
	σ_i (tf/m ²)	0	377	-26	351	-73	278
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	22	22	62	84
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	167	15	181	42	223
	σ_i (tf/m ²)	0	481	-46	435	-129	306
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	29	29	64	93
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	104	20	124	44	168
	σ_i (tf/m ²)	0	559	-60	499	-134	365
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	33	33	73	106
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	99	22	122	50	172
	σ_i (tf/m ²)	0	563	-69	494	-154	340
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	34	34	77	111
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	112	23	135	52	188
	σ_i (tf/m ²)	0	547	-71	475	-161	314
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	33	33	73	106
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	99	22	122	50	172
	σ_i (tf/m ²)	0	563	-69	494	-154	340
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	29	29	64	93
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	104	20	124	44	168
	σ_i (tf/m ²)	0	559	-60	499	-134	365
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	22	22	62	84
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	167	15	181	42	223
	σ_i (tf/m ²)	0	481	-46	435	-129	306
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	12	12	35	47
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	261	8	269	24	293
	σ_i (tf/m ²)	0	377	-26	351	-73	278
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-33	-21	35	14
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-20	250	24	273
	σ_i (tf/m ²)	-63	288	-73	215
S2	σ_s (tf/m ²)	-26	-4	62	57
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	4	185	42	227
	σ_i (tf/m ²)	-91	344	-129	215
S3	σ_s (tf/m ²)	-22	7	64	71
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	21	145	44	189
	σ_i (tf/m ²)	-116	383	-134	249
S4	σ_s (tf/m ²)	-20	13	73	87
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	27	149	50	199
	σ_i (tf/m ²)	-121	373	-154	219
S5	σ_s (tf/m ²)	-19	15	77	92
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	27	162	52	214
	σ_i (tf/m ²)	-119	357	-161	196
S6	σ_s (tf/m ²)	-20	13	73	87
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	27	149	50	199
	σ_i (tf/m ²)	-121	373	-154	219
S7	σ_s (tf/m ²)	-22	7	64	71
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	21	145	44	189
	σ_i (tf/m ²)	-116	383	-134	249
S8	σ_s (tf/m ²)	-26	-4	62	57
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	4	185	42	227
	σ_i (tf/m ²)	-91	344	-129	215
S9	σ_s (tf/m ²)	-33	-21	35	14
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-20	250	24	273
	σ_i (tf/m ²)	-63	288	-73	215
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Verificação do estado limite de descompressão para a combinação quase permanente de carregamentos (ELS-D)

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad \text{com } \psi_2 = 0,3$$

Tensões elásticas nas fibras extremas do concreto (em tf/m²) para 100% da força de protensão

		g ₁	1ª prot.	Fase 1	2ª prot.	Fase 2	g ₂	Fase 3
S0	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
S1	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	63	-15	48	165	212	49	261
	σ _i (tf/m ²)	-65	394	329	99	428	-51	377
S2	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	109	-76	34	46	80	86	167
	σ _i (tf/m ²)	-114	457	343	228	571	-90	481
S3	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	143	-119	24	-33	-9	113	104
	σ _i (tf/m ²)	-148	504	356	321	677	-118	559
S4	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	163	-132	31	-61	-30	130	99
	σ _i (tf/m ²)	-169	514	345	352	697	-135	563
S5	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	169	-132	38	-61	-23	135	112
	σ _i (tf/m ²)	-176	512	336	351	687	-140	547
S6	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	163	-132	31	-61	-30	130	99
	σ _i (tf/m ²)	-169	514	345	352	697	-135	563
S7	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	143	-119	24	-33	-9	113	104
	σ _i (tf/m ²)	-148	504	356	321	677	-118	559
S8	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	109	-76	34	46	80	86	167
	σ _i (tf/m ²)	-114	457	343	228	571	-90	481
S9	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	63	-15	48	165	212	49	261
	σ _i (tf/m ²)	-65	394	329	99	428	-51	377
S10	σ _s (tf/m ²)	-	0	0	0	0	-	0
	σ _{s'} (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0
	σ _i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0	0

		3ª prot.	Fase 4	g ₃	Fase 5	C.M.	Fase 6
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	0	0	12	12	21	33
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	261	8	269	14	284
	σ_i (tf/m ²)	0	377	-26	351	-44	307
S2	σ_s (tf/m ²)	0	0	22	22	37	59
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	167	15	181	25	207
	σ_i (tf/m ²)	0	481	-46	435	-78	358
S3	σ_s (tf/m ²)	0	0	29	29	38	67
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	104	20	124	26	150
	σ_i (tf/m ²)	0	559	-60	499	-81	418
S4	σ_s (tf/m ²)	0	0	33	33	44	77
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	99	22	122	30	152
	σ_i (tf/m ²)	0	563	-69	494	-92	402
S5	σ_s (tf/m ²)	0	0	34	34	46	80
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	112	23	135	31	167
	σ_i (tf/m ²)	0	547	-71	475	-97	379
S6	σ_s (tf/m ²)	0	0	33	33	44	77
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	99	22	122	30	152
	σ_i (tf/m ²)	0	563	-69	494	-92	402
S7	σ_s (tf/m ²)	0	0	29	29	38	67
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	104	20	124	26	150
	σ_i (tf/m ²)	0	559	-60	499	-81	418
S8	σ_s (tf/m ²)	0	0	22	22	37	59
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	167	15	181	25	207
	σ_i (tf/m ²)	0	481	-46	435	-78	358
S9	σ_s (tf/m ²)	0	0	12	12	21	33
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	261	8	269	14	284
	σ_i (tf/m ²)	0	377	-26	351	-44	307
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0	0	0

		perdas	Fase 7	C.M.	Fase 8
S0	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0
S1	σ_s (tf/m ²)	-33	-21	21	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-20	250	14	264
	σ_i (tf/m ²)	-63	288	-44	244
S2	σ_s (tf/m ²)	-26	-4	37	33
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	4	185	25	210
	σ_i (tf/m ²)	-91	344	-78	267
S3	σ_s (tf/m ²)	-22	7	38	45
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	21	145	26	171
	σ_i (tf/m ²)	-116	383	-81	303
S4	σ_s (tf/m ²)	-20	13	44	57
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	27	149	30	179
	σ_i (tf/m ²)	-121	373	-92	281
S5	σ_s (tf/m ²)	-19	15	46	61
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	27	162	31	193
	σ_i (tf/m ²)	-119	357	-97	260
S6	σ_s (tf/m ²)	-20	13	44	57
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	27	149	30	179
	σ_i (tf/m ²)	-121	373	-92	281
S7	σ_s (tf/m ²)	-22	7	38	45
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	21	145	26	171
	σ_i (tf/m ²)	-116	383	-81	303
S8	σ_s (tf/m ²)	-26	-4	37	33
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	4	185	25	210
	σ_i (tf/m ²)	-91	344	-78	267
S9	σ_s (tf/m ²)	-33	-21	21	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	-20	250	14	264
	σ_i (tf/m ²)	-63	288	-44	244
S10	σ_s (tf/m ²)	0	0	0	0
	$\sigma_{s'}$ (tf/m ²)	0	0	0	0
	σ_i (tf/m ²)	0	0	0	0

Cálculo do cisalhamento - $t = \infty$

Esforços cortantes característicos

$$V_{k,max} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,max} \quad f_{ck} \text{ (MPa)} = 40,0$$

$$V_{k,min} = V_{g1,k} + V_{g2,k} + V_{g3,k} + V_{p,k} + V_{q,min} \quad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500,0$$

onde: $V_{p,k} = V_{p,prot}$ em tempo $t = \infty$

Seção	$V_{g1,k}$ (tf)	$V_{g2,k}$ (tf)	$V_{g3,k}$ (tf)	$V_{p,k}$ (tf)	$V_{q,max,k}$ (tf)	$V_{q,min,k}$ (tf)	V_k^{max} (tf)	V_k^{min} (tf)
S0	17,20	12,38	8,74	0,00	50,15	0,00	88,46	38,32
S1	12,22	9,90	6,99	-31,28	42,99	-1,40	40,82	-3,57
S2	9,17	7,43	5,24	-27,70	36,25	-4,41	30,38	-10,28
S3	6,11	4,95	3,50	-13,36	23,94	-6,95	25,14	-5,75
S4	3,06	2,48	1,75	-0,44	19,20	-10,71	26,04	-3,87
S5	0,00	0,00	0,00	0,00	14,79	-14,79	14,79	-14,79
S6	-3,06	-2,48	-1,75	0,44	10,71	-19,20	3,87	-26,04
S7	-6,11	-4,95	-3,50	13,36	6,95	-23,94	5,75	-25,14
S8	-9,17	-7,43	-5,24	27,70	4,41	-36,25	10,28	-30,38
S9	-12,22	-9,90	-6,99	31,28	1,40	-42,99	3,57	-40,82
S10	-17,20	-12,38	-8,74	0,00	0,00	-50,15	-38,32	-88,46

Verificação do concreto

$$\phi_{bainha} \text{ (m)} = 0,075$$

$$n_{bainhas \text{ alinhadas na alma}} = 1$$

$$V_{sd} = 1,35 \times V_g + \left\{ \begin{matrix} 1,2 \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \times V_p + 1,5 \times V_q$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_v \times f_{cd} \times b_{w,nom} \times d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \text{ (fck em MPa)}$$

Seção	V_{sd} (tf)	b_w (m)	H (m)	$\Sigma \Phi/2$ (m)	b_w^{nom} (m)	d (m)	V_{rd2} (tf)
S0	126,9	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2
S1	75,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S2	58,9	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S3	43,5	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S4	38,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S5	22,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S6	38,2	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S7	43,5	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S8	58,9	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S9	75,6	0,220	2,230	0,038	0,183	1,784	211,0
S10	126,9	0,700	2,230	0,038	0,700	1,784	809,2

Para todas as seções $V_{rd2} > V_{sd}$

Parcela do esforço cortante absorvida pelos mecanismos complementares à treliça

$$M_{sdu} = 1,35 \times M_g + 1,5 \times M_q$$

Seção	M _{g1,k}	M _{g2,k}	M _{g3,k}	M _{q máx,k}	M _{q mín,k}	M _{sdu} (tf.m)
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0
S1	24,02	18,63	13,15	74,97	0,00	187,8
S2	41,90	33,11	23,38	132,20	0,00	331,1
S3	54,67	43,46	30,69	137,34	0,00	379,9
S4	62,34	49,67	35,07	157,33	0,00	434,6
S5	64,89	51,74	36,53	164,43	0,00	453,4
S6	62,34	49,67	35,07	157,33	0,00	434,6
S7	54,67	43,46	30,69	137,34	0,00	379,9
S8	41,90	33,11	23,38	132,20	0,00	331,1
S9	24,02	18,63	13,15	74,97	0,00	187,8
S10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0

$$V_c = V_{c0} \times (1 + M_0 / M_{sd,máx}) \leq 2 \times V_{c0}$$

$$M_0 = 0,90 \times (\sigma_p^{prot.} \times W)$$

$$V_{c0} = 0,60 \cdot f_{ctd} \cdot bw \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,70 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

com f_{ck} em MPa

Seção	σ _p ^{prot.} (tf/m ²)	W _i (m ³)	M ₀ (tf.m)	1+ M ₀ /M _{sd,máx}
S0	0	0,747	0,00	1,00
S1	430	0,511	197,59	2,05
S2	593	0,511	272,89	1,82
S3	709	0,511	326,24	1,86
S4	746	0,511	342,92	1,79
S5	744	0,511	342,34	1,76
S6	746	0,511	342,92	1,79
S7	709	0,511	326,24	1,86
S8	593	0,511	272,89	1,82
S9	430	0,511	197,59	2,05
S10	0	0,747	0,00	1,00

Seção	b_w^{nom} (m)	d (m)	Vc0 (tf)	2 * Vc0 (tf)	Vc (tf)
S0	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5
S1	0,183	1,784	34,3	68,5	68,5
S2	0,183	1,784	34,3	68,5	62,5
S3	0,183	1,784	34,3	68,5	63,7
S4	0,183	1,784	34,3	68,5	61,3
S5	0,183	1,784	34,3	68,5	60,1
S6	0,183	1,784	34,3	68,5	61,3
S7	0,183	1,784	34,3	68,5	63,7
S8	0,183	1,784	34,3	68,5	62,5
S9	0,183	1,784	34,3	68,5	68,5
S10	0,700	1,784	131,5	262,9	131,5

Parcela do cortante absorvida pela armadura transversal

Seção	Vsd (tf)	Vc (tf)	V _{swd} (tf)
S0	126,9	131,5	0,00
S1	75,6	68,5	7,10
S2	58,9	62,5	0,00
S3	43,5	63,7	0,00
S4	38,2	61,3	0,00
S5	22,2	60,1	0,00
S6	38,2	61,3	0,00
S7	43,5	63,7	0,00
S8	58,9	62,5	0,00
S9	75,6	68,5	7,10
S10	126,9	131,5	0,00

Cálculo da taxa volumétrica de armadura transversal

$$V_{swd} = V_{sd} - V_{cd}$$

$$A_{sw}/s = V_{swd} / (0,90 \times d \times f_{ywd})$$

$$\rho_{sw} = (A_{sw}/s) \times (1/b_w) \geq 0,20 \times f_{ctm} / f_{ywk}$$

$$f_{ywk} = f_{yk}$$

Seção	b_w (m)	V _{swd} (tf)	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	ρ_{sw}^{min} (cm ² /m ²)
S0	0,70	0,0	0,00	0,00	14,04
S1	0,22	7,1	1,02	4,62	14,04
S2	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S3	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S4	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S5	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S6	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S7	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S8	0,22	0,0	0,00	0,00	14,04
S9	0,22	7,1	1,02	4,62	14,04
S10	0,70	0,0	0,00	0,00	14,04

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\psi_{fad} = 0,50$$

$$\Delta\sigma_{sw} = \sigma_{sw}^{m\acute{a}x} - \sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$$

$$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x/m\acute{i}n} = \frac{V_{m\acute{a}x/m\acute{i}n} - V_c/2}{b_w \times d \times \rho_{sw}}$$

$$f \cdot f \cdot = \frac{\Delta\sigma_{sw}}{\Delta f_{sd}^{fad}}$$

$$\Delta f_{sd}^{fad} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 850$$

Seção	V _{máx} (tf)	V _{mín} (tf)	V _c /2 (tf)	$\sigma_{sw}^{m\acute{a}x}$ (tf/cm ²)	$\sigma_{sw}^{m\acute{i}n}$ (tf/cm ²)	$\Delta\sigma_{sw}$ (tf/cm ²)	f.f.	ρ_{sw} (cm ² /m ²)
S0	63,39	38,32	65,7	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S1	19,33	-2,87	34,3	0,00	0,00	0,00	1,00	4,62
S2	12,26	-8,07	31,3	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S3	13,17	-2,28	31,9	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S4	16,44	1,49	30,7	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S5	7,39	-7,39	30,1	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S6	-1,49	-16,44	30,7	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S7	2,28	-13,17	31,9	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S8	8,07	-12,26	31,3	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04
S9	2,87	-19,33	34,3	0,00	0,00	0,00	1,00	4,62
S10	-38,32	-63,39	65,7	0,00	0,00	0,00	1,00	14,04

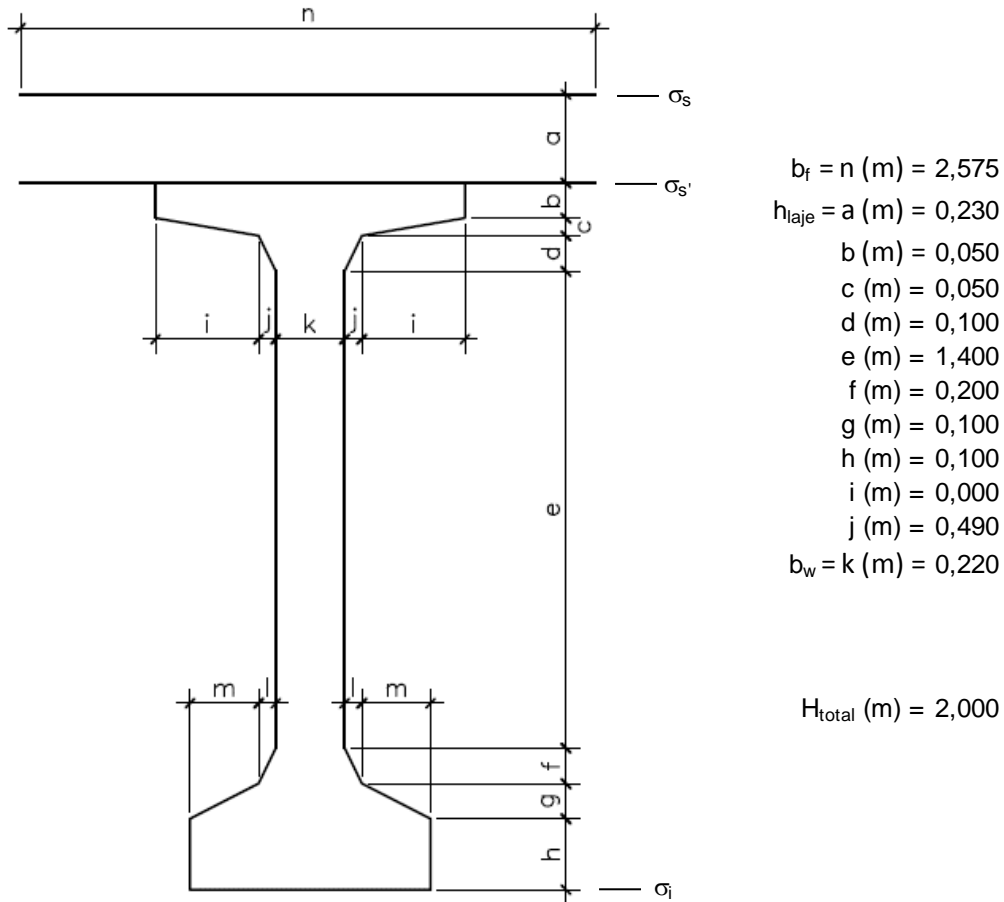
Determinação dos estribos e seus espaçamentos

$$s = (n \times A_s^{1perna}) / (\rho_{sw} \times ff \times b_w^{medio})$$

Seção	b _w (m)	ρ_{wu} (cm ² /m ²)	ρ_{wu} (Méd/Min)	n	Φ (mm)	A _s ^{1perna}	S _{calculado} (cm)	S _{adotado} (cm)
S0	0,70	14,04						
			14,04	2	10,0	0,79	24,3	22,5
S1	0,22	4,62						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S2	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S3	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S4	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S5	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S6	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S7	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S8	0,22	14,04						
			14,04	2	8,0	0,50	32,6	30,0
S9	0,22	4,62						
			14,04	2	10,0	0,79	24,3	22,5
S10	0,70	14,04						

Verificação do Estado Limite Último (Verificação à ruptura)

Seção S₅



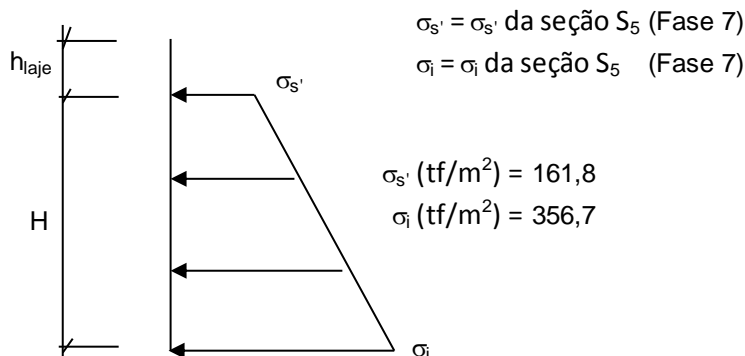
Materiais:

Concreto laje f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,laje}$ (kgf/cm²) = 318.758

Concreto viga f_{ck} (MPa) = 40,0 $E_{cs,viga}$ (kgf/cm²) = 318.758

Aço: CP-190 RB E_{sp} (kgf/cm²) = 2.000.000

Tensões de peso próprio + protensão em $t = \infty$



Tensões no aço de protensão após as perdas ($t = \infty$)

	$\sigma_{sp}^{t=\infty}$ (kgf/cm ²)
C1	10.629
C2	10.401
C3	10.284
C4	0
C5	0
C6	0
C7	0
C8	0
C9	0

Solicitações atuantes na seção S₅

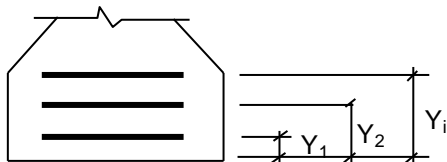
M_{g1} (tf.m) = 64,9

M_q (tf.m) = 164,4

M_{g2} (tf.m) = 51,7

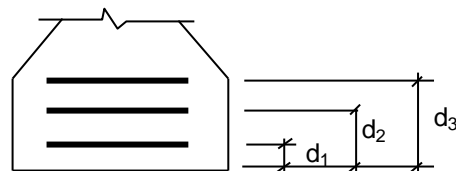
M_{g3} (tf.m) = 36,5

Cálculo do C.G. da armadura de protensão



	y (m)
C1	0,270
C2	0,120
C3	0,120
C4	
C5	
C6	
C7	
C8	
C9	

Cálculo do C.G. da armadura passiva complementar



1ª camada:

n° barras = 6

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_1 (m) = 0,060

C.G. (cm) = 0,060

2ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

d_2 (m) = 0,100

3ª camada:

n° barras = 0

\varnothing_{barras} (mm) = 13

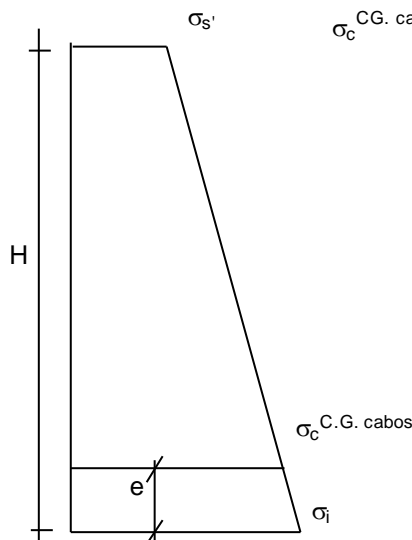
d_3 (m) = 0,150

Cálculo do pré-alongamento da armadura

$$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}} = \sigma_{sp}^{t=00} / E_{sp}$$

	$\varepsilon_{sp}^{\text{pré-along.}}$
C1	0,0053
C2	0,0052
C3	0,0051
C4	0,0000
C5	0,0000
C6	0,0000
C7	0,0000
C8	0,0000
C9	0,0000

Cálculo da deformação específica devida a descompressão do concreto



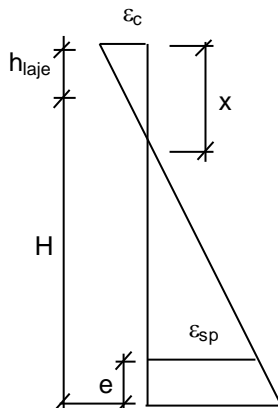
$$\sigma_c^{\text{C.G. cabos}} = [(H - e) * (\sigma_i - \sigma_s') / H] + \sigma_s'$$

$$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp.}} = \sigma_c^{\text{C.G. cabos}} / E_{cs}$$

	y (m)	σ_c (tf/m ²)	$\varepsilon_{sp}^{\text{descomp}}$
C1	0,270	330,4	0,00010
C2	0,120	345,0	0,00011
C3	0,120	345,0	0,00011
C4	0,000	0,0	0,00000
C5	0,000	0,0	0,00000
C6	0,000	0,0	0,00000
C7	0,000	0,0	0,00000
C8	0,000	0,0	0,00000
C9	0,000	0,0	0,00000

Equilíbrio da seção:

Deformada admitida para a seção S₅



$$\varepsilon_c (\%) = 0,793$$

$$\varepsilon_{sp} (\%) = 10,000$$

$$x = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_{sp})] * [H - e + h_{laje}]$$

$$x (m) = 0,155$$

Cálculo da resultante de compressão

Lamela	y_{1i} (m)	y_{2i} (m)	B1 (m)	B2 (m)	ε_{ci} (‰)	σ_{cd} (tf/m ²)	F_i (tf)
1	0,000	0,031	2,575	2,575	0,71	1424	113,7
2	0,031	0,062	2,575	2,575	0,56	1161	92,7
3	0,062	0,093	2,575	2,575	0,40	867	69,3
4	0,093	0,124	2,575	2,575	0,24	543	43,4
5	0,124	0,155	2,575	2,575	0,08	189	15,1
6	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
7	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
8	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
9	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
11	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
12	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
13	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
14	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
15	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
16	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
17	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
18	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
19	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
20	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
21	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
22	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
23	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
24	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0
25	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0	0,0

$$R_{cc} \text{ (tf)} = 334,1$$

$$C.G._{cc} \text{ (m)} = 0,055$$

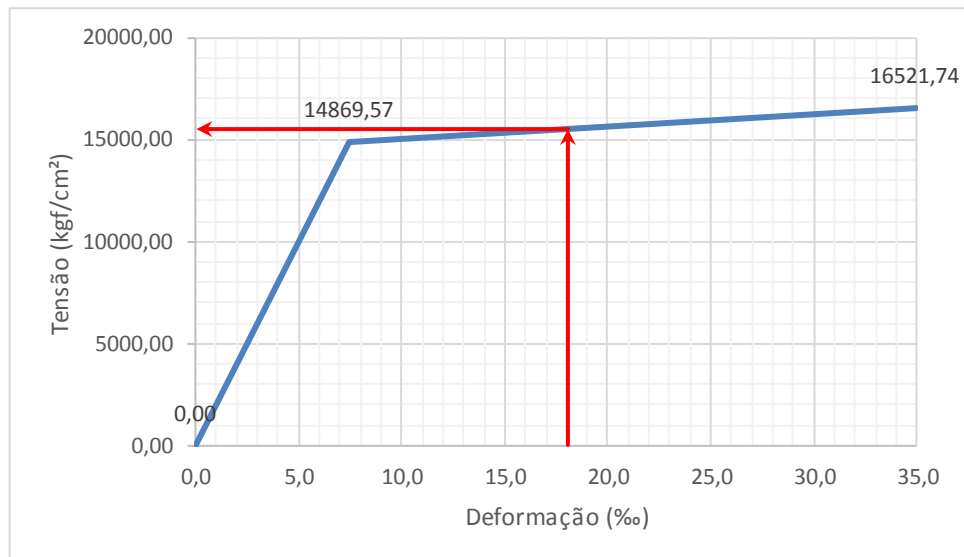
Cálculo da resultante de tração

$$\epsilon_{sp}^{total} = \epsilon_{sp}^{pré-along.} + \epsilon_{sp}^{descomp.} + \epsilon_{sp}$$

	y (m)	ϵ_{sp} (‰)	ϵ_{sp}^{total} (‰)
C1	0,270	12,64	18,061
C2	0,120	10,00	15,309
C3	0,120	10,00	15,250
C4	0,000	0,00	0,000
C5	0,000	0,00	0,000
C6	0,000	0,00	0,000
C7	0,000	0,00	0,000
C8	0,000	0,00	0,000
C9	0,000	0,00	0,000

Do diagrama tensão-deformação preconizado na NBR 6118, tem-se

$$f_{pyd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 14.869,6 \quad f_{ptd} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 16.521,7$$



$$R_{st,CP} = A_{sp} \times \sigma_{sp}$$

	σ_{sp} (kgf/cm ²)	A_{sp} (cm ²)	$R_{st,CP-190}$ (tf)
C1	15.506	8,40	130,25
C2	15.342	5,60	85,91
C3	15.338	5,60	85,89
C4	0	0,00	0,00
C5	0	0,00	0,00
C6	0	0,00	0,00
C7	0	0,00	0,00
C8	0	0,00	0,00
C9	0	0,00	0,00
$R_{st,CP}$ (tf) =			302,06

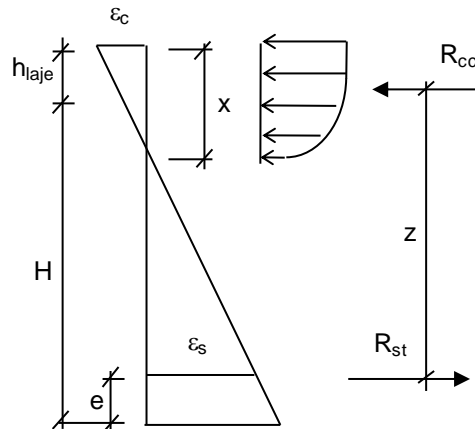
$$A_s^{CA-50} \text{ (cm}^2\text{)} = 7,363$$

$$R_{st,CA-50} = A_s^{CA-50} \times \sigma_s$$

$$R_{st,CA-50} \text{ (tf)} = 32,0$$

$$R_{st} = R_{st,CP} + R_{st,CA-50}$$

$$R_{st} \text{ (tf)} = 334,1$$



	z (m)
C1	1,905
C2	2,055
C3	2,055
C4	0,000
C5	0,000
C6	0,000
C7	0,000
C8	0,000
C9	0,000
CA-50	2,115

$$z = H + h_{laje} - C.G._{cc} - e$$

$$M_i = R_{st,i} * z_i$$

$$z = \Sigma M_i / R_{st}$$

$$z \text{ (m)} = 2,003$$

Assim temos:

$$M_u = R_{st} * z \quad M_u \text{ (tf.m)} = 669$$

$$M_d = 1,35 * (M_{g1} + M_{g2} + M_{g3}) + 1,5 * (M_q) + \Delta F_{sd} * z$$

$$\Delta F_{sd} \text{ (tf)} = 0,00$$

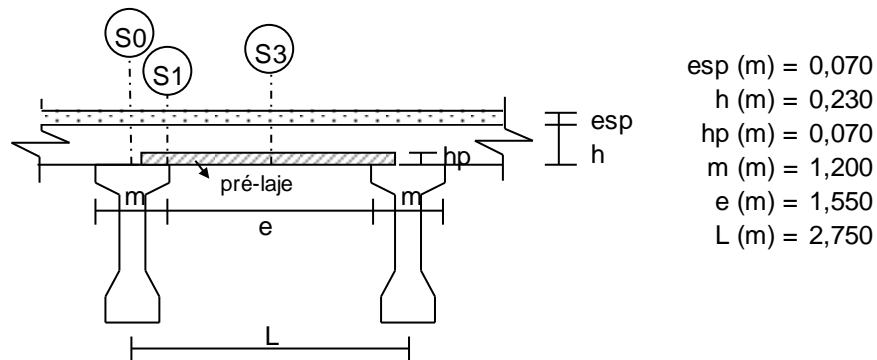
$$M_d \text{ (tf.m)} = 453$$

Então: $M_u / M_d = 1,48 > 1,00$ (Atende)

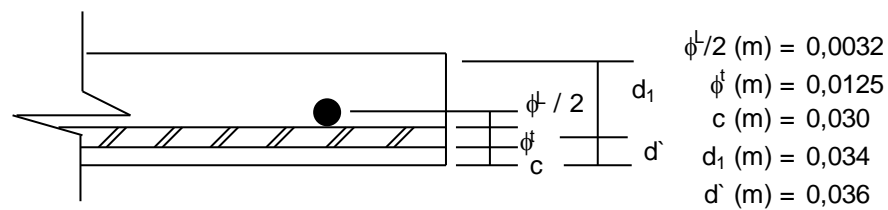
6. MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS LAJES

6.1 LAJES PARA OS VÃOS COM INTEREIXO DE VIGAS DE 2,75m

Forma da Laje

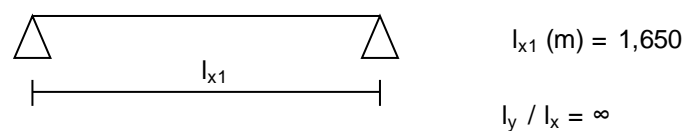


Pré-Laje

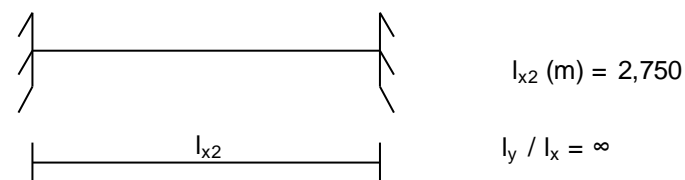


Esquema Estrutural

- 1) Sistema estrutural referente ao cálculo dos esforços do peso próprio da laje



- 2) Sistema estrutural referente ao cálculo dos esforços da sobrecarga e carga móvel



Cálculo das Cargas Permanentes

$$\gamma_{\text{conc}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,50$$

$$\gamma_{\text{pavim}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$$

peso próprio da laje

$$g_1 = h \times \gamma_{\text{conc}}$$

$$g_1 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,575$$

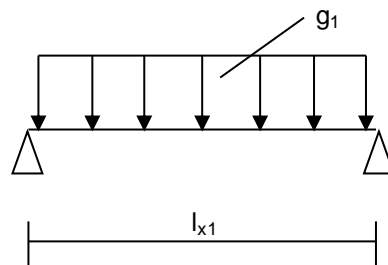
pavimentação

$$g_2 = e \times \gamma_{\text{pavim}}$$

$$g_2 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,168$$

Esforços Devidos à Carga Permanente

1) Peso próprio da laje



$$l_{x1} \text{ (m)} = 1,650$$

$$g_1 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,575$$

$$M_{S3} = g_1 \times (l_{x1})^2 / 8$$

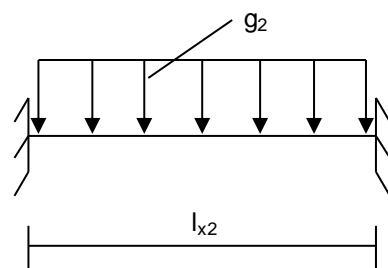
$$M_{S3} \text{ (tf.m/m)} = 0,196$$

Da tabela nº 1 de Rüsç, tem-se:

$$M_{ym} = 0,0208 \times g_1 \times (l_{x1})^2$$

$$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = 0,033$$

2) Sobrecarga permanente



$$l_{x2} \text{ (m)} = 2,750$$

$$g_2 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,168$$

$$M_{S0} = M_{xe} = -g_2 \times (l_{x2})^2 / 12$$

$$M_{S0} \text{ (tf.m/m)} = -0,1059$$

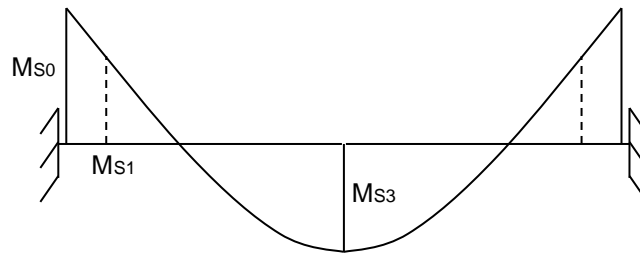
$$M_{S3} = M_{xm} = g_2 \times (l_{x2})^2 / 24$$

$$M_{S3} \text{ (tf.m/m)} = 0,0529$$

Da tabela NR-27 de Rüsç, tem-se:

$$M_{ym} = 0,0069 \times g_2 \times (l_{x2})^2$$

$$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = 0,0088$$



$$M_{S1} = M_{S0} + (g_2 * l_{x2}^2 / 2) * [(m / 2) * (l_{x2} - m / 2) / l_{x2}^2]$$

$$M_{S1} \text{ (tf.m/m)} = 0,0025$$

Cargas Móveis

Trem-tipo - TB 450KN
Coeficiente de impacto - NBR 7187

$$CIV \times CIA = 1,688$$

$$M = \varphi \times [P \times K1 + p \times (K2 + K3)]$$

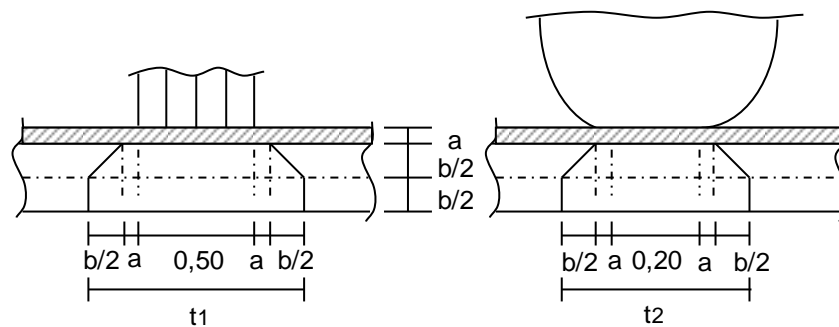
$$P \text{ (tf)} = 7,50$$

$$p \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,50$$

Parâmetros de entrada na Tabela nº 27 de Rüsçh:

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{x2} / a \\ t / a \end{array} \right. \quad a \text{ (m)} = 2,00 \quad \text{(entre eixos do veículo tipo)}$$

Cálculo de t



$$t_1 \text{ (m)} = 0,870$$

$$t_2 \text{ (m)} = 0,570$$

$$t = (t_1 \times t_2)^{0,50}$$

$$t \text{ (m)} = 0,704$$

logo: $l_{x2} / a = 1,375$
 $t / a = 0,352$

Da tabela NR-27 de Rüsç, temos:

$$\begin{cases} M_{xm} = \varphi \times [P \times K_1 + p \times (K_2 + K_3)] \\ M_{ym} = \varphi \times [P \times K_4 + p \times (K_5 + K_6)] \\ M_{xe} = - \varphi \times [P \times K_7 + p \times (K_8 + K_9)] \end{cases}$$

Cálculo dos coeficientes da tabela:

Para M_{xm} :

	K1		
	t/a		
lx2/a	0,250	0,352	0,500
1,000	0,129	0,108	0,078
1,375		0,176	
1,500	0,216	0,199	0,175

	K2	K3
	p	p'
1,000	0,000	0,000
1,375	0,000	0,038
1,500	0,000	0,050

$$K_1 = 0,176$$

$$K_2 = 0,000$$

$$K_3 = 0,038$$

$$M_{xm} \text{ (tf.m/m)} = 2,265$$

Para M_{ym} :

	K4		
	t/a		
lx2/a	0,250	0,352	0,500
1,000	0,091	0,075	0,051
1,375		0,103	
1,500	0,135	0,113	0,080

	K5	K6
	p	p'
1,000	0,000	0,010
1,375	0,000	0,025
1,500	0,000	0,030

$$K_4 = 0,103$$

$$K_5 = 0,000$$

$$K_6 = 0,025$$

$$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = 1,326$$

Para M_{xe}:

K7				K8			K9	
t/a				lx2/a	p	p'		
lx2/a	0,250	0,352	0,500	1,000	0,000	0,280		
1,000	0,260	0,227	0,180	1,375	0,000	0,333		
1,375		0,338		1,500	0,000	0,350		
1,500	0,400	0,375	0,340					

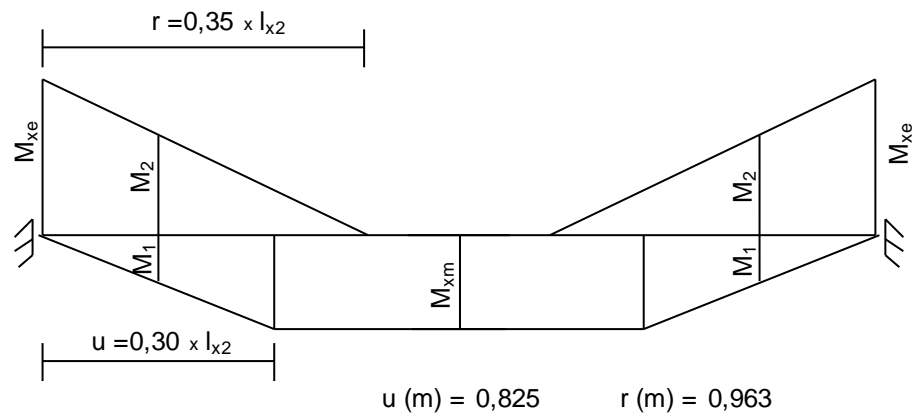
$$K7 = 0,338$$

$$K8 = 0,000$$

$$K9 = 0,333$$

$$M_{xe} \text{ (tf.m/m)} = -4,564$$

Envoltória de Momentos



$$M1 \text{ (tf.m/m)} = 1,647$$

$$M2 \text{ (tf.m/m)} = -1,719$$

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\begin{aligned} \psi_1 &= 0,80 && \text{(para verificação de lajes)} \\ f_{yk} \text{ (MPa)} &= 500 && \text{(Aço CA-50)} \\ \Delta f_{sd,fad} \text{ (MPa)} &= 190 && \text{(para } \phi < 16,0 \text{ mm)} \end{aligned}$$

Seção	M _g (tf.m/m)	M _p (tf.m/m)	ΔM _p (tf.m/m)	d (m)	Δσ (tf/cm ²)	fator fadiga
S0-	-0,1059	-4,564	4,564	0,395	2,583	1,359
S0+	-0,1059	0,000	0,000	0,395	-	-
S1-	0,0025	-1,719	1,719	0,195	2,626	1,382
S1+	0,0025	1,647	1,647	0,195	2,620	1,379
S3-	0,2486	0,000	0,000	0,195	-	-
S3+	0,2486	2,265	2,265	0,195	2,368	1,246
Mym	0,0413	1,326	1,326	0,155	2,540	1,337

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta M}{A_{s\text{ calc}} \times 0,87 \times d}$$

O cálculo da armadura está demonstrado adiante.

Envoltória de Momentos Para Dimensionamento à Flexão

$$M_d = \begin{Bmatrix} 1,35 \\ 1,00 \end{Bmatrix} \times M_g + \begin{Bmatrix} 1,50 \\ 0,00 \end{Bmatrix} \times M_p$$

Seção	M_g (tf.m/m)	$M_p^{\text{máx}}$ (tf.m/m)	$M_p^{\text{mín}}$ (tf.m/m)	M_d^+ (tf.m/m)	M_d^- (tf.m/m)
S0	-0,1059	0,000	-4,564	0,000	-6,989
S1	0,0025	1,647	-1,719	2,475	-2,575
S3	0,2486	2,265	0,000	3,734	0,000
Mym	0,0413	1,326	-	2,044	-

Dimensionamento à Flexão

Concreto: f_{ck} (MPa) = 35

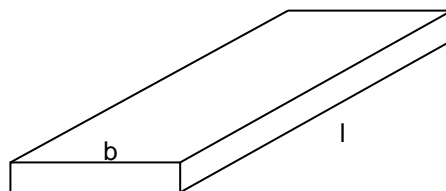
Aço: f_{yk} (MPa) = 500

$k_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd})$

$A_s = M_d / (k_z \times d \times f_{yd})$

Seção	M_d (tf.m/m)	d (m)	k_{md}	k_z	A_s (cm ² /m)	$A_s \times f.f.$ (cm ² /m)
S0-	-6,989	0,395	0,018	0,989	4,11	5,59
S0+	0,000	0,395	0,000	1,000	0,00	0,00
S1-	-2,575	0,195	0,027	0,984	3,09	4,27
S1+	2,475	0,195	0,026	0,984	2,96	4,09
S3-	0,000	0,195	0,000	1,000	0,00	0,00
S3+	3,734	0,195	0,039	0,976	4,51	5,62
Mym	2,044	0,155	0,034	0,980	3,10	4,14

Verificação da Lajota Pré-Moldada



n = número de barras
 ϕ = diâmetro das barras

n = 4
 ϕ (mm) = 12,5
 f_{yk} (MPa) = 500

$A_s = n \times \pi \times \phi^2 / 4$
 A_s (cm²) = 4,91
 A_s (cm²/m) = 9,82

l (m) = 1,69
b (m) = 0,50

Peso próprio da laje

$$g_1 = h \times \gamma_{conc} \quad g_1 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,575$$

$$q_{g1} = b \times g_1 \quad q_{g1} \text{ (tf/m)} = 0,288$$

$$M_{s3_g1} = [q_{g1} \times (l)^2] / 8 \quad M_{s3_g1} \text{ (tf.m)} = 0,103$$

$$\sigma_{s_g1} = M_{s3_g1} / (0,87 \times d_1 \times A_s) \quad \sigma_{s_g1} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 712$$

Pavimentação

$$g_2 = e \times \gamma_{pavim} \quad g_2 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,168$$

$$q_{g2} = b \times g_2 \quad q_{g2} \text{ (tf/m)} = 0,084$$

$$M_{s3_g2} = [q_{g2} \times (l_{x2})^2] / 24 \quad M_{s3_g2} \text{ (tf.m)} = 0,026$$

$$\sigma_{s_g2} = M_{s3_g2} / [0,87 \times (h - d') \times A_s] \quad \sigma_{s_g2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 32$$

Carga móvel

$$M_{s3_p} = M_{xm} \times b \quad M_{xm} \text{ (tf.m/m)} = 2,265$$

$$M_{s3_p} \text{ (tf.m)} = 1,133$$

$$\sigma_{s_p} = M_{s3_p} / [0,87 \times (h - d') \times A_s] \quad \sigma_{s_p} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 1369$$

$$1369 \leq 1900 \text{ kgf/cm}^2$$

Tensão admissível

$$\sigma_{adm} = f_{yd} / (\gamma_c \times \gamma_{aço}) \quad \gamma_{aço} = 1,15 \quad \sigma_{adm} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 3106$$

$$\gamma_c = 1,40$$

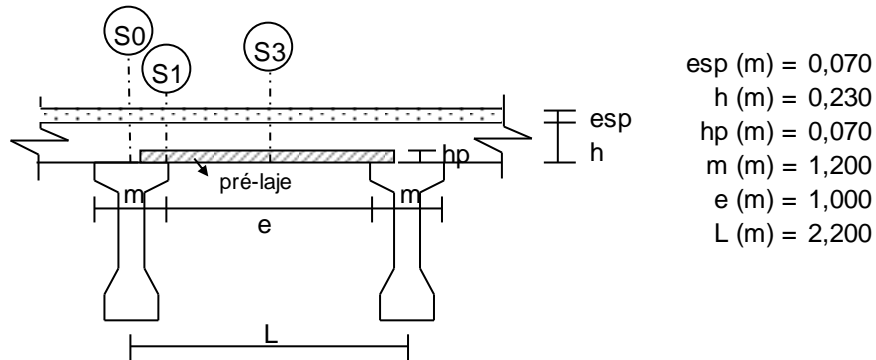
Tensão total

$$\sigma_{s_total} = \sigma_{s_g1} + \sigma_{s_g2} + \sigma_{s_p} \quad \sigma_{s_total} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 2113$$

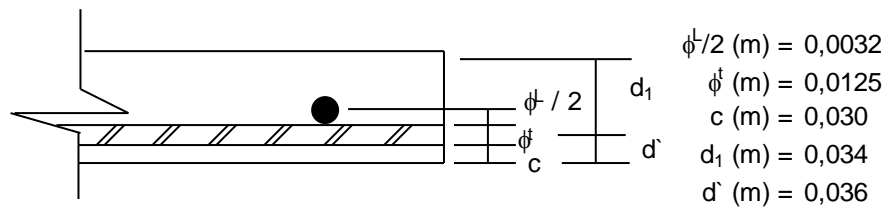
$$\sigma_{s_total} \leq \sigma_{adm}$$

6.2 LAJES PARA OS VÃOS COM INTEREIXO DE VIGAS DE 2,20m

Forma da Laje

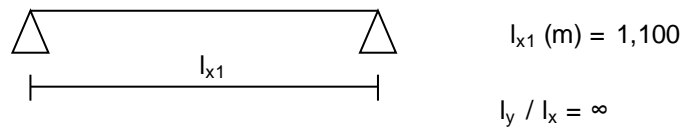


Pré-Laje

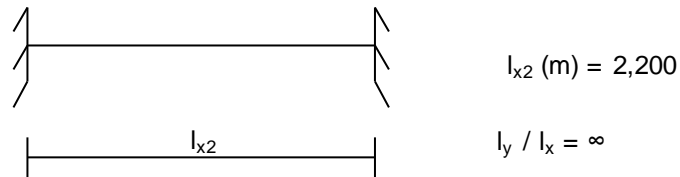


Esquema Estrutural

- 1) Sistema estrutural referente ao calculo dos esforços do peso próprio da laje



- 2) Sistema estrutural referente ao calculo dos esforços da sobrecarga e carga móvel



Cálculo das Cargas Permanentes

$$\gamma_{\text{conc}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,50$$

$$\gamma_{\text{pavim}} \text{ (tf/m}^3\text{)} = 2,40$$

peso próprio da laje

$$g_1 = h \times \gamma_{\text{conc}}$$

$$g_1 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,575$$

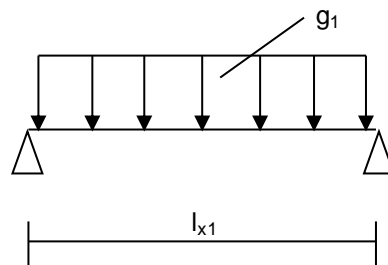
pavimentação

$$g_2 = e \times \gamma_{\text{pavim}}$$

$$g_2 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,168$$

Esforços Devidos à Carga Permanente

1) Peso próprio da laje



$$l_{x1} \text{ (m)} = 1,100$$

$$g_1 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,575$$

$$M_{S3} = g_1 \times (l_{x1})^2 / 8$$

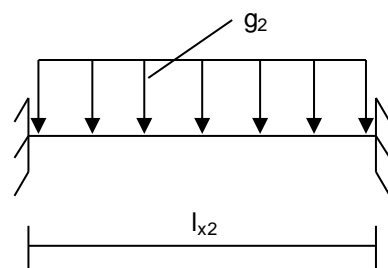
$$M_{S3} \text{ (tf.m/m)} = 0,087$$

Da tabela nº 1 de Rüsç, tem-se:

$$M_{ym} = 0,0208 \times g_1 \times (l_{x1})^2$$

$$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = 0,014$$

2) Sobrecarga permanente



$$l_{x2} \text{ (m)} = 2,200$$

$$g_2 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,168$$

$$M_{S0} = M_{xe} = -g_2 \times (l_{x2})^2 / 12$$

$$M_{S0} \text{ (tf.m/m)} = -0,0678$$

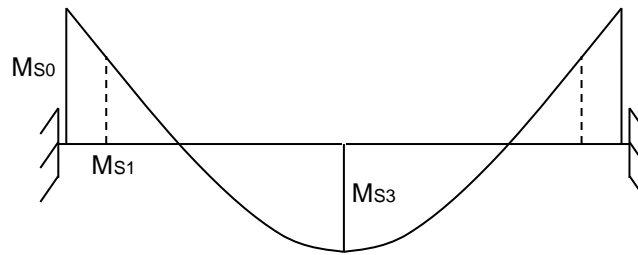
$$M_{S3} = M_{xm} = g_2 \times (l_{x2})^2 / 24$$

$$M_{S3} \text{ (tf.m/m)} = 0,0339$$

Da tabela NR-27 de Rüsç, tem-se:

$$M_{ym} = 0,0069 \times g_2 \times (l_{x2})^2$$

$$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = 0,0056$$



$$M_{S1} = M_{S0} + (g_2 * l_{x2}^2 / 2) * [(m / 2) * (l_{x2} - m / 2) / l_{x2}^2]$$

$$M_{S1} \text{ (tf.m/m)} = 0,0129$$

Cargas Móveis

Trem-tipo - TB 450KN
Coeficiente de impacto - NBR 7187

$$CIV \times CIA = 1,688$$

$$M = \varphi \times [P \times K1 + p \times (K2 + K3)]$$

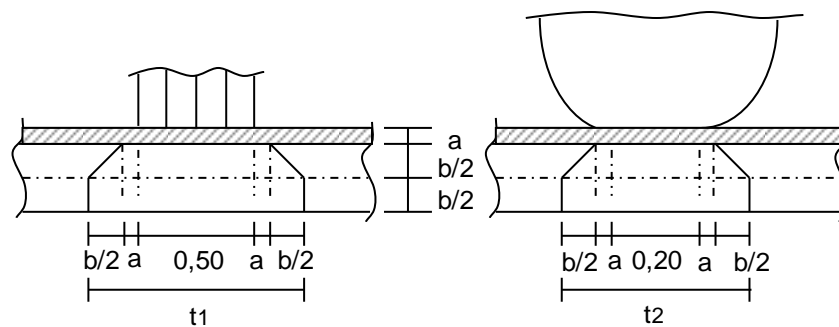
$$P \text{ (tf)} = 7,50$$

$$p \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,50$$

Parâmetros de entrada na Tabela nº 27 de Rüsçh:

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{x2} / a \\ t / a \end{array} \right. \quad a \text{ (m)} = 2,00 \quad \text{(entre eixos do veículo tipo)}$$

Cálculo de t



$$t1 \text{ (m)} = 0,870$$

$$t2 \text{ (m)} = 0,570$$

$$t = (t1 \times t2)^{0,50}$$

$$t \text{ (m)} = 0,704$$

logo: $l_{x2} / a = 1,100$
 $t / a = 0,352$

Da tabela NR-27 de Rüsçh, temos:

$$\begin{cases} M_{xm} = \varphi \times [P \times K1 + p \times (K2 + K3)] \\ M_{ym} = \varphi \times [P \times K4 + p \times (K5 + K6)] \\ M_{xe} = - \varphi \times [P \times K7 + p \times (K8 + K9)] \end{cases}$$

Cálculo dos coeficientes da tabela:

Para M_{xm} :

l_{x2}/a	K1		
	t/a		
	0,250	0,352	0,500
1,000	0,129	0,108	0,078
1,100		0,126	
1,500	0,216	0,199	0,175

l_{x2}/a	K2	K3
	p	p'
1,000	0,000	0,000
1,100	0,000	0,010
1,500	0,000	0,050

$K1 = 0,126$

$K2 = 0,000$

$K3 = 0,010$

$M_{xm} \text{ (tf.m/m)} = 1,608$

Para M_{ym} :

l_{x2}/a	K4		
	t/a		
	0,250	0,352	0,500
1,000	0,091	0,075	0,051
1,100		0,082	
1,500	0,135	0,113	0,080

l_{x2}/a	K5	K6
	p	p'
1,000	0,000	0,010
1,100	0,000	0,014
1,500	0,000	0,030

$K4 = 0,082$

$K5 = 0,000$

$K6 = 0,014$

$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = 1,053$

Para M_{xe} :

l_{x2}/a	K7		
	t/a		
	0,250	0,352	0,500
1,000	0,260	0,227	0,180
1,100		0,257	
1,500	0,400	0,375	0,340

l_{x2}/a	K8	K9
	p	p'
1,000	0,000	0,280
1,100	0,000	0,294
1,500	0,000	0,350

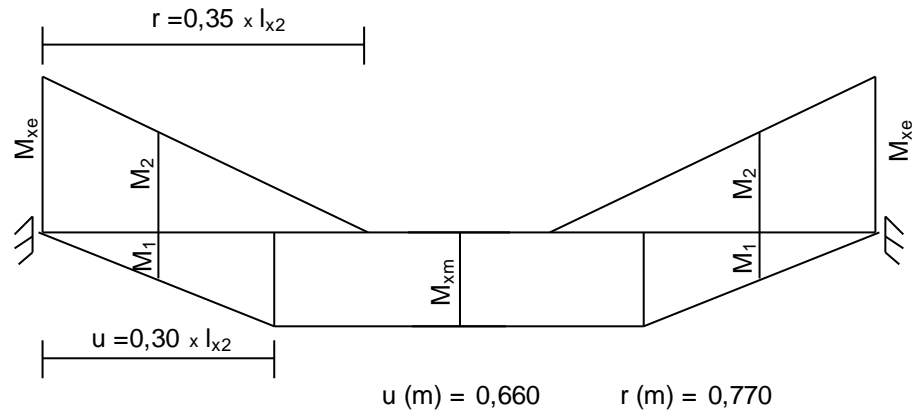
$K7 = 0,257$

$K8 = 0,000$

$K9 = 0,294$

$M_{xe} \text{ (tf.m/m)} = -3,500$

Envoltória de Momentos



$$M_1 \text{ (tf.m/m)} = 1,462$$

$$M_2 \text{ (tf.m/m)} = -0,773$$

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\begin{aligned} \psi_1 &= 0,80 && \text{(para verificação de lajes)} \\ f_{yk} \text{ (MPa)} &= 500 && \text{(Aço CA-50)} \\ \Delta f_{sd,fad} \text{ (MPa)} &= 190 && \text{(para } \phi < 16,0 \text{ mm)} \end{aligned}$$

Seção	M_g (tf.m/m)	M_p (tf.m/m)	ΔM_p (tf.m/m)	d (m)	$\Delta \sigma$ (tf/cm ²)	fator fadiga
S0-	-0,0678	-3,500	3,500	0,395	2,598	1,368
S0+	-0,0678	0,000	0,000	0,395	-	-
S1-	0,0129	-0,773	0,773	0,195	2,687	1,414
S1+	0,0129	1,462	1,462	0,195	2,608	1,372
S3-	0,1208	0,000	0,000	0,195	-	-
S3+	0,1208	1,608	1,608	0,195	2,456	1,293
Mym	0,0201	1,053	1,053	0,155	2,578	1,357

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta M}{A_{s \text{ calc}} \times 0,87 \times d}$$

O cálculo da armadura está demonstrado adiante.

Envoltória de Momentos Para Dimensionamento à Flexão

$$M_d = \begin{Bmatrix} 1,35 \\ 1,00 \end{Bmatrix} \times M_g + \begin{Bmatrix} 1,50 \\ 0,00 \end{Bmatrix} \times M_p$$

Seção	M _g (tf.m/m)	M _p ^{máx} (tf.m/m)	M _p ^{mín} (tf.m/m)	M _d ⁺ (tf.m/m)	M _d ⁻ (tf.m/m)
S0	-0,0678	0,000	-3,500	0,000	-5,342
S1	0,0129	1,462	-0,773	2,210	-1,142
S3	0,1208	1,608	0,000	2,575	0,000
Mym	0,0201	1,053	-	1,606	-

Dimensionamento à Flexão

Concreto: f_{ck} (MPa) = 35

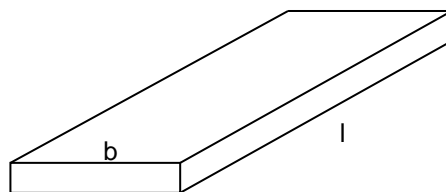
Aço: f_{yk} (MPa) = 500

k_{md} = M_d / (b x d² x f_{cd})

A_s = M_d / (k_z x d x f_{yd})

Seção	M _d (tf.m/m)	d (m)	k _{md}	k _z	A _s (cm ² /m)	A _s x f.f. (cm ² /m)
S0-	-5,342	0,395	0,014	0,992	3,14	4,29
S0+	0,000	0,395	0,000	1,000	0,00	0,00
S1-	-1,142	0,195	0,012	0,993	1,36	1,92
S1+	2,210	0,195	0,023	0,986	2,64	3,63
S3-	0,000	0,195	0,000	1,000	0,00	0,00
S3+	2,575	0,195	0,027	0,984	3,09	3,99
Mym	1,606	0,155	0,027	0,984	2,42	3,29

Verificação da Lajota Pré-Moldada



n = número de barras
φ = diâmetro das barras

n = 4
φ (mm) = 12,5
f_{yk} (MPa) = 500

A_s = n x π x φ² / 4
A_s (cm²) = 4,91
A_s (cm²/m) = 9,82

l (m) = 1,14

b (m) = 0,50

Peso próprio da laje

g₁ = h x γ_{conc}

g₁ (tf/m²) = 0,575

q_{g1} = b x g₁

q_{g1} (tf/m) = 0,288

M_{s3_g1} = [q_{g1} x (l)²] / 8

M_{s3_g1} (tf.m) = 0,047

σ_{s_g1} = M_{s3_g1} / (0,87 x d₁ x A_s)

σ_{s_g1} (kgf/cm²) = 324

Pavimentação

$$g_2 = e \times \gamma_{\text{pavim}}$$

$$g_2 \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,168$$

$$q_{g2} = b \times g_2$$

$$q_{g2} \text{ (tf/m)} = 0,084$$

$$M_{s3_g2} = [q_{g2} \times (l_{x2})^2] / 24$$

$$M_{s3_g2} \text{ (tf.m)} = 0,017$$

$$\sigma_{s_g2} = M_{s3_g2} / [0,87 \times (h - d') \times A_s]$$

$$\sigma_{s_g2} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 20$$

Carga móvel

$$M_{s3_p} = M_{xm} \times b$$

$$M_{xm} \text{ (tf.m/m)} = 1,608$$

$$M_{s3_p} \text{ (tf.m)} = 0,804$$

$$\sigma_{s_p} = M_{s3_p} / [0,87 \times (h - d') \times A_s]$$

$$\sigma_{s_p} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 972$$

$$972 \leq 1900 \text{ kgf/cm}^2$$

Tensão admissível

$$\sigma_{adm} = f_{yd} / (\gamma_c \times \gamma_{aço})$$

$$\gamma_{aço} = 1,15$$

$$\sigma_{adm} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 3106$$

$$\gamma_c = 1,40$$

Tensão total

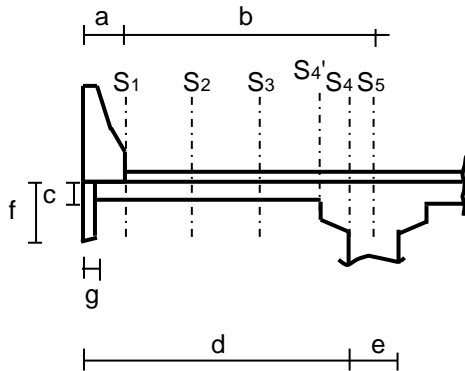
$$\sigma_{s_total} = \sigma_{s_g1} + \sigma_{s_g2} + \sigma_{s_p}$$

$$\sigma_{s_total} \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 1316$$

$$\sigma_{s_total} \leq \sigma_{adm}$$

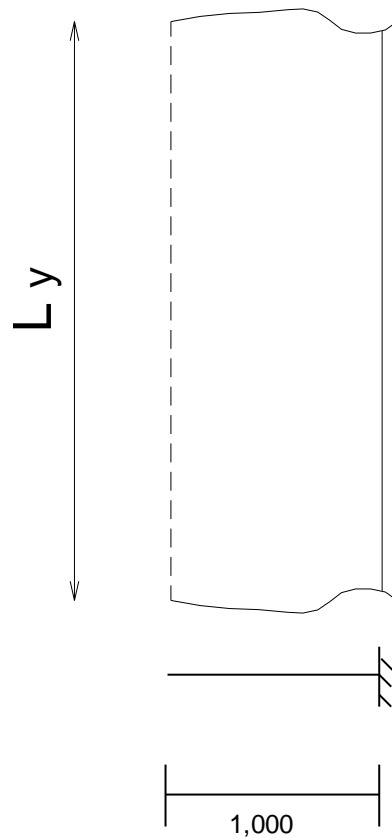
6.3 BALANÇOS DE LAJE DE 1,0m (TRECHO EM TANGENTE)

Seção Transversal

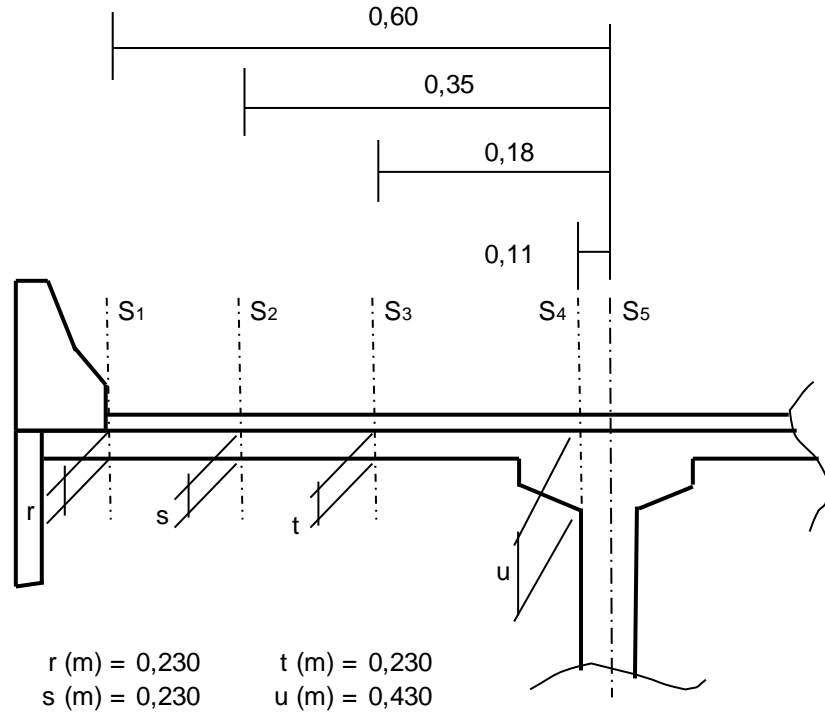


- a (m) = 0,400
- b (m) = 0,600
- c (m) = 0,230
- d (m) = 0,890
- e (m) = 0,220
- f (m) = 0,280
- g (m) = 0,200
- h_{pav} (m) = 0,070

Esquema Estrutural

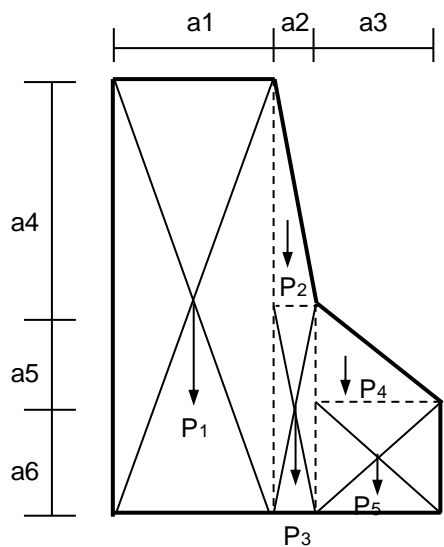


Cálculo dos Momentos no Trecho em Balanço



Cargas Permanentes


a) Peso do guarda-rodas



$a1 \text{ (m)} = 0,175$ $a4 \text{ (m)} = 0,470$
 $a2 \text{ (m)} = 0,050$ $a5 \text{ (m)} = 0,250$
 $a3 \text{ (m)} = 0,175$ $a6 \text{ (m)} = 0,150$

TRECHO	A (m ²)	x _i (m)	ΣAx _i
1	0,1523	0,0875	0,0133
2	0,0118	0,1917	0,0023
3	0,0200	0,2000	0,0040
4	0,0219	0,2833	0,0062
5	0,0263	0,3125	0,0082
Σ	0,2321	-	0,0340

$$X_{cg} = 0,0340 / 0,2321 = 0,146 \text{ m}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 479/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

peso do guarda rodas $g = 0,2321 \times 2,50 \text{ tf/m}^3 = 0,58 \text{ tf/m}$

peso da pingadeira $g = 0,2800 \times 0,2000 \times 2,50 \text{ tf/m}^3 = 0,14 \text{ tf/m}$

b) Momento devido ao peso da laje (g1) nas diversas seções

Seção	M (tf.m/m)
S1	-0,012
S2	-0,058
S3	-0,112
S4	-0,137
S5	-0,184

c) Momento devido à pavimentação + guarda-rodas + pingadeira (g2) nas diversas seções

Seção	M (tf.m/m)
S1	-0,189
S2	-0,411
S3	-0,567
S4	-0,624
S5	-0,722

d) Momento total devido à carga permanente (g) nas diversas seções

Seção	M_{g1} (tf/m)	M_{g2} (tf/m)	M_g (tf/m)
S1	-0,012	-0,189	-0,201
S2	-0,058	-0,411	-0,469
S3	-0,112	-0,567	-0,679
S4	-0,137	-0,624	-0,761
S5	-0,184	-0,722	-0,906

Carga Móvel

a) Coeficiente de impacto (TB-450 kN)

CIV = 1,35 CIA = 1,25

l é a distancia da roda do veículo tipo ao engaste: $l_x' = 0,350$

Logo o valor do coeficiente de impacto é igual a:

$\varphi = \text{CIV} \times \text{CIA}$

$\varphi = 1,688$

b) Cálculo dos esforços devidos à Carga Móvel

$$M = \varphi \times [P \times K1 + p \times (K2 + K3)]$$

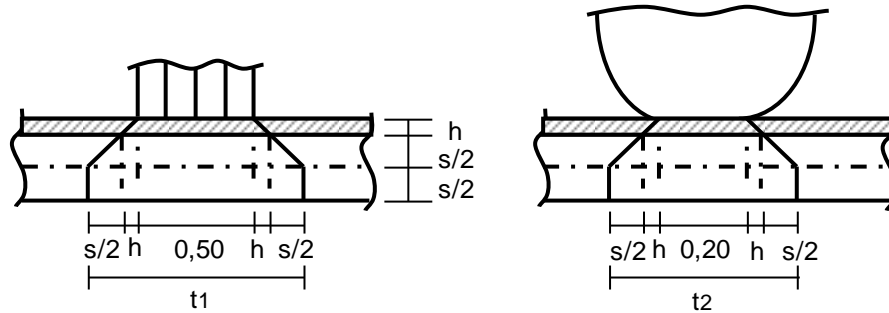
$$P \text{ (tf)} = 7,50$$

$$p \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,50$$

Parâmetros de entrada da Tabela de Rüsçh

$$\left\{ \begin{array}{l} lx / a \\ t / a \end{array} \right. \quad a \text{ (m)} = 2,000 \quad \text{(entre eixos do veículo tipo)}$$

Cálculo de t



$$t1 \text{ (m)} = 0,870$$

$$t2 \text{ (m)} = 0,570$$

$$t = (t1 \times t2)^{0,50}$$

$$t \text{ (m)} = 0,704$$

logo:

$$lx / a = 0,175$$

$$t / a = 0,352$$

Tabela NR-98 de Rüsçh :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mxe = - \varphi \times [P \times K1 + p \times (K2 + K3)] \\ Myr = \varphi \times [P \times K4 + p \times (K5 + K6)] \\ Mxm^+ = \varphi \times [P \times K7 + p \times (K8 + K9)] \\ Mym = \varphi \times [P \times K10 + p \times (K11 + K12)] \\ Mxm^- = \varphi \times [P \times K13 + p \times (K14 + K15)] \end{array} \right.$$

Cálculo dos coeficientes da tabela:

Para Mxe:

lx/a	K1		
	t/a		
0,125	0,250	0,352	0,500
0,175	0,100	0,147	0,100
0,250	0,230	0,218	0,200

lx/a	K2	K3
	p	p'
0,125	0,000	0,000
0,175	0,000	0,000
0,250	0,000	0,000

$$K1 = 0,147$$

$$K2 = 0,000$$

$$K3 = 0,000$$

$$M_{xe} \text{ (tf.m/m)} = -1,862$$

Para Myr:

K4			
t/a			
lx/a	0,250	0,352	0,500
0,125	0,100	0,084	0,060
0,175		0,109	
0,250	0,180	0,147	0,100

K5			K6		
lx/a	p	p'	lx/a	p	p'
0,125	0,000	0,000	0,125	0,000	0,000
0,175	0,000	0,000	0,175	0,000	0,000
0,250	0,000	0,000	0,250	0,000	0,000

$$K4 = 0,109$$

$$K5 = 0,000$$

$$K6 = 0,000$$

$$M_{yr} \text{ (tf.m/m)} = 1,381$$

Para Mxm+ :

K7			
t/a			
lx/a	0,250	0,352	0,500
0,125	0,013	0,011	0,007
0,175		0,014	
0,250	0,024	0,020	0,015

K8			K9		
lx/a	p	p'	lx/a	p	p'
0,125	0,000	0,000	0,125	0,000	0,000
0,175	0,000	0,000	0,175	0,000	0,000
0,250	0,000	0,000	0,250	0,000	0,000

$$K7 = 0,014$$

$$K8 = 0,000$$

$$K9 = 0,000$$

$$M_{xm}^+ \text{ (tf.m/m)} = 0,183$$

Para Mym+:

K10			
t/a			
lx/a	0,250	0,352	0,500
0,125	0,048	0,034	0,014
0,175		0,041	
0,250	0,068	0,051	0,027

K11			K12		
lx/a	p	p'	lx/a	p	p'
0,125	0,000	0,000	0,125	0,000	0,000
0,175	0,000	0,000	0,175	0,000	0,000
0,250	0,000	0,000	0,250	0,000	0,000

$$K10 = 0,041$$

$$K11 = 0,000$$

$$K12 = 0,000$$

$$M_{ym} \text{ (tf.m/m)} = 0,519$$

Para Mxm- :

K13			
t/a			
lx/a	0,250	0,352	0,500
0,125	0,043	0,031	0,013
0,175		0,048	
0,250	0,086	0,074	0,056

K14			K15		
lx/a	p	p'	lx/a	p	p'
0,125	0,000	0,000	0,125	0,000	0,000
0,175	0,000	0,000	0,175	0,000	0,000
0,250	0,000	0,000	0,250	0,000	0,000

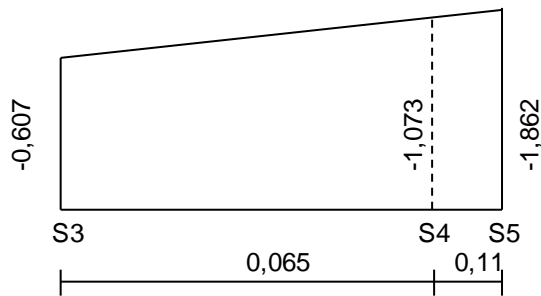
$$K_{13} = 0,048$$

$$K_{14} = 0,000$$

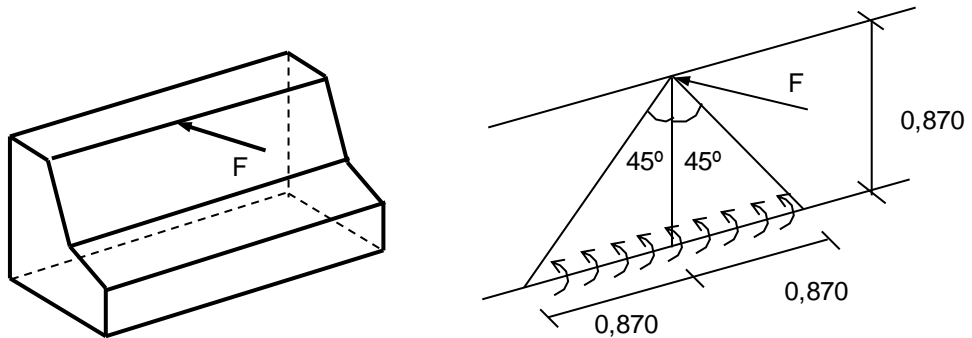
$$K_{15} = 0,000$$

$$M_{xm} \text{ (tf.m/m)} = -0,607$$

Interpolando para a seção S4, obtém-se:



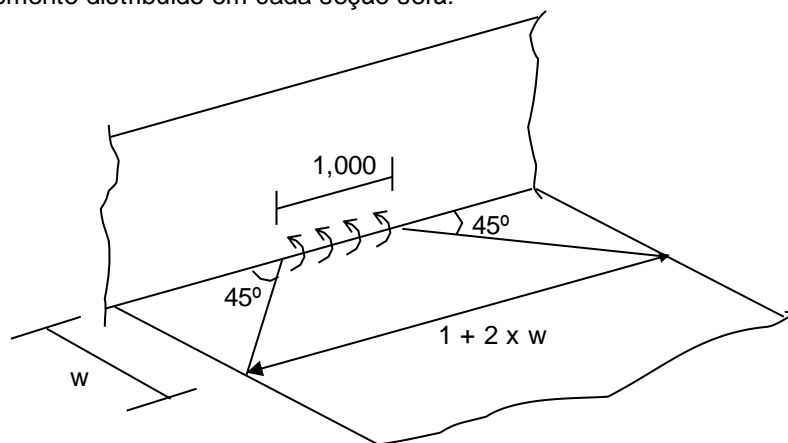
Ação da força horizontal no guarda-rodas



$$F \text{ (tf)} = 10,000$$

$$M_o = - 10,000 \times 0,870 / (2 \times 0,870) = -5,000 \text{ tf.m/m}$$

O momento distribuído em cada seção será:



$$M_{Sw} = M_o / (1 + 2 \times w)$$

$$M_{S2} = -5,000 / (1 + 2 \times 0,250) = -3,333 \text{ tf.m/m}$$

$$M_{S3} = -5,000 / (1 + 2 \times 0,425) = -2,703 \text{ tf.m/m}$$

$$M_{S4} = -5,000 / (1 + 2 \times 0,490) = -2,525 \text{ tf.m/m}$$

$$M_{S5} = -5,000 / (1 + 2 \times 0,600) = -2,273 \text{ tf.m/m}$$

Momentos finais devidos à Carga Móvel

$$M_{pS1} (\text{tf.m/m}) = -5,000$$

$$M_{pS2} (\text{tf.m/m}) = -3,333$$

$$M_{pS3} (\text{tf.m/m}) = -0,607 - 2,703 = -3,310$$

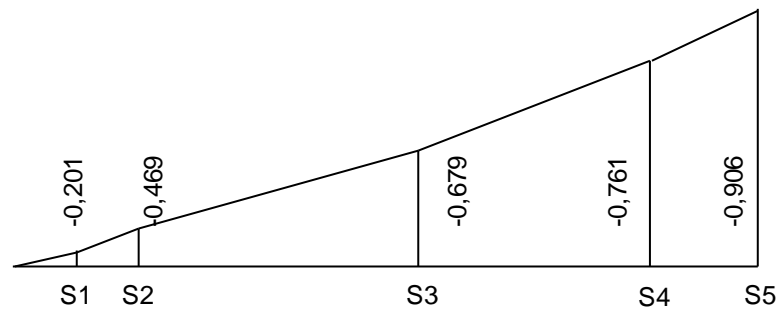
$$0,183 = 0,183$$

$$M_{pS4} (\text{tf.m/m}) = -1,073 - 2,525 = -3,598$$

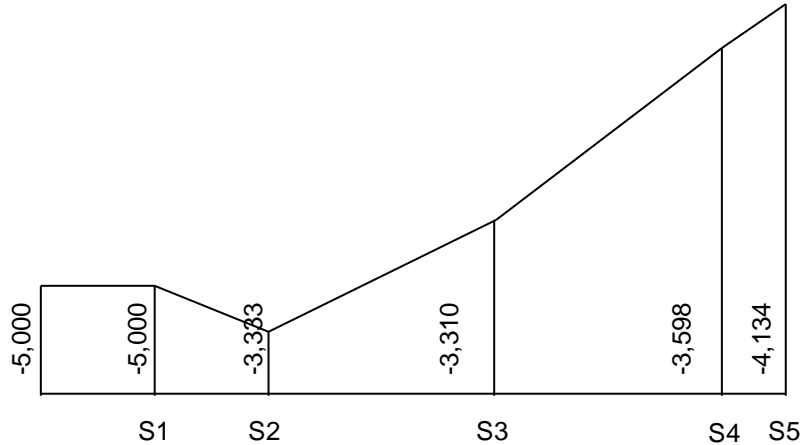
$$M_{pS5} (\text{tf.m/m}) = -1,862 - 2,273 = -4,134$$

Diagramas de Momentos no Trecho em Balanço

a) Carga Permanente



b) Carga Móvel



Dimensionamento da Laje à Flexão Simples

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\begin{aligned} \psi_1 &= 0,80 && \text{(para verificação de lajes)} \\ f_{yk} \text{ (MPa)} &= 500 && \text{(Aço CA-50)} \\ \Delta f_{sd,fad} \text{ (MPa)} &= 185 && \text{(para } \phi < 20,0 \text{ mm)} \end{aligned}$$

Seção	Mg (tf.m/m)	Mp_máx (tf.m/m)	Mp_mín (tf.m/m)	Mmáx (tf.m/m)	Mmín (tf.m/m)	fator fadiga
S1	-0,201		-5,000	-0,201	-0,201	1,000
S2	-0,469		-3,333	-0,469	-3,136	1,427
S3	-0,679	0,183	-3,310	-0,533	-3,327	1,410
S4	-0,761		-3,598	-0,761	-3,640	1,328
S5	-0,906		-4,134	-0,906	-4,214	1,318
Myr		1,381		1,105	0,000	1,679
Mym		0,519		0,415	0,000	1,679

$$\begin{aligned} M_{máx} &= Mg + \psi_1 \times M_p^{máx} && \gamma_{aço} = 1,15 \\ M_{mín} &= Mg + \psi_1 \times M_p^{mín} && \gamma_s = 1,40 \end{aligned}$$

sendo: $|M_1| > |M_2|$

$$\begin{aligned} \text{se } M_1 \times M_2 > 0 &\longrightarrow f.f = \left(\frac{|M_1| - |M_2|}{|M_1|} \right) \times \left(\frac{f_{yk}}{\Delta f_{sd,fad} \times \gamma_s \times \gamma_{aço}} \right) \\ \text{se } M_1 \times M_2 < 0 &\longrightarrow f.f = \left(\frac{|M_1| + 0,5 \times |M_2|}{|M_1|} \right) \times \left(\frac{f_{yk}}{\Delta f_{sd,fad} \times \gamma_s \times \gamma_{aço}} \right) \end{aligned}$$

Envoltória de momentos para dimensionamento à flexão

$$M_d = \left\{ \begin{array}{c} 1,35 \\ 1,00 \end{array} \right\} \times M_g + \left\{ \begin{array}{c} 1,50 \\ 0,00 \end{array} \right\} \times M_p$$

Seção	Mg (tf.m/m)	Mp_max (tf.m/m)	Mp_min (tf.m/m)	Md ⁺ (tf.m/m)	Md ⁻ (tf.m/m)
S1	-0,201	0,000	-5,000	0,000	-7,771
S2	-0,469	0,000	-3,333	0,000	-5,634
S3	-0,679	0,183	-3,310	0,000	-5,881
S4	-0,761	0,000	-3,598	0,000	-6,425
S5	-0,906	0,000	-4,134	0,000	-7,425
Myr	0,000	1,381	0,000	2,072	0,000
Mym	0,000	0,519	0,000	0,778	0,000

Dimensionamento à Flexão

Concreto: f_{ck} (MPa) = 35

Aço: f_{yk} (MPa) = 500

$k_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd})$

$A_s = M_d / (k_z \times d \times f_{yd})$

Direção Transversal (armadura negativa)

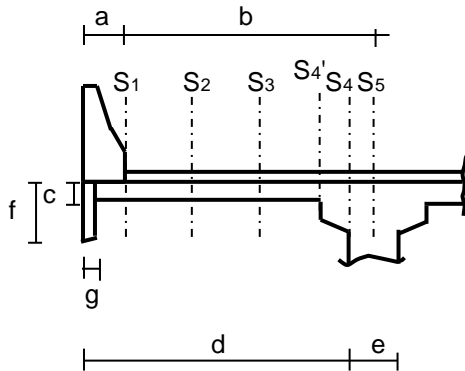
Seção	Md (tf.m/m)	d (m)	kmd	kz	As (cm ² /m)	As x f.f. (cm ² /m)
S1	7,771	0,195	0,082	0,949	9,65	9,65
S2	5,634	0,195	0,059	0,964	6,89	9,84
S3	5,881	0,195	0,062	0,962	7,21	10,16
S4	6,425	0,395	0,016	0,990	3,78	5,02
S5	7,425	0,395	0,019	0,989	4,37	5,76

Direção Longitudinal (armadura positiva)

Seção	Md (tf.m/m)	d (m)	kmd	kz	As (cm ² /m)	As x f.f. (cm ² /m)
Myr	2,072	0,195	0,022	0,987	2,48	4,16
Mym	0,778	0,195	0,008	0,995	0,92	1,55

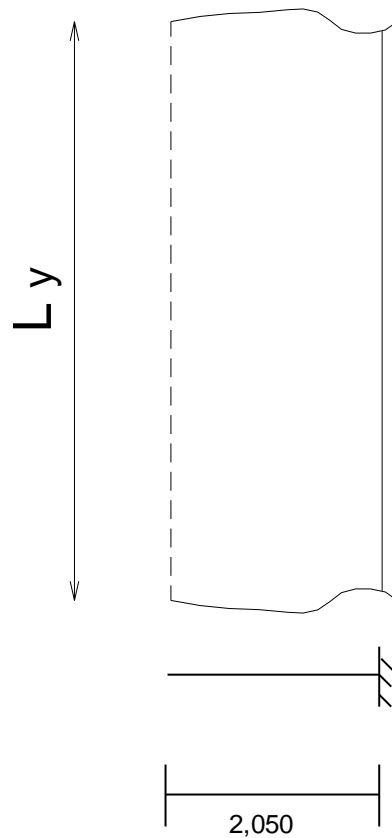
6.4 BALANÇOS DE LAJE DE 2,05m (TRECHO CURVO)

Seção Transversal

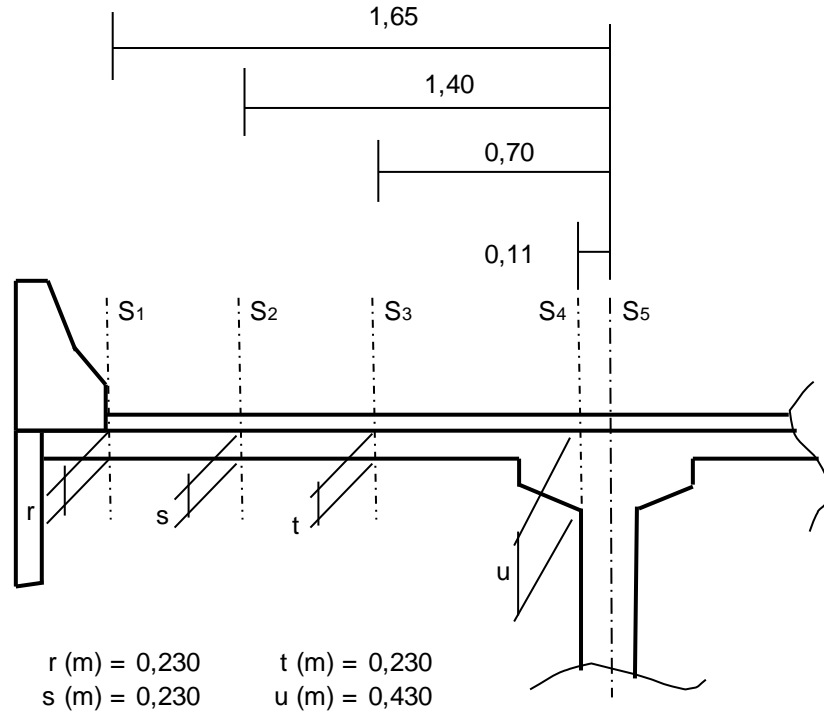


a (m) = 0,400
 b (m) = 1,650
 c (m) = 0,230
 d (m) = 1,940
 e (m) = 0,220
 f (m) = 0,280
 g (m) = 0,200
 h_{pav} (m) = 0,070

Esquema Estrutural

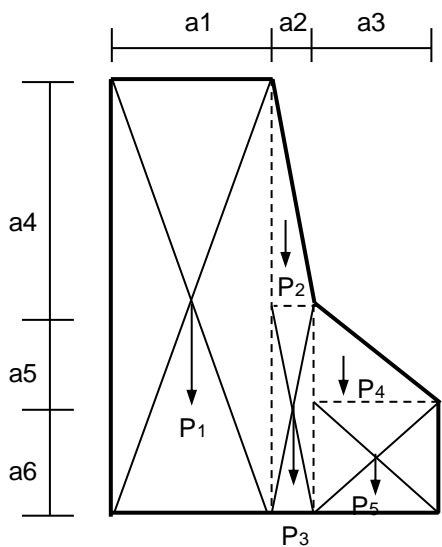


Cálculo dos Momentos no Trecho em Balanço



Cargas Permanentes


a) Peso do guarda-rodas



$a1 \text{ (m)} = 0,175$ $a4 \text{ (m)} = 0,470$
 $a2 \text{ (m)} = 0,050$ $a5 \text{ (m)} = 0,250$
 $a3 \text{ (m)} = 0,175$ $a6 \text{ (m)} = 0,150$

TRECHO	A (m ²)	x _i (m)	ΣAx _i
1	0,1523	0,0875	0,0133
2	0,0118	0,1917	0,0023
3	0,0200	0,2000	0,0040
4	0,0219	0,2833	0,0062
5	0,0263	0,3125	0,0082
Σ	0,2321	-	0,0340

$$X_{cg} = 0,0340 / 0,2321 = 0,146 \text{ m}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 488/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

peso do guarda rodas $g = 0,2321 \times 2,50 \text{ tf/m}^3 = 0,58 \text{ tf/m}$

peso da pingadeira $g = 0,2800 \times 0,2000 \times 2,50 \text{ tf/m}^3 = 0,14 \text{ tf/m}$

b) Momento devido ao peso da laje (g1) nas diversas seções

Seção	M (tf.m/m)
S1	-0,012
S2	-0,058
S3	-0,380
S4	-0,870
S5	-0,984

c) Momento devido à pavimentação + guarda-rodas + pingadeira (g2) nas diversas seções

Seção	M (tf.m/m)
S1	-0,189
S2	-0,411
S3	-1,033
S4	-1,557
S5	-1,655

d) Momento total devido à carga permanente (g) nas diversas seções

Seção	M _{g1} (tf/m)	M _{g2} (tf/m)	M _g (tf/m)
S1	-0,012	-0,189	-0,201
S2	-0,058	-0,411	-0,469
S3	-0,380	-1,033	-1,413
S4	-0,870	-1,557	-2,428
S5	-0,984	-1,655	-2,639

Carga Móvel

a) Coeficiente de impacto (TB-450 kN)

CIV = 1,35 CIA = 1,0

l é a distancia da roda do veículo tipo ao engaste: $l_x' = 1,400$

Logo o valor do coeficiente de impacto é igual a:

$\varphi = \text{CIV} \times \text{CIA}$ $\varphi = 1,350$

b) Cálculo dos esforços devidos à Carga Móvel

$$M = \varphi \times [P \times K1 + p \times (K2 + K3)]$$

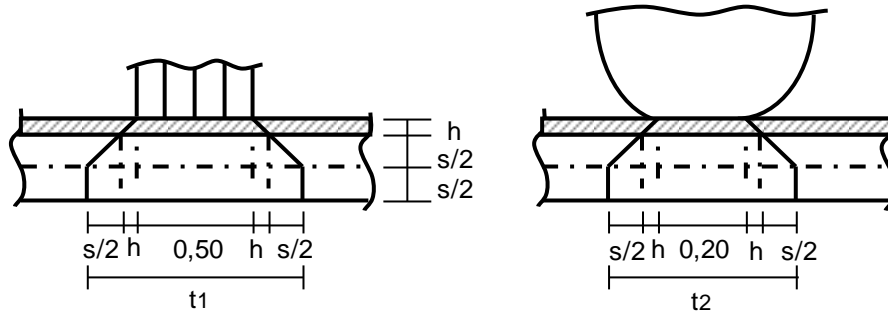
$$P \text{ (tf)} = 7,50$$

$$p \text{ (tf/m}^2\text{)} = 0,50$$

Parâmetros de entrada da Tabela de Rüsçh

$$\left\{ \begin{array}{l} lx / a \\ t / a \end{array} \right. \quad a \text{ (m)} = 2,000 \quad (\text{entre eixos do veículo tipo})$$

Cálculo de t



$$t1 \text{ (m)} = 0,870$$

$$t2 \text{ (m)} = 0,570$$

$$t = (t1 \times t2)^{0,50}$$

$$t \text{ (m)} = 0,704$$

logo:

$$lx / a = 0,700$$

$$t / a = 0,352$$

Tabela NR-98 de Rüsçh :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mxe = - \varphi \times [P \times K1 + p \times (K2 + K3)] \\ Myr = \varphi \times [P \times K4 + p \times (K5 + K6)] \\ Mxm^+ = \varphi \times [P \times K7 + p \times (K8 + K9)] \\ Mym = \varphi \times [P \times K10 + p \times (K11 + K12)] \\ Mxm^- = \varphi \times [P \times K13 + p \times (K14 + K15)] \end{array} \right.$$

Cálculo dos coeficientes da tabela:

Para Mxe:

lx/a	K1		
	t/a		
0,250	0,250	0,352	0,500
0,625	0,670	0,641	0,600
0,700		0,761	
0,750	0,870	0,841	0,800

lx/a	K2	K3
	p	p'
0,625	0,000	0,000
0,700	0,000	0,000
0,750	0,000	0,000

$$K1 = 0,761$$

$$K2 = 0,000$$

$$K3 = 0,000$$

$$M_{xe} \text{ (tf.m/m)} = -7,709$$

Para M_{yr} :

K4			
t/a			
lx/a	0,250	0,352	0,500
0,625	0,287	0,235	0,160
0,700		0,240	
0,750	0,300	0,243	0,160

K5			K6		
lx/a	p	p'			
0,625	0,000	0,000			
0,700	0,000	0,000			
0,750	0,000	0,000			

$$K4 = 0,240$$

$$K5 = 0,000$$

$$K6 = 0,000$$

$$M_{yr} \text{ (tf.m/m)} = 2,427$$

Para M_{xm+} :

K7			
t/a			
lx/a	0,250	0,352	0,500
0,625	0,061	0,050	0,033
0,700		0,056	
0,750	0,075	0,060	0,038

K8			K9		
lx/a	p	p'			
0,625	0,000	0,000			
0,700	0,000	0,000			
0,750	0,000	0,000			

$$K7 = 0,056$$

$$K8 = 0,000$$

$$K9 = 0,000$$

$$M_{xm+} \text{ (tf.m/m)} = 0,565$$

Para M_{ym+} :

K10			
t/a			
lx/a	0,250	0,352	0,500
0,625	0,097	0,079	0,052
0,700		0,083	
0,750	0,103	0,085	0,060

K11			K12		
lx/a	p	p'			
0,625	0,000	0,000			
0,700	0,000	0,000			
0,750	0,000	0,000			

$$K10 = 0,083$$

$$K11 = 0,000$$

$$K12 = 0,000$$

$$M_{ym+} \text{ (tf.m/m)} = 0,837$$

Para M_{xm} :

lx/a	K13		
	t/a		
0,250	0,250	0,352	0,500
0,625	0,218	0,192	0,154
0,700		0,219	
0,750	0,263	0,237	0,200

lx/a	K14	K15
	p	p'
0,625	0,000	0,000
0,700	0,000	0,000
0,750	0,000	0,000

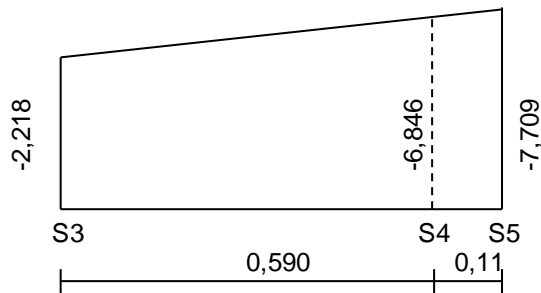
$$K13 = 0,219$$

$$K14 = 0,000$$

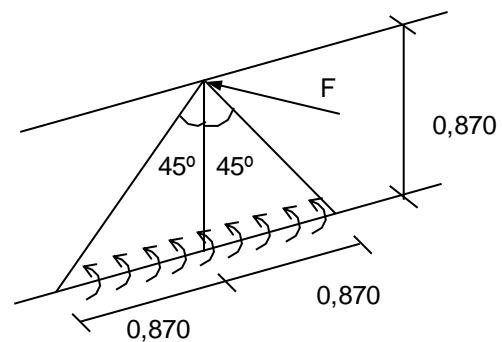
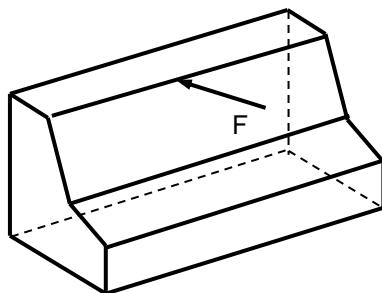
$$K15 = 0,000$$

$$M_{xm} \text{ (tf.m/m)} = -2,218$$

Interpolando para a seção S4, obtém-se:



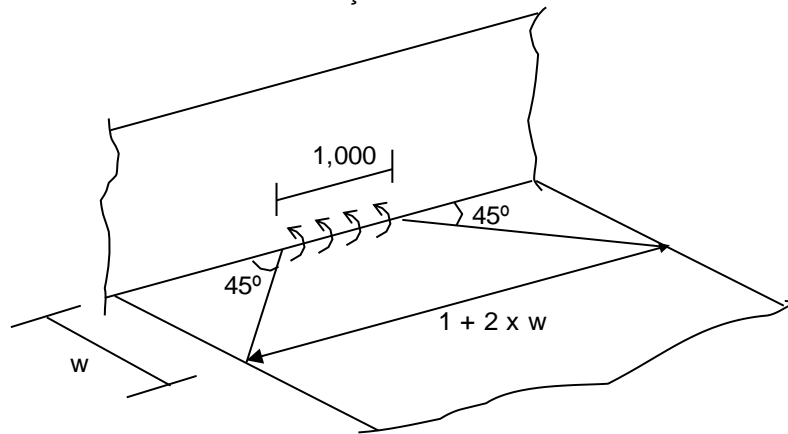
Ação da força horizontal no guarda-rodas



$$F \text{ (tf)} = 10,000$$

$$M_o = - 10,000 \times 0,870 / (2 \times 0,870) = -5,000 \text{ tf.m/m}$$

O momento distribuído em cada seção será:



$$M_{Sw} = M_o / (1 + 2 x w)$$

$$M_{s2} = -5,000 / (1 + 2 x 0,250) = -3,333 \quad \text{tf.m/m}$$

$$M_{s3} = -5,000 / (1 + 2 x 0,950) = -1,724 \quad \text{tf.m/m}$$

$$M_{s4} = -5,000 / (1 + 2 x 1,540) = -1,225 \quad \text{tf.m/m}$$

$$M_{s5} = -5,000 / (1 + 2 x 1,650) = -1,163 \quad \text{tf.m/m}$$

Momentos finais devidos à Carga Móvel

$$M_{ps1} (\text{tf.m/m}) = -5,000$$

$$M_{ps2} (\text{tf.m/m}) = -3,333$$

$$M_{ps3} (\text{tf.m/m}) = -2,218 - 1,724 = -3,943$$

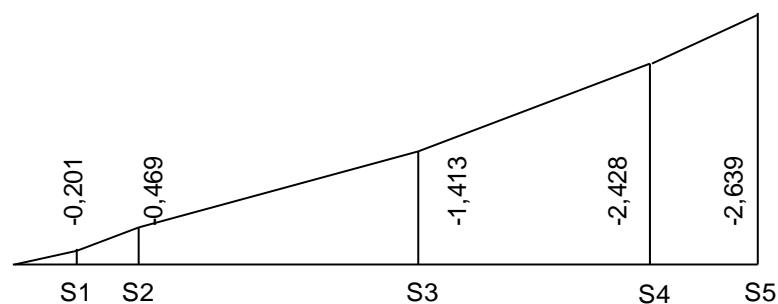
$$0,565 = 0,565$$

$$M_{ps4} (\text{tf.m/m}) = -6,846 - 1,225 = -8,072$$

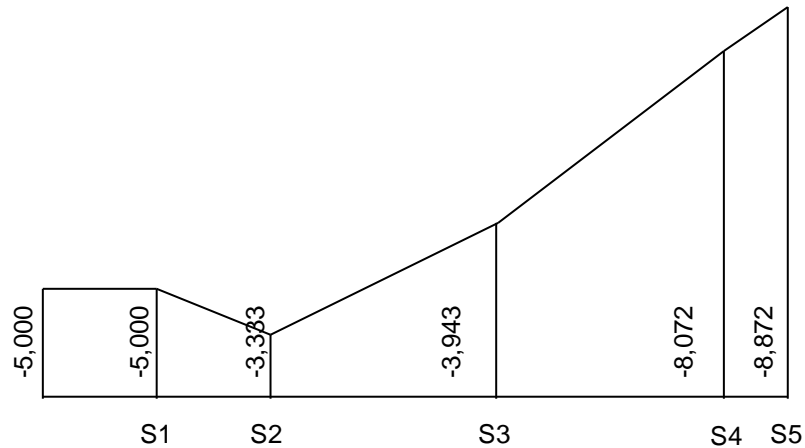
$$M_{ps5} (\text{tf.m/m}) = -7,709 - 1,163 = -8,872$$

Diagramas de Momentos no Trecho em Balanço

a) Carga Permanente



b) Carga Móvel



Dimensionamento da Laje à Flexão Simples

Cálculo do Fator de Fadiga

$$\begin{aligned} \psi_1 &= 0,80 && \text{(para verificação de lajes)} \\ f_{yk} \text{ (MPa)} &= 500 && \text{(Aço CA-50)} \\ \Delta f_{sd,fad} \text{ (MPa)} &= 185 && \text{(para } \phi < 20,0 \text{ mm)} \end{aligned}$$

Seção	Mg (tf.m/m)	Mp_máx (tf.m/m)	Mp_mín (tf.m/m)	Mmáx (tf.m/m)	Mmín (tf.m/m)	fator fadiga
S1	-0,201		-5,000	-0,201	-0,201	1,000
S2	-0,469		-3,333	-0,469	-3,136	1,427
S3	-1,413	0,565	-3,943	-0,962	-4,567	1,325
S4	-2,428		-8,072	-2,428	-8,885	1,220
S5	-2,639		-8,872	-2,639	-9,737	1,224
M _{yr}		2,427		1,942	0,000	1,679
M _{ym}		0,837		0,670	0,000	1,679

$$\begin{aligned} M_{máx} &= Mg + \psi_1 \times Mp^{máx} && \gamma_{aço} = 1,15 \\ M_{mín} &= Mg + \psi_1 \times Mp^{mín} && \gamma_s = 1,40 \end{aligned}$$

sendo: $|M_1| > |M_2|$

$$\begin{aligned} \text{se } M_1 \times M_2 > 0 &\longrightarrow f.f = \left(\frac{|M_1| - |M_2|}{|M_1|} \right) \times \left(\frac{f_{yk}}{\Delta f_{sd,fad} \times \gamma_s \times \gamma_{aço}} \right) \\ \text{se } M_1 \times M_2 < 0 &\longrightarrow f.f = \left(\frac{|M_1| + 0,5 \times |M_2|}{|M_1|} \right) \times \left(\frac{f_{yk}}{\Delta f_{sd,fad} \times \gamma_s \times \gamma_{aço}} \right) \end{aligned}$$

Envoltória de momentos para dimensionamento à flexão

$$M_d = \left\{ \begin{array}{c} 1,35 \\ 1,00 \end{array} \right\} \times M_g + \left\{ \begin{array}{c} 1,50 \\ 0,00 \end{array} \right\} \times M_p$$

Seção	Mg (tf.m/m)	Mp_max (tf.m/m)	Mp_min (tf.m/m)	Md ⁺ (tf.m/m)	Md ⁻ (tf.m/m)
S1	-0,201	0,000	-5,000	0,000	-7,771
S2	-0,469	0,000	-3,333	0,000	-5,634
S3	-1,413	0,565	-3,943	0,000	-7,822
S4	-2,428	0,000	-8,072	0,000	-15,385
S5	-2,639	0,000	-8,872	0,000	-16,871
Myr	0,000	2,427	0,000	3,641	0,000
Mym	0,000	0,837	0,000	1,256	0,000

Dimensionamento à Flexão

Concreto: f_{ck} (MPa) = 35

Aço: f_{yk} (MPa) = 500

$k_{md} = M_d / (b \times d^2 \times f_{cd})$

$A_s = M_d / (k_z \times d \times f_{yd})$

Direção Transversal (armadura negativa)

Seção	Md (tf.m/m)	d (m)	kmd	kz	As (cm ² /m)	As x f.f. (cm ² /m)
S1	7,771	0,195	0,082	0,949	9,65	9,65
S2	5,634	0,195	0,059	0,964	6,89	9,84
S3	7,822	0,195	0,082	0,949	9,72	12,88
S4	15,385	0,395	0,039	0,976	9,18	11,20
S5	16,871	0,395	0,043	0,974	10,09	12,34

Direção Longitudinal (armadura positiva)

Seção	Md (tf.m/m)	d (m)	kmd	kz	As (cm ² /m)	As x f.f. (cm ² /m)
Myr	3,641	0,195	0,038	0,977	4,40	7,38
Mym	1,256	0,195	0,013	0,992	1,49	2,51

7. MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS APARELHOS DE APOIO

Cálculo da Rotação do Apoio da Viga

$$E \times I \times \delta = \int_0^L M_0 \times M_1 \times dx$$

$$\text{vão teórico (m)} = 43,10$$

$$\Delta x \text{ (m)} = 4,31$$

Integrando por Simpson:

1ª Protensão

$$t \text{ (dias)} = 3$$

$$E_{cs} \text{ (tf.m}^2\text{)} = 2157179$$

$$I_{\text{corrente}} \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

	$M_0^{1^{\text{prot}}}$ (tf.m)	M_1^{virtual} (tf.m)	$M_0 \times M_1$ (tf.m)
S0	0,0	1,00	0,0
S1	-91,7	0,90	-82,6
S2	-285,9	0,80	-228,7
S3	-388,7	0,70	-272,1
S4	-403,5	0,60	-242,1
S5	-400,0	0,50	-200,0
S6	-403,5	0,40	-161,4
S7	-388,7	0,30	-116,6
S8	-285,9	0,20	-57,2
S9	-91,7	0,10	-9,2
S10	0,0	0,00	0,0

$$\int_0^L M_0 \times M_1 \times dx = \Sigma M_0 \times M_1 \times \Delta x = -5891,3$$

$$\alpha \text{ (rad)} = -0,0073$$

Peso próprio da viga isolada

$$t \text{ (dias)} = 3$$

$$E_{cs} \text{ (tf.m}^2\text{)} = 2157179$$

$$I_{\text{corrente}} \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

	M_0^{g1}	M_1^{virtual}	$M_0 \times M_1$ (tf.m)
S0	0,0	1,00	0,0
S1	153,8	0,90	138,4
S2	272,6	0,80	218,1
S3	357,5	0,70	250,2
S4	408,4	0,60	245,0
S5	425,4	0,50	212,7
S6	408,4	0,40	163,4
S7	357,5	0,30	107,2
S8	272,6	0,20	54,5
S9	153,8	0,10	15,4
S10	0,0	0,00	0,0

$$\int_0^L M_0 \times M_1 \times dx = \sum M_0 \times M_1 \times \Delta x = 6117,2$$

$$\alpha \text{ (rad)} = 0,0075$$

Rotação após a 1ª protensão

$$\alpha \text{ (rad)} = 0,0003$$

2ª Protensão

$$t \text{ (dias)} = 18$$

$$E_{cs} \text{ (tf.m}^2\text{)} = 3041312$$

$$I_{\text{corrente}} \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

	$M_0^{1^{\text{a}}\text{prot}}$	M_1^{virtual}	$M_0 \times M_1 \text{ (tf.m)}$
S0	0,0	1,0	0,0
S1	-270,8	0,9	-243,7
S2	-318,4	0,8	-254,7
S3	-328,9	0,7	-230,3
S4	-331,8	0,6	-199,1
S5	-331,4	0,5	-165,7
S6	-331,8	0,4	-132,7
S7	-328,9	0,3	-98,7
S8	-318,4	0,2	-63,7
S9	-270,8	0,1	-27,1
S10	0,0	0,0	0,0

$$\int_0^L M_0 \times M_1 \times dx = \sum M_0 \times M_1 \times \Delta x = -6266,8$$

$$\alpha \text{ (rad)} = -0,0055$$

Rotação após a 2ª protensão

$$\alpha \text{ (rad)} = -0,0052$$

Peso próprio da laje e transversinas

$$t \text{ (dias)} = 28$$

$$E_{cs} \text{ (tf.m}^2\text{)} = 3187576$$

$$I_{\text{corrente}} \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

	$M_0^{g^2}$	M_1^{virtual}	$M_0 \times M_1 \text{ (tf.m)}$
S0	0,0	1,00	0,0
S1	100,9	0,90	90,8
S2	179,4	0,80	143,6
S3	235,5	0,70	164,9
S4	269,2	0,60	161,5
S5	280,4	0,50	140,2
S6	269,2	0,40	107,7
S7	235,5	0,30	70,7
S8	179,4	0,20	35,9
S9	100,9	0,10	10,1
S10	0,0	0,00	0,0

$$\int_0^L M_0 \times M_1 \times dx = \Sigma M_0 \times M_1 \times \Delta x = 4028,2$$

$$\alpha \text{ (rad)} = 0,0034$$

Rotação após a concretagem de lajes e transversinas

$$\alpha \text{ (rad)} = \mathbf{-0,0018}$$

Sobrecarga permanente

$$t \text{ (dias)} = 28$$

$$E_{cs} \text{ (tf.m}^2\text{)} = 3187576$$

$$I_{\text{corrente}} \text{ (m}^4\text{)} = 0,727$$

	M_0^{g3}	M_1^{virtual}	$M_0 \times M_1 \text{ (tf.m)}$
S0	0,0	1,00	0,0
S1	80,7	0,90	72,6
S2	143,5	0,80	114,8
S3	188,3	0,70	131,8
S4	215,2	0,60	129,1
S5	224,2	0,50	112,1
S6	215,2	0,40	86,1
S7	188,3	0,30	56,5
S8	143,5	0,20	28,7
S9	80,7	0,10	8,1
S10	0,0	0,00	0,0

$$\int_0^L M_0 \times M_1 \times dx = \Sigma M_0 \times M_1 \times \Delta x = 3221,2$$

$$\alpha \text{ (rad)} = 0,0014$$

Rotação total para a ponte descarregada

$$\alpha \text{ (rad)} = \mathbf{-0,0005}$$

Cálculo aproximado da rotação do apoio da viga após estocagem


$$\varphi_{(t1,t0)} = 1,513$$

Rotação no apoio da viga após estocagem

$$\alpha \text{ (rad)} = \mathbf{-0,0131}$$

Rotação total para a ponte descarregada

$$\alpha \text{ (rad)} = \mathbf{-0,0083}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 498/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Rotação devido à carga móvel:

$$\alpha_{CM} = q \cdot L^3 / (24 \cdot E \cdot J_{viga}^{conj}) + 4 \cdot P \cdot L^2 / (16 \cdot E \cdot J_{viga}^{conj})$$

$$q \text{ (tf/m)} = 1,50 \qquad E \text{ (tf.m}^2\text{)} = 3187576 \qquad L \text{ (m)} = 43,10$$

$$P \text{ (tf)} = 6,86 \qquad I_{corrente} \text{ (m}^4\text{)} = 0,727$$

$$\alpha_{CM} \text{ (rad)} = 0,0035$$

Verificação do Aparelho de Apoio segundo o SETRA

Será verificado o aparelho de apoio de borracha neoprene fretada da viga extrema de acordo com as prescrições do SETRA.

Dados:

$$f_{ck}^{super} \text{ (MPa)} = 40,0 \qquad E = 5600 \cdot (f_{ck})^{0,5} \qquad E \text{ (tf/m}^2\text{)} = 3541751$$

$$E_{lento} = E / 2 \qquad E_{lento} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1770875$$

$$J_{viga}^{isol} \text{ (m}^4\text{)} = 0,376$$

$$J_{viga}^{conj} \text{ (m}^4\text{)} = 0,727$$

$$a \text{ (m)} = 0,30$$

$$b \text{ (m)} = 0,45$$

} (dimensões do aparelho de apoio)

$$h_{borr} \text{ (m)} = 0,05$$

Cargas atuantes no aparelho de apoio (retirados dos cálculos da super e infra-estruturas):

$$N_g \text{ (tf)} = 92,01$$

$$N_{CM}^{m\acute{a}x} \text{ (tf)} = 65,14$$

$$N_{CM}^{m\acute{i}n} \text{ (tf)} = 0,00$$

$$H_{fren} \text{ (tf)} = 5,00$$

$$H_{\Delta\theta} \text{ (tf)} = 5,00$$

$$H_{vento} \text{ (tf)} = 5,00$$

Verificação do aparelho de apoio de acordo com as prescrições do SETRA

Tensão normal

$$S \text{ (m}^2\text{)} = 0,135 \qquad (\text{área do aparelho de apoio})$$

$$N_{m\acute{a}x} \text{ (tf)} = 157,15$$

$$N_{m\acute{i}n} \text{ (tf)} = 92,01$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 1164,09 \qquad < 1500, \text{ logo atende.}$$


$$\sigma_{m\acute{i}n} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 681,57 \qquad > 200, \text{ logo atende.}$$

Verificação do deslizamento

$$f = 0,10 + 60 / \sigma_{m\acute{i}n} \qquad (\text{coeficiente de atrito}) \qquad f = 0,188$$

$$f \cdot N_{m\acute{i}n} \text{ (tf)} = 17,30$$

$$H_{m\acute{a}x} \text{ (tf)} = 11,18 \qquad < f \cdot N, \text{ logo atende.}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 499/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Verificação das tensões cisalhantes

Tensão cisalhante devida ao esforço normal

$$\tau_N = 1,5 \cdot \frac{\sigma_m^{max}}{\beta}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t \cdot (a + b)}$$

t (m) = 0,012 (espessura de uma camada de elastômero)

$$\beta = 7,500$$

$$\tau_N \text{ (tf/m}^2\text{)} = 232,82$$

Tensão cisalhante devida a rotação do aparelho de apoio

$$\alpha_t = \frac{\alpha_{Total} + \alpha_{construtivo}}{n^\circ \text{ de camadas}} \quad (\text{rotação de uma camada de elastômero})$$

$\alpha_{construtivo}$ (rad) = 0,010 (recomendação do SETRA para vigas pré-moldadas)

n = 4,000 (número de camadas de elastômero)

$$\alpha_{total} \text{ (rad)} = 0,0005$$

$$\alpha_t \text{ (rad)} = 0,0026$$

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \cdot \left(\frac{a}{t}\right)^2 \cdot \alpha_t$$

$$G \text{ (tf/m}^2\text{)} = 100,0$$

$$\tau_\alpha \text{ (tf/m}^2\text{)} = 81,66$$

Tensão cisalhante devida aos esforços horizontais

$$\tau_{Hperm} = \frac{H_{perm}}{a \cdot b} \leq 0,5 \cdot G$$

$$H_{perm} \text{ (tf)} = 5,00$$

$$\tau_{Hperm} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 37,04$$


< 0,5 · G, logo atende.

$$\tau_{HTotal} = \frac{H_{perm} + \frac{H_{dinamico}}{2}}{a \cdot b} \leq 0,7 \cdot G$$

$$H_{dinamico} \text{ (tf)} = 7,07$$

$$\tau_{Htotal} \text{ (tf/m}^2\text{)} = 63,23$$

< 0,7 · G, logo atende.

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-202-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 500/500
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1002	REV. PLANAVE A	

Verificação da tensão cisalhante total

$$\tau_{Total} = \tau_{HTotal} + \tau_N + \tau_\alpha \leq 5 \cdot G$$

$$\tau_{total} (tf/m^2) = 377,70 < 5 \cdot G, \text{ logo atende.}$$

Verificação da flambagem do aparelho de apoio

$$n \cdot t \leq \frac{a}{5}$$

$$n \cdot t (m) = 0,048$$

$$< a / 5, \text{ logo atende.}$$

Dimensionamento das chapas de fretagem

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \cdot \frac{\sigma_m^{m\acute{a}x}}{f_{yd}} \cdot 1,4$$

$$f_{yd} (tf/m^2) = 24000/1,15$$

$$f_{yd} (tf/m^2) = 20869,6$$

$$t_s (m) \geq 0,00312$$

$$t_s (mm) \geq 3,12$$


Verificação do não soerguimento do aparelho de apoio

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \times \left(\frac{t}{a}\right)^2 \times \frac{\sigma_{min}}{G}$$

$$\alpha_t (\text{rad}) = 0,0026$$


$$\alpha_{t,m\acute{a}x} (\text{rad}) = 0,0044$$

, logo atende.

	CLIENTE: SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA				
	EMPREENDIRIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO				
	OPERAÇÃO: 1.2015.285	OS/OSA: 01/00	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004		REV. PLANAVE: A
	CONTRATO: 158/2016		Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV		REV. CLIENTE: 1


TÍTULO: **PROJETO EXECUTIVO
MEMORIA DE CÁLCULO DE ESTRUTURA - INFRAESTRUTURA DO TRECHO PRÉ-MOLDADO**

REV.	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES	DATA	EXE.	VER.	APR.
0	EMISSÃO INICIAL	04/09/19	MAS	BFR	AEFA
A	APROVADO	17/10/19	MAS	BFR	AEFA

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 2
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

ÍNDICE

ITEM	DESCRIÇÃO	PÁGINA
	APRESENTAÇÃO	
	CÁLCULO DA INFRAESTRUTURA RAMO 1000	
1.	Sistema Estrutural	5
2.	Características dos materiais	6
3.	Cálculo dos carregamentos atuantes	7
4.	Cálculo das rizezas das linhas de apoio	10
5.	Atrito interno dos aparelhos de apoio metálicos	11
6.	Resumo das características principais dos apoios	11
7.	Combinações	11
8.	Cálculo do Apoio de AP-1 e AP-16	13
9.	Cálculo do Apoio de AP-2	23
10.	Cálculo do Apoio de AP-3	41
11.	Cálculo do Apoio de AP-4	59
12.	Cálculo do Apoio de AP-5	77
13.	Cálculo do Apoio de AP-6	95
14.	Cálculo do Apoio de AP-7	113
15.	Cálculo do Apoio de AP-8 e AP-11	131
16.	Cálculo do Apoio de AP-12	151
17.	Cálculo do Apoio de AP-13	169
18.	Cálculo do Apoio de AP-14	187
19.	Cálculo do Apoio de AP-15	205
	CÁLCULO DA INFRAESTRUTURA RAMO 2000	
20.	Sistema Estrutural	223
21.	Características dos materiais	224
22.	Cálculo dos carregamentos atuantes	225
23.	Cálculo das rizezas das linhas de apoio	228
24.	Atrito interno dos aparelhos de apoio metálicos	229
25.	Resumo das características principais dos apoios	229
26.	Combinações	229
27.	Cálculo do Apoio de AP-2A	231
28.	Cálculo do Apoio de AP-3A	249
29.	Cálculo do Apoio de AP-4A	267
30.	Cálculo do Apoio de AP-5A	285
31.	Cálculo do Apoio de AP-5B	303

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 3 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

APRESENTAÇÃO

Apresenta-se a seguir a Memória de Cálculo da Infraestrutura da Ponte Joinville. Esse documento apresenta o cálculo dos seguintes elementos constituintes da estrutura:

- o Travessas
- o Pilares
- o Blocos
- o Estaqueamento

- Normas Utilizadas:

- o ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de concreto – Procedimento
- o ABNT NBR 6123:2013 – Forças Devidas ao Vento em Edificações – Procedimento
- o ABNT NBR 8681:2004 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento
- o ABNT NBR 14931:2004 – Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento
- o ABNT NBR 7187:2003 – Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido – Procedimento
- o ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações
- o ABNT NBR 7188:2013 – Cargas Móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas
- o ABNT NBR 9062:2006 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado
- o CEB-FIP Model Code 1990

- Documentos de Referência:

- I-OAE SV-S-R2/16-29-IV – ANTEPROJETO - OBRA DE ARTE ESPECIAL - MEMÓRIA DE CÁLCULO - SUPERESTRUTURA
- I-OAESV-R-R3/16-50-IV – ANTEPROJETO - OBRA DE ARTE ESPECIAL MEMORIAL DESCRITIVO
- I-OAESV-X-R0/16-77-IV – PROJETO EXECUTIVO - FORMAS - PARTE 3 - EIXOS 8 AO 12 - RAMO 1000 E RAMO 2000
- I-OAESV-X-R0/16-86-IV – PROJETO EXECUTIVO - FORMAS - SEÇÃO CELULAR EMBALANÇOS SUCESSIVOS - RAMO 1000 E RAMO 2000
- I-OAESV-X-R0/16-106-IV – PROJETO EXECUTIVO - FORMAS - APOIOS AP9 E AP11 - RAMO 1000 E RAMO 2000
- I-OAESV-X-R0/16-114-IV – PROJETO EXECUTIVO - FORMAS - SEQUENCIA CONSTRUTIVA DO TRECHO EM BALANÇO - PARTE 1
- I-OAESV-X-R0/16-115-IV – PROJETO EXECUTIVO - FORMAS - SEQUENCIA CONSTRUTIVA DO TRECHO EM BALANÇO - PARTE 2
- I-OAESV-X-R0/16-115-IV – PROJETO EXECUTIVO - FORMAS - SEQUENCIA CONSTRUTIVA DO TRECHO EM BALANÇO - PARTE 2
- I-OAESV-X-R0/16-158-IV – PROJETO EXECUTIVO - ARMADURA DE PROTENSÃO - TRECHO EM BALANÇO - ELEVAÇÃO - PARTE 1
- I-OAESV-X-R0/16-159-IV – PROJETO EXECUTIVO - ARMADURA DE PROTENSÃO - TRECHO EM BALANÇO - ELEVAÇÃO - PARTE 2
- I-OAESV-X-R0/16-160-IV – PROJETO EXECUTIVO - ARMADURA DE PROTENSÃO - TRECHO

EMBALANÇO - ELEVAÇÃO - PARTE 3

I-OAESV-X-R0/16-161-IV – PROJETO EXECUTIVO - ARMADURA DE PROTENSÃO - TRECHO EM BALANÇO - ELEVAÇÃO - PARTE 4

I-OAESV-X-R0/16-162-IV – PROJETO EXECUTIVO - ARMADURA DE PROTENSÃO - TRECHO EM BALANÇO - ELEVAÇÃO - PARTE 5

I-OAESV-X-R0/16-163-IV – PROJETO EXECUTIVO - ARMADURA DE PROTENSÃO - TRECHO EM BALANÇO - SEÇÕES TRANSVERSAIS - PARTE 1

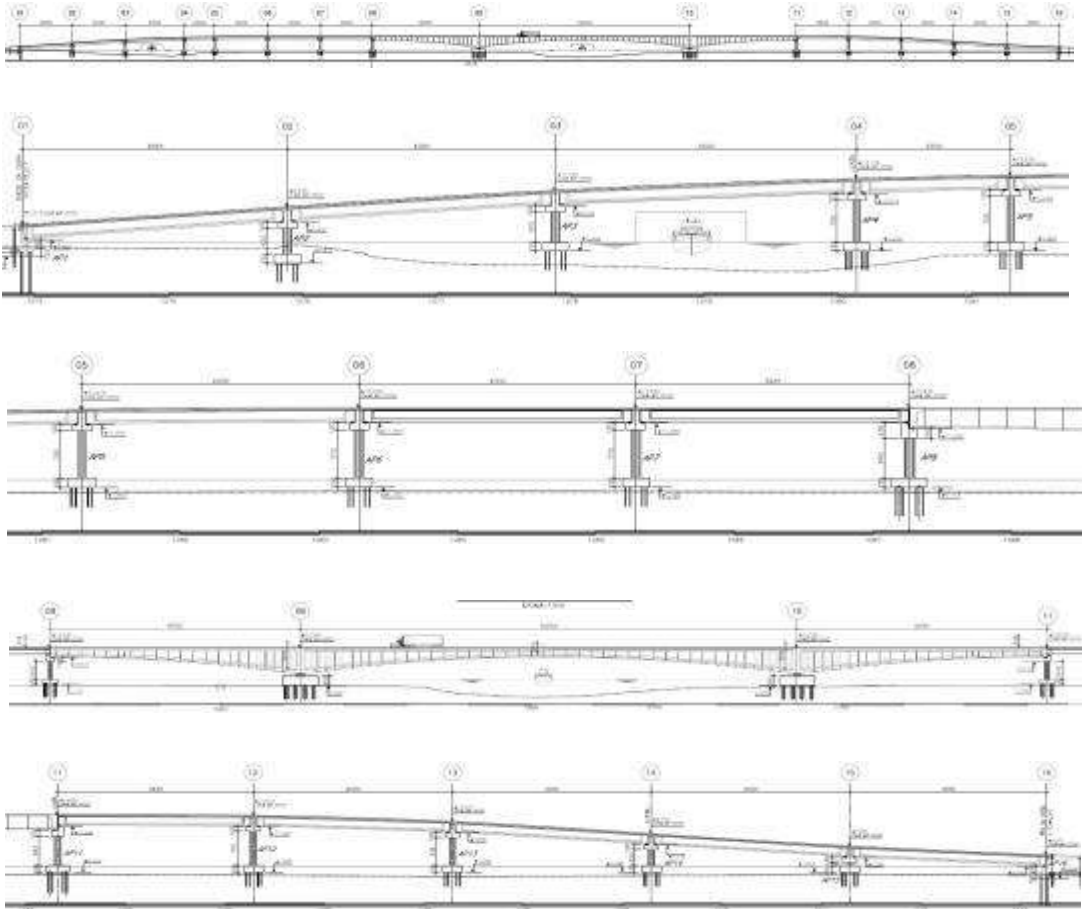
I-OAESV-X-R0/16-164-IV – PROJETO EXECUTIVO - ARMADURA DE PROTENSÃO - TRECHO EM BALANÇO - SEÇÕES TRANSVERSAIS - PARTE 2

I-OAESV-X-R0/16-165-IV – PROJETO EXECUTIVO - ARMADURA DE PROTENSÃO - TRECHO EM BALANÇO - SEÇÕES TRANSVERSAIS - PARTE 3

Cálculo da Infraestrutura - Ramo 1000

1. Sistema Estrutural

Elevação geral em vista



Para estudo da infraestrutura foi elaborado um modelo em elementos finitos no programa CSiBridge, onde foram aplicados os carregamentos verticais e horizontais, além de todas as características geométricas e dos materiais dos elementos estruturais. A figura a seguir ilustra o modelo global da estrutura analisada.



2. Características dos materiais

2. 1. Características dos materiais

Concreto Superestrutura:

$f_{ck} = 40$ MPa
 $\gamma = 25$ kN/m³
 $E_{ci} = 35417,5$ MPa
 $\alpha_i = 0,90$
 $E_{cs} = 31875,76$ MPa
 $\nu = 0,2$
 $\alpha = 1,0E-05$ /°C

Concreto Infraestrutura:

$f_{ck} = 30$ MPa
 $\gamma = 25$ kN/m³
 $E_{ci} = 30672,5$ MPa
 $\alpha_i = 0,88$
 $E_{cs} = 26838,41$ MPa
 $\nu = 0,2$
 $\alpha = 1,0E-05$ /°C

Concreto Estaqueamento:

$f_{ck} = 25$ MPa
 $\gamma = 25$ kN/m³
 $E_{ci} = 28000,0$ MPa
 $\alpha_i = 0,86$
 $E_{cs} = 24150$ MPa
 $\nu = 0,2$
 $\alpha = 1,0E-05$ /°C

Aço Estaqueamento (Tubos e Perfis):

ASTM 572 Gr. 50
 $f_y = 345$ MPa
 $f_u = 450$ MPa
 $\sigma_{trab} = 175$ MPa
 $E_s = 200$ GPa
 $\nu = 0,3$
 $\alpha = 1,2E-06$ /°C
 $\gamma = 78,5$ kN/m³

3. Cálculo dos carregamentos atuantes

3. 1. Carregamentos Verticais

Peso Próprio

O peso próprio dos elementos é calculado automaticamente pelo software.

Sobrecargas Permanentes

- Guarda Rodas:	$Q_{GR} = 0,2337 \times 25 / 0,4 =$	14,61	kN/m ²
- Guarda Corpo:	$Q_{GC} =$	0,50	kN/m
- Mureta do passeio:	$Q_{MUR} = 0,15 \times 25 =$	3,75	kN/m ²
- Pavimentação:	$Q_{PAV} = 0,07 \times 24 =$	1,68	kN/m ²
- Caimento da laje no balanço sucessivo:	$Q_{CAIM.LAJE} = 0,09 \times 25 =$	2,25	kN/m ²
- Caimento do passeio no balanço sucessivo:	$Q_{CAIM.BAL} = 0,05 \times 25 =$	1,25	kN/m ²

Carga Móvel

TB-450 NBR 7188:2013

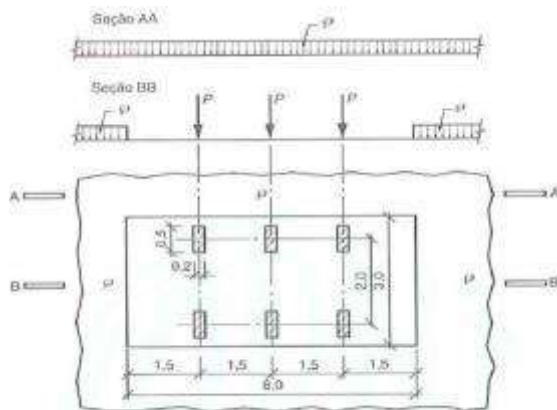


Figura 1 – Disposição das cargas estáticas

$$P = 75 \text{ kN}$$

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente de Impacto:

$$j = CIV \times CNF$$

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9$$

O Software calcula automaticamente o coeficiente de impacto através de interpolação linear do vão dada uma tabela de entrada para leitura dos dados. A seguir é apresentada a tabela do coeficiente de impacto para diversos vãos, inserida no software.

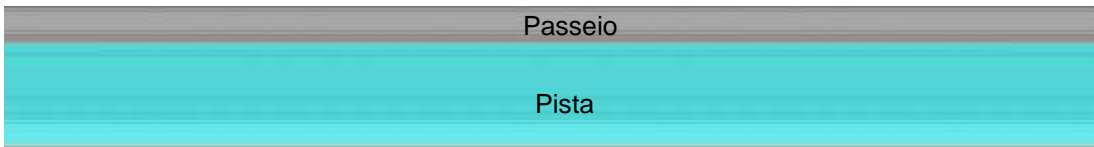
L_{iv} (m)	CIV	n	CNF	j
0,0	1,35	2	1,00	1,350
1,0	1,35	2	1,00	1,350
5,0	1,35	2	1,00	1,350
10,0	1,35	2	1,00	1,353
15,0	1,33	2	1,00	1,326
20,0	1,30	2	1,00	1,303
25,0	1,28	2	1,00	1,283
30,0	1,27	2	1,00	1,265
35,0	1,25	2	1,00	1,249
40,0	1,24	2	1,00	1,236
45,0	1,22	2	1,00	1,223
50,0	1,21	2	1,00	1,212
55,0	1,20	2	1,00	1,202
60,0	1,19	2	1,00	1,193
65,0	1,18	2	1,00	1,184
70,0	1,18	2	1,00	1,177
75,0	1,17	2	1,00	1,170
80,0	1,16	2	1,00	1,163
85,0	1,16	2	1,00	1,157
90,0	1,15	2	1,00	1,151
95,0	1,15	2	1,00	1,146
100,0	1,14	2	1,00	1,141
150,0	1,11	2	1,00	1,106
200,0	1,08	2	1,00	1,085

Nos passeios para pedestres foi adotada carga uniformemente distribuída de 5kN/m² sem ponderação dos coeficientes de impacto, conforme NBR 7188:2013.

O caminho de passagem dos veículos tipo nas pistas e da multidão nos passeios são definidos através das "lanes" no CSiBridge. A seguir são ilustradas as "lanes" modeladas no software.



Detalhe das "lanes" ao longo da ponte



Detalhe das "lanes" ao longo da ponte - Vista em planta aproximada

3. 2. Carregamentos Horizontais Longitudinais

- Frenagem e Aceleração:

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF \quad CNF = 1,00$$

A carga de frenagem e aceleração foi considerada distribuída ao longo da pista no nível do tabuleiro.

- Variação de temperatura, retração e deformação lenta do concreto:

Para simular os efeitos de retração do concreto, deformação lenta do concreto devidas à protensão e variação ambiental de temperatura será assumida uma queda de temperatura de:

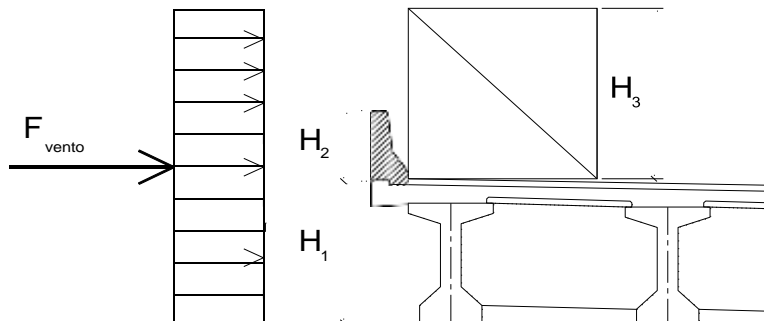
$$Dq (^{\circ}\text{C}) = -50 \quad a = 0,00001$$

- Gradiente térmico:

Considerando a diferença de temperatura na parte superior que recebe sol diretamente para a parte inferior, aplica-se um carregamento de gradiente de temperatura com variação uniforme de 5 °C entre a face superior e inferior do caixão.


3. 3. Carregamentos Horizontais Transversais

- Vento na Superestrutura:



$$H_2 \text{ (m)} = 0,87$$

$$H_3 \text{ (m)} = 2,00$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 10 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Cálculo da Velocidade Característica do Vento:

$$V_k = V_o * S_1 * S_2 * S_3$$

$$V_o \text{ (m/s)} = 42,00 \quad (\text{máxima velocidade média retirada das isopleias da Figura 1 da NBR-6123:1988})$$

$$S_1 = 1,00 \quad (\text{Fator topográfico: terreno plano ou fracamente acidentado})$$

$$S_2 = 1,09 \quad (\text{Tabela 2: Rugosidade Cat. I, Dimensões Classe C, Altura } z=15\text{m})$$

$$S_3 = 1,10 \quad (\text{Fator estatístico})$$

$$V_k \text{ (m/s)} = 50,358$$

- Cálculo da Pressão de vento:

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad q = 1554,5 \text{ N/m}^2 = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{1,1} \text{ (m)} = 2,23 \quad (\text{Altura da Viga + Laje no trecho pré-moldado})$$

$$H_{1,2} \text{ (m)} = 5,00 \quad (\text{Altura da seção do caixão considerada})$$

- Força Centrífuga:

A força horizontal provenientes da força centrífuga, aplicadas no nível da pista de rolamento é demonstrada a seguir.

$$H_{fc} = 2,4 * P \quad (\text{em kN, para curva com raio } < 200\text{m})$$

$$H_{fc} = (480/R) * P \quad (\text{em kN, para curva com raio } 200 < R < 1500\text{m})$$

$$H_{fc} = 0 \quad (\text{para raios superiores a } 1500\text{m})$$

$$R \text{ (m)} = 0,00$$

$$P \text{ (kN)} = 75$$

$$H_{fc} \text{ (kN)} = 0$$

4. Cálculo das rizezas das linhas de apoio

As rizezas das linhas de apoio são calculadas automaticamente no CSiBridge. As rizezas dos aparelhos de apoio são tratadas como elementos tipo "Bearings" no programa e seguem detalhadas a seguir.

- Neoprenes fretados:

$$a \text{ (m)} = 0,450$$

$$b \text{ (m)} = 0,300$$

$$h_{borr} \text{ (m)} = 0,048$$

$$K^{neop} = G * a * b / h_{borr}$$

$$G \text{ (kN/m}^2\text{)} = 1000 \quad (\text{módulo de elasticidade transversal do neoprene})$$

$$K^{neop} \text{ (kN/m)} = 2812,50$$

5. Atrito interno dos aparelhos de apoio metálicos

Para aplicação das cargas horizontais nos aparelhos de apoio com movimentação longitudinal e transversal livres, foi considerado 4% da reação de apoio vertical.

6. Resumo das características principais dos apoios

	H _{trav} (m)	H _{pil} (m)	Ø _{Pil} (m)	C _{long.bloco} (m)	D _{trans.bloco} (m)	h _{bloco} (m)
AP-1	-	-	-	2,20	13,00	1,20
AP-2	3,00	4,30	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-3	3,00	5,00	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-4	3,00	7,00	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-5	3,00	7,50	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-6	3,00	7,70	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-7	3,00	7,70	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-8	1,50	6,40	1,40	5,00	5,00	1,50
AP-9	-	-	-	-	-	-
AP-10	-	-	-	-	-	-
AP-11	1,50	6,40	1,40	5,00	5,00	1,50
AP-12	3,00	7,70	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-13	3,00	6,30	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-14	3,00	3,50	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-15	3,00	0,80	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-16	-	-	-	2,20	13,00	1,20

7. Combinações

As ações são combinadas de acordo com a NBR 8681 para os Estados Limites de Serviço e para o Estado Limite Último. A seguir são apresentadas as combinações consideradas no modelo.

7. 1. Combinações de Serviço

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{GLk} + F_{QLk} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qjk}$$

Com:

Ação	ψ ₁
cargas permanentes	1,00
carga móvel e seus efeitos dinâmicos	1,00
deformações impostas	1,00
vento	1,00

7. 2. Combinações Últimas Normais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{G_i} F_{G_i,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$$

Ação	γ_{desfav}	γ_{fav}	ψ_0
cargas permanentes	1,35	1,00	-
carga móvel e seus efeitos dinâmicos	1,50	0,00	0,70
vento	1,40	0,00	0,60
deformações impostas	1,20	0,00	0,60

8. Cálculo do Apoio de AP-1 e AP-16

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

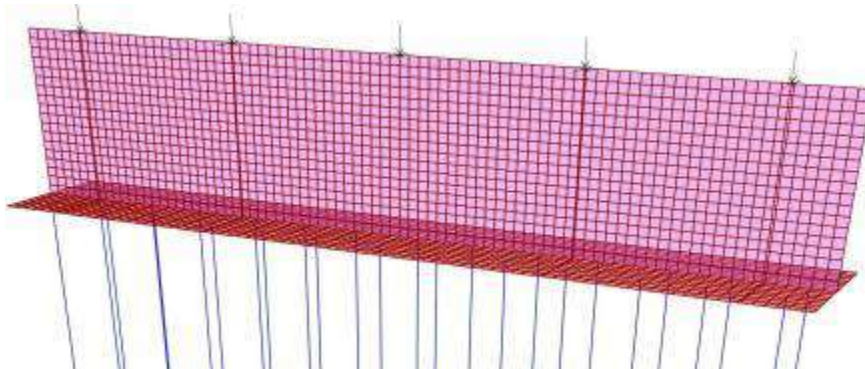
As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Para a análise das fundações, as ações foram combinadas de acordo com a NBR 8681. Por simplificação, foram feitas duas hipóteses: uma Com a Carga móvel no vão, e outra Sem a carga móvel.

Perfil metálico das Estacas:
W530x109

As cargas foram aplicadas no modelo segundo o posicionamento das vigas, conforme ilustrado a seguir.



A seguir são apresentadas as reações da superestrutura para as duas hipóteses analisadas, para os dois apoios extremos AP1 e AP16.

Reações para AP1:

- Reações Verticais para Cargas de Projeto:

Com Carga Móvel

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 1405,97$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 1760,01$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 1865,71$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 1875,22$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 1871,55$

Sem Carga Móvel

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 985,20$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 1044,23$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 1020,97$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 1008,70$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 1081,56$

- Reações Horizontais Longitudinais para Cargas de Projeto:

Frenagem:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 15,80$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 15,87$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 15,96$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 16,04$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 16,11$

Vento:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 0,00$

Temperatura:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 61,52$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 61,52$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 61,52$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 61,52$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 61,52$

Centrífuga:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 0,00$

Total:

Com Carga Móvel

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 77,32$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 77,39$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 77,48$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 77,56$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 77,63$

Sem Carga Móvel

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 61,52$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 61,52$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 61,52$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 61,52$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 61,52$

- Reações Horizontais Transversais para Cargas de Projeto:

Frenagem:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 0,00$

Vento:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 21,18$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 21,86$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 21,71$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 21,86$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 21,18$

Temperatura:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 0,00$

Centrífuga:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 0,00$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 0,00$

Total:

Com Carga Móvel

$R_{d,V1}$ (kN)= 21,18
 $R_{d,V2}$ (kN)= 21,86
 $R_{d,V3}$ (kN)= 21,71
 $R_{d,V4}$ (kN)= 21,86
 $R_{d,V5}$ (kN)= 21,18

Sem Carga Móvel

$R_{d,V1}$ (kN)= 21,18
 $R_{d,V2}$ (kN)= 21,86
 $R_{d,V3}$ (kN)= 21,71
 $R_{d,V4}$ (kN)= 21,86
 $R_{d,V5}$ (kN)= 21,18

- Peso próprio da parede:

q_d (kN/m)= 25,86

- Resumo das Reações Aplicadas no Modelo:

Hipótese Com Carga Móvel:

Vertical:

$R_{d,V1}$ (kN)= 1405,97
 $R_{d,V2}$ (kN)= 1760,01
 $R_{d,V3}$ (kN)= 1865,71
 $R_{d,V4}$ (kN)= 1875,22
 $R_{d,V5}$ (kN)= 1871,55

Longitudinal:

$R_{d,V1}$ (kN)= 77,32
 $R_{d,V2}$ (kN)= 77,39
 $R_{d,V3}$ (kN)= 77,48
 $R_{d,V4}$ (kN)= 77,56
 $R_{d,V5}$ (kN)= 77,63

Transversal:

$R_{d,V1}$ (kN)= 21,18
 $R_{d,V2}$ (kN)= 21,86
 $R_{d,V3}$ (kN)= 21,71
 $R_{d,V4}$ (kN)= 21,86
 $R_{d,V5}$ (kN)= 21,18

Hipótese Sem Carga Móvel:

Vertical:

$R_{d,V1}$ (kN)= 985,20
 $R_{d,V2}$ (kN)= 1044,23
 $R_{d,V3}$ (kN)= 1020,97
 $R_{d,V4}$ (kN)= 1008,70
 $R_{d,V5}$ (kN)= 1081,56

Longitudinal:

$R_{d,V1}$ (kN)= 61,52
 $R_{d,V2}$ (kN)= 61,52
 $R_{d,V3}$ (kN)= 61,52
 $R_{d,V4}$ (kN)= 61,52
 $R_{d,V5}$ (kN)= 61,52

Transversal:

$R_{d,V1}$ (kN)= 21,18
 $R_{d,V2}$ (kN)= 21,86
 $R_{d,V3}$ (kN)= 21,71
 $R_{d,V4}$ (kN)= 21,86
 $R_{d,V5}$ (kN)= 21,18

Reações para AP16:

- Reações Verticais para Cargas de Projeto:

Com Carga Móvel

$R_{d,V1}$ (kN)= 1405,99
 $R_{d,V2}$ (kN)= 1760,02
 $R_{d,V3}$ (kN)= 1865,73
 $R_{d,V4}$ (kN)= 1875,23
 $R_{d,V5}$ (kN)= 1878,37

Sem Carga Móvel

$R_{d,V1}$ (kN)= 985,21
 $R_{d,V2}$ (kN)= 1044,23
 $R_{d,V3}$ (kN)= 1020,99
 $R_{d,V4}$ (kN)= 1007,71
 $R_{d,V5}$ (kN)= 1081,52

- Reações Horizontais Longitudinais para Cargas de Projeto:

Frenagem:

$R_{d,V1}$ (kN)= 14,06
 $R_{d,V2}$ (kN)= 14,15
 $R_{d,V3}$ (kN)= 14,22
 $R_{d,V4}$ (kN)= 14,30
 $R_{d,V5}$ (kN)= 14,37

Vento:

$R_{d,V1}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V2}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V3}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V4}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V5}$ (kN)= 0,00

Temperatura:

$R_{d,V1}$ (kN)= 39,38
 $R_{d,V2}$ (kN)= 39,38
 $R_{d,V3}$ (kN)= 39,38
 $R_{d,V4}$ (kN)= 39,38
 $R_{d,V5}$ (kN)= 39,38

Centrífuga:

$R_{d,V1}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V2}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V3}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V4}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V5}$ (kN)= 0,00

Total:

Com Carga Móvel

$R_{d,V1}$ (kN)= 53,44
 $R_{d,V2}$ (kN)= 53,53
 $R_{d,V3}$ (kN)= 53,60
 $R_{d,V4}$ (kN)= 53,68
 $R_{d,V5}$ (kN)= 53,75

Sem Carga Móvel

$R_{d,V1}$ (kN)= 39,38
 $R_{d,V2}$ (kN)= 39,38
 $R_{d,V3}$ (kN)= 39,38
 $R_{d,V4}$ (kN)= 39,38
 $R_{d,V5}$ (kN)= 39,38

- Reações Horizontais Transversais para Cargas de Projeto:

Frenagem:

$R_{d,V1}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V2}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V3}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V4}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V5}$ (kN)= 0,00

Vento:

$R_{d,V1}$ (kN)= 21,13
 $R_{d,V2}$ (kN)= 21,81
 $R_{d,V3}$ (kN)= 21,66
 $R_{d,V4}$ (kN)= 21,81
 $R_{d,V5}$ (kN)= 21,13

Temperatura:

$R_{d,V1}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V2}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V3}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V4}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V5}$ (kN)= 0,00

Centrífuga:

$R_{d,V1}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V2}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V3}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V4}$ (kN)= 0,00
 $R_{d,V5}$ (kN)= 0,00

Total:

Com Carga Móvel

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 21,13$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 21,81$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 21,66$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 21,81$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 21,13$

Sem Carga Móvel

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 21,13$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 21,81$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 21,66$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 21,81$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 21,13$

- Peso próprio da parede:

$q_d \text{ (kN/m)} = 25,86$

- Resumo das Reações Aplicadas no Modelo:

Hipótese Com Carga Móvel:

Vertical:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 1405,99$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 1760,02$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 1865,73$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 1875,23$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 1878,37$

Longitudinal:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 53,44$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 53,53$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 53,60$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 53,68$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 53,75$

Transversal:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 21,13$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 21,81$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 21,66$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 21,81$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 21,13$

Hipótese Sem Carga Móvel:

Vertical:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 985,21$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 1044,23$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 1020,99$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 1007,71$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 1081,52$

Longitudinal:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 39,38$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 39,38$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 39,38$

$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 39,38$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 39,38$

Transversal:

$R_{d,V1} \text{ (kN)} = 21,13$

$R_{d,V2} \text{ (kN)} = 21,81$

$R_{d,V3} \text{ (kN)} = 21,66$

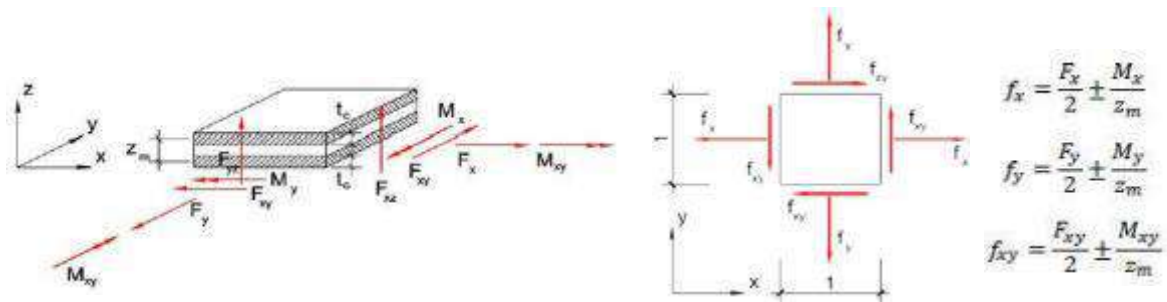
$R_{d,V4} \text{ (kN)} = 21,81$

$R_{d,V5} \text{ (kN)} = 21,13$

Para o estudo do apoio extremo foi considerado apenas o apoio mais desfavorável, e seu dimensionamento segue detalhado a seguir.

Dimensionamento da "Parede" de apoio das vigas e Bloco:

A partir do modelo carregado e das ações combinadas, foram obtidas as áreas de aço de acordo com a teoria da chapa fissurada, normatizada inicialmente no boletim 141 do CEB/FIP e posteriormente no Código Modelo 1990 e 2010 do CEB-FIP, além do Eurocode 2. Nessa teoria, as armaduras da casca são dimensionadas para o conjunto completo de ações, ou seja, dois momentos fletores, um momento volvente, duas forças normais no plano da chapa e uma força tangencial, também no plano da chapa. As solicitações são divididas entre duas chapas extremas conforme a figura a seguir, e as chapas são dimensionadas como tal, solicitadas apenas às solicitações no plano da chapa.

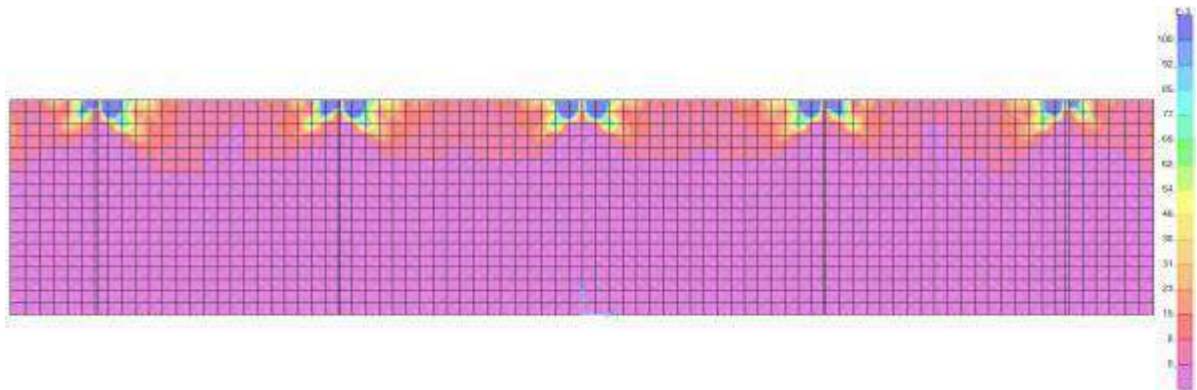


A seguir são ilustrados os resultados das taxas de armadura para a hipótese mais desfavorável, para cada face (superior e inferior), para cada direção (longitudinal e transversal).

Dimensionamento da "Parede" de apoio das vigas:

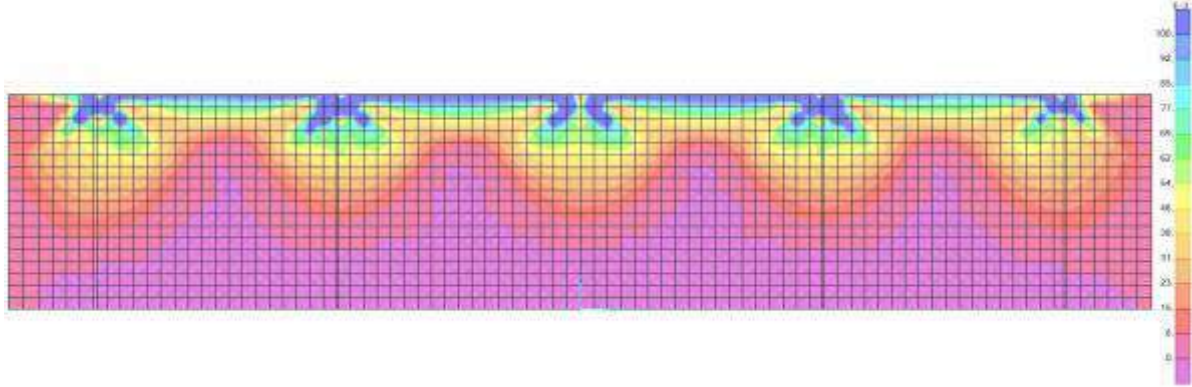
Armaduras da face interna:

- Direção Vertical:



$A_{s,m\acute{a}x} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{cm} \longrightarrow A_{s,m\acute{a}x} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$

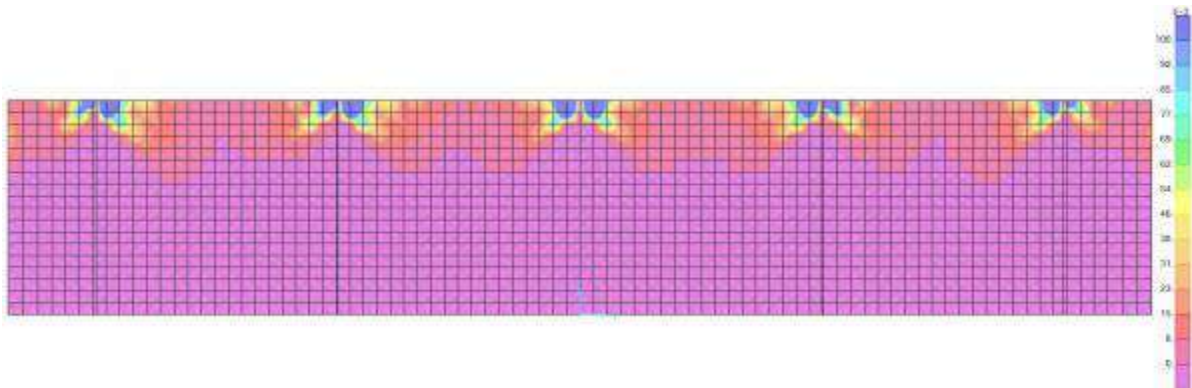
- Direção Horizontal:



$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,06 \text{ cm}^2/\text{cm} \longrightarrow A_{s,m\acute{a}x} = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

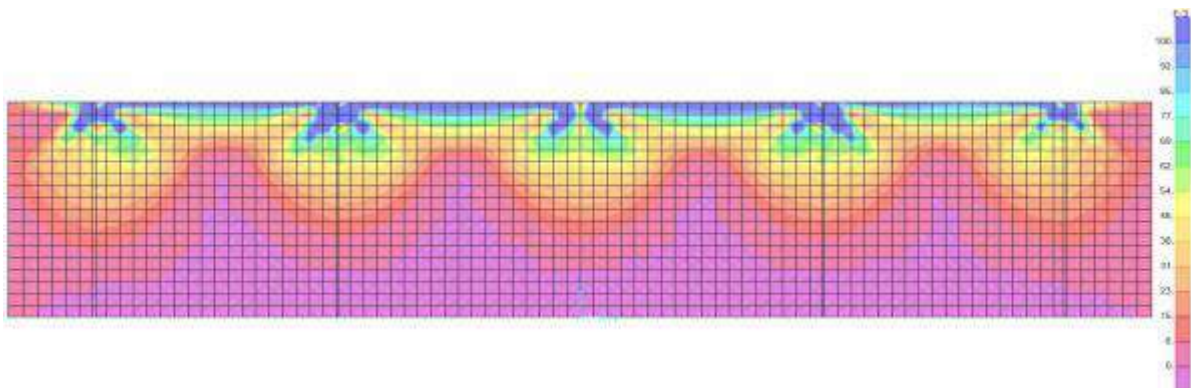
Armaduras da face externa:

- Direção Vertical:



$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{cm} \longrightarrow A_{s,m\acute{a}x} = 0,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Direção Horizontal:



$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,06 \text{ cm}^2/\text{cm} \longrightarrow A_{s,m\acute{a}x} = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

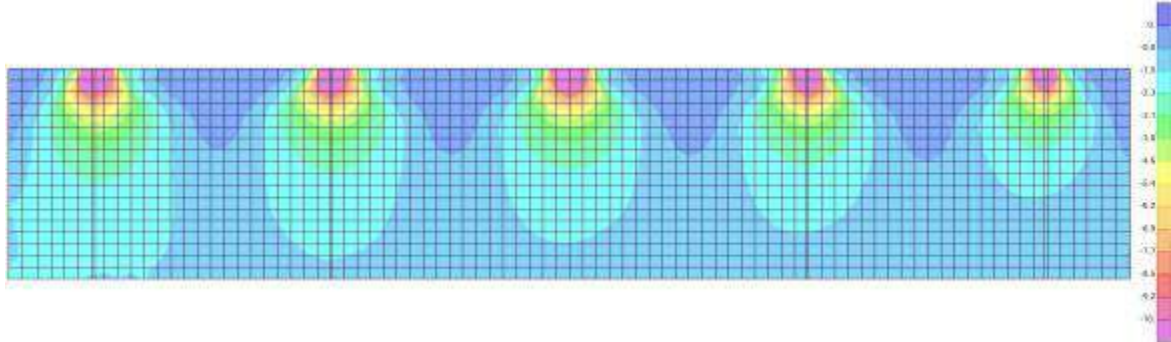
Verificação das tensões no concreto:

f_{ck} (MPa)= 30,00
 $\alpha_{v2} = 0,88$

$\sigma_{cd,2} = 0,6 \cdot \alpha_{v2} \cdot \sigma_{cd}$

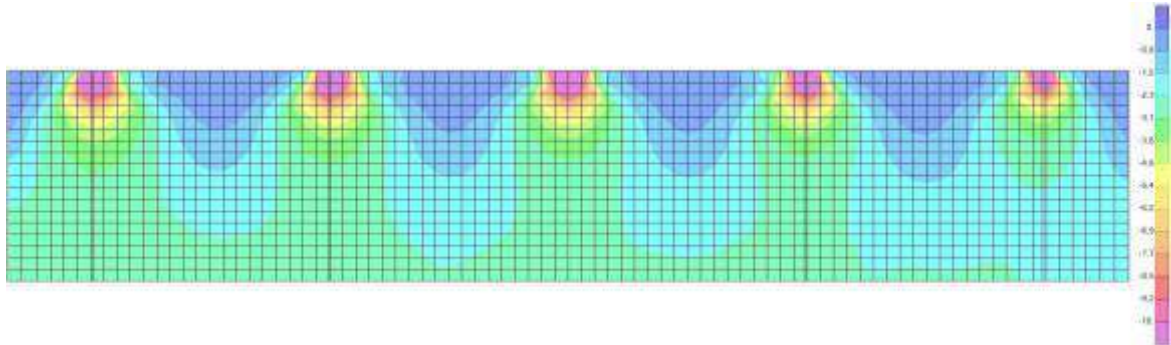
$f_{cd,2}$ (MPa)= 11,31

Tensões na face interna:



$\sigma_{cd,m\acute{a}x} = 8,00$ MPa Ok!

Tensões na face externa:

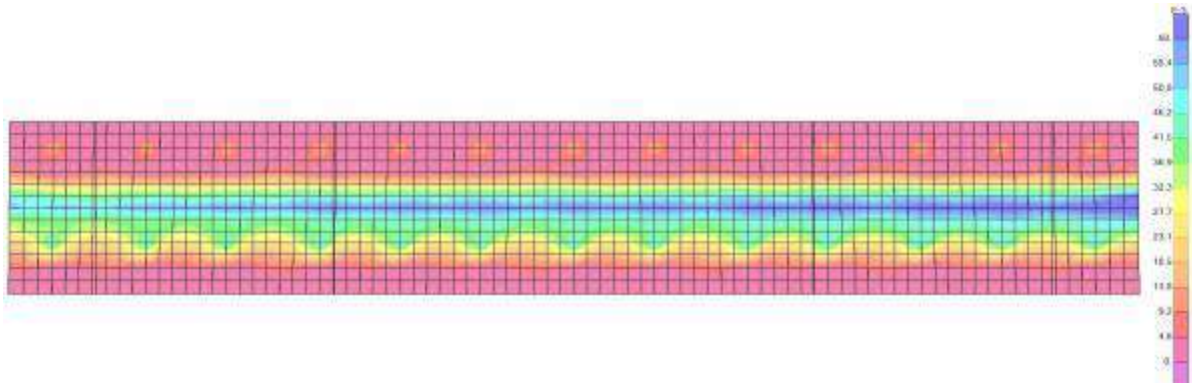


$\sigma_{cd,m\acute{a}x} = 8,00$ MPa Ok!

Dimensionamento do Bloco:

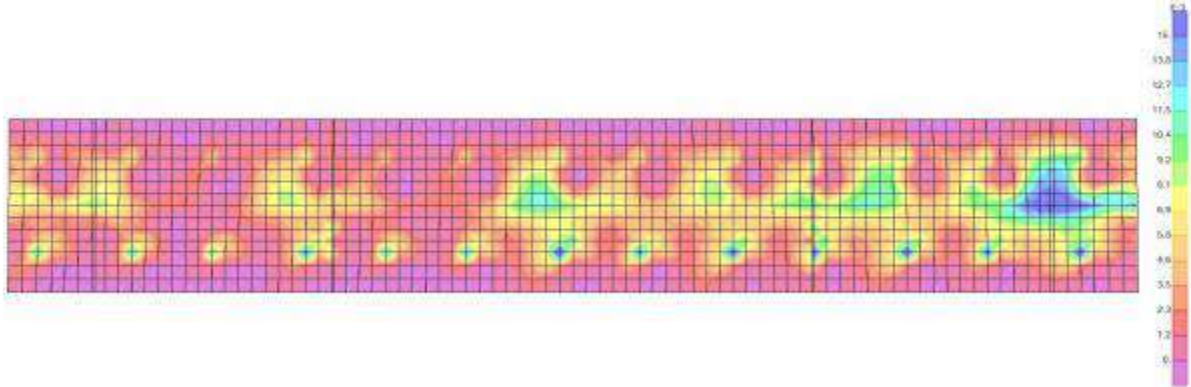
Armaduras da face Inferior:

- Direção Longitudinal:



$A_{s,m\acute{a}x} = 0,07$ cm²/cm \longrightarrow $A_{s,m\acute{a}x} = 7,00$ cm²/m

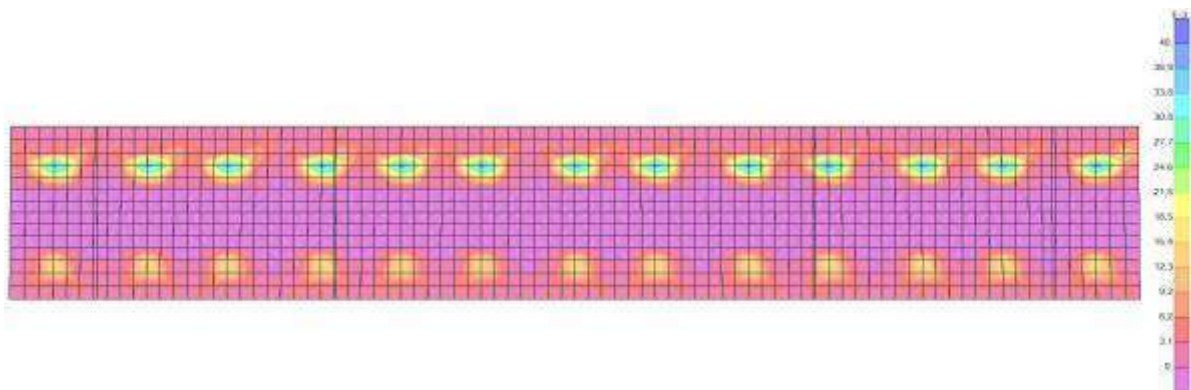
- Direção Transversal:



$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,02 \text{ cm}^2/\text{cm} \longrightarrow A_{s,m\acute{a}x} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

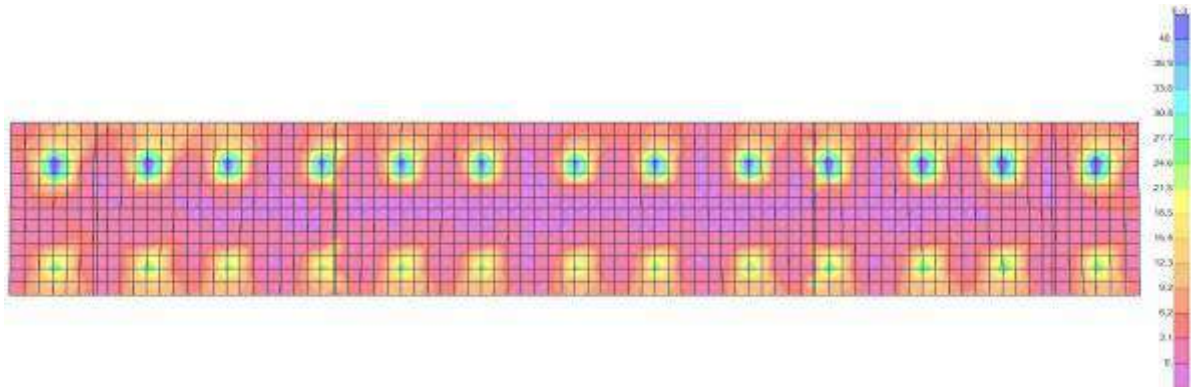
Armaduras da face Superior:

- Direção Longitudinal:



$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,04 \text{ cm}^2/\text{cm} \longrightarrow A_{s,m\acute{a}x} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

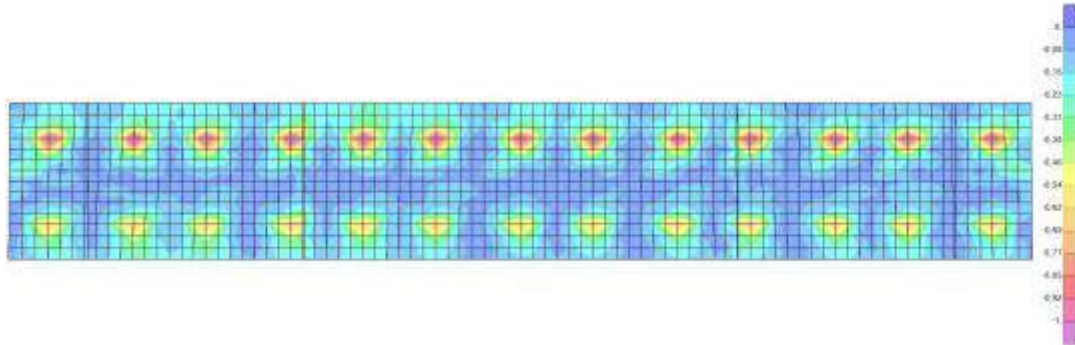
- Direção Transversal:



$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,05 \text{ cm}^2/\text{cm} \longrightarrow A_{s,m\acute{a}x} = 5,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

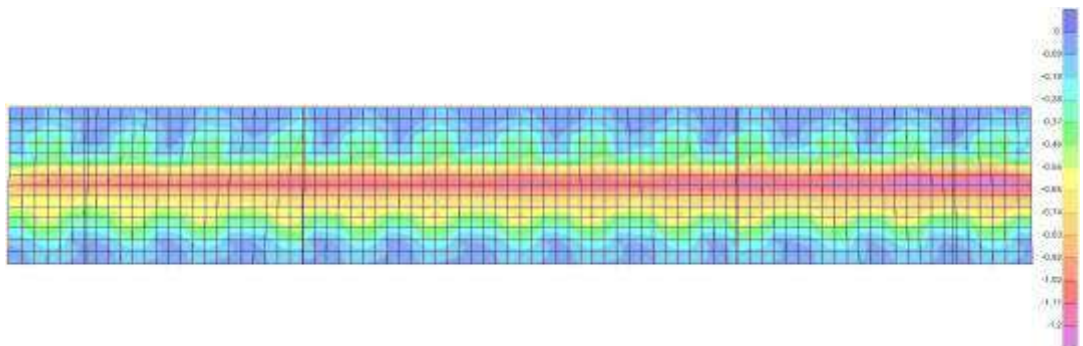
Verificação das tensões no concreto:

Tensões na face inferior:



$\sigma_{cd,m\acute{a}x} = 1,00 \text{ MPa} \quad \text{Ok!}$

Tensões na face superior:



$\sigma_{cd,m\acute{a}x} = 1,20 \text{ MPa} \quad \text{Ok!}$

Cálculo do Estaqueamento:

- Esforços em serviço:

Hipótese Com Carga Móvel:

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	480,00	63,00	18,00	65,52
	Menos carregada	125,00	63,00	18,00	65,52

$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)= 153,53 σ^{adm} (MPa)= 175 Ok!

Hipótese Sem Carga Móvel:

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	330,00	50,00	18,00	53,14
	Menos carregada	75,00	50,00	18,00	53,14

$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)= 133,27 σ^{adm} (MPa)= 175 Ok!

9. Cálculo do Apoio AP-2

9. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$\sigma_{d,Nmin} = 0,8 \cdot \sigma_0 \cdot \sigma_{ctk,cup} \qquad \sigma_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot \sigma_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-6456,51	2,85	0,151	2,789	0,035	53,24
Inferior	6537,38	2,85	0,153	2,789	0,036	53,92

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,max} \text{ (kN)} = 5983,20 \qquad \rho_w^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$

$$V_{rd2} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 3382,90 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 30,33$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 28,89$$

$$\rho_{sw}^{max/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 28,89$$

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1127,00$$

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,51 \quad \text{por face}$$

$$A_{sl}/l \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,51$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544$$

$$A_{sl} \text{ (cm}^2) = 49,14$$

$$A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 18,20 \quad \text{por face}$$

$$A_{sl,flex\acute{o}e} \text{ (cm}^2) = 6,37 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{o}:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2050,00$$

$$i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,75$$

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,29$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 14,30$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n_{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{o}:

Cortante:

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 30,33$$

Tor\~{c}\~{a}o:

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 15,02$$

Suspens\~{o}:

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,29$$

Arm. m\~{i}nima:

$$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{pernas} = 4$$

Total:

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 79,64$$

$$s \text{ (cm)} = 10,1$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 75,85$$

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,571 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:

$$\rho_{c,pele} = 0,10\% \cdot \rho_{c,a\acute{s}Na} \leq 5,0 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	59,60
Long. Inferior	60,29

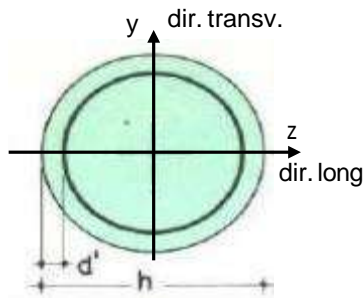
	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,1

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	6,07

9. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \varnothing_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 7,30 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 4,30$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 14,60$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 4,30$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 5,50$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 48,67$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 18,33$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

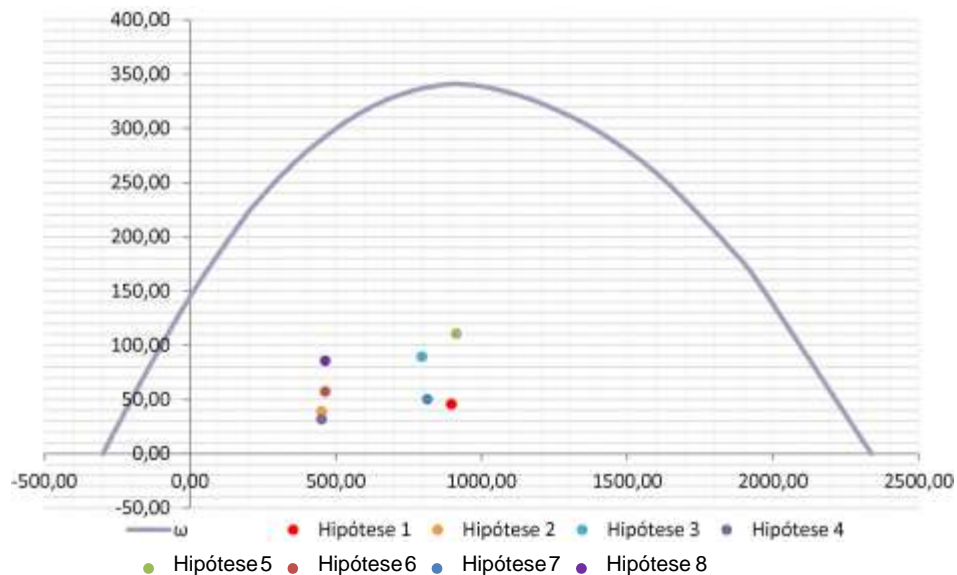
$$\sigma_{d,\text{tot}} = \sigma_b \sigma_{1,d,E} + \sigma_d \frac{\sigma_e^2}{10} \frac{1}{\sigma} \geq \sigma_{1,d,E} \quad \frac{1}{\sigma} = \frac{0,005}{\sigma(\sigma + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad \sigma = \frac{\sigma_d}{\sigma_c \sigma_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8960,79	-520,68	-117,65	8960,79	275,19	-117,65	457,00
	N _{mín}	4506,38	-158,75	-306,73	4506,38	241,49	-306,73	390,39
	M _{y,máx}	7945,97	-1589,32	-133,17	7945,97	-883,58	-133,17	893,56
	M _{z,máx}	4507,59	-317,25	-306,95	4507,59	83,10	-306,95	318,00
Seção Base	N _{máx}	9128,74	271,87	225,61	9128,74	1082,66	225,61	1105,92
	N _{mín}	4630,78	-194,24	529,62	4630,78	217,05	529,62	572,38
	M _{y,máx}	8134,11	-1164,11	238,81	8134,11	-441,66	238,81	502,09
	M _{z,máx}	4632,00	262,70	529,99	4632,00	674,09	529,99	857,49

- Verificação da Armadura Adotada:

$$\begin{aligned} \varnothing \text{ (m)} &= 1,200 & f_{yk} \text{ (kN/cm}^2\text{)} &= 50,0 & f_{ck} \text{ (MPa)} &= 30,0 \\ c \text{ (m)} &= 0,060 & \gamma_s &= 1,15 & \gamma_c &= 1,4 \\ A_{s,min1} \text{ (cm}^2\text{)} &= 45,24 & f_{yd} \text{ (tf/cm}^2\text{)} &= 43,478 & f_{cd} \text{ (MPa)} &= 21,429 \\ A_{s,min2} \text{ (cm}^2\text{)} &= 31,49 & E_s \text{ (kN/cm}^2\text{)} &= 20000 & \sigma_{cd} &= 0,85 \times f_{cd} \\ A_c \text{ (m}^2\text{)} &= 1,13 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 69,12 \quad \omega = 0,124$$



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c \quad A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 45,2$$

$$\rho_{c,Nás} = 0,08 \rho_c \quad A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 904,8$$

$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 69,12$ Ok! (Mesmo em região de emendas)

9. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6509,86$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 466,60$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 483,82$$

$$H_L \text{ (kN)} = 144,16$$

$$H_T \text{ (kN)} = 113,93$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2275,00	210,00	165,00	267,07
	Menos carregada	1280,00	210,00	165,00	267,07
Seção Tubular	Mais carregada	2385,00	90,00	75,00	117,15
	Menos carregada	1370,00	90,00	75,00	117,15

$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 126,52$$

$$\sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4764,30$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 113,50$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 595,10$$

$$H_L \text{ (kN)} = 54,23$$

$$H_T \text{ (kN)} = 139,75$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1715,00	85,00	200,00	217,31
	Menos carregada	970,00	85,00	200,00	217,31
Seção Tubular	Mais carregada	1825,00	35,00	95,00	101,24
	Menos carregada	1060,00	35,00	95,00	101,24

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 99,33$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5852,88$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -421,00$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 519,13$$

$$H_L \text{ (kN)} = 93,54$$

$$H_T \text{ (kN)} = 121,64$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1895,00	155,00	175,00	233,77
	Menos carregada	1335,00	155,00	175,00	233,77
Seção Tubular	Mais carregada	2005,00	50,00	80,00	94,34
	Menos carregada	1420,00	50,00	80,00	94,34

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 105,46$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4765,11$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 557,99$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 595,48$$

$$H_L \text{ (kN)} = 147,47$$

$$H_T \text{ (kN)} = 139,84$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1910,00	210,00	200,00	290,00
	Menos carregada	770,00	210,00	200,00	290,00
Seção Tubular	Mais carregada	2025,00	95,00	95,00	134,35
	Menos carregada	860,00	95,00	95,00	134,35

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 114,99$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{\text{máx}}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9128,74$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 542,06$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 342,64$$

$$H_L \text{ (kN)} = 180,13$$

$$H_T \text{ (kN)} = 78,01$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2915,00	265,00	120,00	290,90
	Menos carregada	1950,00	265,00	120,00	290,90

- Situação de N_{min}

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 4630,78

M_L (kN.m) = -206,34

M_T (kN.m) = 814,75

H_L (kN) = -8,07

H_T (kN) = 190,08

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1745,00	15,00	270,00	270,42
	Menos carregada	870,00	15,00	270,00	270,42

- Situação de |M_{L,máx}|

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 8134,11

M_L (kN.m) = -1106,12

M_T (kN.m) = 354,91

H_L (kN) = 38,66

H_T (kN) = 77,40

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2510,00	95,00	120,00	153,05
	Menos carregada	1855,00	95,00	120,00	153,05

- Situação de |M_{T,máx}|

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 4632,00

M_L (kN.m) = 460,41

M_T (kN.m) = 815,31

H_L (kN) = 131,81

H_T (kN) = 190,21

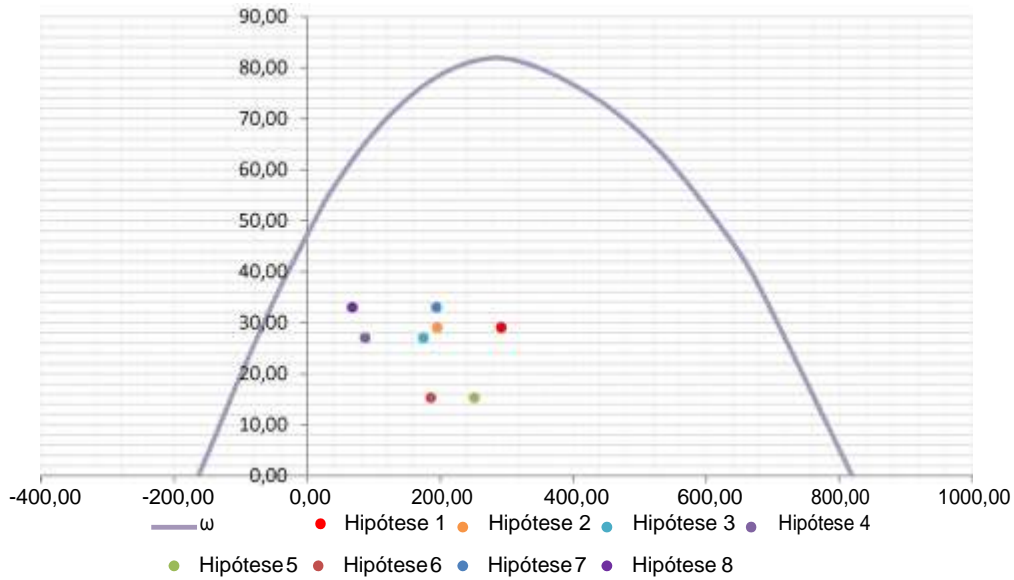
Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1940,00	190,00	270,00	330,15
	Menos carregada	675,00	190,00	270,00	330,15

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

\varnothing (m) = 0,775	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 25,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,5
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 18,87	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 16,667
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 10,06	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x fcd
A_c (m ²) = 0,47		
A_s (cm ²) = 37,70	ω = 0,208	



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$\sigma_{c,Nás} = 0,08 \sigma_c$$

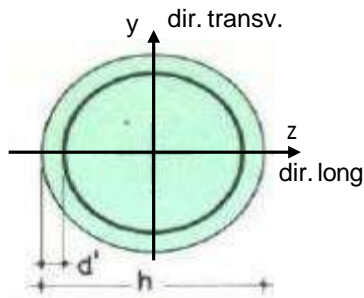
$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

9. 4. Pilar Direito

$$h = \varnothing_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 7,30 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 4,30$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 14,60$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 4,30$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 5,50$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 48,67$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 18,33$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

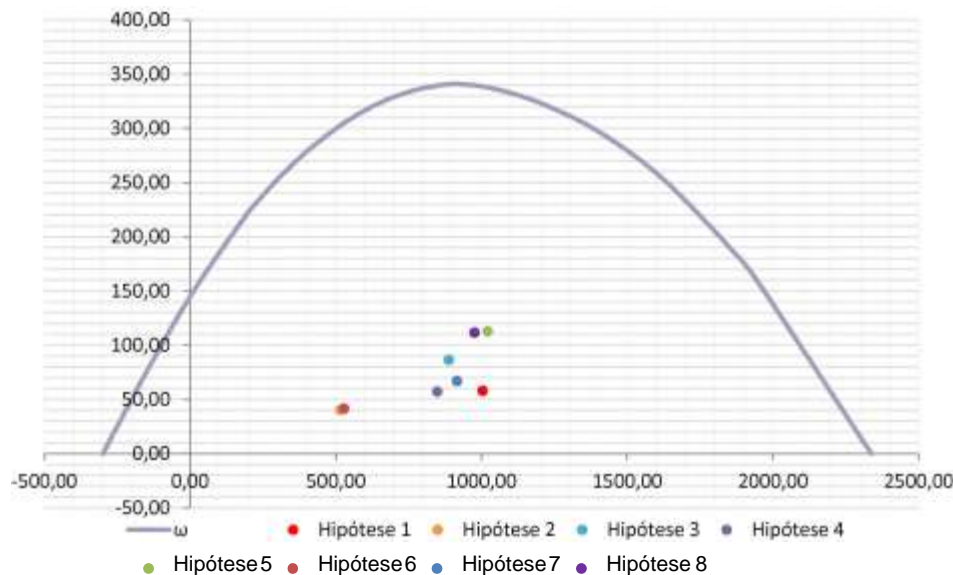
$$\sigma_{d,\text{tot}} = \sigma_b \sigma_{1,d,E} + \sigma_d \frac{\sigma_c^2}{10} \frac{1}{\sigma} \geq \sigma_{1,d,E} \quad \frac{1}{\sigma} = \frac{0,005}{\sigma(\sigma + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad \sigma = \frac{\sigma_d}{\sigma_c \sigma_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	10034,20	-460,46	-388,38	10034,20	430,74	-388,38	579,98
	N _{mín}	5152,51	-120,32	-220,78	5152,51	337,31	-220,78	403,14
	M _{y,máx}	8868,57	-1627,26	-210,11	8868,57	-839,58	-210,11	865,47
	M _{z,máx}	8473,66	-432,40	-473,50	8473,66	320,20	-473,50	571,60
Seção Base	N _{máx}	10202,15	48,71	600,05	10202,15	954,83	600,05	1127,72
	N _{mín}	5276,91	-177,56	296,76	5276,91	291,12	296,76	415,71
	M _{y,máx}	9156,59	-1174,40	562,74	9156,59	-361,14	562,74	668,66
	M _{z,máx}	9753,56	63,91	618,70	9753,56	930,18	618,70	1117,15

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 35,20	E_s (kN/cm ²) = 20000	$\sigma_{cd} = 0,85 \times f_{cd}$
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c \quad A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 45,2$$

$$\sigma_{c,Nás} = 0,08 \sigma_c \quad A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 904,8$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

9. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7344,87$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 463,63$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 627,62$$

$$H_L \text{ (kN)} = 144,71$$

$$H_T \text{ (kN)} = 148,35$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2550,00	215,00	215,00	304,06
	Menos carregada	1420,00	215,00	215,00	304,06
Seção Tubular	Mais carregada	2665,00	95,00	100,00	137,93
	Menos carregada	1510,00	95,00	100,00	137,93

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{m\acute{a}x}} \text{ (MPa)} = 142,89$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5347,69$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 118,83$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 550,51$$

$$H_L \text{ (kN)} = 50,76$$

$$H_T \text{ (kN)} = 134,02$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1840,00	80,00	195,00	210,77
	Menos carregada	1135,00	80,00	195,00	210,77
Seção Tubular	Mais carregada	1950,00	35,00	85,00	91,92
	Menos carregada	1220,00	35,00	85,00	91,92

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 102,60$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6647,83$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -424,19$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 590,96$$

$$H_L \text{ (kN)} = 96,44$$

$$H_T \text{ (kN)} = 140,49$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2130,00	160,00	205,00	260,05
	Menos carregada	1490,00	160,00	205,00	260,05
Seção Tubular	Mais carregada	2245,00	50,00	95,00	107,35
	Menos carregada	1580,00	50,00	95,00	107,35

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 118,46$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7045,81$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 473,81$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 655,45$$

$$H_L \text{ (kN)} = 144,75$$

$$H_T \text{ (kN)} = 158,72$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2495,00	215,00	230,00	314,84
	Menos carregada	1325,00	215,00	230,00	314,84
Seção Tubular	Mais carregada	2610,00	95,00	105,00	141,60
	Menos carregada	1415,00	95,00	105,00	141,60

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 141,36$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{\text{máx}}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 10202,15$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 222,29$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 937,02$$

$$H_L \text{ (kN)} = 115,72$$

$$H_T \text{ (kN)} = 224,64$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3335,00	180,00	325,00	371,52
	Menos carregada	2065,00	180,00	325,00	371,52

- Situação de N_{min}

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 5276,91

M_L (kN.m) = -197,08

M_T (kN.m) = 473,19

H_L (kN) = -13,01

H_T (kN) = 117,62

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1755,00	25,00	170,00	171,83
	Menos carregada	1180,00	25,00	170,00	171,83

- Situação de |M_{L,máx}|

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 9156,59

M_L (kN.m) = -1109,44

M_T (kN.m) = 882,02

H_L (kN) = 43,31

H_T (kN) = 212,85

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3025,00	100,00	305,00	320,98
	Menos carregada	1850,00	100,00	305,00	320,98

- Situação de |M_{T,máx}|

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 9753,56

M_L (kN.m) = 237,57

M_T (kN.m) = 978,76

H_L (kN) = 115,77

H_T (kN) = 240,04

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3255,00	180,00	345,00	389,13
	Menos carregada	1925,00	180,00	345,00	389,13

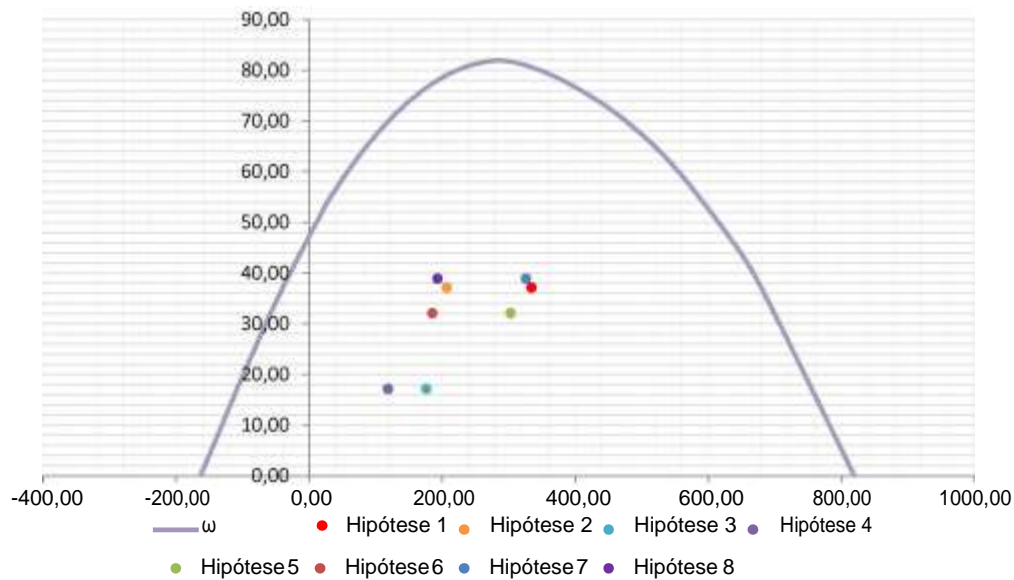
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 25,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,5
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 18,87	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 16,667
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 11,51	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x fcd
A_c (m ²) = 0,47		

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

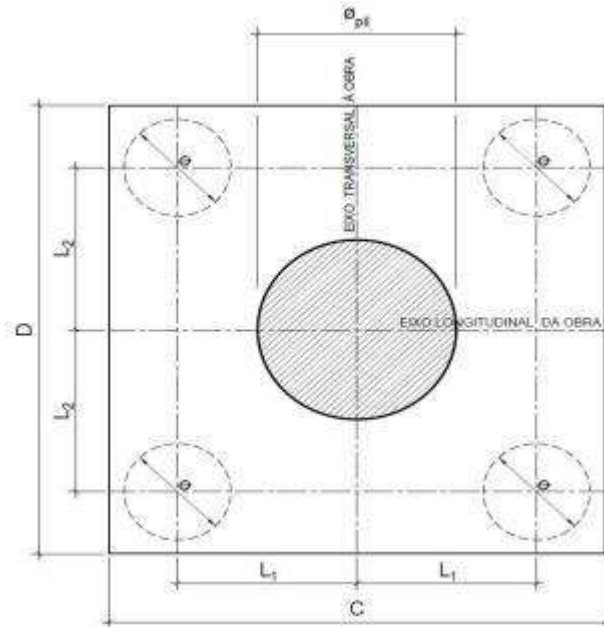
$$\sigma_{c,Nás} = 0,08 \sigma_c$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

9. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\varnothing_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\varnothing_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$\sigma_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} \sigma_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} \sigma_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{\sigma_{ck}}{250}$$

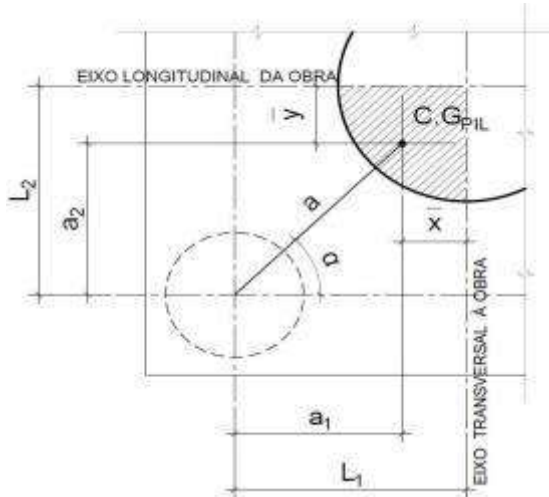
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

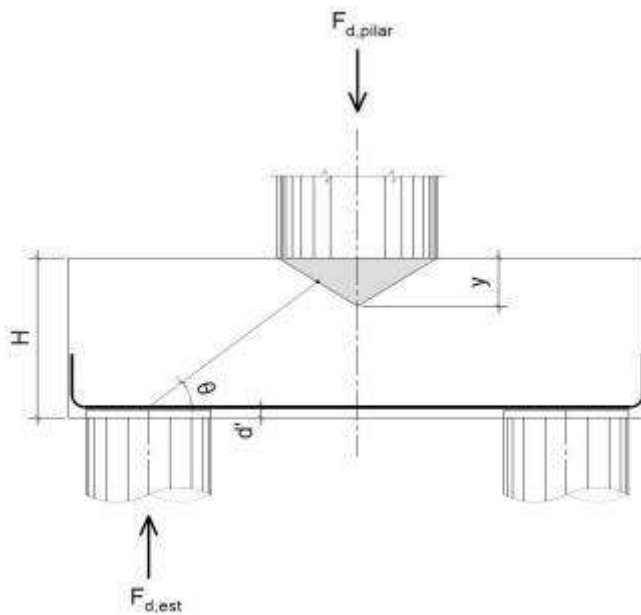
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \square &= 0,255 \text{ m} \\ \square &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$

Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,15 \text{ m} \\ z &= 1,28 \text{ m} \\ \theta &= 43,64^\circ \\ F_{d,est} &= 3335,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 13340,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

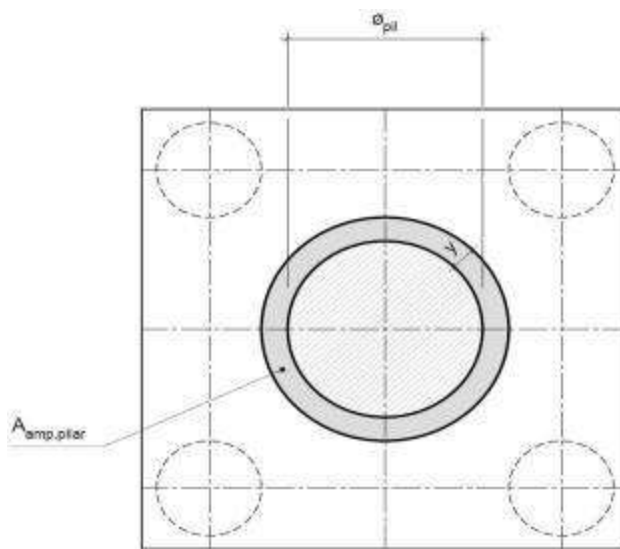
Como a inclinação da biela deu menor que 45°, o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

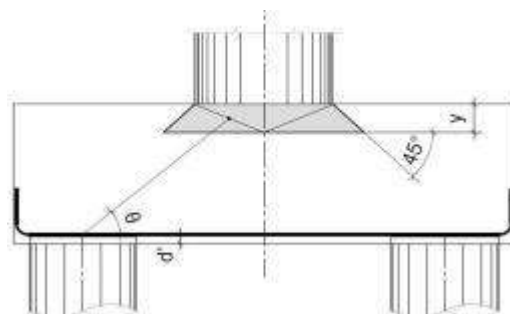
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{\sigma_{d,piSar}}{\sigma_{aNP,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq \sigma_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada do pilar em planta



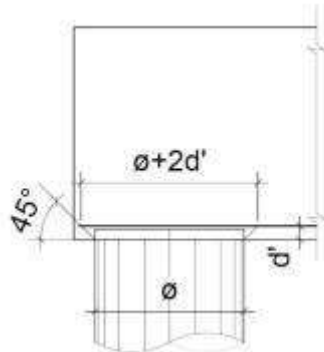
Detalhe da área ampliada do pilar em corte

$$A_{amp,pilar} = 1,77 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 15,85 \text{ MPa}$$

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{\sigma_{d,ect}}{\sigma_{aNP,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq \sigma_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 7,37 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{td1} = \sigma_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3496,99 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$\sigma_{td1, long} = \sigma_{td1} \times \cos \alpha$$

$$\sigma_{td1, trans} = \sigma_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1, long} = 2472,74 \text{ kN} \quad A_{s, tir, long} = 56,87 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1, trans} = 2472,74 \text{ kN} \quad A_{s, tir, trans} = 56,87 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s, tir, long} = 45,50 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s, tir, trans} = 45,50 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s, tir, long} = 11,37 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s, tir, trans} = 11,37 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 41 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

10. Cálculo do Apoio de AP-3

10. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-6522,55	2,85	0,153	2,789	0,036	53,79
Inferior	6738,93	2,85	0,158	2,787	0,037	55,62

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 6740,60 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 6$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 4140,30 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 37,13$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 35,36$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 35,36$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 42
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1795,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 11,96 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_s/\ell \text{ (cm}^2/\text{m)} = 11,96$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{st} \text{ (cm}^2) = 78,26$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 28,98 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\tilde{a}o} \text{ (cm}^2) = 10,14 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{o}:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2080,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,20 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 43,49$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 22,78$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Torção + Suspens\~{o}:

Cortante:	Torção:	Suspens\~{o}:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 37,13$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 23,92$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 43,49$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 104,53$	$s \text{ (cm)} = 11,5$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 99,55$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 6$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,726 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\tilde{s}Na} \leq 5,0 \text{ cN}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	63,94
Long. Inferior	65,76

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	6	11,5

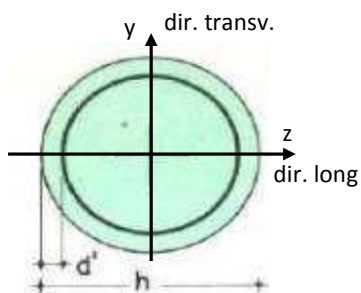
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	9,66

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 43
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

10. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 8,00 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 5,00$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 16,00$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 5,00$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 6,20$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 53,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 20,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

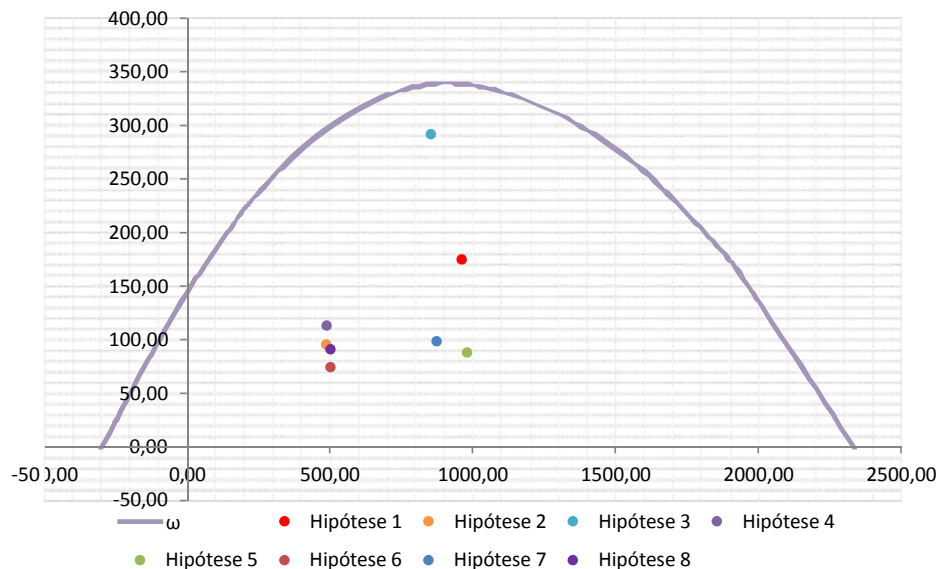
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	9621,18	698,62	-284,87	9621,18	1724,87	-284,87	1748,24
	N _{mín}	4886,97	313,51	-466,60	4886,97	834,79	-466,60	956,34
	M _{y,máx}	8550,87	1987,82	-299,03	8550,87	2899,91	-299,03	2915,29
	M _{z,máx}	4890,90	510,09	-466,65	4890,90	1031,78	-466,65	1132,41
Seção Base	N _{máx}	9812,03	-247,31	372,28	9812,03	799,30	372,28	881,75
	N _{mín}	5028,34	-816,66	687,96	5028,34	-280,30	687,96	742,87
	M _{y,máx}	8751,24	-1829,58	407,45	8751,24	-896,11	407,45	984,39
	M _{z,máx}	5032,27	60,53	688,04	5032,27	597,30	688,04	911,14

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 33,85	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x fcd
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 **OK! (Mesmo em região de emendas)**

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 45 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

10. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6996,37$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -471,97$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 704,32$$

$$H_L \text{ (kN)} = -155,23$$

$$H_T \text{ (kN)} = 162,28$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2510,00	230,00	235,00	328,82
	Menos carregada	1290,00	230,00	235,00	328,82
Seção Tubular	Mais carregada	2620,00	100,00	110,00	148,66
	Menos carregada	1375,00	100,00	110,00	148,66

$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 143,31$$

$$\sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):


$$N \text{ (kN)} = 5176,22$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -1104,03$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 805,11$$

$$H_L \text{ (kN)} = -235,35$$

$$H_T \text{ (kN)} = 183,68$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 46 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2315,00	330,00	260,00	420,12
	Menos carregada	570,00	330,00	260,00	420,12
Seção Tubular	Mais carregada	2430,00	155,00	120,00	196,02
	Menos carregada	660,00	155,00	120,00	196,02

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 145,54$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6289,17$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -1597,98$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 738,01$$

$$H_L \text{ (kN)} = -202,68$$

$$H_T \text{ (kN)} = 169,12$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2620,00	270,00	240,00	361,25
	Menos carregada	825,00	270,00	240,00	361,25
Seção Tubular	Mais carregada	2730,00	145,00	110,00	182,00
	Menos carregada	910,00	145,00	110,00	182,00

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 155,21$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5178,84$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -383,12$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 805,20$$

$$H_L \text{ (kN)} = -144,60$$


$$H_T \text{ (kN)} = 183,70$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2070,00	210,00	260,00	334,22
	Menos carregada	820,00	210,00	260,00	334,22
Seção Tubular	Mais carregada	2180,00	90,00	120,00	150,00
	Menos carregada	905,00	90,00	120,00	150,00

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 124,96$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 47 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{máx}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9812,03 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -531,09 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 569,42$$

$$H_L \text{ (kN)} = -189,19 \quad H_T \text{ (kN)} = 131,43$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3205,00	250,00	200,00	320,16
	Menos carregada	2000,00	250,00	200,00	320,16

- Situação de $N_{mín}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5028,34 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -1155,70 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 1034,33$$

$$H_L \text{ (kN)} = -226,03 \quad H_T \text{ (kN)} = 230,91$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2380,00	315,00	320,00	449,03
	Menos carregada	435,00	315,00	320,00	449,03


- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 8751,24 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -2220,11 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 619,97$$

$$H_L \text{ (kN)} = -260,36 \quad H_T \text{ (kN)} = 141,68$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3370,00	345,00	210,00	403,89
	Menos carregada	1305,00	345,00	210,00	403,89

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 48
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 5032,27 M_L (kN.m) = -74,34 M_T (kN.m) = 1034,45
 H_L (kN) = -89,91 H_T (kN) = 230,94

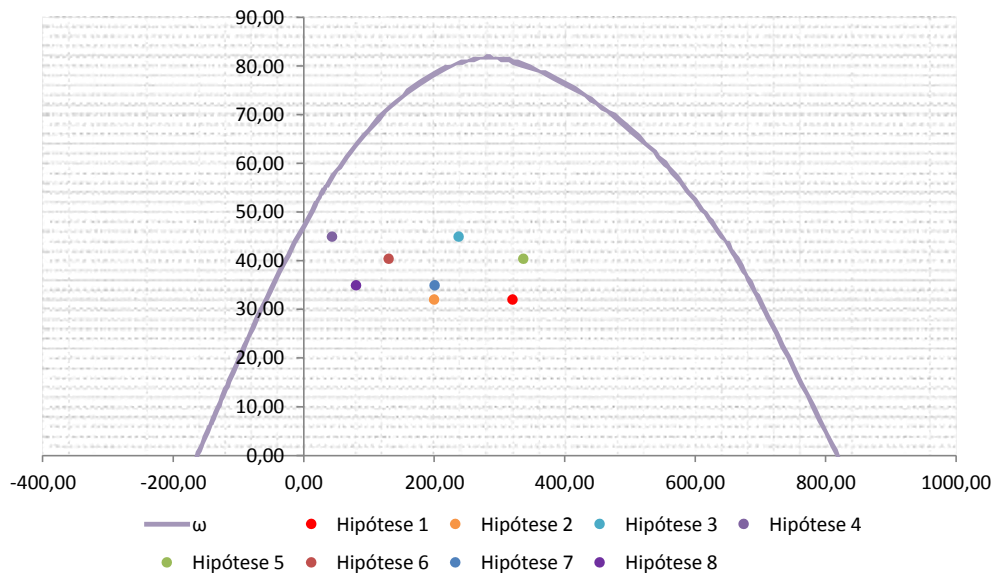
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2010,00	140,00	320,00	349,28
	Menos carregada	805,00	140,00	320,00	349,28

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 11,63 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47
 A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

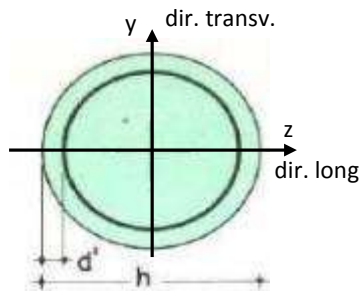
$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 49
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

10. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pilar}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pilar}} (\text{m}) = 8,00 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$\begin{aligned}
 h_{z,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção z}) \\
 h_{z,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção z}) \\
 h_{y,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção y}) \\
 h_{y,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção y})
 \end{aligned}$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 5,00$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 16,00$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 5,00$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 6,20$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 53,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$


$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 20,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 51 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

10. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 7903,25 & M_L \text{ (kN.m)} &= -501,47 & M_T \text{ (kN.m)} &= 626,09 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -162,34 & H_T \text{ (kN)} &= 132,10
 \end{aligned}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2700,00	240,00	190,00	306,10
	Menos carregada	1550,00	240,00	190,00	306,10
Seção Tubular	Mais carregada	2810,00	105,00	90,00	138,29
	Menos carregada	1640,00	105,00	90,00	138,29

$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 149,12 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 5830,28 & M_L \text{ (kN.m)} &= -1091,69 & M_T \text{ (kN.m)} &= 554,29 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -240,91 & H_T \text{ (kN)} &= 119,99
 \end{aligned}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 52 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2360,00	340,00	175,00	382,39
	Menos carregada	855,00	340,00	175,00	382,39
Seção Tubular	Mais carregada	2470,00	160,00	80,00	178,89
	Menos carregada	940,00	160,00	80,00	178,89

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 143,52$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7157,65$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -1616,71$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 591,58$$

$$H_L \text{ (kN)} = -205,28$$

$$H_T \text{ (kN)} = 125,23$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2760,00	275,00	185,00	331,44
	Menos carregada	1115,00	275,00	185,00	331,44
Seção Tubular	Mais carregada	2875,00	145,00	85,00	168,08
	Menos carregada	1205,00	145,00	85,00	168,08

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 158,34$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7634,08$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -493,49$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 648,84$$

$$H_L \text{ (kN)} = -162,19$$


$$H_T \text{ (kN)} = 140,00$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2645,00	240,00	205,00	315,63
	Menos carregada	1470,00	240,00	205,00	315,63
Seção Tubular	Mais carregada	2755,00	105,00	90,00	138,29
	Menos carregada	1560,00	105,00	90,00	138,29

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 146,79$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 53 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{máx}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 10967,49 & M_L \text{ (kN.m)} = -320,40 & M_T \text{ (kN.m)} = 1011,02 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -143,14 & H_T \text{ (kN)} = 222,38
 \end{array}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3590,00	220,00	320,00	388,33
	Menos carregada	2195,00	220,00	320,00	388,33

- Situação de $N_{mín}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 5752,37 & M_L \text{ (kN.m)} = -1127,65 & M_T \text{ (kN.m)} = 492,49 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -231,79 & H_T \text{ (kN)} = 110,08
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2315,00	325,00	160,00	362,25
	Menos carregada	865,00	325,00	160,00	362,25

- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 9734,81 & M_L \text{ (kN.m)} = -2233,06 & M_T \text{ (kN.m)} = 489,25 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -260,18 & H_T \text{ (kN)} = 100,94
 \end{array}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3545,00	350,00	155,00	382,79
	Menos carregada	1625,00	350,00	155,00	382,79

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 54
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 10563,74 M_L (kN.m) = -308,43 M_T (kN.m) = 1045,15
 H_L (kN) = -142,93 H_T (kN) = 234,24

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3510,00	220,00	335,00	400,78
	Menos carregada	2075,00	220,00	335,00	400,78

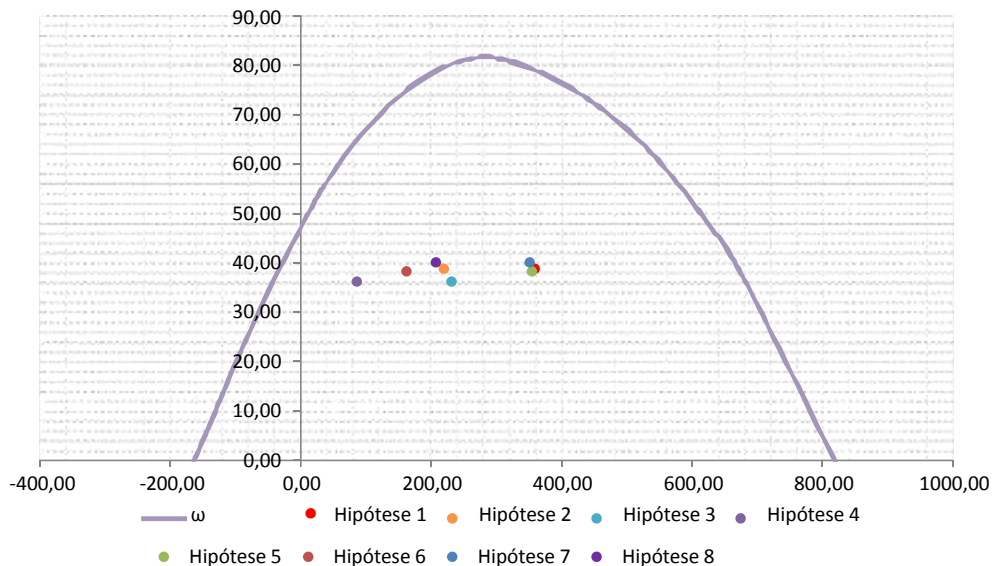
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 12,39 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

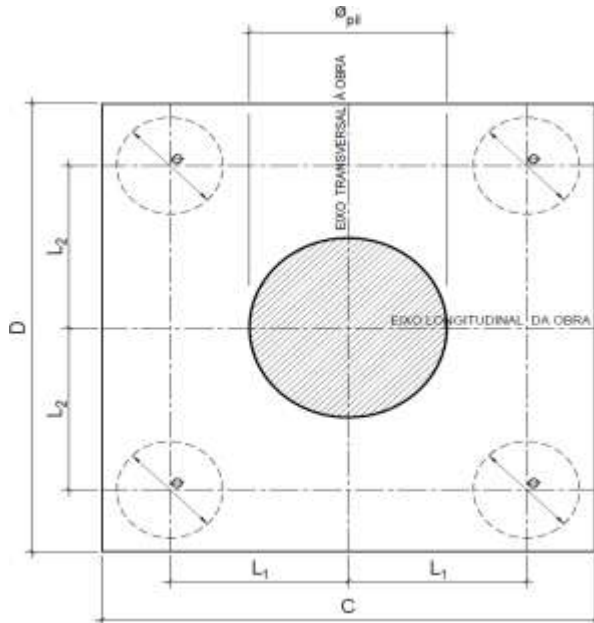
$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 OK! (Mesmo em região de emendas)

10. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\phi_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\phi_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

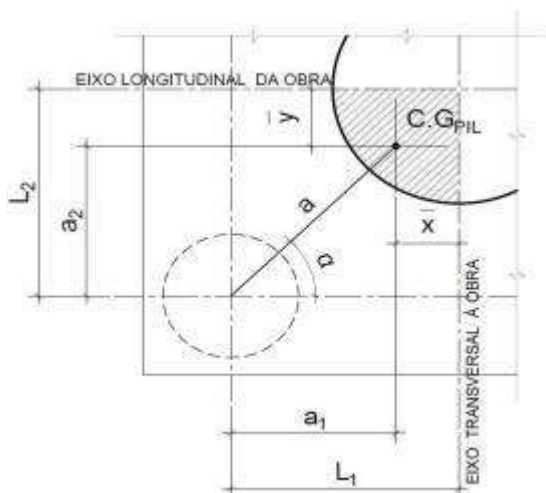
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

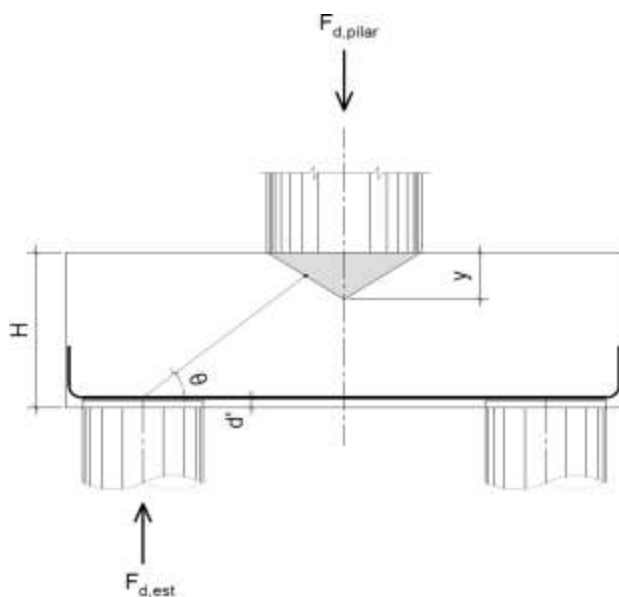
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$

Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,2 \text{ m} \\ z &= 1,25 \text{ m} \\ \theta &= 43,08^\circ \\ F_{d,est} &= 3590,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 14360,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

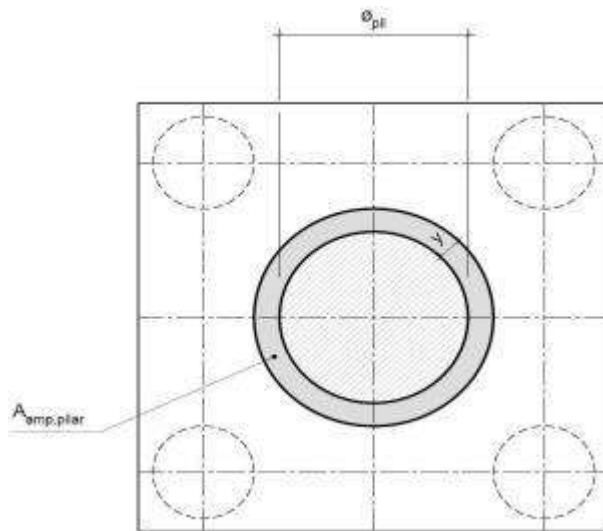
Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

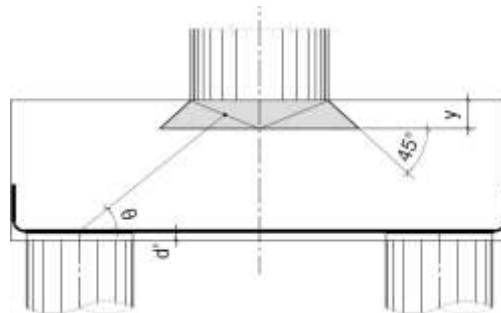
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

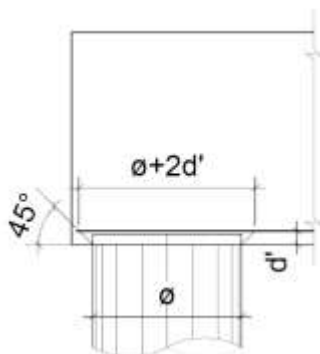
$$A_{amp,pilar} = 2,01 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 15,31 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 58
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área amparada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 8,10 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3839,66 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2715,05 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 62,45 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2715,05 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 62,45 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 49,96 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 49,96 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 12,49 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 12,49 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 59 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

11. Cálculo do Apoio de AP-4

11. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-5457,20	2,85	0,127	2,799	0,030	44,84
Inferior	5895,00	2,85	0,138	2,795	0,032	48,51

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 5645,00 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 6$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 3044,70 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 27,30$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 26,00$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 26,00$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 60
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2425,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 16,16 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_{sl}/l \text{ (cm}^2/\text{m)} = 16,16$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{sl} \text{ (cm}^2) = 105,73$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 39,16 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\acute{a}o} \text{ (cm}^2) = 13,71 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{o}:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2135,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,20 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 44,64$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 30,77$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{a}o:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{a}o:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 27,30$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 32,31$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 44,64$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 104,25$	$s \text{ (cm)} = 11,6$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 99,29$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 6$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,754 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\acute{s}Na} \leq 5,0 \text{ cm}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	58,55
Long. Inferior	62,22

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	6	11,6

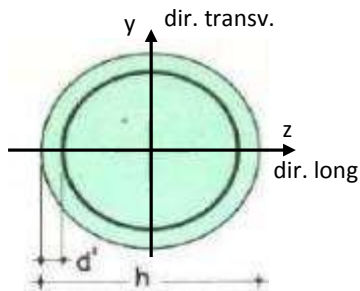
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	13,05

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 61
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

11. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,00 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,00$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 20,00$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,00$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 8,20$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 66,67$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 27,33$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

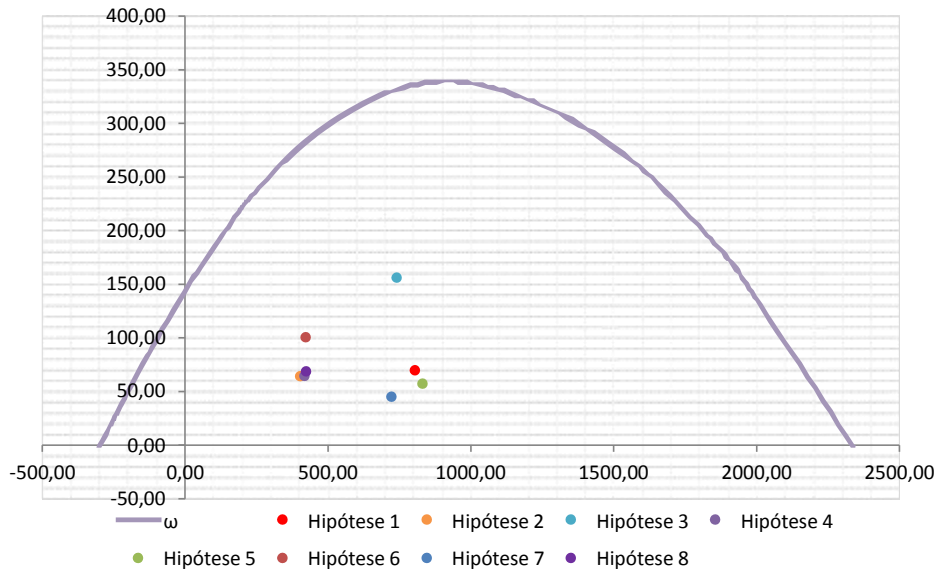
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8047,63	-2001,10	-219,37	8047,63	-659,83	-219,37	695,34
	N _{mín}	4035,71	-1097,21	-479,09	4035,71	-424,59	-479,09	640,16
	M _{y,máx}	7415,16	-2776,03	-249,42	7415,16	-1540,17	-249,42	1560,24
	M _{z,máx}	4189,26	-1120,17	-486,12	4189,26	-421,96	-486,12	643,71
Seção Base	N _{máx}	8314,82	-917,62	328,88	8314,82	468,19	328,88	572,15
	N _{mín}	4233,63	40,28	671,66	4233,63	745,88	671,66	1003,73
	M _{y,máx}	7230,83	-1430,81	386,27	7230,83	-225,67	386,27	447,36
	M _{z,máx}	4245,65	-797,50	679,46	4245,65	-89,89	679,46	685,38

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 28,69	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 OK! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 63 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

11. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5889,07 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -572,49 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 603,81$$

$$H_L \text{ (kN)} = 104,66 \qquad H_T \text{ (kN)} = 109,40$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1890,00	175,00	155,00	233,77
	Menos carregada	1355,00	175,00	155,00	233,77
Seção Tubular	Mais carregada	2000,00	55,00	75,00	93,01
	Menos carregada	1440,00	55,00	75,00	93,01


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 104,96 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4345,48 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 84,47 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 662,83$$

$$H_L \text{ (kN)} = 139,72 \qquad H_T \text{ (kN)} = 119,08$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 64 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1695,00	210,00	170,00	270,19
	Menos carregada	780,00	210,00	170,00	270,19
Seção Tubular	Mais carregada	1805,00	85,00	80,00	116,73
	Menos carregada	865,00	85,00	80,00	116,73

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 101,84$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5188,42$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -837,61$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 639,48$$

$$H_L \text{ (kN)} = 116,89$$

$$H_T \text{ (kN)} = 114,62$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1730,00	200,00	160,00	256,12
	Menos carregada	1165,00	200,00	160,00	256,12
Seção Tubular	Mais carregada	1840,00	60,00	80,00	100,00
	Menos carregada	1255,00	60,00	80,00	100,00

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 99,69$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4353,49$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -575,15$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 669,99$$

$$H_L \text{ (kN)} = 72,31$$


$$H_T \text{ (kN)} = 120,39$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1535,00	125,00	170,00	211,01
	Menos carregada	940,00	125,00	170,00	211,01
Seção Tubular	Mais carregada	1645,00	35,00	85,00	91,92
	Menos carregada	1030,00	35,00	85,00	91,92

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 89,68$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 65 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 8314,82 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -685,44 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 446,36$$

$$H_L \text{ (kN)} = 154,78 \qquad H_T \text{ (kN)} = 78,32$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2465,00	255,00	120,00	281,82
	Menos carregada	1990,00	255,00	120,00	281,82

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4233,63 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 284,03 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 918,24$$

$$H_L \text{ (kN)} = 162,50 \qquad H_T \text{ (kN)} = 164,39$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1835,00	240,00	230,00	332,42
	Menos carregada	580,00	240,00	230,00	332,42

- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7230,83 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -1184,13 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 524,04$$

$$H_L \text{ (kN)} = 164,45 \qquad H_T \text{ (kN)} = 91,85$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2200,00	275,00	135,00	306,35
	Menos carregada	1720,00	275,00	135,00	306,35

- Situação de $|M_{T,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4245,65 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -705,41 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 928,99$$

$$H_L \text{ (kN)} = 61,39 \qquad H_T \text{ (kN)} = 166,35$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 66
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

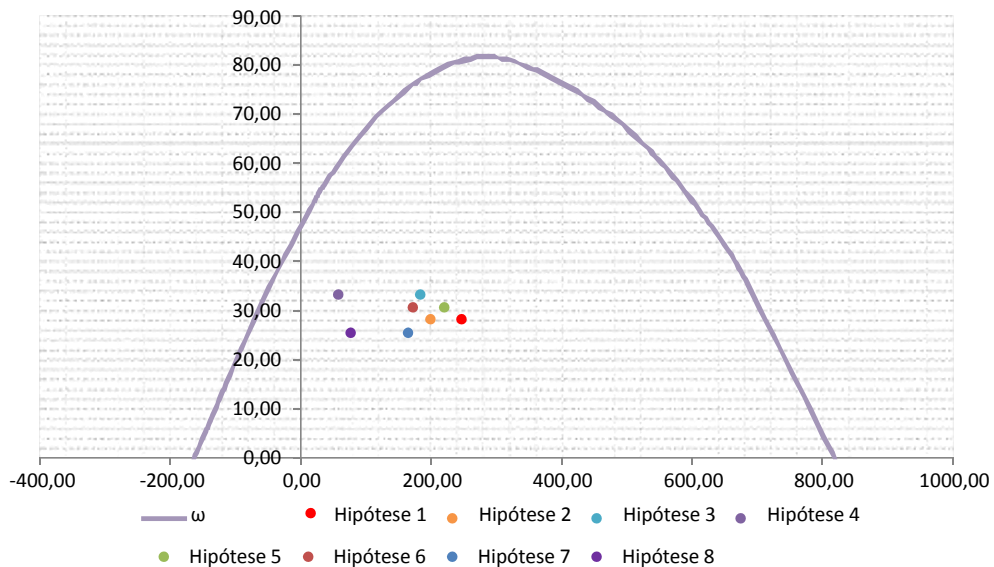
Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1650,00	110,00	230,00	254,95
	Menos carregada	770,00	110,00	230,00	254,95

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 25,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,5
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 18,87	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 16,667
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 8,50	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f _{cd}
A_c (m ²) = 0,47		
A_s (cm ²) = 37,70	ω = 0,208	




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

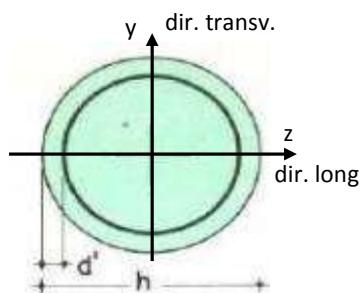
$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 37,70 \quad \text{Ok! (Mesmo em região de emendas)}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 67
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

11. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pilar}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pilar}} (\text{m}) = 10,00 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$\begin{aligned}
 h_{z,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção z}) \\
 h_{z,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção z}) \\
 h_{y,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção y}) \\
 h_{y,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção y})
 \end{aligned}$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,00$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 20,00$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,00$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 8,20$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 66,67$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 27,33$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

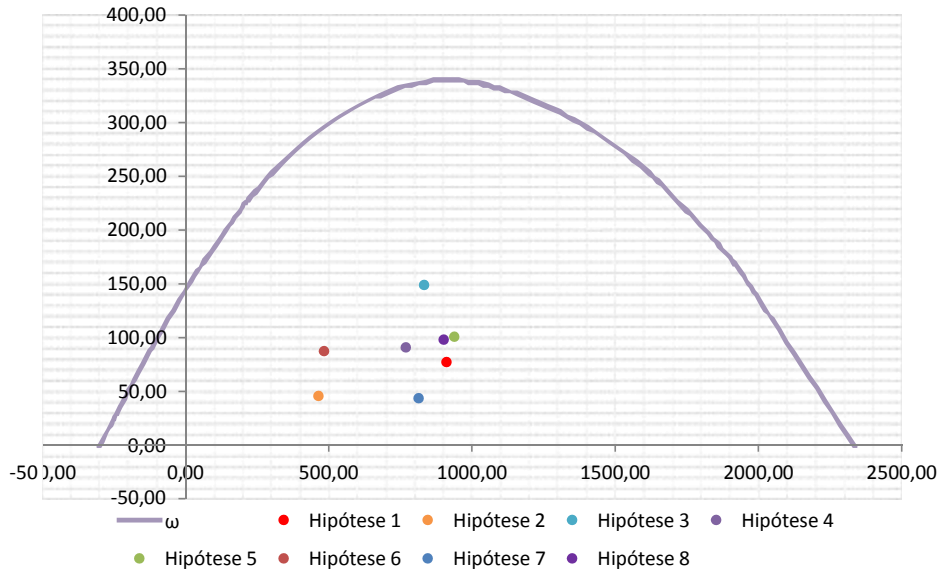
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	9116,74	-2055,94	-555,62	9116,74	-536,48	-555,62	772,35
	N _{mín}	4648,70	-1117,64	-300,10	4648,70	-342,85	-300,10	455,64
	M _{y,má}	8340,29	-2842,61	-322,48	8340,29	-1452,56	-322,48	1487,93
	M _{z,má}	7701,11	-1944,26	-622,72	7701,11	-660,74	-622,72	907,94
Seção Base	N _{máx}	9383,93	-876,28	734,50	9383,93	687,71	734,50	1006,20
	N _{mín}	4846,62	-19,57	376,01	4846,62	788,20	376,01	873,29
	M _{y,má}	8149,46	-1394,24	434,39	8149,46	-36,00	434,39	435,88
	M _{z,má}	9024,12	-869,22	745,63	9024,12	634,80	745,63	979,25

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 32,37	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 69 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

11. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6719,76 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -521,48 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 697,17$$

$$H_L \text{ (kN)} = 115,64 \qquad H_T \text{ (kN)} = 126,02$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2160,00	190,00	180,00	261,73
	Menos carregada	1500,00	190,00	180,00	261,73
Seção Tubular	Mais carregada	2270,00	60,00	85,00	104,04
	Menos carregada	1590,00	60,00	85,00	104,04


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 118,80 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4927,16 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 117,61 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 643,20$$

$$H_L \text{ (kN)} = 143,93 \qquad H_T \text{ (kN)} = 119,03$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 70
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1845,00	215,00	170,00	274,09
	Menos carregada	915,00	215,00	170,00	274,09
Seção Tubular	Mais carregada	1960,00	90,00	80,00	120,42
	Menos carregada	1005,00	90,00	80,00	120,42

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 109,21$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5995,25$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -783,15$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 683,09$$

$$H_L \text{ (kN)} = 129,08$$

$$H_T \text{ (kN)} = 125,94$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1940,00	215,00	180,00	280,40
	Menos carregada	1360,00	215,00	180,00	280,40
Seção Tubular	Mais carregada	2050,00	65,00	90,00	111,02
	Menos carregada	1445,00	65,00	90,00	111,02

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 110,99$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6479,88$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -520,45$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 711,19$$

$$H_L \text{ (kN)} = 113,19$$


$$H_T \text{ (kN)} = 130,43$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2100,00	185,00	185,00	261,63
	Menos carregada	1440,00	185,00	185,00	261,63
Seção Tubular	Mais carregada	2215,00	60,00	90,00	108,17
	Menos carregada	1525,00	60,00	90,00	108,17

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 117,36$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 71 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{máx}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9383,93 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -623,50 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 1010,96$$

$$H_L \text{ (kN)} = 168,52 \qquad H_T \text{ (kN)} = 184,30$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3000,00	275,00	260,00	378,45
	Menos carregada	1995,00	275,00	260,00	378,45

- Situação de $N_{mín}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4846,62 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 215,72 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 520,89$$

$$H_L \text{ (kN)} = 156,87 \qquad H_T \text{ (kN)} = 96,59$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1810,00	230,00	140,00	269,26
	Menos carregada	910,00	230,00	140,00	269,26

- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

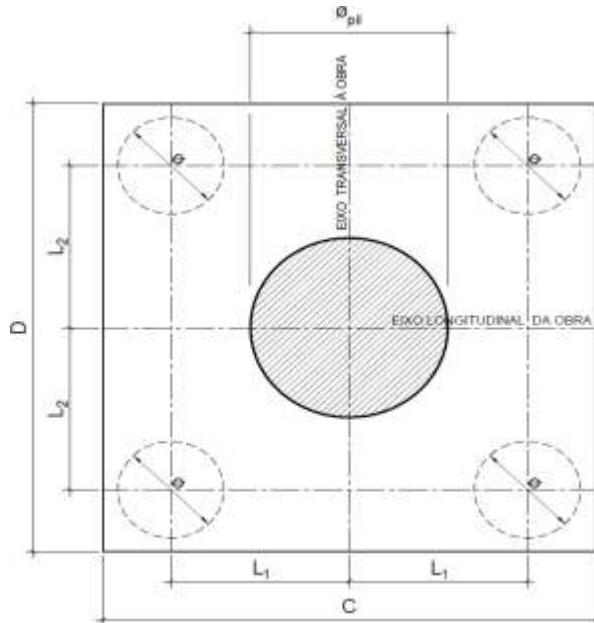
$$N \text{ (kN)} = 8149,46 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -1126,96 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 602,07$$

$$H_L \text{ (kN)} = 178,19 \qquad H_T \text{ (kN)} = 111,78$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2440,00	295,00	165,00	338,01
	Menos carregada	1935,00	295,00	165,00	338,01

11. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\phi_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\phi_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

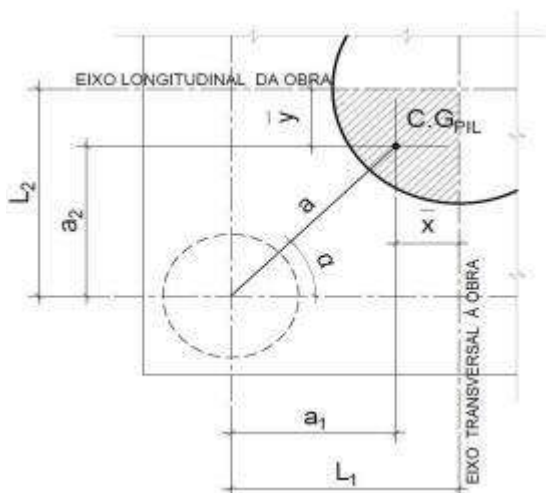
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

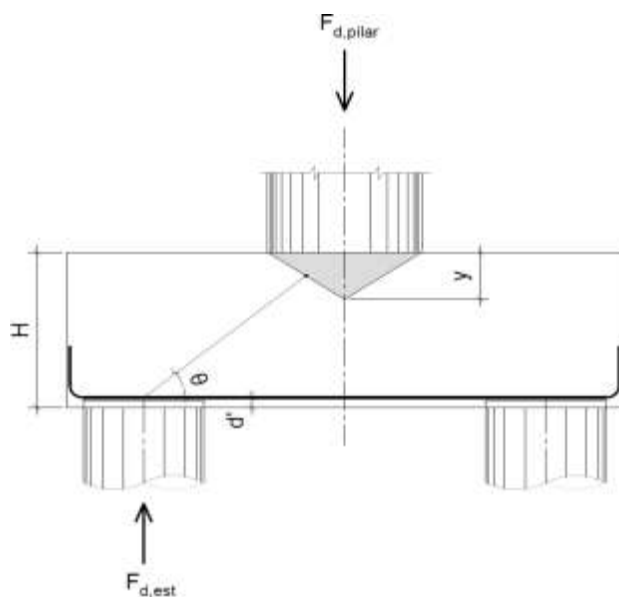
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$


Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,15 \text{ m} \\ z &= 1,28 \text{ m} \\ \theta &= 43,64^\circ \\ F_{d,est} &= 3000,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 12000,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

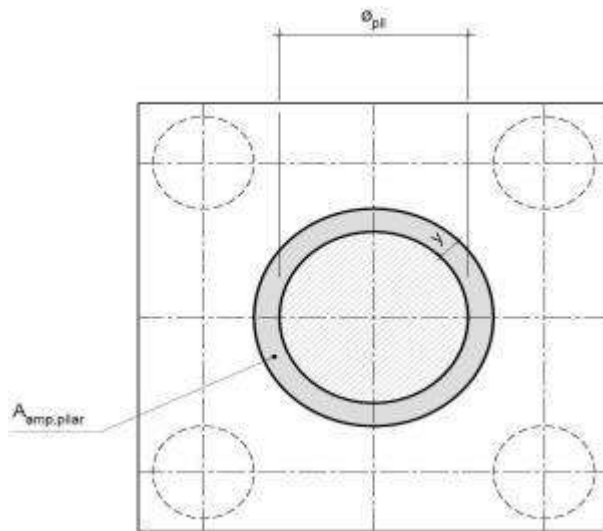
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 75
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

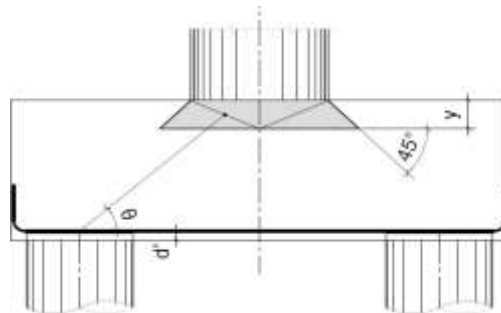
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

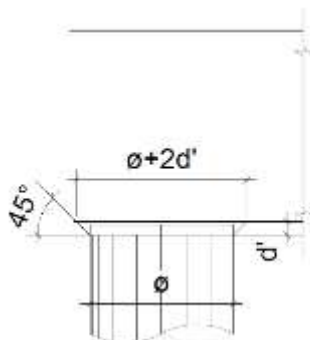
$$A_{amp,pilar} = 1,77 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 14,26 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 76
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 6,63 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3145,72 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2224,36 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 51,16 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2224,36 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 51,16 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 40,93 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 40,93 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 10,23 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 10,23 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 77
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

12. Cálculo do Apoio de AP-5

12. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-5396,76	2,85	0,126	2,800	0,030	44,34
Inferior	5738,40	2,85	0,134	2,796	0,031	47,20

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 4901,00 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 2300,70 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 20,63$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 19,65$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 19,65$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 78
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1700,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 11,33 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_s/\ell \text{ (cm}^2/\text{m)} = 11,33$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{st} \text{ (cm}^2) = 74,12$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 27,45 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\acute{a}o} \text{ (cm}^2) = 9,61 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{a}o:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2050,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,75 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,29$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 21,57$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{a}o:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{a}o:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 20,63$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 22,65$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,29$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 77,57$	$s \text{ (cm)} = 10,4$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 73,88$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 4$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,590 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\grave{s}Na} \leq 5,0 \text{ cN}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	53,94
Long. Inferior	56,81

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,4

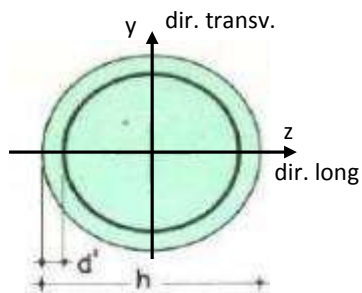
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	9,15

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 79
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

12. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,50 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,50$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 21,00$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,50$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 8,70$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 70,00$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 29,00$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

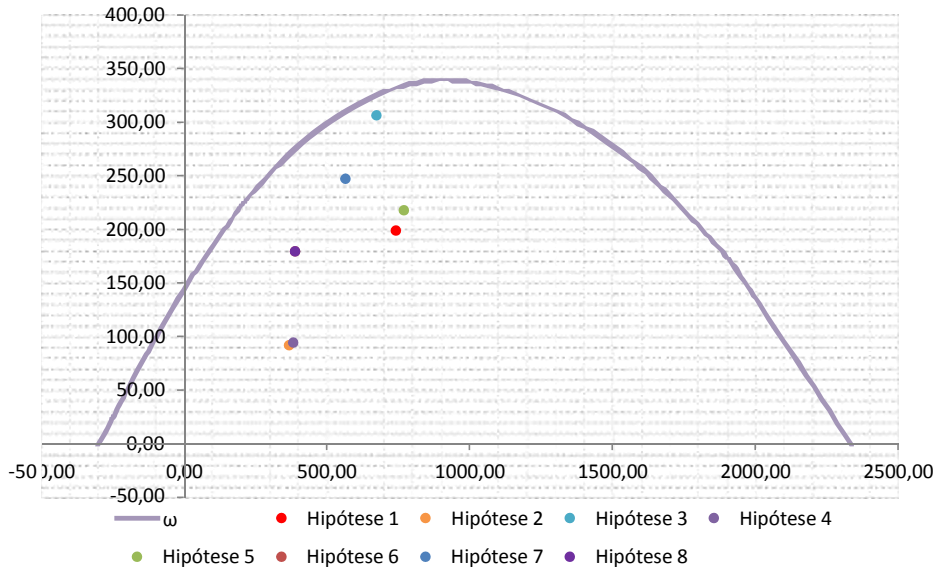
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	7425,17	608,84	-249,70	7425,17	1973,22	-249,70	1988,95
	N _{mín}	3688,88	101,15	-490,29	3688,88	778,98	-490,29	920,43
	M _{y,máx}	6748,60	1814,17	-235,86	6748,60	3054,23	-235,86	3063,32
	M _{z,máx}	3825,73	103,05	-491,02	3825,73	806,03	-491,02	943,81
Seção Base	N _{máx}	7711,45	732,26	333,92	7711,45	2149,23	333,92	2175,02
	N _{mín}	3900,94	949,06	665,03	3900,94	1665,85	665,03	1793,69
	M _{y,máx}	5661,40	1400,13	388,46	5661,40	2440,41	388,46	2471,13
	M _{z,máx}	3900,94	949,06	665,03	3900,94	1665,85	665,03	1793,69

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 26,60	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f _{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 45,2$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 904,8$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 81 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

12. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rijezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5491,64$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 733,68$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 576,27$$

$$H_L \text{ (kN)} = 40,69$$

$$H_T \text{ (kN)} = 100,45$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1945,00	55,00	145,00	155,08
	Menos carregada	1100,00	55,00	145,00	155,08
Seção Tubular	Mais carregada	2055,00	40,00	70,00	80,62
	Menos carregada	1190,00	40,00	70,00	80,62

$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 104,60$$

$$\sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):


$$N \text{ (kN)} = 4033,71$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 1321,49$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 648,22$$

$$H_L \text{ (kN)} = 144,52$$

$$H_T \text{ (kN)} = 111,94$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 82 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1845,00	190,00	160,00	248,39
	Menos carregada	470,00	190,00	160,00	248,39
Seção Tubular	Mais carregada	1960,00	110,00	80,00	136,01
	Menos carregada	560,00	110,00	80,00	136,01

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 112,60$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4124,94$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 1337,06$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 626,29$$

$$H_L \text{ (kN)} = 146,11$$

$$H_T \text{ (kN)} = 109,56$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1870,00	190,00	155,00	245,20
	Menos carregada	495,00	190,00	155,00	245,20
Seção Tubular	Mais carregada	1980,00	110,00	75,00	133,14
	Menos carregada	585,00	110,00	75,00	133,14

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 112,82$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4033,71$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 1321,49$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 648,22$$

$$H_L \text{ (kN)} = 144,52$$


$$H_T \text{ (kN)} = 111,94$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1845,00	190,00	160,00	248,39
	Menos carregada	470,00	190,00	160,00	248,39
Seção Tubular	Mais carregada	1960,00	110,00	80,00	136,01
	Menos carregada	560,00	110,00	80,00	136,01

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 112,60$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 83 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7711,45 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 756,94 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 450,64$$

$$H_L \text{ (kN)} = 16,46 \qquad H_T \text{ (kN)} = 77,82$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2425,00	25,00	115,00	117,69
	Menos carregada	1730,00	25,00	115,00	117,69

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 3900,94 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1118,64 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 896,10$$

$$H_L \text{ (kN)} = 113,05 \qquad H_T \text{ (kN)} = 154,04$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1835,00	150,00	215,00	262,15
	Menos carregada	415,00	150,00	215,00	262,15


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5661,40 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1662,01 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 525,67$$

$$H_L \text{ (kN)} = 174,59 \qquad H_T \text{ (kN)} = 91,48$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2305,00	230,00	135,00	266,69
	Menos carregada	825,00	230,00	135,00	266,69

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 84
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 3900,94 M_L (kN.m) = 1118,64 M_T (kN.m) = 896,10
 H_L (kN) = 113,05 H_T (kN) = 154,04

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1835,00	150,00	215,00	262,15
	Menos carregada	415,00	150,00	215,00	262,15

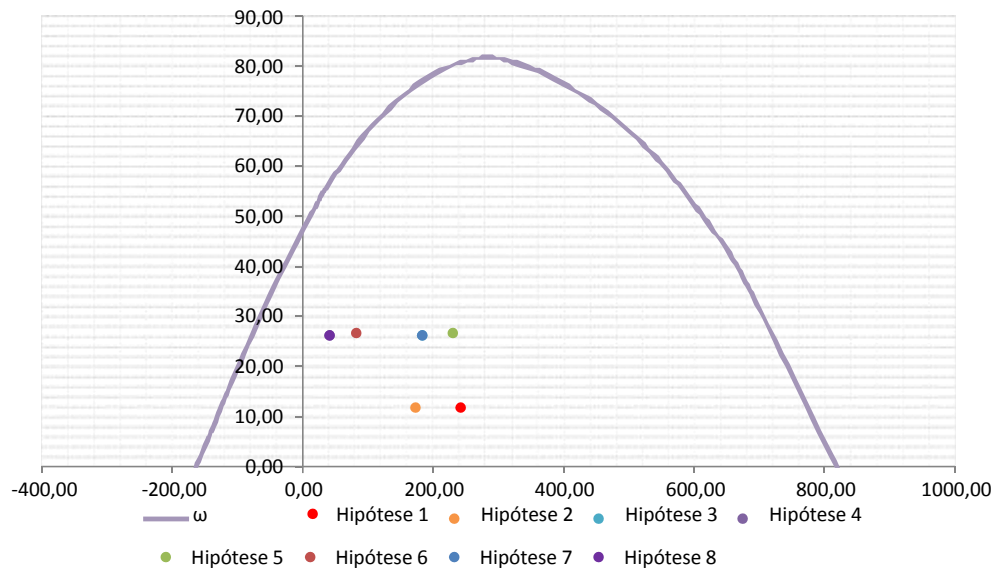
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 8,37 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$


$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 37,70$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

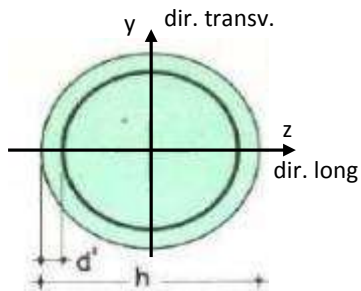
OK! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 85
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

12. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,50 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,50$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 21,00$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,50$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 8,70$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 70,00$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 29,00$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

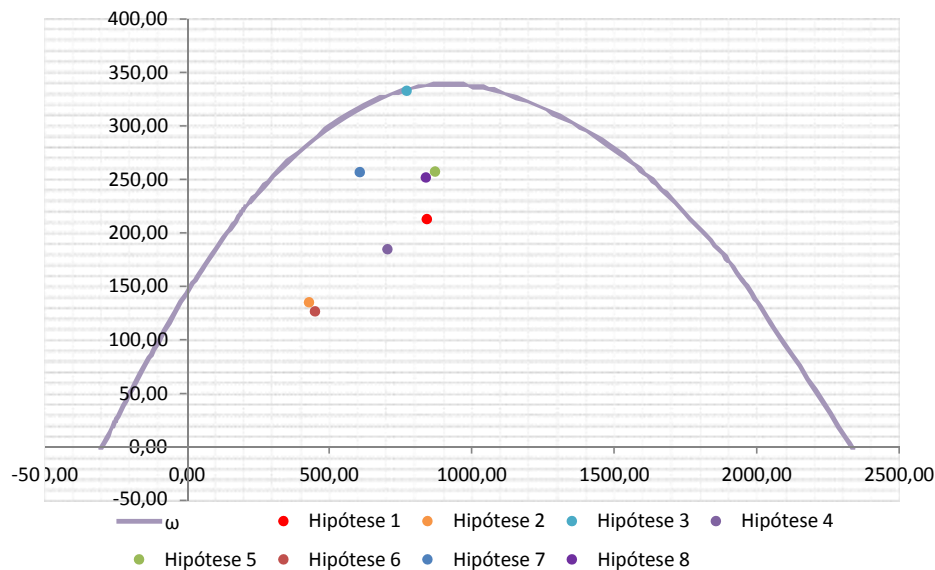
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

	Hip.	Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8431,82	512,50	-527,12	8431,82	2061,85	-527,12	2128,16
	N _{mín}	4298,56	526,68	-303,76	4298,56	1316,54	-303,76	1351,13
	M _{y,máx}	7719,71	1867,91	-510,36	7719,71	3286,40	-510,36	3325,79
	M _{z,máx}	7045,77	455,85	-591,36	7045,77	1750,51	-591,36	1847,70
Seção Base	N _{máx}	8718,10	875,76	697,93	8718,10	2477,71	697,93	2574,14
	N _{mín}	4510,62	384,04	367,84	4510,62	1212,87	367,84	1267,42
	M _{y,máx}	6080,19	1421,18	377,35	6080,19	2538,42	377,35	2566,31
	M _{z,máx}	8394,43	872,24	708,03	8394,43	2414,72	708,03	2516,38

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 30,08	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 87 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

12. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6284,37 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1234,22 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 651,07$$

$$H_L \text{ (kN)} = 121,27 \qquad H_T \text{ (kN)} = 111,83$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2365,00	160,00	160,00	226,27
	Menos carregada	1080,00	160,00	160,00	226,27
Seção Tubular	Mais carregada	2475,00	90,00	80,00	120,42
	Menos carregada	1165,00	90,00	80,00	120,42


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 131,04 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4581,36 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 805,91 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 597,35$$

$$H_L \text{ (kN)} = 55,26 \qquad H_T \text{ (kN)} = 105,15$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 88
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1760,00	70,00	150,00	165,53
	Menos carregada	830,00	70,00	150,00	165,53
Seção Tubular	Mais carregada	1870,00	45,00	75,00	87,46
	Menos carregada	920,00	45,00	75,00	87,46

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 98,24$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4586,50$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 1336,36$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 609,23$$

$$H_L \text{ (kN)} = 141,04$$

$$H_T \text{ (kN)} = 107,24$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1970,00	185,00	150,00	238,17
	Menos carregada	620,00	185,00	150,00	238,17
Seção Tubular	Mais carregada	2080,00	105,00	75,00	129,03
	Menos carregada	710,00	105,00	75,00	129,03

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 116,17$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6068,60$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 1233,41$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 663,45$$

$$H_L \text{ (kN)} = 122,29$$


$$H_T \text{ (kN)} = 115,60$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2320,00	165,00	165,00	233,35
	Menos carregada	1015,00	165,00	165,00	233,35
Seção Tubular	Mais carregada	2430,00	95,00	80,00	124,20
	Menos carregada	1100,00	95,00	80,00	124,20

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 129,95$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 89 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 8718,10 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 948,42 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 942,95$$

$$H_L \text{ (kN)} = 48,44 \qquad H_T \text{ (kN)} = 163,34$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2950,00	65,00	230,00	239,01
	Menos carregada	1710,00	65,00	230,00	239,01

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4510,62 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 355,52 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 502,16$$

$$H_L \text{ (kN)} = -19,02 \qquad H_T \text{ (kN)} = 89,55$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1530,00	45,00	130,00	137,57
	Menos carregada	1030,00	45,00	130,00	137,57


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6080,19 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1675,17 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 514,10$$

$$H_L \text{ (kN)} = 169,32 \qquad H_T \text{ (kN)} = 91,17$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2405,00	220,00	135,00	258,12
	Menos carregada	935,00	220,00	135,00	258,12

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 90
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 8394,43 M_L (kN.m) = 947,20 M_T (kN.m) = 961,51
 H_L (kN) = 49,97 H_T (kN) = 168,99

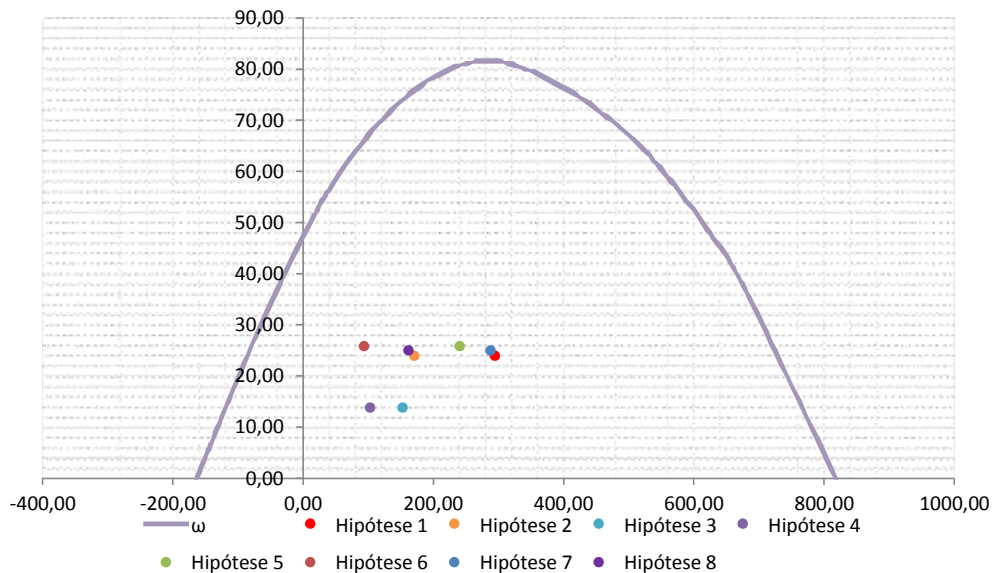
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2880,00	70,00	240,00	250,00
	Menos carregada	1620,00	70,00	240,00	250,00

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 10,18 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47
 A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

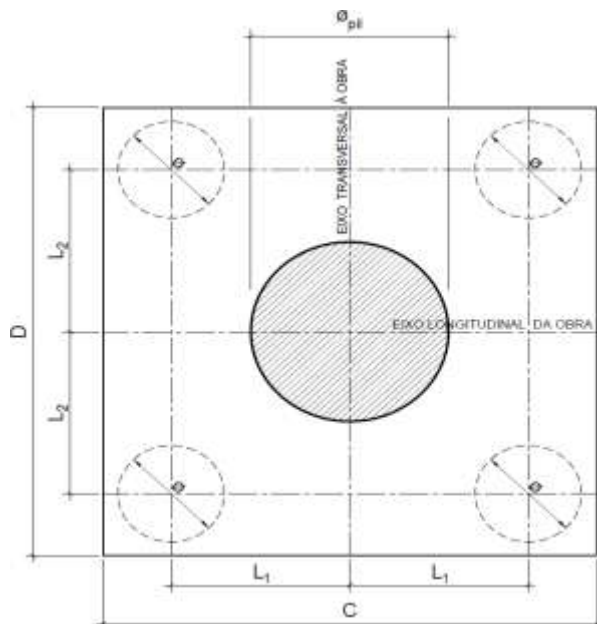
$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

12. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\phi_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\phi_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$


$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 0,88$$

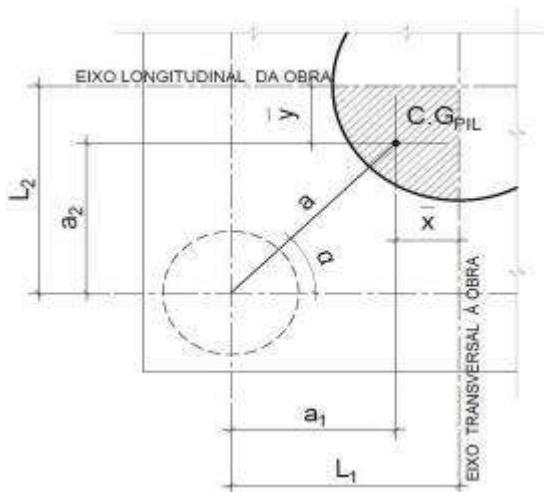
$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 92
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\bar{x} = 0,255 \text{ m}$$

$$\bar{y} = 0,255 \text{ m}$$

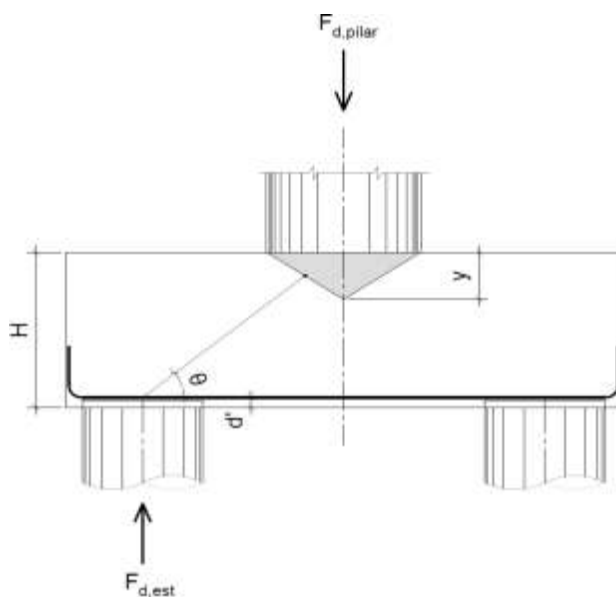
$$a_1 = 0,95 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,95 \text{ m}$$

$$a = 1,34 \text{ m}$$

$$\alpha = 45,00^\circ$$

Projeção vertical da biela:



$$H = 1,50 \text{ m}$$

$$d' = 0,15 \text{ m}$$

$$d = 1,35 \text{ m}$$

$$y = 0,15 \text{ m}$$

$$z = 1,28 \text{ m}$$


$$\theta = 43,64^\circ$$

$$F_{d,est} = 2950,00 \text{ kN}$$

$$F_{d,pilar} = 11800,00 \text{ kN}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

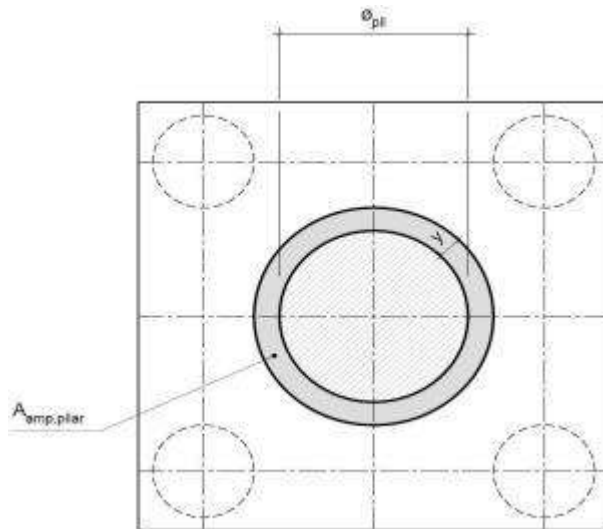
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 93
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

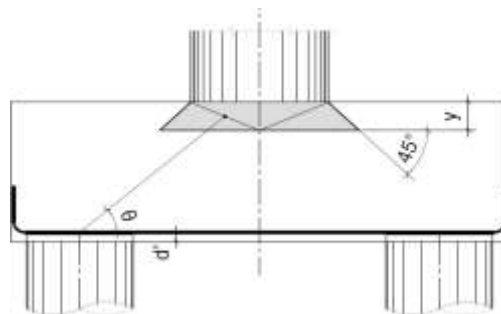
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

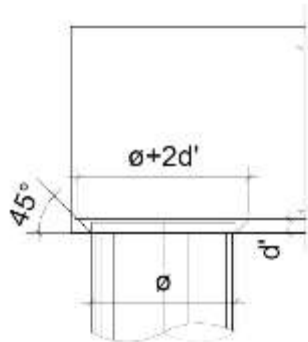
$$A_{amp,pilar} = 1,77 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 14,02 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 94
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNP,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área amparada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 6,52 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3093,29 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,Long} = 2187,29 \text{ kN} \quad A_{s,tir,Long} = 50,31 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2187,29 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 50,31 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,Long} = 40,25 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 40,25 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,Long} = 10,06 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 10,06 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 95
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

13. Cálculo do Apoio de AP-6

13. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-6477,67	2,85	0,152	2,789	0,035	53,41
Inferior	6619,12	2,85	0,155	2,788	0,036	54,61

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 5825,00 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 3224,70 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 28,92$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,54$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,54$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 96
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1105,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,36 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_{s1}/U \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,36$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{st} \text{ (cm}^2) = 48,18$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 17,84 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\acute{a}o} \text{ (cm}^2) = 6,25 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{o}:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2085,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,75 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,88$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 14,02$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{o}:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{o}:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 28,92$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 14,72$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,88$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 78,51$	$s \text{ (cm)} = 10,2$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 74,78$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 4$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,557 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\acute{s}Na} \leq 5,0 \text{ cN}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	59,66
Long. Inferior	60,85

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,2

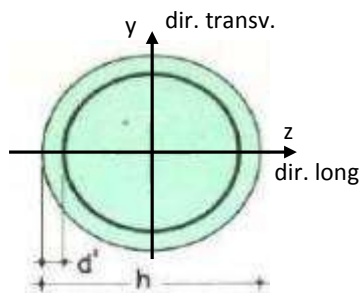
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	5,95

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 97
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

13. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,80 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$\begin{aligned} h_{z,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção z}) \\ h_{z,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção z}) \\ h_{y,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção y}) \\ h_{y,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção y}) \end{aligned}$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,80$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 21,60$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,80$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 9,00$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 72,00$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 30,00$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

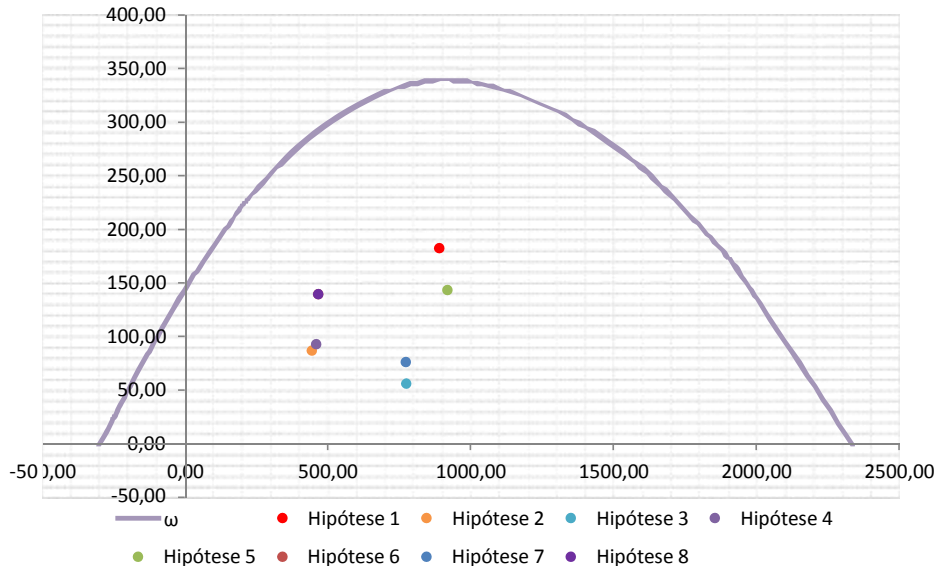
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,AE} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,AE} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8904,76	65,43	-306,11	8904,76	1796,52	-306,11	1822,41
	N _{mín}	4446,46	-217,47	-578,43	4446,46	646,92	-578,43	867,80
	M _{y,máx}	7750,93	-1333,27	-533,37	7750,93	173,52	-533,37	560,88
	M _{z,máx}	4600,25	-169,59	-581,28	4600,25	724,70	-581,28	929,02
Seção Base	N _{máx}	9202,49	-414,57	405,44	9202,49	1374,39	405,44	1432,94
	N _{mín}	4667,00	248,98	780,88	4667,00	1156,24	780,88	1395,23
	M _{y,máx}	7744,12	-895,77	455,41	7744,12	609,69	455,41	761,00
	M _{z,máx}	4667,00	248,98	780,88	4667,00	1156,24	780,88	1395,23

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 31,75	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 99 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

13. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6553,10 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -343,29 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 686,04$$

$$H_L \text{ (kN)} = -41,89 \qquad H_T \text{ (kN)} = 116,41$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2180,00	65,00	165,00	177,34
	Menos carregada	1400,00	65,00	165,00	177,34
Seção Tubular	Mais carregada	2290,00	30,00	80,00	85,44
	Menos carregada	1485,00	30,00	80,00	85,44


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 115,61 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4817,79 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 205,06 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 750,75$$

$$H_L \text{ (kN)} = 36,56 \qquad H_T \text{ (kN)} = 125,90$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 100 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1735,00	60,00	175,00	185,00
	Menos carregada	975,00	60,00	175,00	185,00
Seção Tubular	Mais carregada	1845,00	25,00	90,00	93,41
	Menos carregada	1060,00	25,00	90,00	93,41

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 98,47$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5580,85$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -635,43$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 727,93$$

$$H_L \text{ (kN)} = -22,79$$

$$H_T \text{ (kN)} = 122,12$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1980,00	30,00	175,00	177,55
	Menos carregada	1100,00	30,00	175,00	177,55
Seção Tubular	Mais carregada	2095,00	25,00	85,00	88,60
	Menos carregada	1195,00	25,00	85,00	88,60

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 108,03$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4817,79$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 205,06$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 750,75$$

$$H_L \text{ (kN)} = 36,56$$


$$H_T \text{ (kN)} = 125,90$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1735,00	60,00	175,00	185,00
	Menos carregada	975,00	60,00	175,00	185,00
Seção Tubular	Mais carregada	1845,00	25,00	85,00	88,60
	Menos carregada	1060,00	25,00	85,00	88,60

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 97,43$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 101 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{máx}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 9202,49 & M_L \text{ (kN.m)} = -506,88 & M_T \text{ (kN.m)} = 542,27 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -61,54 & H_T \text{ (kN)} = 91,22
 \end{array}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2840,00	100,00	135,00	168,00
	Menos carregada	2065,00	100,00	135,00	168,00

- Situação de $N_{mín}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 4667,00 & M_L \text{ (kN.m)} = 338,68 & M_T \text{ (kN.m)} = 1042,28 \\
 & H_L \text{ (kN)} = 59,80 & H_T \text{ (kN)} = 174,27
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1865,00	90,00	240,00	256,32
	Menos carregada	770,00	90,00	240,00	256,32

- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 7744,12 & M_L \text{ (kN.m)} = -945,10 & M_T \text{ (kN.m)} = 605,11 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -32,89 & H_T \text{ (kN)} = 99,80
 \end{array}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2545,00	40,00	150,00	155,24
	Menos carregada	1630,00	40,00	150,00	155,24

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 102 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 4667,00 M_L (kN.m) = 338,68 M_T (kN.m) = 1042,28
 H_L (kN) = 59,80 H_T (kN) = 174,27

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1865,00	90,00	240,00	256,32
	Menos carregada	770,00	90,00	240,00	256,32

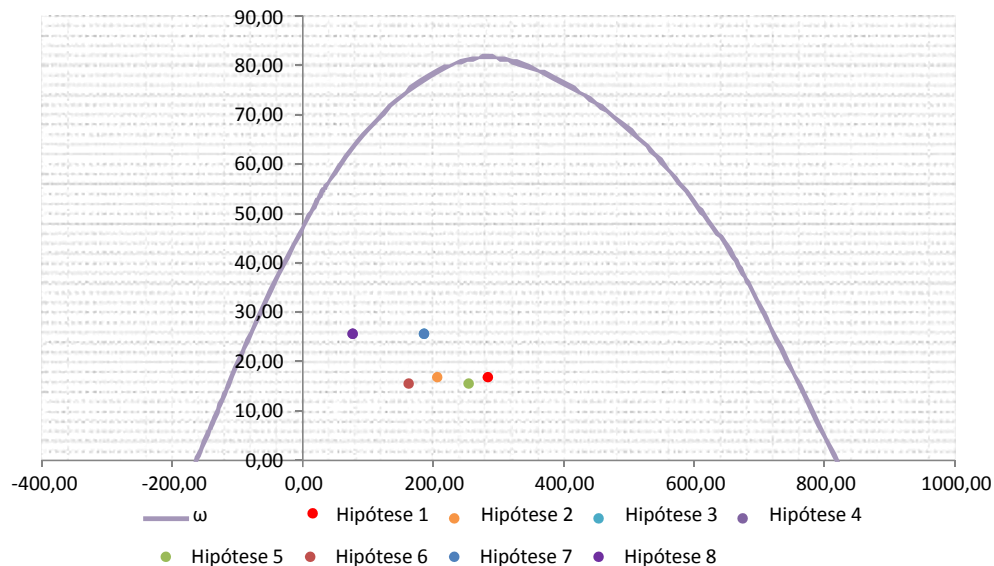
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 9,80 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

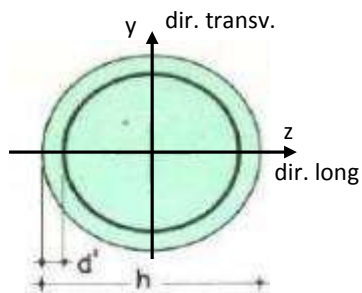
$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 103
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

13. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,80 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,80$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 21,60$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,80$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 9,00$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 72,00$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 30,00$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

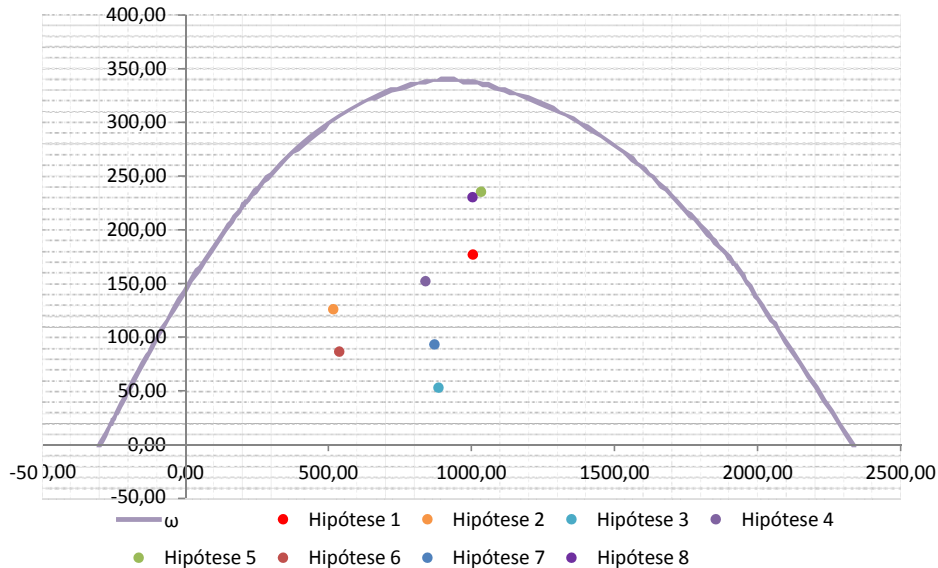
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	10048,98	-303,41	-633,29	10048,98	1650,11	-633,29	1767,46
	N _{mín}	5172,43	196,24	-377,63	5172,43	1201,76	-377,63	1259,69
	M _{y,máx}	8858,81	-1362,45	-386,35	8858,81	359,70	-386,35	527,87
	M _{z,máx}	8396,34	-282,26	-700,63	8396,34	1349,99	-700,63	1520,98
Seção Base	N _{máx}	10346,71	192,45	825,66	10346,71	2203,85	825,66	2353,44
	N _{mín}	5392,97	-308,43	449,28	5392,97	739,97	449,28	865,68
	M _{y,máx}	8707,81	-898,16	484,50	8707,81	794,64	484,50	930,70
	M _{z,máx}	10041,50	193,80	835,55	10041,50	2145,86	835,55	2302,80

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 35,70	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 105 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

13. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7457,53$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 173,08$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 769,09$$

$$H_L \text{ (kN)} = 39,20$$

$$H_T \text{ (kN)} = 129,18$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2400,00	65,00	185,00	196,09
	Menos carregada	1630,00	65,00	185,00	196,09
Seção Tubular	Mais carregada	2510,00	30,00	90,00	94,87
	Menos carregada	1715,00	30,00	90,00	94,87

$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 126,98$$

$$\sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):


$$N \text{ (kN)} = 5472,28$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -293,84$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 720,40$$

$$H_L \text{ (kN)} = -46,90$$

$$H_T \text{ (kN)} = 124,00$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 106 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1920,00	75,00	175,00	190,39
	Menos carregada	1115,00	75,00	175,00	190,39
Seção Tubular	Mais carregada	2030,00	35,00	90,00	96,57
	Menos carregada	1200,00	35,00	90,00	96,57

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 107,00$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6439,51$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -640,65$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 753,31$$

$$H_L \text{ (kN)} = -22,78$$

$$H_T \text{ (kN)} = 129,50$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2210,00	30,00	185,00	187,42
	Menos carregada	1310,00	30,00	185,00	187,42
Seção Tubular	Mais carregada	2325,00	25,00	90,00	93,41
	Menos carregada	1395,00	25,00	90,00	93,41

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 118,82$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7254,05$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 172,97$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 780,46$$

$$H_L \text{ (kN)} = 38,53$$


$$H_T \text{ (kN)} = 132,37$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2355,00	65,00	190,00	200,81
	Menos carregada	1570,00	65,00	190,00	200,81
Seção Tubular	Mais carregada	2465,00	25,00	90,00	93,41
	Menos carregada	1660,00	25,00	90,00	93,41

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 124,75$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 107 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 10346,71 & M_L \text{ (kN.m)} &= 287,81 & M_T \text{ (kN.m)} &= 1106,23 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= 63,57 & H_T \text{ (kN)} &= 187,05
 \end{aligned}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3310,00	105,00	265,00	285,04
	Menos carregada	2165,00	105,00	265,00	285,04

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 5392,97 & M_L \text{ (kN.m)} &= -405,48 & M_T \text{ (kN.m)} &= 608,31 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -64,70 & H_T \text{ (kN)} &= 106,01
 \end{aligned}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1900,00	95,00	150,00	177,55
	Menos carregada	1095,00	95,00	150,00	177,55

- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 8707,81 & M_L \text{ (kN.m)} &= -945,66 & M_T \text{ (kN.m)} &= 654,55 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -31,67 & H_T \text{ (kN)} &= 113,37
 \end{aligned}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2810,00	40,00	165,00	169,78
	Menos carregada	1845,00	40,00	165,00	169,78

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 108 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 10041,50 M_L (kN.m) = 287,65 M_T (kN.m) = 1123,28
 H_L (kN) = 62,57 H_T (kN) = 191,82

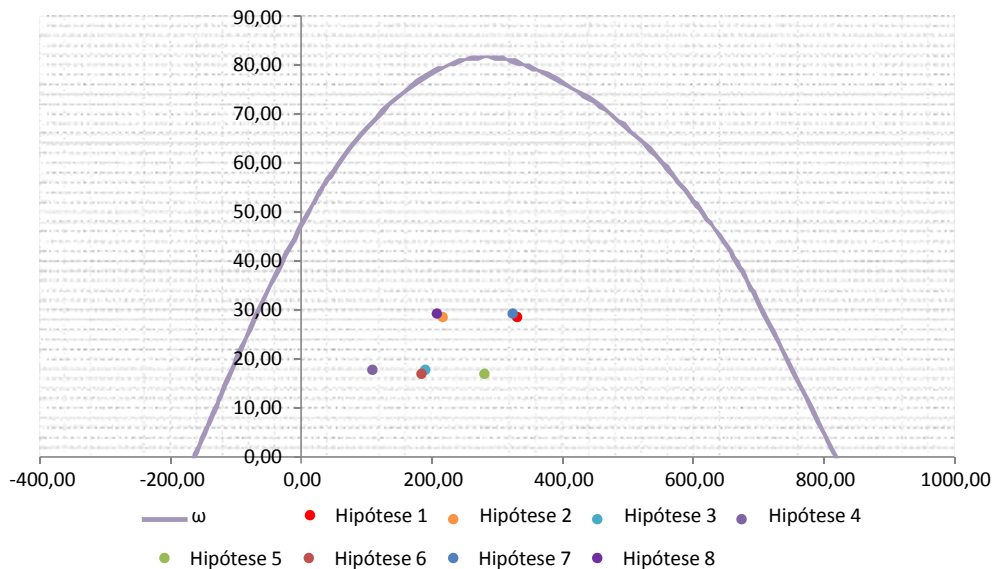
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3240,00	100,00	275,00	292,62
	Menos carregada	2080,00	100,00	275,00	292,62

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 11,42 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47
 A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 37,70$$

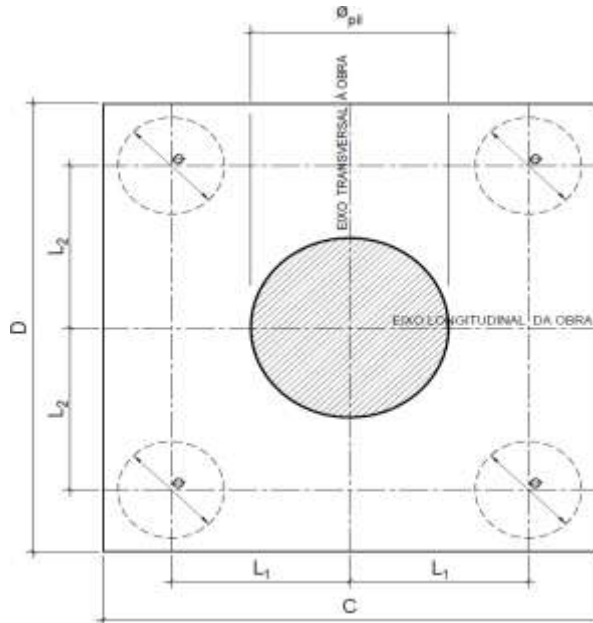
$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

OK! (Mesmo em região de emendas)

13. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\phi_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\phi_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

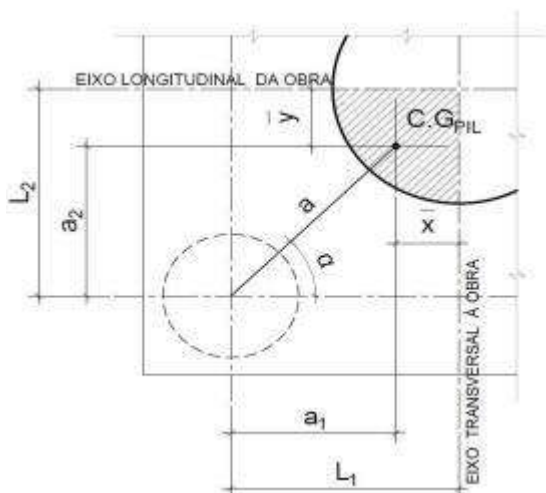
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

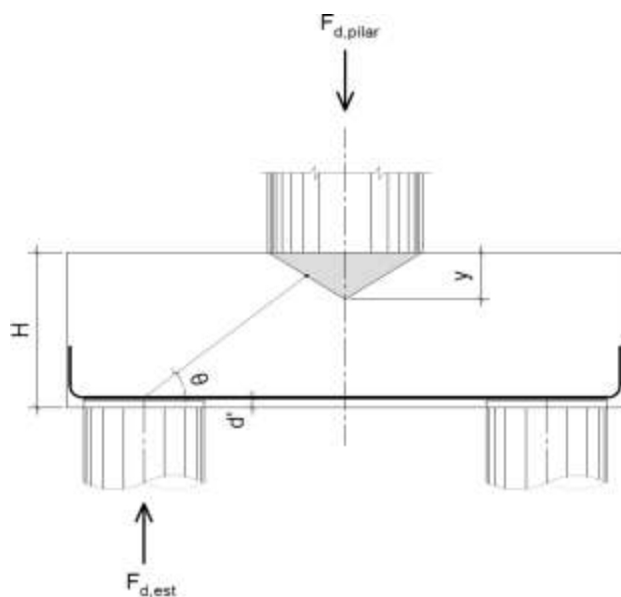
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$


Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,2 \text{ m} \\ z &= 1,25 \text{ m} \\ \theta &= 43,08^\circ \\ F_{d,est} &= 3310,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 13240,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

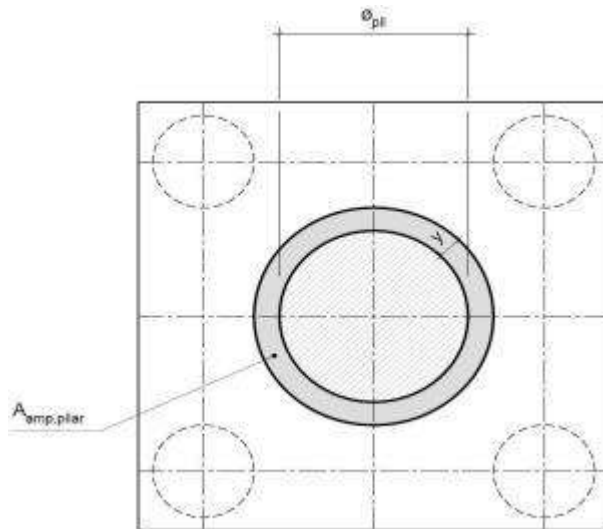
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 111
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

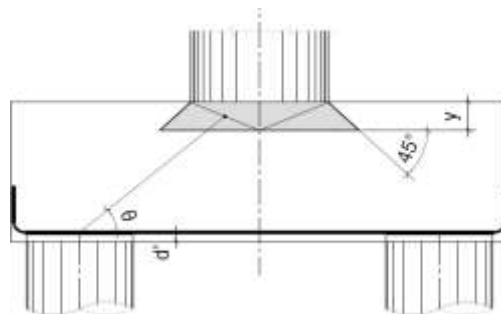
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

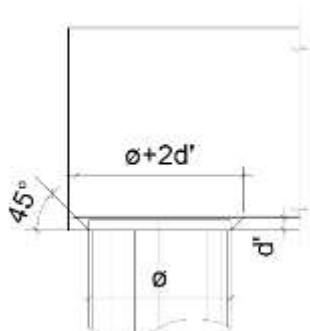
$$A_{amp,pilar} = 2,01 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 14,12 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 112
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 7,47 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3540,19 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2503,29 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 57,58 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2503,29 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 57,58 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 46,06 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 46,06 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 11,52 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 11,52 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 113 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

14. Cálculo do Apoio de AP-7

14. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-6495,36	2,85	0,152	2,789	0,036	53,56
Inferior	6606,55	2,85	0,155	2,788	0,036	54,50

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 5811,00 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 3210,70 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 28,79$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,42$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,42$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 114
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1110,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,39 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_{s1}/U \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,39$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{st} \text{ (cm}^2) = 48,39$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 17,92 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\tilde{a}o} \text{ (cm}^2) = 6,27 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{o}:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2085,00 \quad i.e_{v\tilde{i}gas} \text{ (m)} = 2,75 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,88$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 14,09$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{o}:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{o}:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 28,79$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 14,79$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,88$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 78,46$	$s \text{ (cm)} = 10,3$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 74,72$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 4$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,557 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\tilde{s}Na} \leq 5,0 \text{ cN}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	59,84
Long. Inferior	60,77

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,3

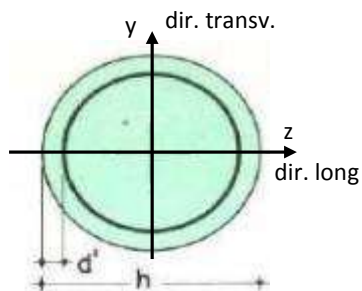
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	5,97

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 115 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

14. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,70 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,70$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 21,40$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,70$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 8,90$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 71,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 29,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

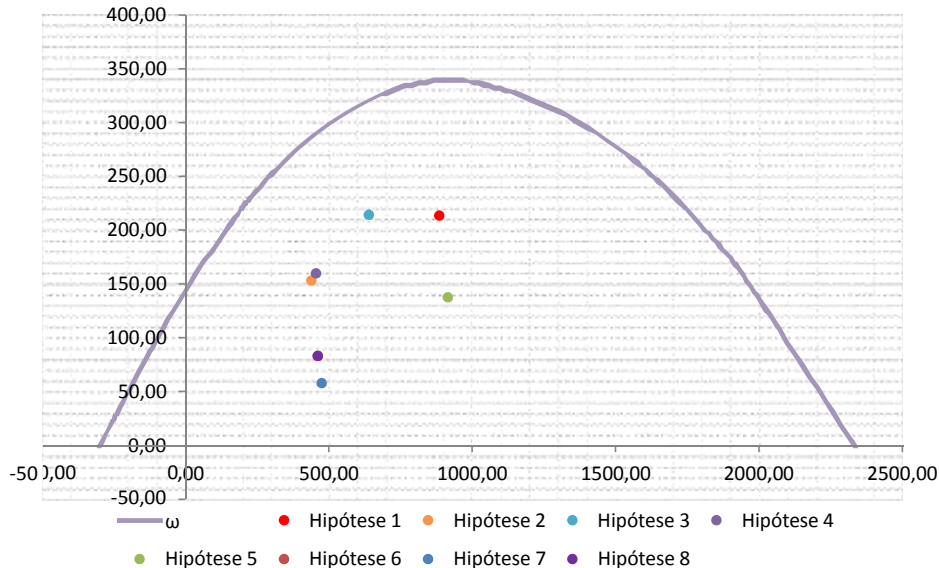
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8857,72	422,53	-312,71	8857,72	2112,73	-312,71	2135,75
	N _{mín}	4403,02	567,69	-601,63	4403,02	1407,86	-601,63	1531,02
	M _{y,máx}	6402,73	889,58	-360,24	6402,73	2111,33	-360,24	2141,84
	M _{z,máx}	4556,43	610,49	-604,31	4556,43	1479,94	-604,31	1598,57
Seção Base	N _{máx}	9151,63	-436,16	415,11	9151,63	1310,13	415,11	1374,32
	N _{mín}	4620,74	-715,13	812,31	4620,74	166,59	812,31	829,22
	M _{y,máx}	4757,77	-1172,26	512,48	4757,77	-264,40	512,48	576,67
	M _{z,máx}	4620,74	-715,13	812,31	4620,74	166,59	812,31	829,22

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 31,57	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f _{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 117 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

14. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6509,89 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -619,84 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 707,72$$

$$H_L \text{ (kN)} = -110,44 \qquad H_T \text{ (kN)} = 121,15$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2315,00	160,00	175,00	237,12
	Menos carregada	1240,00	160,00	175,00	237,12
Seção Tubular	Mais carregada	2425,00	75,00	85,00	113,36
	Menos carregada	1330,00	75,00	85,00	113,36


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 127,39 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4770,95 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -1185,27 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 783,19$$

$$H_L \text{ (kN)} = -202,64 \qquad H_T \text{ (kN)} = 132,60$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 118 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2125,00	280,00	185,00	335,60
	Menos carregada	560,00	280,00	185,00	335,60
Seção Tubular	Mais carregada	2235,00	140,00	90,00	166,43
	Menos carregada	645,00	140,00	90,00	166,43

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 130,85$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5567,48$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -332,70$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 751,10$$

$$H_L \text{ (kN)} = -150,54$$

$$H_T \text{ (kN)} = 127,23$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2085,00	220,00	180,00	284,25
	Menos carregada	995,00	220,00	180,00	284,25
Seção Tubular	Mais carregada	2195,00	95,00	90,00	130,86
	Menos carregada	1085,00	95,00	90,00	130,86

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 121,44$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4770,95$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -1185,27$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 783,19$$

$$H_L \text{ (kN)} = -202,64$$


$$H_T \text{ (kN)} = 132,60$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2125,00	280,00	185,00	335,60
	Menos carregada	560,00	280,00	185,00	335,60
Seção Tubular	Mais carregada	2235,00	140,00	90,00	166,43
	Menos carregada	648,00	140,00	90,00	166,43

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 130,85$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 119 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 9151,63 & M_L \text{ (kN.m)} = -603,43 & M_T \text{ (kN.m)} = 556,89 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -111,52 & H_T \text{ (kN)} = 94,52
 \end{array}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2910,00	165,00	140,00	216,39
	Menos carregada	1965,00	165,00	140,00	216,39

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 4620,74 & M_L \text{ (kN.m)} = -965,03 & M_T \text{ (kN.m)} = 1087,75 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -166,60 & H_T \text{ (kN)} = 183,63
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2125,00	230,00	255,00	343,40
	Menos carregada	490,00	230,00	255,00	343,40

- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 4757,77 & M_L \text{ (kN.m)} = -1563,01 & M_T \text{ (kN.m)} = 685,52 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -260,50 & H_T \text{ (kN)} = 115,36
 \end{array}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2225,00	340,00	160,00	375,77
	Menos carregada	455,00	340,00	160,00	375,77

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 120 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 4620,74 M_L (kN.m) = -965,03 M_T (kN.m) = 1087,75
 H_L (kN) = -166,60 H_T (kN) = 183,63

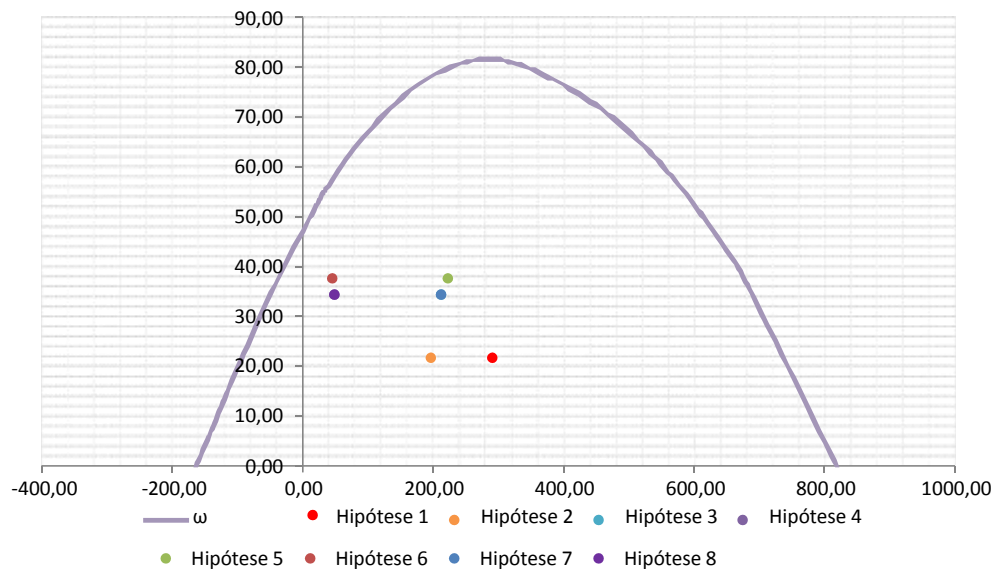
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2125,00	230,00	255,00	343,40
	Menos carregada	490,00	230,00	255,00	343,40

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 10,04 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47
 A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$


$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 37,70$$

Ok! (Mesmo em região de emendas)

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

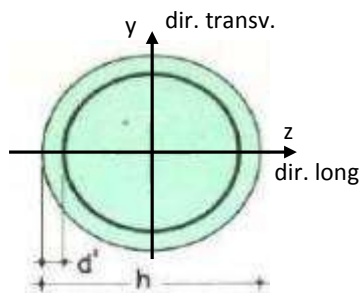
$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 121
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

14. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,70 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,70$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 21,40$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,70$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 8,90$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 71,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 29,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

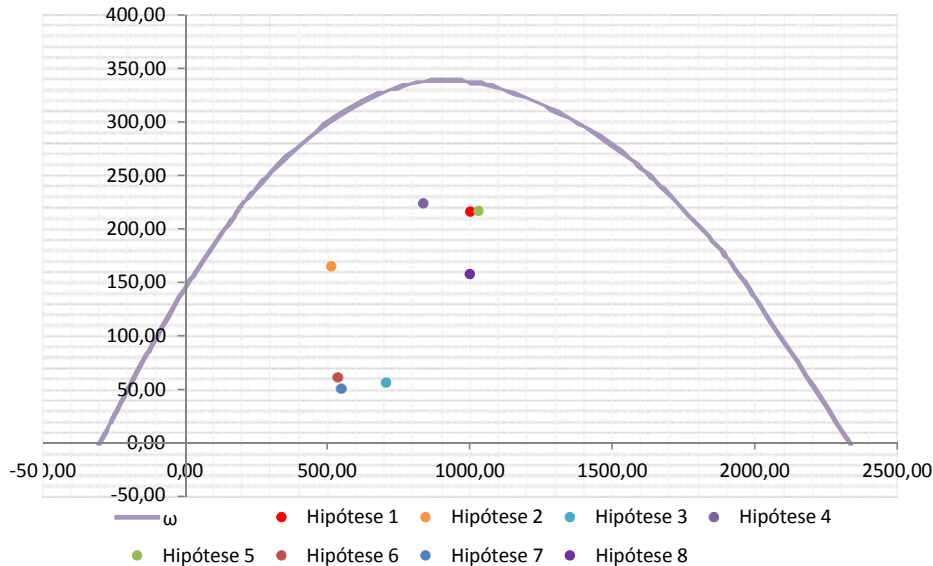
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	10025,77	149,04	-646,87	10025,77	2062,12	-646,87	2161,20
	N _{mín}	5152,96	617,58	-393,30	5152,96	1600,85	-393,30	1648,46
	M _{y,máx}	7069,33	-930,51	-376,09	7069,33	418,44	-376,09	562,62
	M _{z,máx}	8377,47	518,21	-723,79	8377,47	2116,77	-723,79	2237,10
Seção Base	N _{máx}	10319,69	25,10	845,17	10319,69	1994,26	845,17	2165,96
	N _{mín}	5370,67	-659,93	470,73	5370,67	364,88	470,73	595,59
	M _{y,máx}	5477,85	-1172,82	475,59	5477,85	-127,55	475,59	492,39
	M _{z,máx}	10015,19	-592,13	867,00	10015,19	1318,94	867,00	1578,38

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 35,60	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{s,max}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 123 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

14. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7427,97 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -615,52 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 790,12$$

$$H_L \text{ (kN)} = -109,41 \qquad H_T \text{ (kN)} = 133,91$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2570,00	160,00	190,00	248,39
	Menos carregada	1440,00	160,00	190,00	248,39
Seção Tubular	Mais carregada	2680,00	75,00	95,00	121,04
	Menos carregada	1530,00	75,00	95,00	121,04


$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{m\acute{a}x}} \text{ (MPa)} = 139,86 \qquad \sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5445,61 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -1147,57 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 752,36$$

$$H_L \text{ (kN)} = -202,16 \qquad H_T \text{ (kN)} = 130,55$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 124 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2280,00	280,00	185,00	335,60
	Menos carregada	745,00	280,00	185,00	335,60
Seção Tubular	Mais carregada	2390,00	140,00	90,00	166,43
	Menos carregada	830,00	140,00	90,00	166,43

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 137,42$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5513,55$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -1191,06$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 766,73$$

$$H_L \text{ (kN)} = -206,45$$

$$H_T \text{ (kN)} = 131,86$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2315,00	285,00	185,00	339,78
	Menos carregada	745,00	285,00	185,00	339,78
Seção Tubular	Mais carregada	2425,00	140,00	90,00	166,43
	Menos carregada	830,00	140,00	90,00	166,43

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 138,91$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7224,97$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -1153,76$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 812,31$$

$$H_L \text{ (kN)} = -193,92$$


$$H_T \text{ (kN)} = 139,00$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2735,00	270,00	200,00	336,01
	Menos carregada	1175,00	270,00	200,00	336,01
Seção Tubular	Mais carregada	2850,00	135,00	95,00	165,08
	Menos carregada	1265,00	135,00	95,00	165,08

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 156,63$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 125 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{máx}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 10319,69 & M_L \text{ (kN.m)} = 0,95 & M_T \text{ (kN.m)} = 1135,82 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -16,10 & H_T \text{ (kN)} = 193,77
 \end{array}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3200,00	40,00	275,00	277,89
	Menos carregada	2260,00	40,00	275,00	277,89

- Situação de $N_{mín}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 5370,67 & M_L \text{ (kN.m)} = -908,80 & M_T \text{ (kN.m)} = 639,06 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -165,91 & H_T \text{ (kN)} = 112,21
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2125,00	230,00	160,00	280,18
	Menos carregada	860,00	230,00	160,00	280,18

- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 5477,85 & M_L \text{ (kN.m)} = -1572,22 & M_T \text{ (kN.m)} = 639,95 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -266,27 & H_T \text{ (kN)} = 109,58
 \end{array}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2400,00	365,00	155,00	396,55
	Menos carregada	640,00	365,00	155,00	396,55

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 126 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 10015,19 M_L (kN.m) = -806,41 M_T (kN.m) = 1169,10
 H_L (kN) = -142,86 H_T (kN) = 201,40

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3450,00	210,00	285,00	354,01
	Menos carregada	1860,00	210,00	285,00	354,01

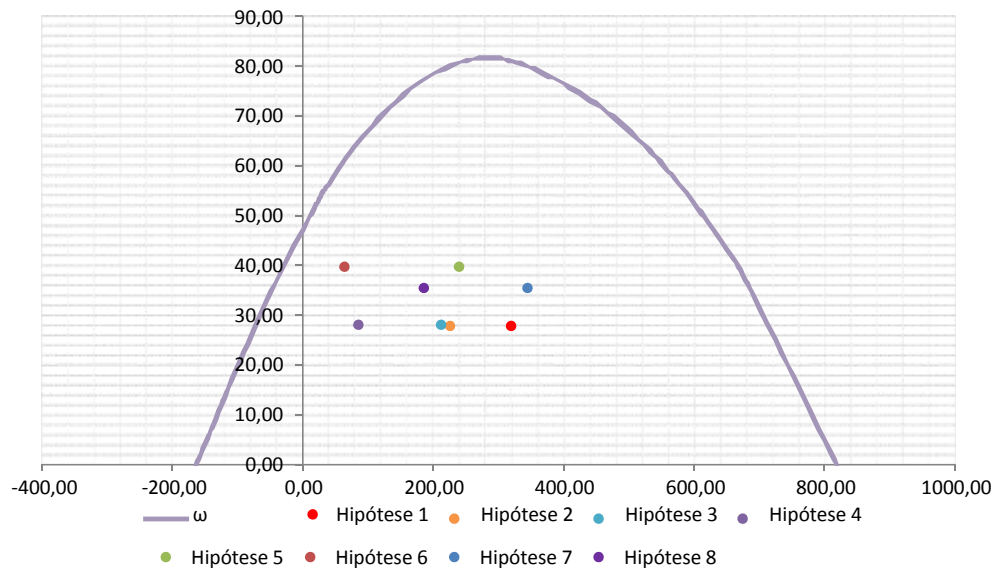
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 11,90 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

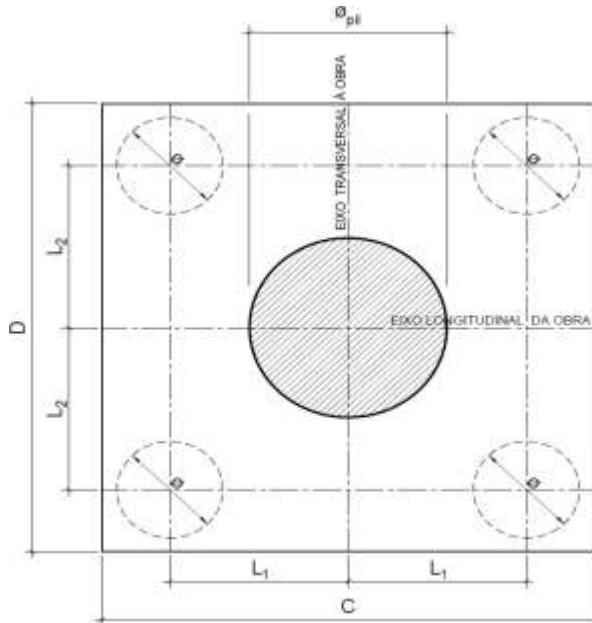
$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 OK! (Mesmo em região de emendas)

14. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\varnothing_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\varnothing_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

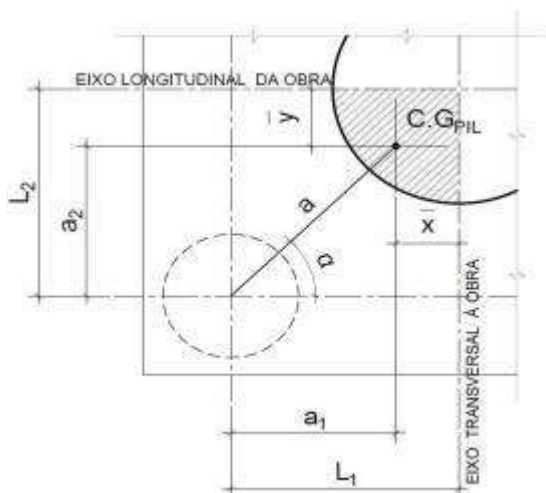
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

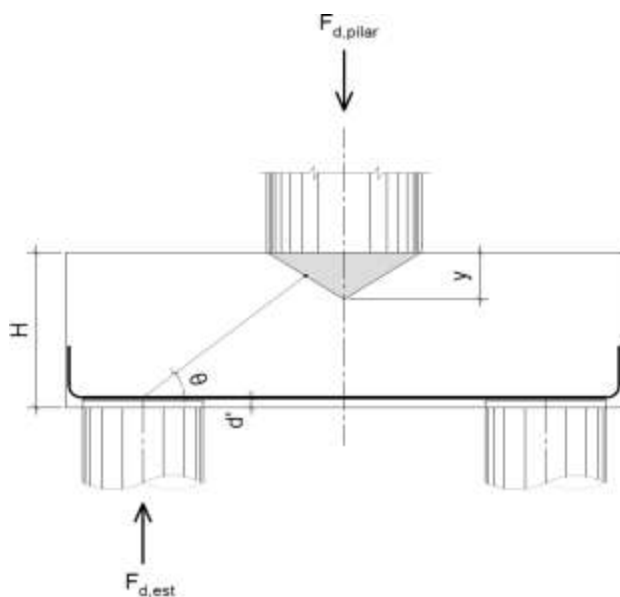
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$


Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,2 \text{ m} \\ z &= 1,25 \text{ m} \\ \theta &= 43,08^\circ \\ F_{d,est} &= 3450,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 13800,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

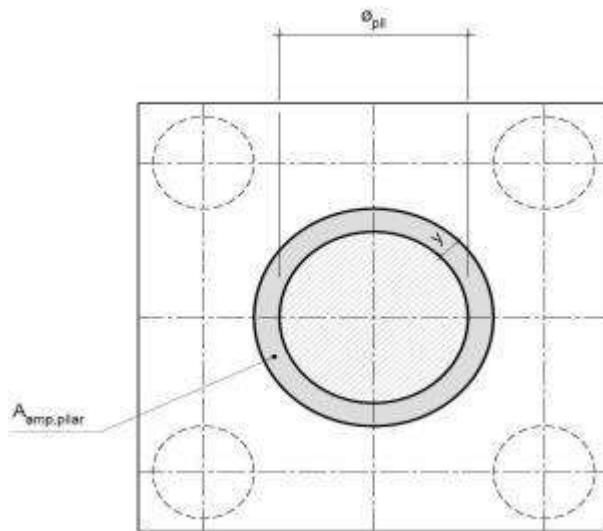
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 129
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

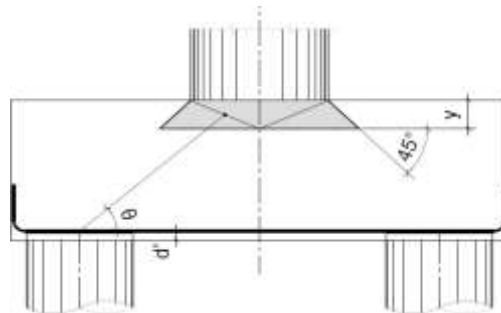
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

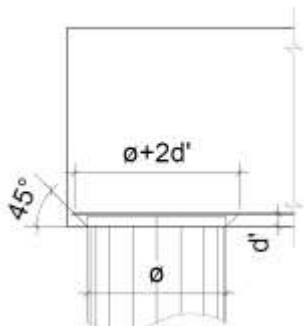
$$A_{amp,pilar} = 2,01 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 14,71 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 130
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 7,78 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3689,93 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,Long} = 2609,17 \text{ kN} \quad A_{s,tir,Long} = 60,01 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2609,17 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 60,01 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,Long} = 48,01 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 48,01 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,Long} = 12,00 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 12,00 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 131 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

15. Cálculo do Apoio de AP-8 e AP-11

15. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 25 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,334$$

$$b_w \text{ (m)} = 2,40 \qquad h \text{ (m)} = 1,50 \qquad d \text{ (m)} = 1,43$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 54,00 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 0,90000 \qquad M_{d,min} = 2400,81 \qquad A_{s,min} = 39,40 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-3856,50	1,43	0,095	1,387	0,044	63,96
Inferior	4446,82	1,43	0,111	1,381	0,051	74,07

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 8348,22 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 10,26$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rd2} \text{ (kN)} = 14840,36 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2631,65 \qquad n^{pernas} = 8$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 5716,57 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 102,52$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 42,72$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 42,72$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 132
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 3454,50$$

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 19,73 \quad \text{por face}$$

$$A_s/\mu \text{ (cm}^2/\text{m)} = 19,73$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,462$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 2,013$$

$$U_e \text{ (m)} = 5,954$$

$$A_{sl} \text{ (cm}^2) = 117,50$$

$$A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 22,60 \quad \text{por face}$$

$$A_{sl,flex\tilde{a}o} \text{ (cm}^2) = 36,15 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 7465,86 \quad \text{OK!!}$$

Estribos externos mínimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 16,45$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Torção:

Cortante:

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 102,52$$

Torção:

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 39,47$$

Arm. mínima:

$$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 10,26$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{pernas} = 8$$

Total:

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 141,99 \quad s \text{ (cm)} = 11,3$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 59,16$$

Verificao das aoes conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 1,0 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:

$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,asNa} \leq 5,0 \text{ cN}^2/\text{N}$$


$$A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	100,11
Long. Inferior	110,22

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	8	11,3

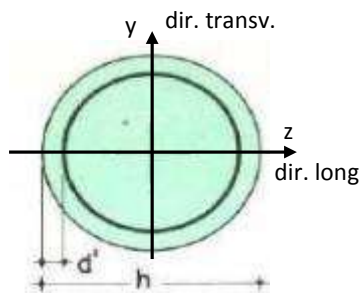
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	15,06

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 133
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

15. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,40 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 7,90 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 6,40$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 15,80$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 6,40$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 7,80$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,18857$$

$$A (\text{m}^2) = 1,5394$$

$$i_z (\text{m}) = 0,35000$$

$$\lambda_z = 45,14$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,18857$$

$$i_y (\text{m}) = 0,35000$$

$$\lambda_y = 22,29$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

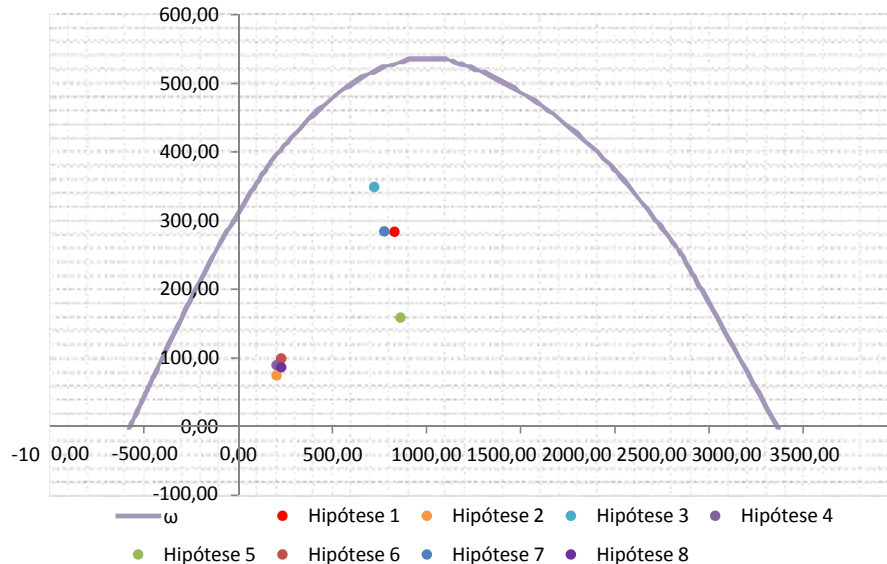
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8306,67	2089,60	230,03	8306,67	2830,20	230,03	2839,53
	N _{mín}	2059,15	386,09	-483,22	2059,15	569,68	-483,22	747,02
	M _{y,máx}	7241,32	2839,77	199,59	7241,32	3485,38	199,59	3491,09
	M _{z,máx}	2059,15	570,63	-483,96	2059,15	754,22	-483,96	896,14
Seção Base	N _{máx}	8634,00	809,71	157,15	8634,00	1579,49	157,15	1587,29
	N _{mín}	2301,60	-701,86	858,54	2301,60	-496,66	858,54	991,84
	M _{y,máx}	7772,86	2088,60	582,30	7772,86	2781,61	582,30	2841,90
	M _{z,máx}	2301,60	-80,26	858,99	2301,60	124,94	858,99	868,03

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,400	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 25,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 61,58	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 17,857
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 29,79	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f _{cd}
A_c (m ²) = 1,54		

A_s (cm²) = 132,54 ω = 0,210




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 61,6

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 1231,5

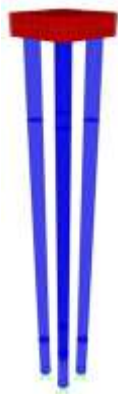
$A_{s,adotado}$ (cm²) = 132,54 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 135 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

15. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):


$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 6064,81 & M_L \text{ (kN.m)} &= 41,80 & M_T \text{ (kN.m)} &= 489,05 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -177,56 & H_T \text{ (kN)} &= 67,77
 \end{aligned}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2100,00	350,00	145,00	378,85
	Menos carregada	1400,00	350,00	145,00	378,85

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 2875,74 & M_L \text{ (kN.m)} &= -1322,52 & M_T \text{ (kN.m)} &= 748,59 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -227,45 & H_T \text{ (kN)} &= 127,97
 \end{aligned}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 136 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1675,00	380,00	225,00	441,62
	Menos carregada	230,00	380,00	225,00	441,62

- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 2875,74 & M_L \text{ (kN.m)} = -1322,52 & M_T \text{ (kN.m)} = 748,59 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -227,45 & H_T \text{ (kN)} = 127,97
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1675,00	380,00	225,00	441,62
	Menos carregada	230,00	380,00	225,00	441,62

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 2875,74 & M_L \text{ (kN.m)} = -838,75 & M_T \text{ (kN.m)} = 749,08 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -181,20 & H_T \text{ (kN)} = 128,10
 \end{array}$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1550,00	310,00	225,00	383,05
	Menos carregada	360,00	310,00	225,00	383,05

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 137 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 8634,00 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 504,97 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 139,80$$

$$H_L \text{ (kN)} = -203,16 \qquad H_T \text{ (kN)} = -11,57$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2560,00	415,00	80,00	422,64
	Menos carregada	2225,00	415,00	80,00	422,64
Base	Mais carregada	3675,00	15,00	1,00	15,03
	Menos carregada	3200,00	15,00	1,00	15,03

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 2301,60 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -960,90 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 1178,00$$

$$H_L \text{ (kN)} = -172,69 \qquad H_T \text{ (kN)} = 212,98$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1575,00	295,00	360,00	465,43
	Menos carregada	45,00	295,00	360,00	465,43
Base	Mais carregada	2705,00	15,00	20,00	25,00
	Menos carregada	1020,00	15,00	20,00	25,00


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7772,86 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1927,61 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 739,78$$

$$H_L \text{ (kN)} = -107,33 \qquad H_T \text{ (kN)} = 104,99$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2580,00	285,00	215,00	357,00
	Menos carregada	1775,00	285,00	215,00	357,00
Base	Mais carregada	3710,00	5,00	10,00	11,18
	Menos carregada	2740,00	5,00	10,00	11,18

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 138
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 2301,60 M_L (kN.m) = -235,24 M_T (kN.m) = 1178,74
 H_L (kN) = -103,32 H_T (kN) = 213,17

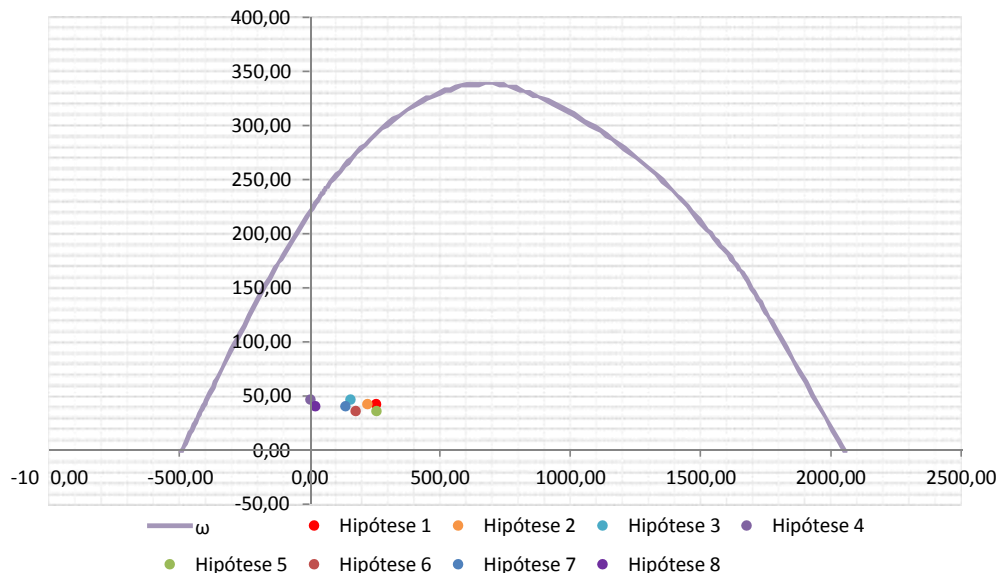
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1385,00	190,00	355,00	402,65
	Menos carregada	235,00	190,00	355,00	402,65
Base	Mais carregada	2515,00	10,00	20,00	22,36
	Menos carregada	1195,00	10,00	20,00	22,36

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho em solo:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 1,200 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,070 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 45,24 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 8,90 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 1,13
 A_s (cm²) = 112,90 ω = 0,260



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 45,2$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 904,8$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 112,90 Ok! (Mesmo em região de emendas)


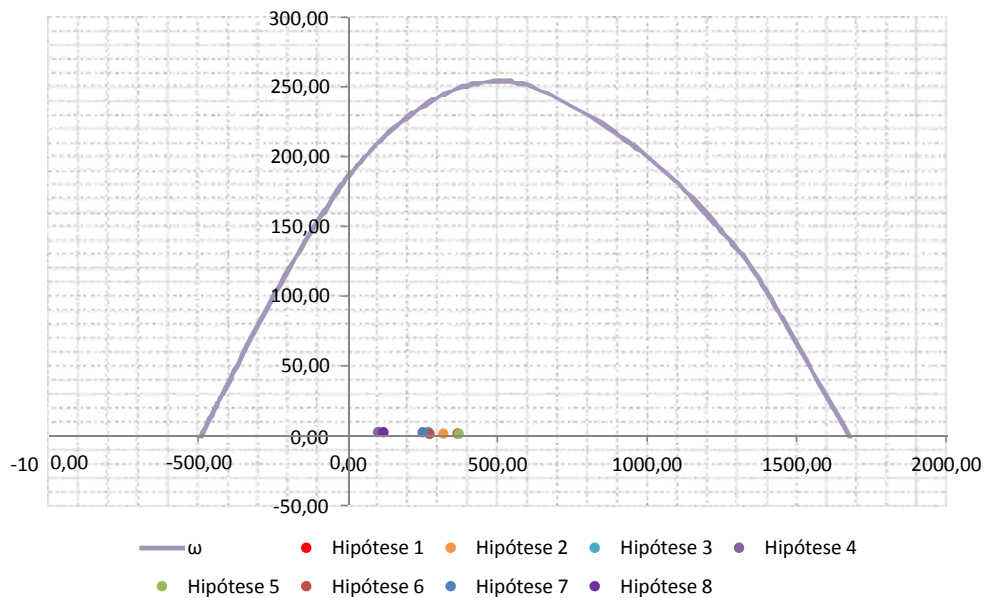
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 139
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Diagrama de iteração para as estacas no trecho em rocha:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 1,050	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 25,0
c (m) = 0,070	γ_s = 1,15	γ_c = 1,5
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 34,64	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 16,667
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 12,80	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x fcd
A_c (m ²) = 0,866		
A_s (cm ²) = 112,90	ω = 0,340	




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 34,6$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 692,7$$

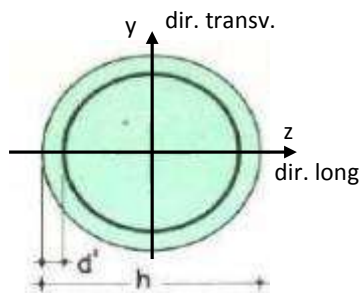
$A_{s,adotado}$ (cm²) = 112,90 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 140 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

15. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,40 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 7,90 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$\begin{aligned}
 h_{z,\text{topo}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura da travessa na direção z}) \\
 h_{z,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção z}) \\
 h_{y,\text{topo}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura da travessa na direção y}) \\
 h_{y,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção y})
 \end{aligned}$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 6,40$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 15,80$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 6,40$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 7,80$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,18857$$

$$A (\text{m}^2) = 1,5394$$

$$i_z (\text{m}) = 0,35000$$

$$\lambda_z = 45,14$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,18857$$

$$i_y (\text{m}) = 0,35000$$

$$\lambda_y = 22,29$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

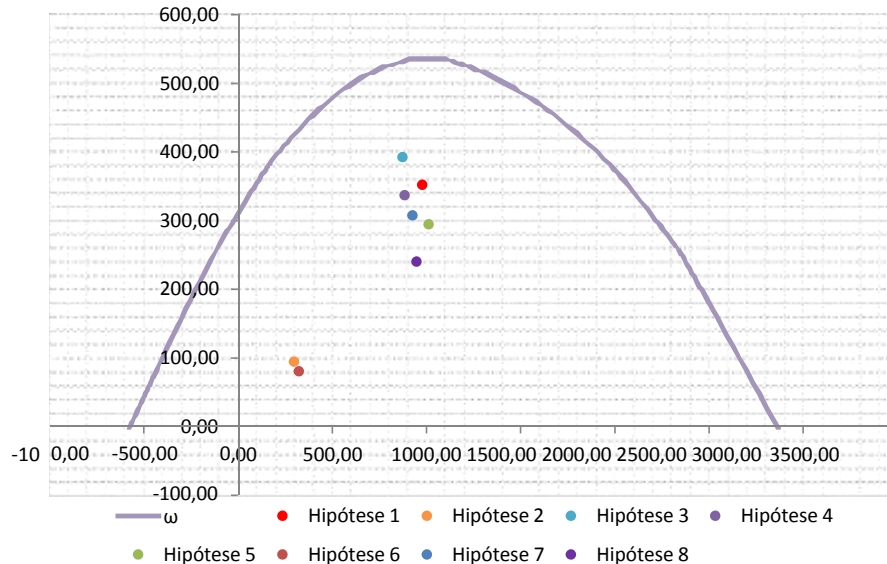
		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	9794,82	2397,00	-1311,93	9794,82	3270,27	-1311,93	3523,61
	N _{mín}	2984,04	420,76	-650,40	2984,04	686,81	-650,40	945,90
	M _{y,máx}	8728,50	2916,48	-1320,64	8728,50	3694,69	-1320,64	3923,63
	M _{z,máx}	8849,49	2247,49	-1461,62	8849,49	3036,49	-1461,62	3369,95
Seção Base	N _{máx}	10122,01	1698,63	1386,05	10122,01	2601,08	1386,05	2947,33
	N _{mín}	3226,51	-709,51	686,01	3226,51	-421,84	686,01	805,33
	M _{y,máx}	9270,63	2091,26	977,43	9270,63	2917,80	977,43	3077,17
	M _{z,máx}	9485,74	1088,90	1429,76	9485,74	1934,62	1429,76	2405,62

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,400	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 25,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 61,58	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 17,857
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 34,92	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f _{cd}
A_c (m ²) = 1,54		

A_s (cm²) = 132,54

ω = 0,210




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 61,6

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 1231,5

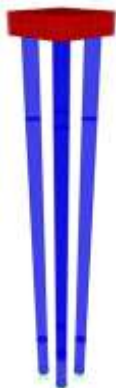
$A_{s,adotado}$ (cm²) = 132,54 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 142 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

15. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):


$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 7245,08 & M_L \text{ (kN.m)} = 31,78 & M_T \text{ (kN.m)} = 1452,27 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -184,74 & H_T \text{ (kN)} = 307,12
 \end{array}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2825,00	370,00	540,00	654,60
	Menos carregada	1265,00	370,00	540,00	654,60

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 3749,42 & M_L \text{ (kN.m)} = -1338,00 & M_T \text{ (kN.m)} = 1201,60 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -233,70 & H_T \text{ (kN)} = 251,67
 \end{array}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 143 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2110,00	400,00	430,00	587,28
	Menos carregada	230,00	400,00	430,00	587,28

- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 3749,42 & M_L \text{ (kN.m)} &= -1338,00 & M_T \text{ (kN.m)} &= 1201,60 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -233,70 & H_T \text{ (kN)} &= 251,67
 \end{aligned}$$


Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2110,00	400,00	430,00	587,28
	Menos carregada	230,00	400,00	430,00	587,28

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 6820,90 & M_L \text{ (kN.m)} &= -442,63 & M_T \text{ (kN.m)} &= 1509,46 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -230,02 & H_T \text{ (kN)} &= 325,82
 \end{aligned}$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2870,00	430,00	570,00	714,00
	Menos carregada	1005,00	430,00	570,00	714,00

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 144 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{máx}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 10122,01 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 1532,38 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 2028,42$$

$$H_L \text{ (kN)} = -110,84 \quad H_T \text{ (kN)} = 428,25$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3665,00	300,00	755,00	812,42
	Menos carregada	1865,00	300,00	755,00	812,42
Base	Mais carregada	4795,00	6,00	35,00	35,51
	Menos carregada	2825,00	6,00	35,00	35,51

- Situação de N_{min}

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 3226,51 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -978,62 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 1004,20$$

$$H_L \text{ (kN)} = -179,41 \quad H_T \text{ (kN)} = 212,13$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1790,00	310,00	365,00	478,88
	Menos carregada	290,00	310,00	365,00	478,88
Base	Mais carregada	2920,00	15,00	20,00	25,00
	Menos carregada	1255,00	15,00	20,00	25,00


- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9270,63 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 1914,04 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 1458,12$$

$$H_L \text{ (kN)} = -118,14 \quad H_T \text{ (kN)} = 320,46$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3295,00	310,00	570,00	648,85
	Menos carregada	1810,00	310,00	570,00	648,85
Base	Mais carregada	4425,00	6,00	30,00	30,59
	Menos carregada	2770,00	6,00	30,00	30,59

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 145 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 9485,74 M_L (kN.m) = 820,77 M_T (kN.m) = 2114,21
 H_L (kN) = -178,76 H_T (kN) = 456,29

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3530,00	400,00	800,00	894,43
	Menos carregada	1680,00	400,00	800,00	894,43
Base	Mais carregada	4660,00	15,00	40,00	42,72
	Menos carregada	2645,00	15,00	40,00	42,72

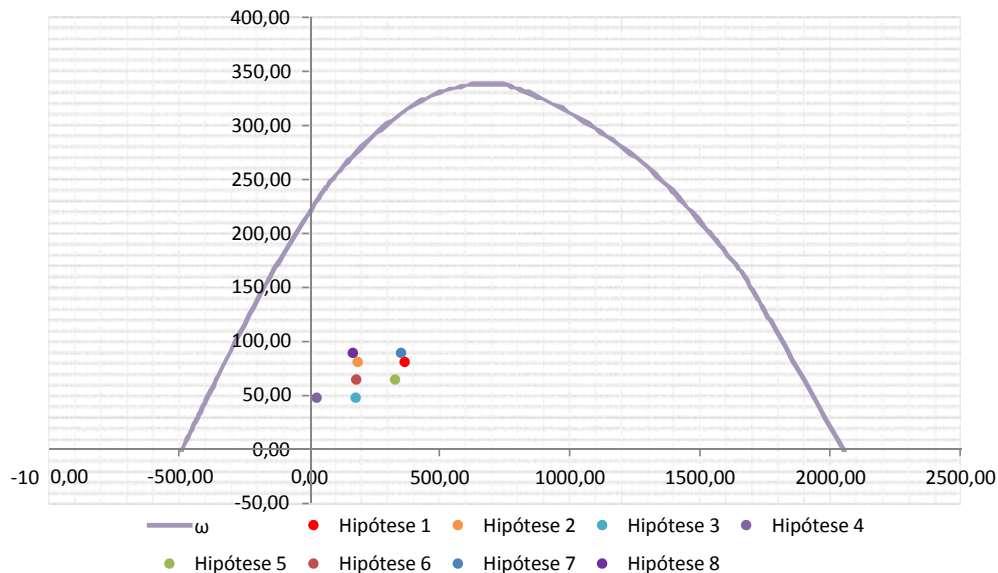
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho em solo:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 1,200 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,070 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 45,24 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 12,64 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 1,13

A_s (cm²) = 112,90 ω = 0,260



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 45,2$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 904,8$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 112,90 Ok! (Mesmo em região de emendas)


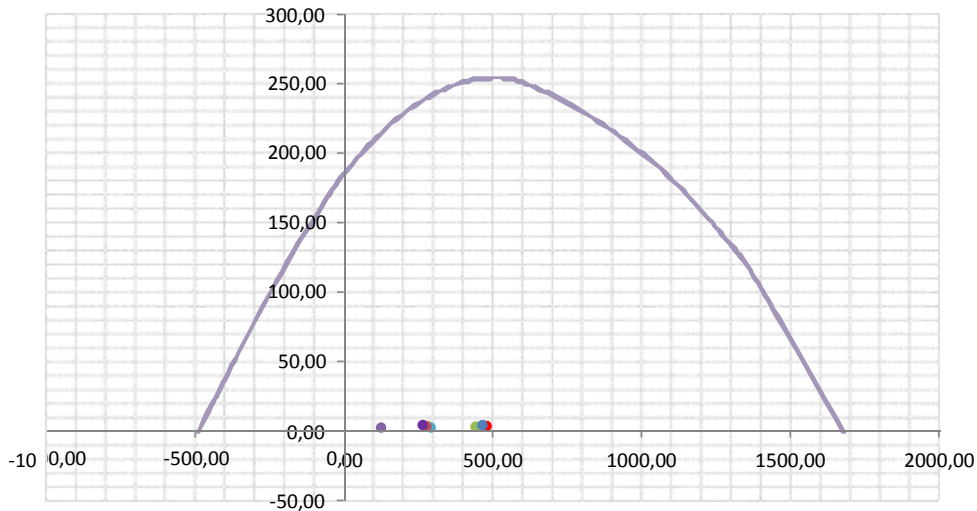
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 146 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Diagrama de iteração para as estacas no trecho em rocha:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 1,050	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 25,0
c (m) = 0,070	γ_s = 1,15	γ_c = 1,5
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 34,64	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 16,667
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 16,54	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x fcd
A_c (m ²) = 0,87		
A_s (cm ²) = 112,90	ω = 0,340	



- ω
 ● Hipótese 1
 ● Hipótese 2
 ● Hipótese 3
 ● Hipótese 4
 ● Hipótese 8
- Hipótese 5
 ● Hipótese 6
 ● Hipótese 7
 ● Hipótese 8

$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

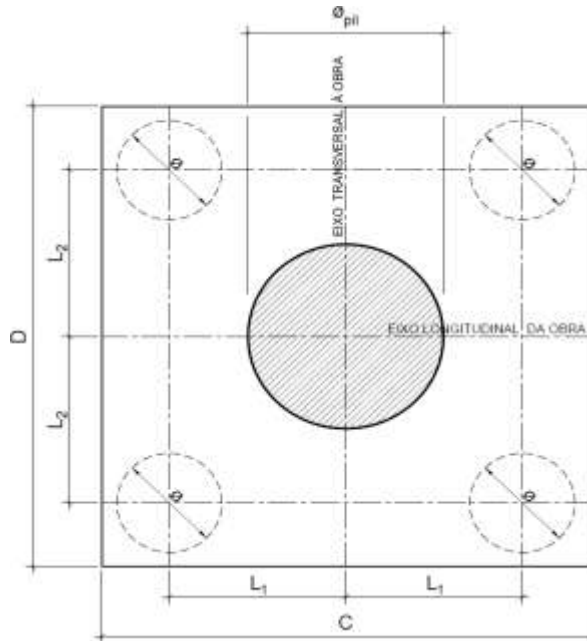
$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 34,6$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 692,7$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 112,90 Ok! (Mesmo em região de emendas)

Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\varnothing_{pil} = 1,40 \text{ m}$$

$$C = 5,00 \text{ m}$$

$$D = 5,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,50 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,50 \text{ m}$$

$$\varnothing_{est} = 1,20 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$


$$f_{cd} = 17,86 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 0,90$$

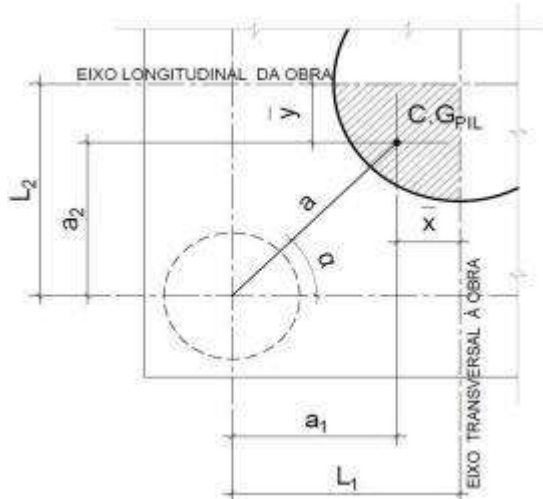
$$f_{cd1} = 13,66 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 11,57 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 148 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\bar{x} = 0,297 \text{ m}$$

$$\bar{y} = 0,297 \text{ m}$$

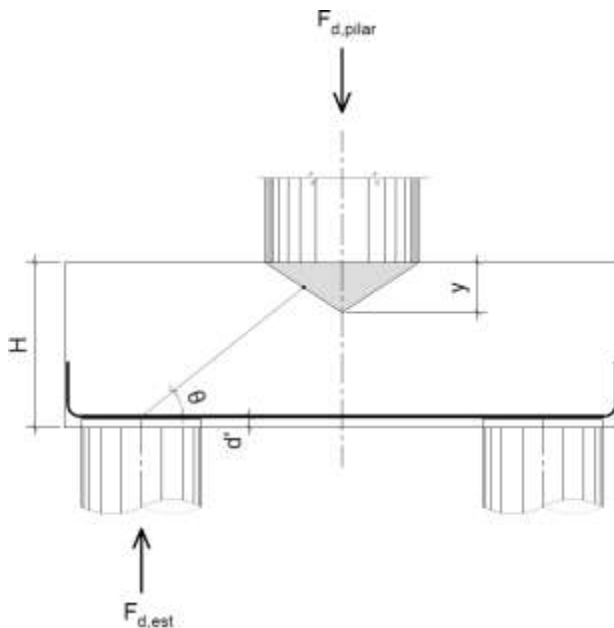
$$a_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$a_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$a = 1,70 \text{ m}$$

$$\alpha = 45,00^\circ$$

Projeção vertical da biela:



$$H = 1,50 \text{ m}$$

$$d' = 0,15 \text{ m}$$

$$d = 1,35 \text{ m}$$

$$y = 0,35 \text{ m}$$

$$z = 1,18 \text{ m}$$


$$\theta = 34,63^\circ$$

$$F_{d,est} = 3665,00 \text{ kN}$$

$$F_{d,pilar} = 14660,00 \text{ kN}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

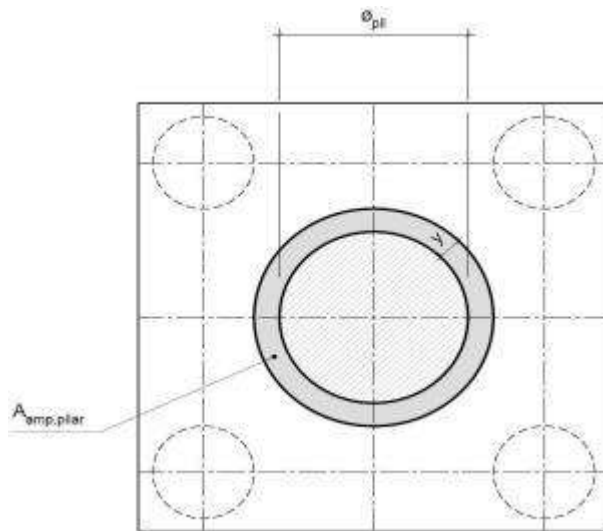
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 149
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

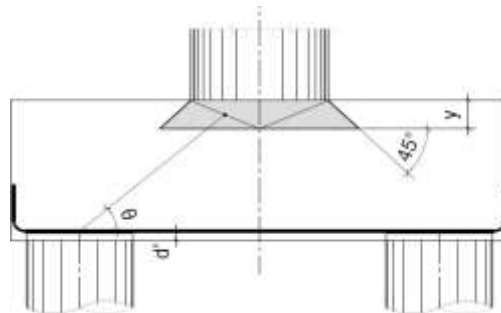
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 13,66 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

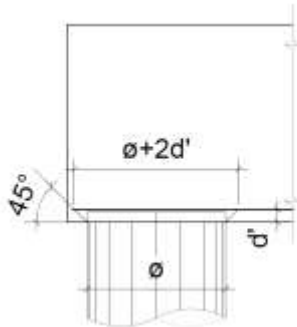
$$A_{amp,pilar} = 3,46 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 13,10 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 150
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 11,57 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 1,77 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 6,42 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 5306,21 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 3752,06 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 86,30 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 3752,06 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 86,30 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 69,04 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 69,04 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 17,26 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 17,26 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 151
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

16. Cálculo do Apoio de AP-12

16. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-6460,71	2,85	0,151	2,789	0,035	53,27
Inferior	6598,60	2,85	0,155	2,788	0,036	54,43

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN)} = 5805,00 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 3204,70 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 28,74$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,37$$

$$\rho_{sw}^{m\acute{a}x/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,37$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 152 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1105,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,36 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_{s1}/U \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,36$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{st} \text{ (cm}^2) = 48,18$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 17,84 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\acute{a}o} \text{ (cm}^2) = 6,25 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{a}o:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2075,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,75 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,71$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 14,02$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{a}o:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{a}o:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 28,74$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 14,72$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,71$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 78,17$	$s \text{ (cm)} = 10,3$
$\phi \text{ (mm)} = 16$		
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 74,45$	
$n^{pernas} = 4$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,556 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\acute{s}Na} \leq 5,0 \text{ cN}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	59,52
Long. Inferior	60,68

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,3

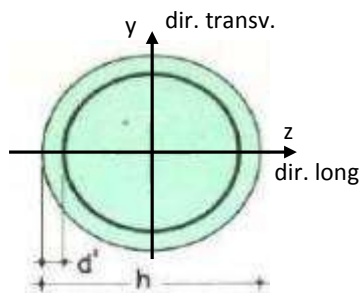
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	5,95

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 153
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

16. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,70 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,70$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 21,40$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,70$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 8,90$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 71,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 29,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

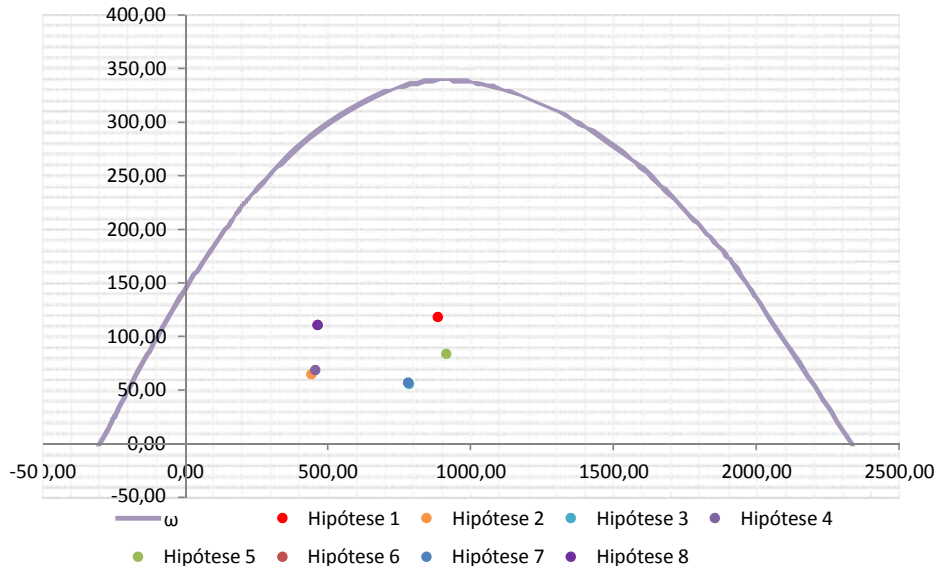
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

	Hip.	Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8862,22	-546,95	-301,81	8862,22	1144,11	-301,81	1183,24
	N _{mín}	4430,17	-563,81	-584,36	4430,17	281,54	-584,36	648,65
	M _{y,máx}	7851,86	-1956,05	-319,34	7851,86	-457,78	-319,34	558,16
	M _{z,máx}	4571,35	-514,40	-586,07	4571,35	357,89	-586,07	686,70
Seção Base	N _{máx}	9156,13	-1011,91	403,20	9156,13	735,23	403,20	838,53
	N _{mín}	4647,88	-107,26	788,09	4647,88	779,63	788,09	1108,56
	M _{y,máx}	7821,50	-1854,80	438,78	7821,50	-362,32	438,78	569,04
	M _{z,máx}	4647,88	-107,26	788,09	4647,88	779,63	788,09	1108,56

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 31,59	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f _{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 155 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

16. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6516,88$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -674,99$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 687,27$$

$$H_L \text{ (kN)} = -25,74$$

$$H_T \text{ (kN)} = 117,53$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2215,00	35,00	170,00	173,57
	Menos carregada	1345,00	35,00	170,00	173,57
Seção Tubular	Mais carregada	2325,00	30,00	80,00	85,44
	Menos carregada	1430,00	30,00	80,00	85,44

$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 117,09$$

$$\sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):


$$N \text{ (kN)} = 4792,67$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 80,70$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 760,13$$

$$H_L \text{ (kN)} = 71,30$$

$$H_T \text{ (kN)} = 128,75$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 156 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1750,00	110,00	180,00	210,95
	Menos carregada	945,00	110,00	180,00	210,95
Seção Tubular	Mais carregada	1865,00	45,00	90,00	100,62
	Menos carregada	1030,00	45,00	90,00	100,62

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 100,89$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5632,11$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -1016,46$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 729,02$$

$$H_L \text{ (kN)} = 3,37$$

$$H_T \text{ (kN)} = 123,46$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2040,00	35,00	175,00	178,47
	Menos carregada	1080,00	35,00	175,00	178,47
Seção Tubular	Mais carregada	2150,00	25,00	85,00	88,60
	Menos carregada	1165,00	25,00	85,00	88,60

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 110,36$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4792,67$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 80,70$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 760,13$$

$$H_L \text{ (kN)} = 71,30$$


$$H_T \text{ (kN)} = 128,75$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1755,00	110,00	180,00	210,95
	Menos carregada	945,00	110,00	180,00	210,95
Seção Tubular	Mais carregada	1865,00	45,00	90,00	100,62
	Menos carregada	1030,00	45,00	90,00	100,62

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 100,89$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 157 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9156,13 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -1102,49 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 540,54$$

$$H_L \text{ (kN)} = -60,38 \qquad H_T \text{ (kN)} = 91,56$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2940,00	80,00	140,00	161,25
	Menos carregada	1940,00	80,00	140,00	161,25

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4647,88 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -18,33 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 1055,45$$

$$H_L \text{ (kN)} = 59,29 \qquad H_T \text{ (kN)} = 178,24$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1800,00	95,00	245,00	262,77
	Menos carregada	825,00	95,00	245,00	262,77


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7821,50 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -1960,32 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 582,58$$

$$H_L \text{ (kN)} = -70,35 \qquad H_T \text{ (kN)} = 95,86$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2795,00	75,00	140,00	158,82
	Menos carregada	1415,00	75,00	140,00	158,82

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 158
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 4647,88 M_L (kN.m) = -18,33 M_T (kN.m) = 1055,45
 H_L (kN) = 59,29 H_T (kN) = 178,24

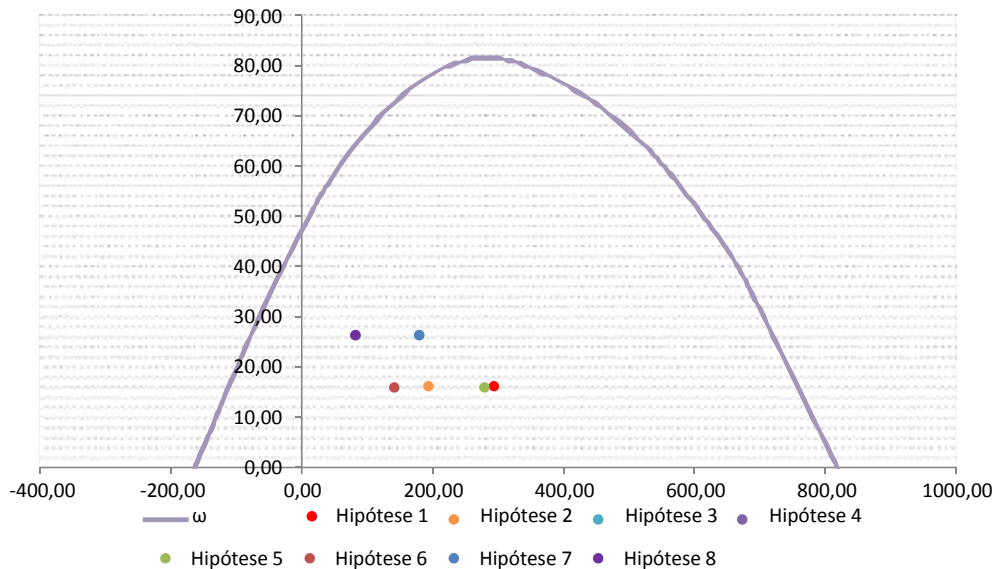
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1800,00	95,00	245,00	262,77
	Menos carregada	825,00	95,00	245,00	262,77

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 10,14 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47
 A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$


$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 37,70$$

Ok! (Mesmo em região de emendas)

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

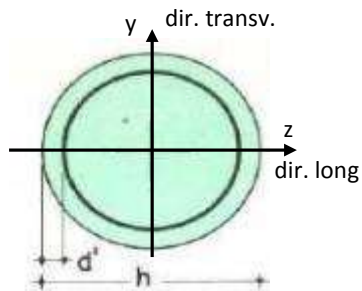
$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 159
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

16. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,70 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,70$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 21,40$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,70$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 8,90$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 71,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 29,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

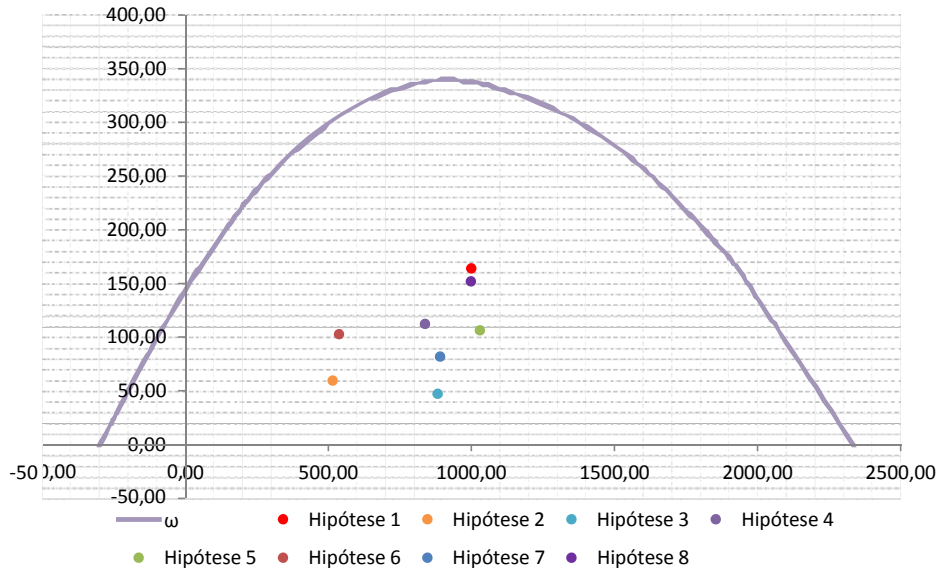
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	10002,58	-394,39	-630,57	10002,58	1514,27	-630,57	1640,31
	N _{mín}	5159,96	-527,76	-381,49	5159,96	456,84	-381,49	595,18
	M _{y,máx}	8822,96	-1980,42	-368,69	8822,96	-296,85	-368,69	473,34
	M _{z,máx}	8390,00	-726,39	-704,94	8390,00	874,56	-704,94	1123,30
Seção Base	N _{máx}	10296,49	-1290,86	822,18	10296,49	673,88	822,18	1063,06
	N _{mín}	5377,67	-106,25	457,63	5377,67	919,90	457,63	1027,44
	M _{y,máx}	8912,05	-1862,94	800,57	8912,05	-162,37	800,57	816,87
	M _{z,máx}	9985,79	-643,00	843,18	9985,79	1262,45	843,18	1518,13

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 35,52	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 161 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

16. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7414,21 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -687,63 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 768,31$$

$$H_L \text{ (kN)} = -27,52 \qquad H_T \text{ (kN)} = 130,27$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2475,00	40,00	185,00	189,27
	Menos carregada	1530,00	40,00	185,00	189,27
Seção Tubular	Mais carregada	2585,00	30,00	90,00	94,87
	Menos carregada	1620,00	30,00	90,00	94,87


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 130,16 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5449,01 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 74,58 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 730,91$$

$$H_L \text{ (kN)} = 67,88 \qquad H_T \text{ (kN)} = 126,76$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 162 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1905,00	110,00	180,00	210,95
	Menos carregada	1125,00	110,00	180,00	210,95
Seção Tubular	Mais carregada	2015,00	45,00	90,00	100,62
	Menos carregada	1210,00	45,00	90,00	100,62

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 107,25$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6491,25$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -1022,15$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 754,71$$

$$H_L \text{ (kN)} = 3,73$$

$$H_T \text{ (kN)} = 130,81$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2270,00	40,00	185,00	189,27
	Menos carregada	1280,00	40,00	185,00	189,27
Seção Tubular	Mais carregada	2380,00	25,00	90,00	93,41
	Menos carregada	1365,00	25,00	90,00	93,41

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 121,15$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7207,07$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -129,71$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 789,66$$

$$H_L \text{ (kN)} = 56,49$$


$$H_T \text{ (kN)} = 135,18$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2310,00	100,00	195,00	219,15
	Menos carregada	1595,00	100,00	195,00	219,15
Seção Tubular	Mais carregada	2420,00	30,00	95,00	99,62
	Menos carregada	1680,00	30,00	95,00	99,62

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 124,20$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 163 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 10296,49 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -1465,50 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 1105,19$$

$$H_L \text{ (kN)} = -116,42 \quad H_T \text{ (kN)} = 188,67$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3585,00	160,00	270,00	313,85
	Menos carregada	1860,00	160,00	270,00	313,85

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5377,67 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -24,14 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 621,09$$

$$H_L \text{ (kN)} = 54,74 \quad H_T \text{ (kN)} = 108,98$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1810,00	90,00	155,00	179,23
	Menos carregada	1180,00	90,00	155,00	179,23


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 8912,05 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -1967,28 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 1084,79$$

$$H_L \text{ (kN)} = -69,56 \quad H_T \text{ (kN)} = 189,48$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3275,00	75,00	270,00	280,22
	Menos carregada	1480,00	75,00	270,00	280,22

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 164
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 9985,79 M_L (kN.m) = -628,62 M_T (kN.m) = 1137,22
 H_L (kN) = 9,59 H_T (kN) = 196,03

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3210,00	45,00	280,00	283,59
	Menos carregada	2085,00	45,00	280,00	283,59

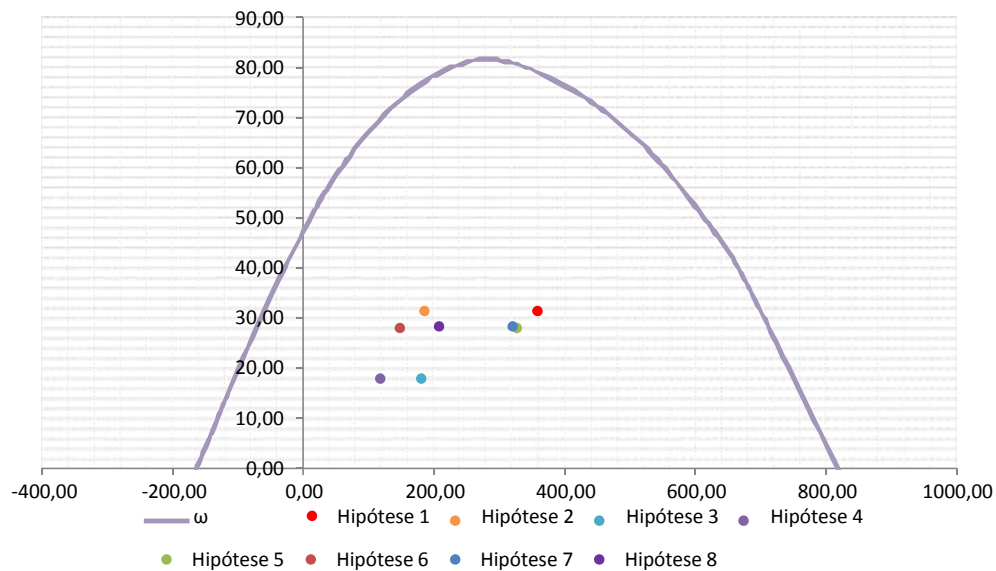
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 12,37 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

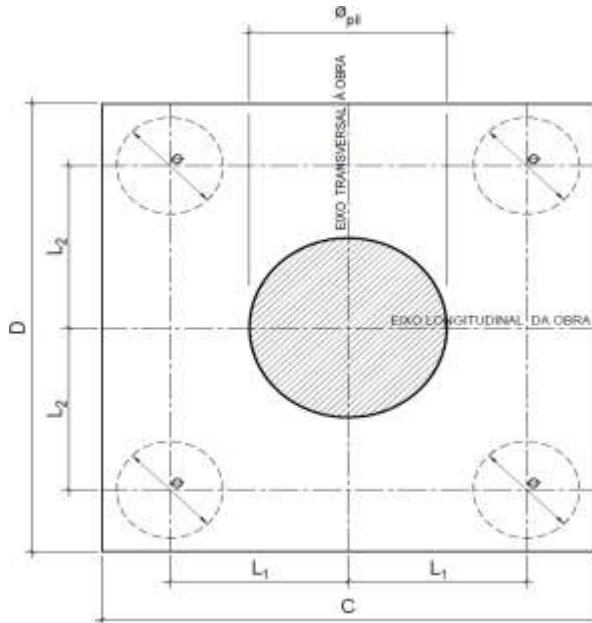
$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

16. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\varnothing_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\varnothing_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

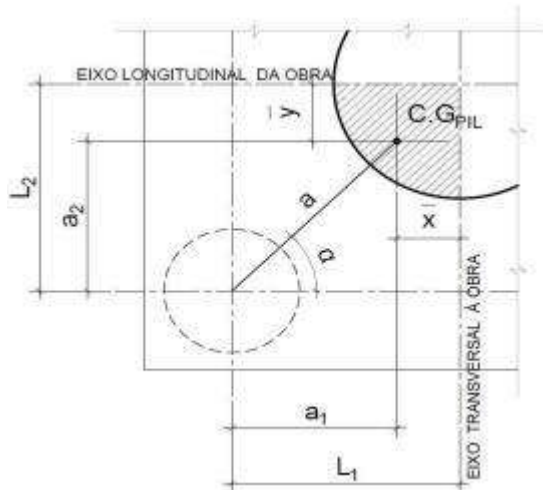
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

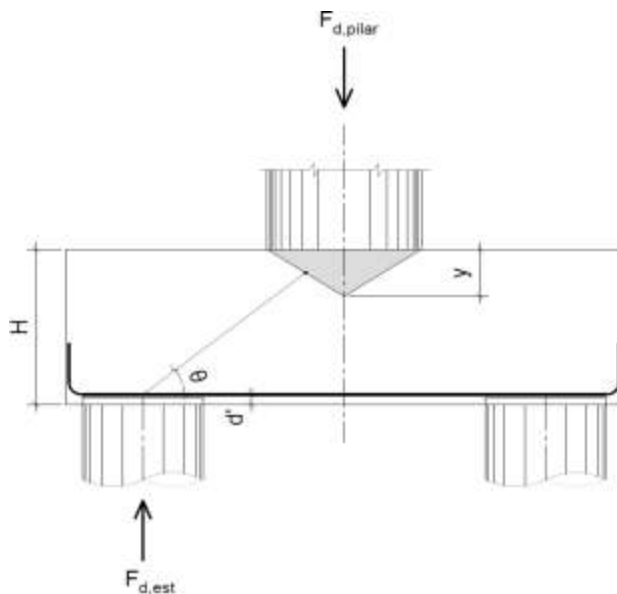
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned}\bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ\end{aligned}$$


Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned}H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,2 \text{ m} \\ z &= 1,25 \text{ m} \\ \theta &= 43,08^\circ \\ F_{d,est} &= 3585,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 14340,00 \text{ kN}\end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

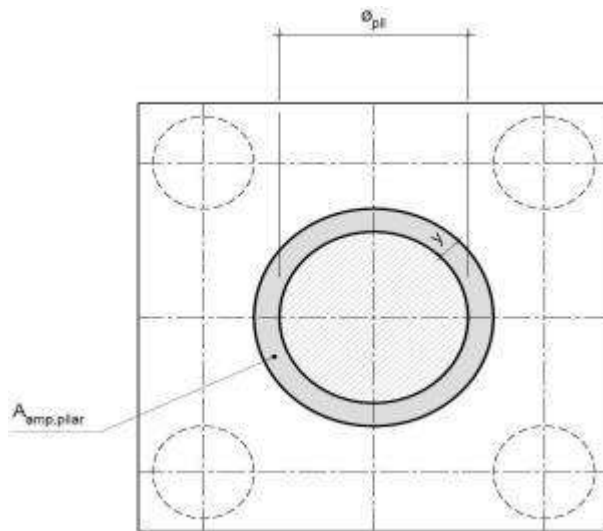
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 167
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

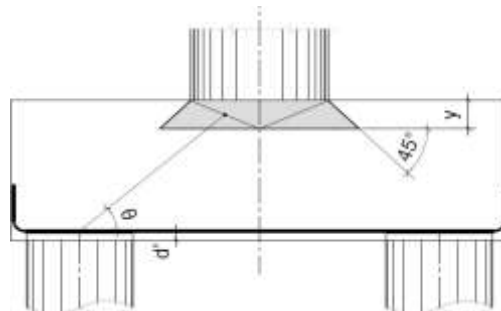
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

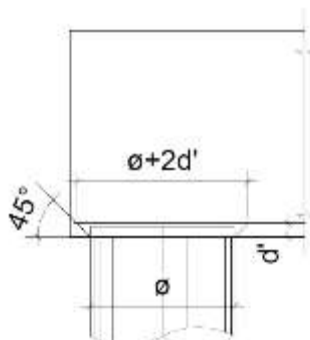
$$A_{amp,pilar} = 2,01 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 15,29 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 168
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 8,09 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3834,31 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2711,27 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 62,36 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2711,27 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 62,36 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 49,89 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 49,89 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 12,47 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 12,47 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 169 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

17. Cálculo do Apoio de AP-13

17. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-6474,80	2,85	0,152	2,789	0,035	53,39
Inferior	6585,00	2,85	0,154	2,788	0,036	54,32

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 5825,00 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 3224,70 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 28,92$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,54$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,54$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 170
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1100,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,33 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_{s1}/U \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,33$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{st} \text{ (cm}^2) = 47,96$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 17,76 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\acute{a}o} \text{ (cm}^2) = 6,22 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{o}:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2085,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,75 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,88$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 13,96$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{a}o:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{a}o:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 28,92$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 14,66$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,88$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 78,45$	$s \text{ (cm)} = 10,3$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 74,71$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 4$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,556 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\acute{s}Na} \leq 5,0 \text{ cN}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	59,61
Long. Inferior	60,54

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,3

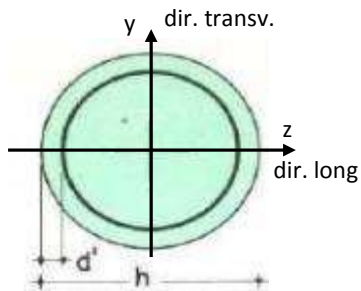
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	5,92

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 171
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

17. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 9,30 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 6,30$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 18,60$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 6,30$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 7,50$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 62,00$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 25,00$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

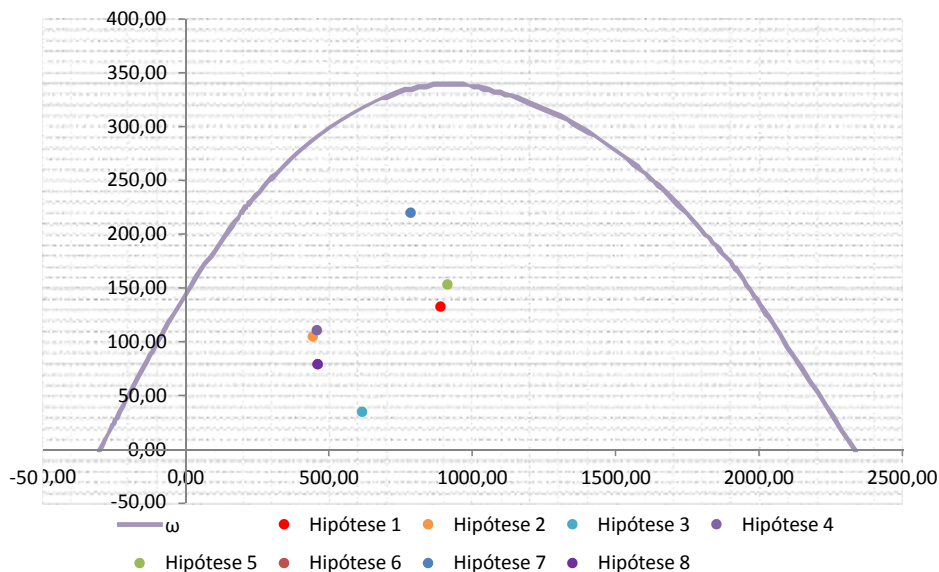
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

	Hip.	Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8899,06	22,36	-242,02	8899,06	1305,16	-242,02	1327,41
	N _{mín}	4439,20	285,24	-495,41	4439,20	925,15	-495,41	1049,44
	M _{y,máx}	6163,83	-1132,81	-248,59	6163,83	-244,29	-248,59	348,54
	M _{z,máx}	4592,86	328,09	-496,15	4592,86	990,15	-496,15	1107,51
Seção Base	N _{máx}	9139,53	174,38	350,08	9139,53	1491,85	350,08	1532,37
	N _{mín}	4617,33	-329,36	715,21	4617,33	336,23	715,21	790,30
	M _{y,máx}	7855,63	1031,72	380,38	7855,63	2164,11	380,38	2197,28
	M _{z,máx}	4617,33	-329,36	715,21	4617,33	336,23	715,21	790,30

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 31,53	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f _{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 173 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

17. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6506,41 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 68,30 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 638,57$$

$$H_L \text{ (kN)} = 1,48 \qquad H_T \text{ (kN)} = 123,88$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2065,00	15,00	180,00	180,62
	Menos carregada	1490,00	15,00	180,00	180,62
Seção Tubular	Mais carregada	2175,00	5,00	85,00	85,15
	Menos carregada	1575,00	5,00	85,00	85,15


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 110,67 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4764,66 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -481,00 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 724,96$$

$$H_L \text{ (kN)} = -100,28 \qquad H_T \text{ (kN)} = 139,36$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 174 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1865,00	145,00	195,00	243,00
	Menos carregada	820,00	145,00	195,00	243,00
Seção Tubular	Mais carregada	1975,00	70,00	95,00	118,00
	Menos carregada	900,00	70,00	95,00	118,00

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 109,32$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5656,74$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 456,76$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 680,32$$

$$H_L \text{ (kN)} = -42,79$$

$$H_T \text{ (kN)} = 130,89$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1890,00	80,00	185,00	201,56
	Menos carregada	1240,00	80,00	185,00	201,56
Seção Tubular	Mais carregada	2000,00	20,00	90,00	92,20
	Menos carregada	1325,00	20,00	90,00	92,20

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 104,78$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4771,39$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 43,26$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 716,78$$

$$H_L \text{ (kN)} = -7,92$$


$$H_T \text{ (kN)} = 137,76$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1650,00	25,00	195,00	196,60
	Menos carregada	1035,00	25,00	195,00	196,60
Seção Tubular	Mais carregada	1760,00	5,00	95,00	95,13
	Menos carregada	1125,00	5,00	95,00	95,13

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 95,25$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 175 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9139,53 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 210,58 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 491,05$$

$$H_L \text{ (kN)} = 24,13 \qquad H_T \text{ (kN)} = 93,98$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2715,00	45,00	140,00	147,05
	Menos carregada	2155,00	45,00	140,00	147,05

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4617,33 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -475,69 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 1003,45$$

$$H_L \text{ (kN)} = -97,55 \qquad H_T \text{ (kN)} = 192,16$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1940,00	140,00	265,00	299,71
	Menos carregada	670,00	140,00	265,00	299,71


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7855,63 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1030,84 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 527,21$$

$$H_L \text{ (kN)} = -0,58 \qquad H_T \text{ (kN)} = 97,89$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2530,00	35,00	145,00	149,16
	Menos carregada	1700,00	35,00	145,00	149,16

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 176
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 4617,33 M_L (kN.m) = -475,69 M_T (kN.m) = 1003,45
 H_L (kN) = -97,55 H_T (kN) = 192,16

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1940,00	140,00	265,00	299,71
	Menos carregada	670,00	140,00	265,00	299,71

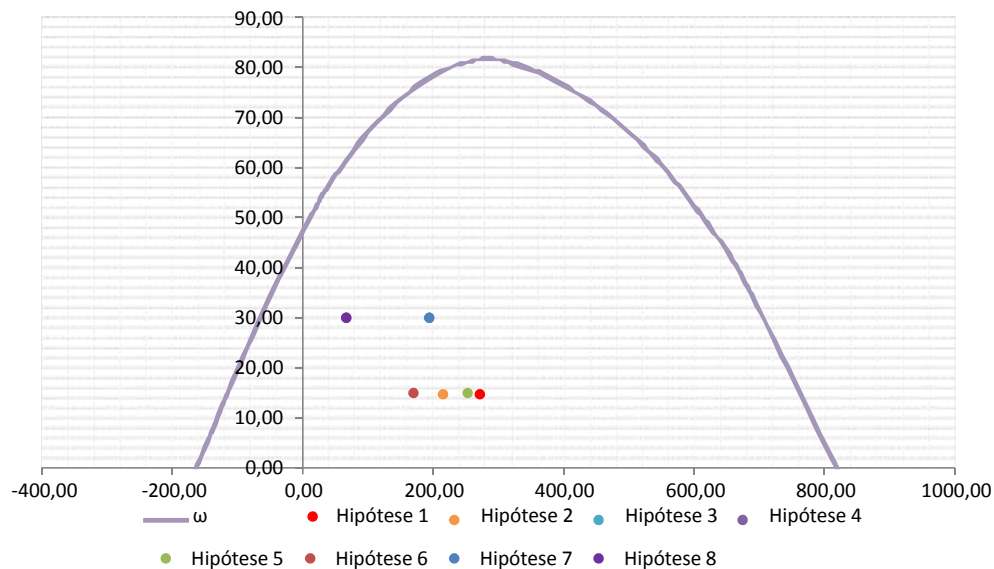
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 9,37 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

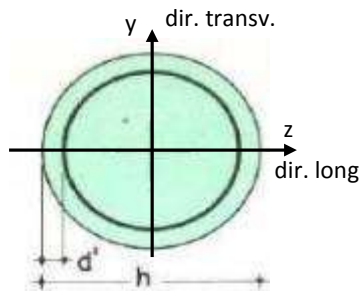
$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 177
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

17. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pilar}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pilar}} (\text{m}) = 9,30 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 6,30$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 18,60$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 6,30$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 7,50$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 62,00$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 25,00$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

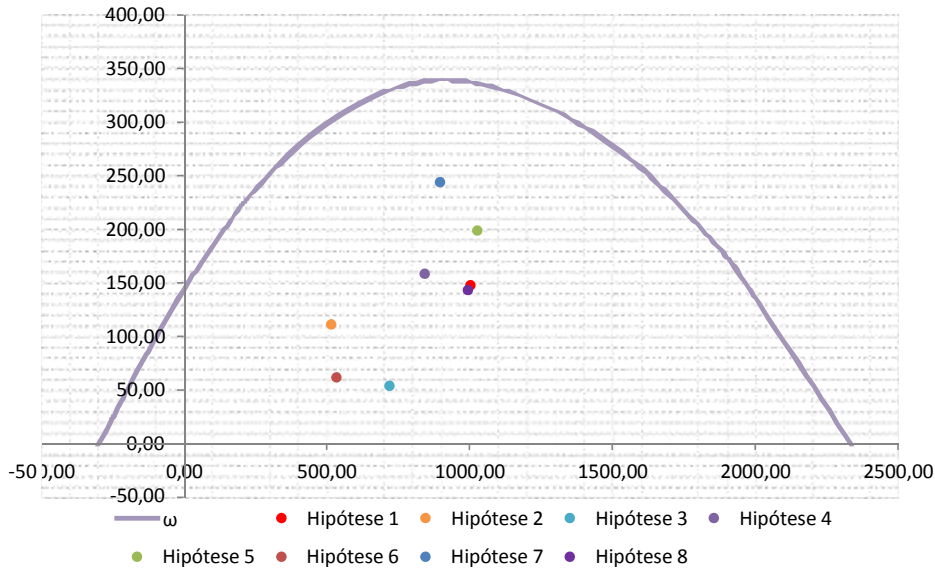
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	10035,22	-76,22	-553,09	10035,22	1370,35	-553,09	1477,76
	N _{mín}	5159,30	320,62	-331,06	5159,30	1064,34	-331,06	1114,63
	M _{y,máx}	7199,99	-1171,76	-524,53	7199,99	-133,88	-524,53	541,35
	M _{z,máx}	8430,21	238,55	-632,94	8430,21	1453,76	-632,94	1585,57
Seção Base	N _{máx}	10275,69	356,10	759,48	10275,69	1837,34	759,48	1988,13
	N _{mín}	5337,42	-307,36	411,43	5337,42	462,03	411,43	618,66
	M _{y,máx}	8969,83	1033,97	733,25	8969,83	2326,97	733,25	2439,76
	M _{z,máx}	9952,10	-232,79	780,68	9952,10	1201,81	780,68	1433,11

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 35,45	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08 A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 179 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

17. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rijezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 7399,47 & M_L \text{ (kN.m)} = 76,96 & M_T \text{ (kN.m)} = 738,61 \\
 & H_L \text{ (kN)} = 3,60 & H_T \text{ (kN)} = 142,31
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2335,00	15,00	205,00	205,55
	Menos carregada	1670,00	15,00	205,00	205,55
Seção Tubular	Mais carregada	2445,00	5,00	95,00	95,13
	Menos carregada	1755,00	5,00	95,00	95,13

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{m\acute{a}x}} \text{ (MPa)} = 124,28 \qquad \sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 5413,02 & M_L \text{ (kN.m)} = -467,04 & M_T \text{ (kN.m)} = 690,23 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -101,43 & H_T \text{ (kN)} = 136,36
 \end{array}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 180 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2015,00	150,00	190,00	242,07
	Menos carregada	995,00	150,00	190,00	242,07
Seção Tubular	Mais carregada	2125,00	70,00	90,00	114,02
	Menos carregada	1085,00	70,00	90,00	114,02

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 114,82$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6528,90$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 455,79$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 719,13$$

$$H_L \text{ (kN)} = -45,11$$

$$H_T \text{ (kN)} = 140,99$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2125,00	85,00	200,00	217,31
	Menos carregada	1440,00	85,00	200,00	217,31
Seção Tubular	Mais carregada	2235,00	20,00	95,00	97,08
	Menos carregada	1530,00	20,00	95,00	97,08

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 115,80$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7183,75$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -457,68$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 762,43$$

$$H_L \text{ (kN)} = -91,09$$


$$H_T \text{ (kN)} = 148,77$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2470,00	135,00	210,00	249,65
	Menos carregada	1420,00	135,00	210,00	249,65
Seção Tubular	Mais carregada	2580,00	65,00	100,00	119,27
	Menos carregada	1510,00	65,00	100,00	119,27

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 135,24$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 181 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 10275,69 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 459,04 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 1072,00$$

$$H_L \text{ (kN)} = 68,62 \quad H_T \text{ (kN)} = 208,34$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3350,00	110,00	300,00	319,53
	Menos carregada	2090,00	110,00	300,00	319,53

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5337,42 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -456,87 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 588,20$$

$$H_L \text{ (kN)} = -99,68 \quad H_T \text{ (kN)} = 117,85$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1950,00	145,00	170,00	223,44
	Menos carregada	1020,00	145,00	170,00	223,44


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 8969,83 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 1027,30 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 1042,77$$

$$H_L \text{ (kN)} = -4,45 \quad H_T \text{ (kN)} = 206,35$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3035,00	45,00	295,00	298,41
	Menos carregada	1750,00	45,00	295,00	298,41

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 182 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 9952,10 M_L (kN.m) = -342,91 M_T (kN.m) = 1107,72
 H_L (kN) = -73,42 H_T (kN) = 218,03

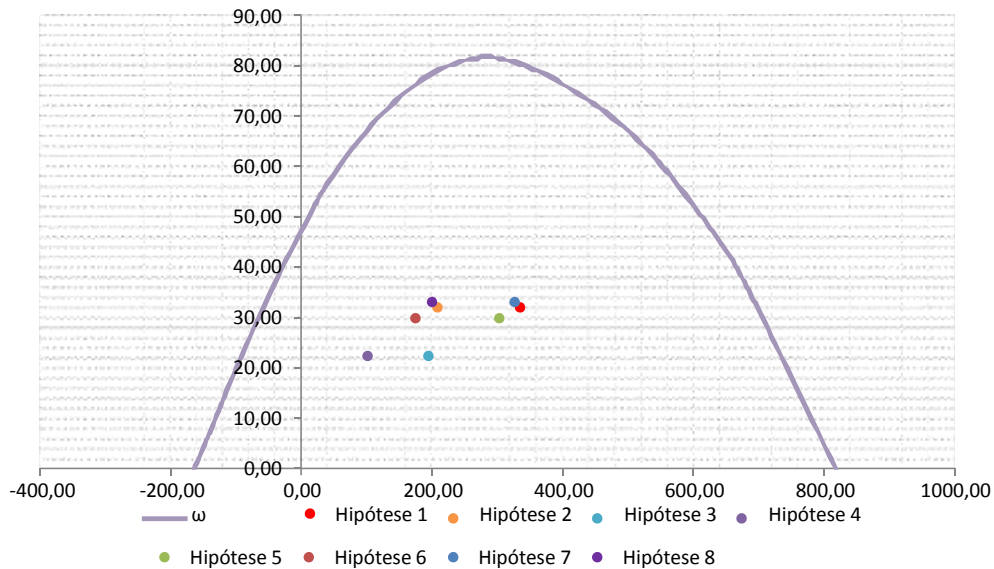
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3270,00	115,00	310,00	330,64
	Menos carregada	2005,00	115,00	310,00	330,64

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 11,56 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47
 A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 37,70$$

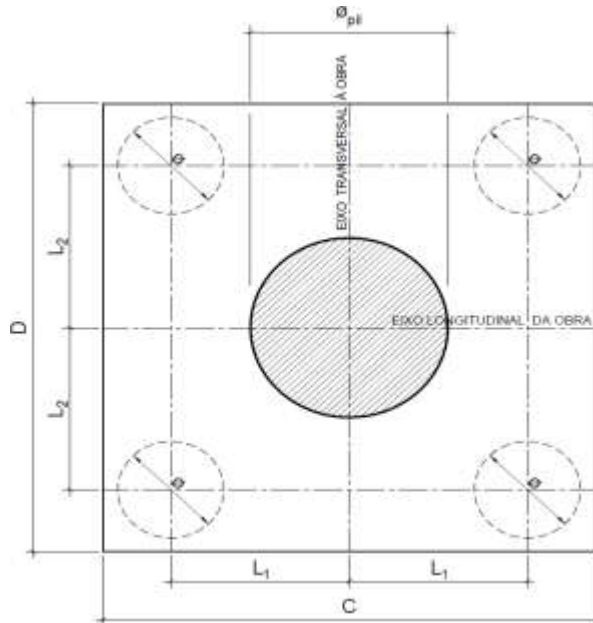
$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

OK! (Mesmo em região de emendas)

17. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\varnothing_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\varnothing_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

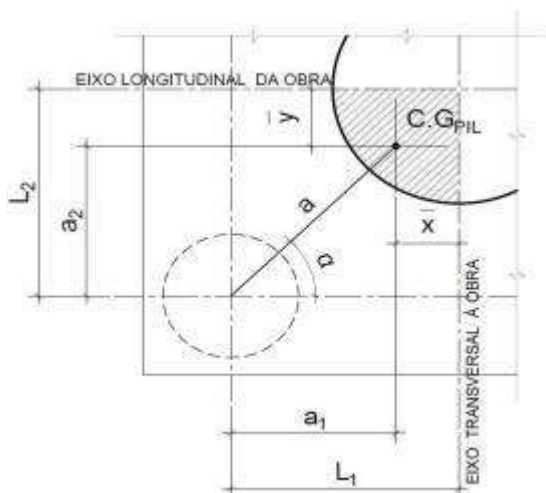
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

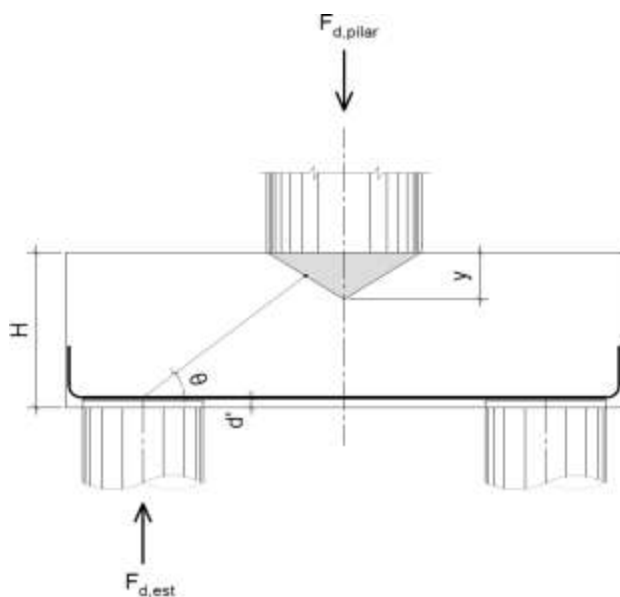
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$


Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,2 \text{ m} \\ z &= 1,25 \text{ m} \\ \theta &= 43,08^\circ \\ F_{d,est} &= 3350,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 13400,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

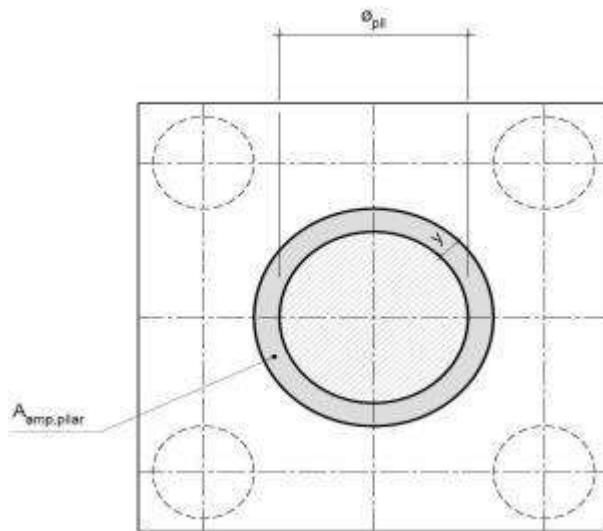
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 185
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

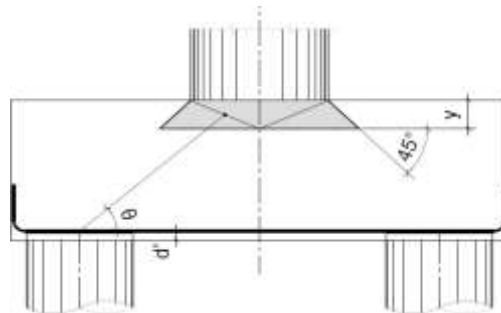
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

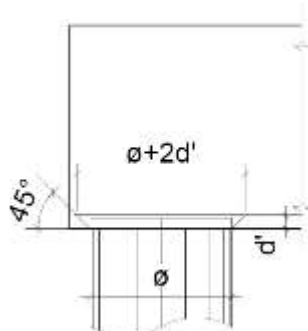
$$A_{amp,pilar} = 2,01 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 14,29 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 186
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 7,56 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3582,97 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2533,54 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 58,27 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2533,54 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 58,27 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 46,62 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 46,62 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 11,65 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 11,65 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 187
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

18. Cálculo do Apoio de AP-14

18. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-6424,83	2,85	0,151	2,790	0,035	52,97
Inferior	6456,55	2,85	0,151	2,789	0,035	53,24

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN)} = 5830,00 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 3229,70 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 28,96$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,58$$

$$\rho_{sw}^{m\acute{a}x/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,58$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 188
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1100,00$$

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,33 \quad \text{por face}$$

$$A_s/U \text{ (cm}^2/\text{m)} = 7,33$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726$$

$$A_{sl} \text{ (cm}^2) = 47,96$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544$$

$$A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 17,76 \quad \text{por face}$$

$$A_{sl,flex\tilde{a}o} \text{ (cm}^2) = 6,22 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{a}o:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2090,00$$

$$i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,75$$

$$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,96$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 13,96$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{a}o:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{a}o:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 28,96$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 14,66$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,96$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 78,58$	$s \text{ (cm)} = 10,2$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 74,83$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 4$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,556 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:

$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\tilde{s}Na} \leq 5,0 \text{ cN}^2/\text{N}$$


$$A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	59,19
Long. Inferior	59,45

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,2

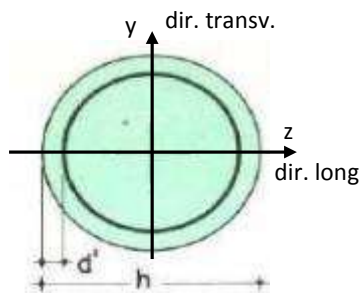
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	5,92

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 189
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

18. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 6,50 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 3,50$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 13,00$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 3,50$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 4,70$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 43,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 15,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

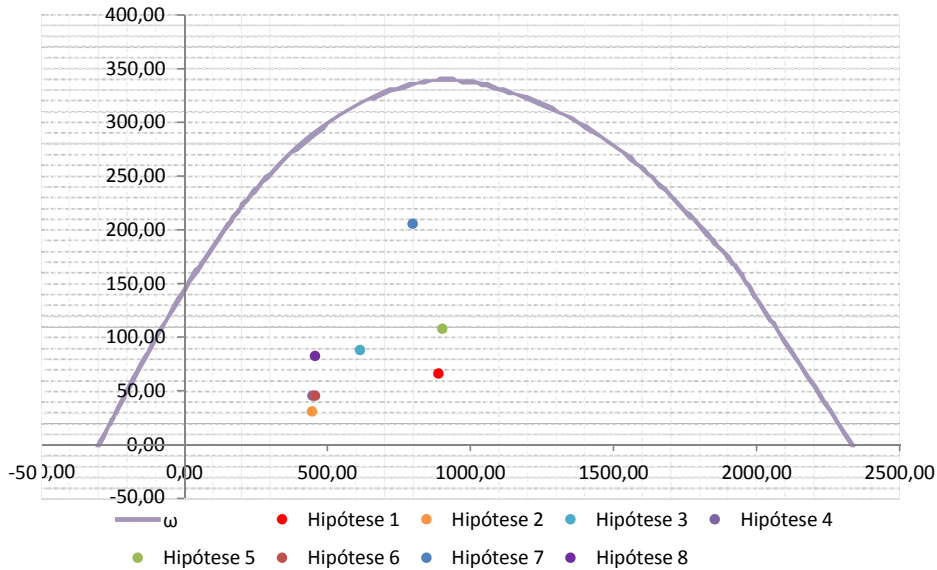
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8894,10	32,72	-27,57	8894,10	659,01	-27,57	659,59
	N _{mín}	4475,52	-106,97	-225,78	4475,52	208,18	-225,78	307,11
	M _{y,máx}	6152,45	-1306,31	-109,30	6152,45	-873,07	-109,30	879,89
	M _{z,máx}	4480,37	78,88	-226,71	4480,37	394,37	-226,71	454,89
Seção Base	N _{máx}	9027,69	432,60	142,61	9027,69	1068,30	142,61	1077,78
	N _{mín}	4574,48	-285,80	453,61	4574,48	36,32	453,61	455,06
	M _{y,máx}	7986,69	1484,55	184,79	7986,69	2046,94	184,79	2055,27
	M _{z,máx}	4579,33	362,53	455,27	4579,33	684,99	455,27	822,48

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 31,15	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f _{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 191 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

18. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6427,68 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 275,89 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 415,44$$

$$H_L \text{ (kN)} = 56,02 \qquad H_T \text{ (kN)} = 108,68$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2090,00	90,00	160,00	183,58
	Menos carregada	1425,00	90,00	160,00	183,58
Seção Tubular	Mais carregada	2200,00	40,00	70,00	80,62
	Menos carregada	1510,00	40,00	70,00	80,62


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 110,75 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4690,00 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -297,20 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 551,62$$

$$H_L \text{ (kN)} = -43,22 \qquad H_T \text{ (kN)} = 145,20$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 192 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1715,00	65,00	210,00	219,83
	Menos carregada	930,00	65,00	210,00	219,83
Seção Tubular	Mais carregada	1825,00	30,00	95,00	99,62
	Menos carregada	1020,00	30,00	95,00	99,62

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 98,98$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5733,68$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 912,78$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 461,40$$

$$H_L \text{ (kN)} = 13,08$$

$$H_T \text{ (kN)} = 120,57$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2010,00	25,00	175,00	176,78
	Menos carregada	1155,00	25,00	175,00	176,78
Seção Tubular	Mais carregada	2120,00	25,00	80,00	83,82
	Menos carregada	1245,00	25,00	80,00	83,82

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 108,05$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4693,24$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 267,15$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 553,47$$

$$H_L \text{ (kN)} = 44,87$$


$$H_T \text{ (kN)} = 145,69$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1715,00	70,00	210,00	221,36
	Menos carregada	935,00	70,00	210,00	221,36
Seção Tubular	Mais carregada	1825,00	30,00	95,00	99,62
	Menos carregada	1020,00	30,00	95,00	99,62

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 98,98$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 193 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9027,69 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 603,98 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 215,55$$

$$H_L \text{ (kN)} = 114,25 \qquad H_T \text{ (kN)} = 48,62$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2760,00	170,00	80,00	187,88
	Menos carregada	2050,00	170,00	80,00	187,88

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4574,48 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -362,44 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 744,77$$

$$H_L \text{ (kN)} = -51,09 \qquad H_T \text{ (kN)} = 194,11$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1805,00	75,00	275,00	285,04
	Menos carregada	785,00	75,00	275,00	285,04


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7986,69 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1559,30 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 284,49$$

$$H_L \text{ (kN)} = 49,84 \qquad H_T \text{ (kN)} = 66,47$$

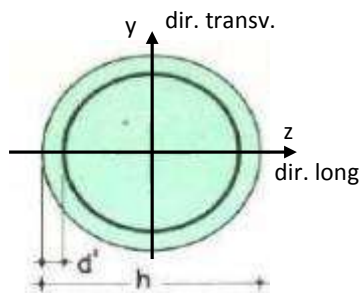
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2640,00	60,00	105,00	120,93
	Menos carregada	1650,00	60,00	105,00	120,93

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 195
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

18. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pilar}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pilar}} (\text{m}) = 6,50 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 3,50$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 13,00$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 3,50$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 4,70$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 43,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 15,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

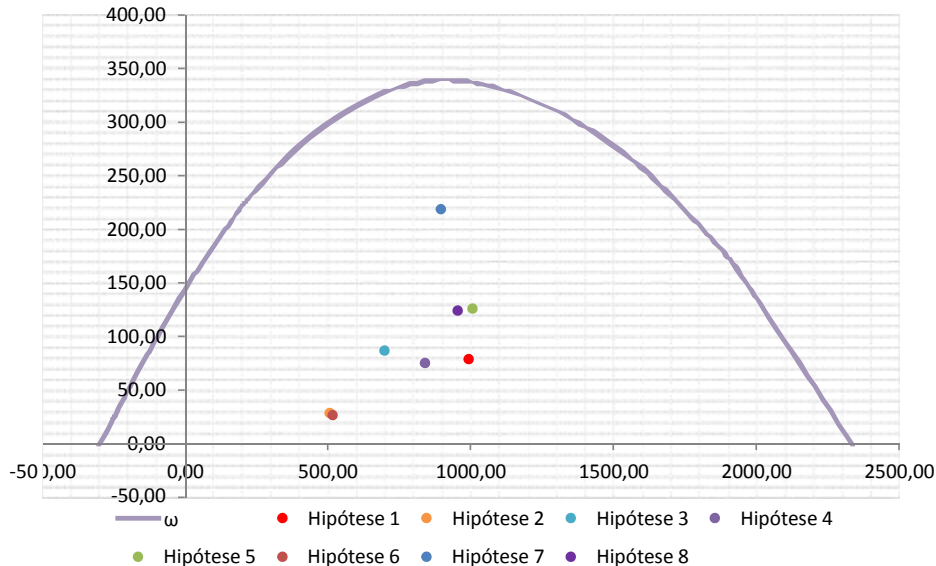
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	9940,38	22,71	-311,73	9940,38	722,68	-311,73	787,05
	N _{mín}	5075,35	-104,50	-134,04	5075,35	252,89	-134,04	286,22
	M _{y,máx}	6989,16	-1349,17	-131,61	6989,16	-857,02	-131,61	867,07
	M _{z,máx}	8418,10	41,17	-403,87	8418,10	633,94	-403,87	751,66
Seção Base	N _{máx}	10073,97	433,02	532,56	10073,97	1142,40	532,56	1260,43
	N _{mín}	5174,31	-347,76	219,65	5174,31	16,60	219,65	263,89
	M _{y,máx}	8966,34	1501,24	489,98	8966,34	2132,62	489,98	2188,19
	M _{z,máx}	9554,31	436,01	555,69	9554,31	1108,79	555,69	1240,25

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 34,76	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 197 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

18. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7231,16 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 281,77 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 582,85$$

$$H_L \text{ (kN)} = 58,69 \qquad H_T \text{ (kN)} = 154,17$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2380,00	95,00	225,00	244,23
	Menos carregada	1535,00	95,00	225,00	244,23
Seção Tubular	Mais carregada	2490,00	40,00	100,00	107,70
	Menos carregada	1620,00	40,00	100,00	107,70


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 128,92 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5242,50 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -259,40 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 488,94$$

$$H_L \text{ (kN)} = -40,00 \qquad H_T \text{ (kN)} = 133,34$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 198 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1815,00	65,00	195,00	205,55
	Menos carregada	1105,00	65,00	195,00	205,55
Seção Tubular	Mais carregada	1925,00	30,00	90,00	94,87
	Menos carregada	1195,00	30,00	90,00	94,87

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 102,18$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6492,74$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 921,52$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 537,35$$

$$H_L \text{ (kN)} = 10,43$$

$$H_T \text{ (kN)} = 142,77$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2240,00	25,00	210,00	211,48
	Menos carregada	1305,00	25,00	210,00	211,48
Seção Tubular	Mais carregada	2350,00	25,00	95,00	98,23
	Menos carregada	1390,00	25,00	95,00	98,23

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 120,93$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6884,72$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 280,74$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 621,57$$

$$H_L \text{ (kN)} = 56,67$$


$$H_T \text{ (kN)} = 169,71$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2320,00	90,00	245,00	261,01
	Menos carregada	1420,00	90,00	245,00	261,01
Seção Tubular	Mais carregada	2430,00	40,00	110,00	117,05
	Menos carregada	1510,00	40,00	110,00	117,05

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 128,40$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 199 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{máx}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 10073,97 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 608,86 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 894,40$$

$$H_L \text{ (kN)} = 117,23 \quad H_T \text{ (kN)} = 241,23$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3390,00	175,00	350,00	391,31
	Menos carregada	1945,00	175,00	350,00	391,31

- Situação de $N_{mín}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5174,31 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -452,01 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 371,23$$

$$H_L \text{ (kN)} = -69,50 \quad H_T \text{ (kN)} = 101,06$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1810,00	100,00	150,00	180,28
	Menos carregada	1090,00	100,00	150,00	180,28


- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 8966,34 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 1568,50 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 826,16$$

$$H_L \text{ (kN)} = 44,84 \quad H_T \text{ (kN)} = 224,12$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3175,00	50,00	325,00	328,82
	Menos carregada	1605,00	50,00	325,00	328,82

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 200 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 9554,31 M_L (kN.m) = 607,32 M_T (kN.m) = 952,49
 H_L (kN) = 114,21 H_T (kN) = 264,53

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3295,00	170,00	380,00	416,29
	Menos carregada	1780,00	170,00	380,00	416,29

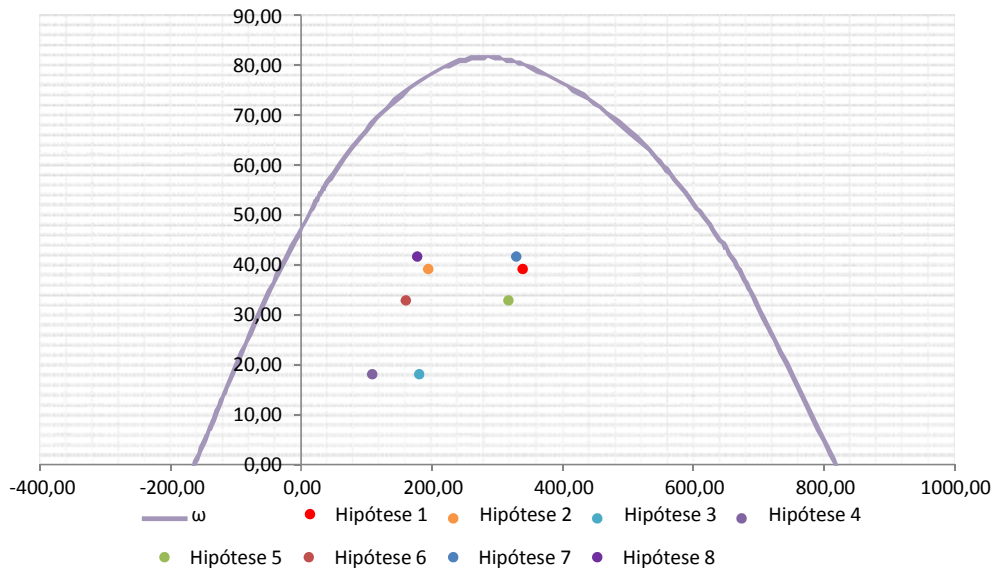
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 11,70 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

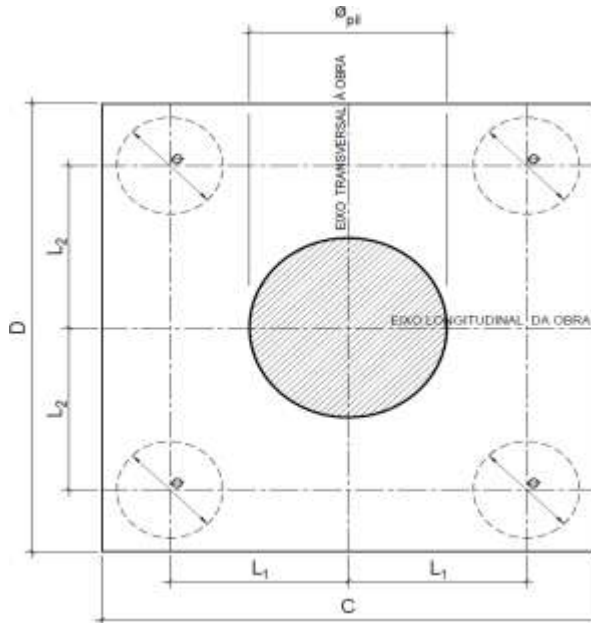
$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

18. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\varnothing_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\varnothing_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$


$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 0,88$$

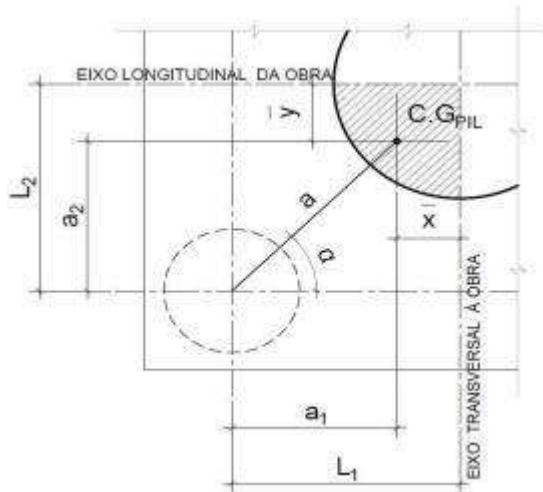
$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 202
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

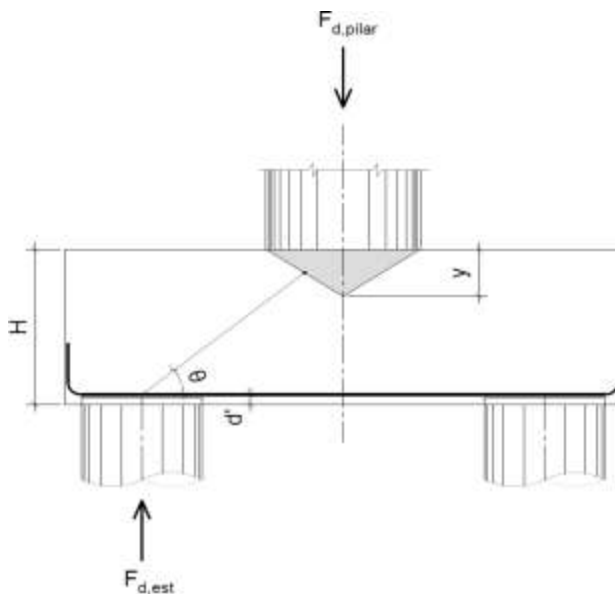
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$


Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,2 \text{ m} \\ z &= 1,25 \text{ m} \\ \theta &= 43,08^\circ \\ F_{d,est} &= 3390,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 13560,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

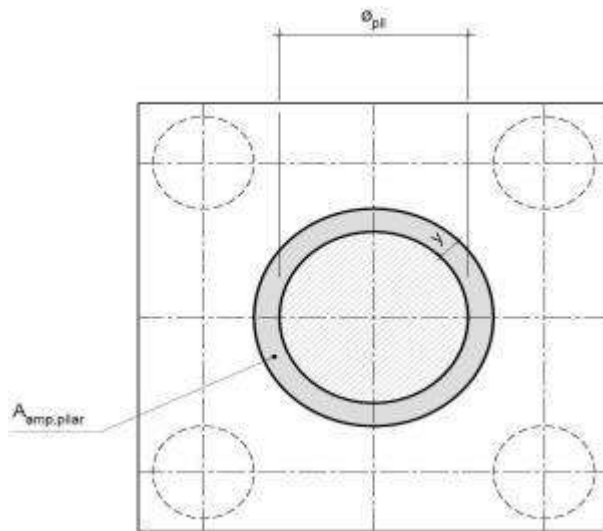
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 203
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

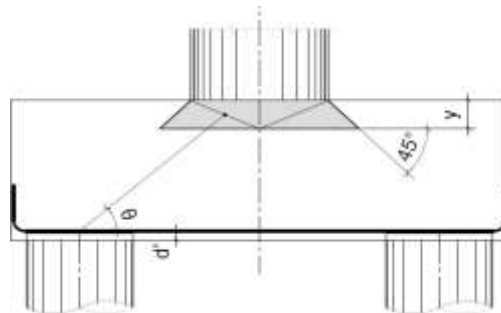
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

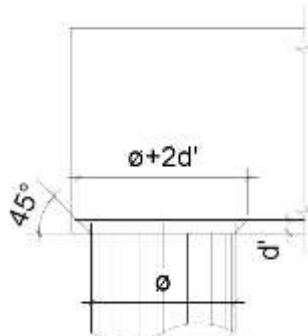
$$A_{amp,pilar} = 2,01 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 14,46 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 204
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 7,65 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3625,75 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2563,79 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 58,97 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2563,79 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 58,97 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 47,17 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 47,17 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 11,79 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 11,79 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 205
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

19. Cálculo do Apoio de AP-15

19. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-6611,20	2,85	0,155	2,788	0,036	54,54
Inferior	6087,71	2,85	0,142	2,793	0,033	50,13

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 5870,00 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 3269,70 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 29,32$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,92$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,92$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 206 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1060,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 7,06 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_{s1}/U \text{ (cm}^2\text{/m)} = 7,06$$

$$A_e \text{ (m}^2\text{)} = 1,726 \quad A_{st} \text{ (cm}^2\text{)} = 46,21$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2\text{)} = 17,12 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\acute{a}o} \text{ (cm}^2\text{)} = 5,99 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{a}o:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2095,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,75 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 35,04$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 13,45$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{a}o:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{a}o:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 29,32$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 14,12$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 35,04$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 78,49$	$s \text{ (cm)} = 10,2$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 74,75$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$		
$n^{pernas} = 4$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,553 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\acute{s}Na} \leq 5,0 \text{ cN}^2\text{/N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2\text{)}$
Long. Superior	60,53
Long. Inferior	56,12

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,2

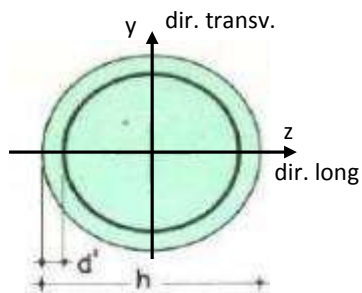
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2\text{/m)}$
Long. Pele	5,71

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 207
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

19. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 3,80 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$\begin{aligned}
 h_{z,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção z}) \\
 h_{z,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção z}) \\
 h_{y,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção y}) \\
 h_{y,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção y})
 \end{aligned}$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 0,80$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 7,60$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 0,80$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 2,00$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 25,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 6,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

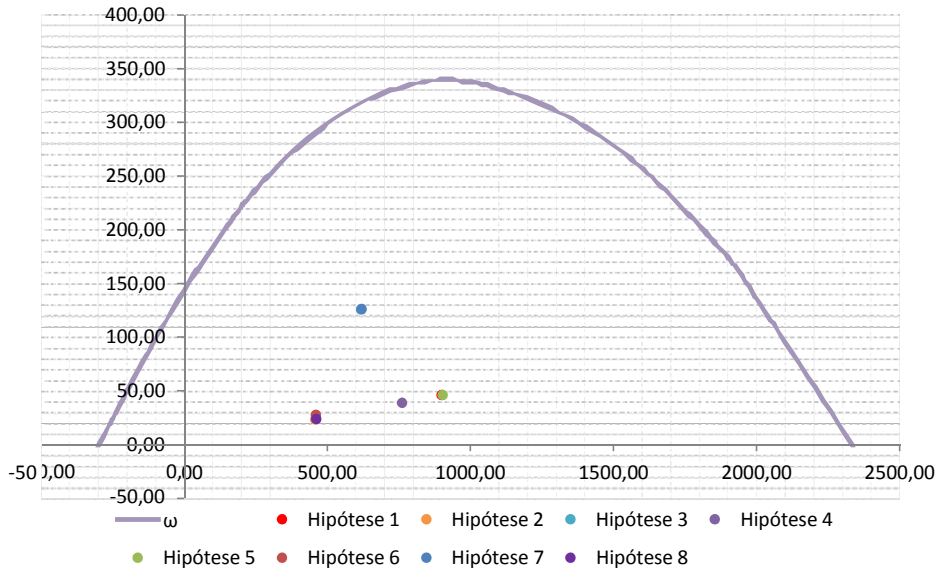
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	9003,68	-80,62	70,21	9003,68	-80,62	70,21	459,19
	N _{mín}	4589,99	84,31	58,94	4589,99	84,31	58,94	234,09
	M _{y,máx}	6180,45	-1252,38	79,23	6180,45	-1252,38	79,23	1254,89
	M _{z,máx}	7611,22	-78,73	164,74	7611,22	-78,73	164,74	388,17
Seção Base	N _{máx}	9034,21	-101,67	-10,42	9034,21	-101,67	-10,42	460,74
	N _{mín}	4612,61	161,25	222,29	4612,61	161,25	222,29	274,61
	M _{y,máx}	6203,27	-1257,04	106,22	6203,27	-1257,04	106,22	1261,52
	M _{z,máx}	4612,98	-50,76	222,40	4612,98	-50,76	222,40	235,26

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 31,17	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f _{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 209 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

19. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 6461,51 & M_L \text{ (kN.m)} = -80,67 & M_T \text{ (kN.m)} = 68,68 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -15,37 & H_T \text{ (kN)} = 9,46
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1825,00	30,00	25,00	39,05
	Menos carregada	1705,00	30,00	25,00	39,05
Seção Tubular	Mais carregada	1940,00	15,00	10,00	18,03
	Menos carregada	1790,00	15,00	10,00	18,03

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{m\acute{a}x}} \text{ (MPa)} = 86,14 \qquad \sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 4720,44 & M_L \text{ (kN.m)} = 248,18 & M_T \text{ (kN.m)} = 430,05 \\
 & H_L \text{ (kN)} = 71,67 & H_T \text{ (kN)} = 172,61
 \end{array}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 210 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1755,00	110,00	250,00	273,13
	Menos carregada	905,00	110,00	250,00	273,13
Seção Tubular	Mais carregada	1870,00	50,00	110,00	120,83
	Menos carregada	990,00	50,00	110,00	120,83

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 105,49$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5780,88$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -797,70$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 182,12$$

$$H_L \text{ (kN)} = 4,77$$

$$H_T \text{ (kN)} = 58,91$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1850,00	35,00	95,00	101,24
	Menos carregada	1340,00	35,00	95,00	101,24
Seção Tubular	Mais carregada	1960,00	20,00	40,00	44,72
	Menos carregada	1430,00	20,00	40,00	44,72

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 92,78$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4720,69$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -32,16$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 430,24$$

$$H_L \text{ (kN)} = -20,99$$


$$H_T \text{ (kN)} = 172,69$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1655,00	40,00	250,00	253,18
	Menos carregada	1000,00	40,00	250,00	253,18
Seção Tubular	Mais carregada	1765,00	15,00	110,00	111,02
	Menos carregada	1095,00	15,00	110,00	111,02

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 98,91$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 211 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9034,21 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -141,14 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -161,61$$

$$H_L \text{ (kN)} = -26,31 \qquad H_T \text{ (kN)} = -100,79$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2620,00	50,00	130,00	139,28
	Menos carregada	2195,00	50,00	130,00	139,28

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4612,61 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 305,52 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 528,55$$

$$H_L \text{ (kN)} = 96,18 \qquad H_T \text{ (kN)} = 204,18$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1830,00	150,00	300,00	335,41
	Menos carregada	780,00	150,00	300,00	335,41


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6203,27 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -1263,30 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 156,66$$

$$H_L \text{ (kN)} = -4,17 \qquad H_T \text{ (kN)} = 33,63$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2020,00	30,00	60,00	67,08
	Menos carregada	1380,00	30,00	60,00	67,08

 PLANAVE S.A. Estudos e Projetos de Engenharia	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 212
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 4612,98 M_L (kN.m) = -115,00 M_T (kN.m) = 528,84
 H_L (kN) = -42,82 H_T (kN) = 204,29

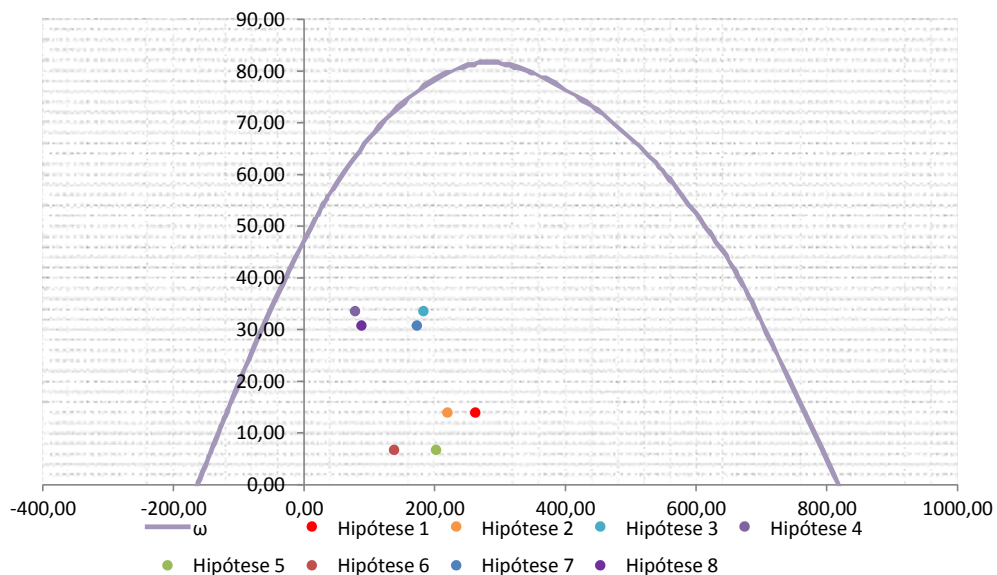
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1725,00	70,00	300,00	308,06
	Menos carregada	880,00	70,00	300,00	308,06

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 9,04 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47
 A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

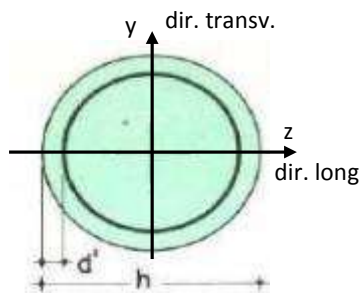
$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 213 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

19. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 3,80 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$\begin{aligned}
 h_{z,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção z}) \\
 h_{z,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção z}) \\
 h_{y,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção y}) \\
 h_{y,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção y})
 \end{aligned}$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 0,80$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 7,60$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 0,80$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 2,00$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$I_z (\text{m}^4) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 25,33$$

- segundo a direção y

$$I_x (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$I_y (\text{m}^4) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 6,67$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

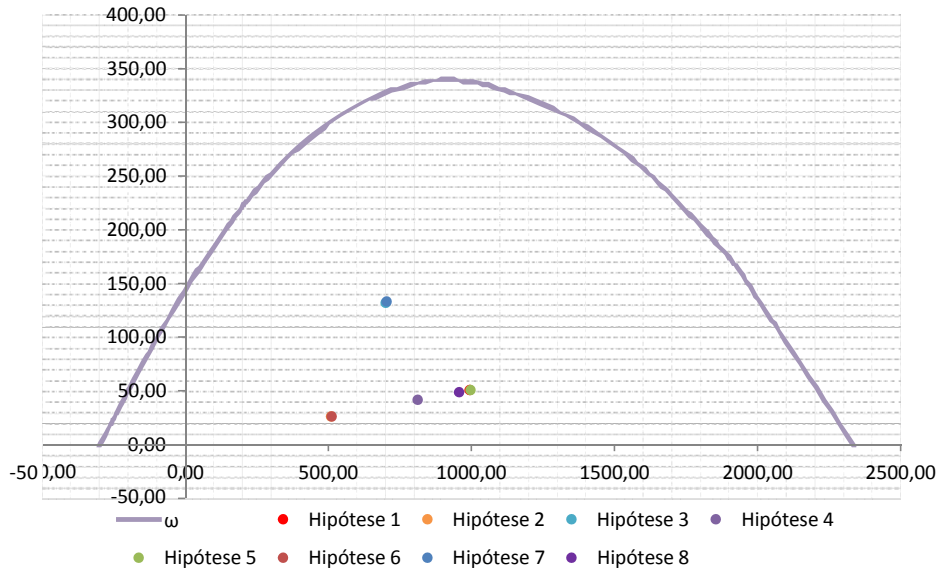
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

	Hip.	Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	9944,48	-100,74	-2,44	9944,48	-100,74	-2,44	507,17
	N _{mín}	5103,40	129,09	-17,92	5103,40	129,09	-17,92	260,27
	M _{y,máx}	7016,43	-1319,11	8,90	7016,43	-1319,11	8,90	1319,14
	M _{z,máx}	8128,91	28,48	-117,93	8128,91	28,48	-117,93	414,57
Seção Base	N _{máx}	9975,01	-121,47	324,79	9975,01	-121,47	324,79	508,73
	N _{mín}	5126,02	208,48	91,36	5126,02	208,48	91,36	261,43
	M _{y,máx}	7040,46	-1319,74	167,19	7040,46	-1319,74	167,19	1330,29
	M _{z,máx}	9573,22	-95,75	351,41	9573,22	-95,75	351,41	488,23

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 34,41	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 215 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

19. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7177,41 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -90,14 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 517,69$$

$$H_L \text{ (kN)} = -15,71 \qquad H_T \text{ (kN)} = 215,28$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2340,00	35,00	315,00	316,94
	Menos carregada	1540,00	35,00	315,00	316,94
Seção Tubular	Mais carregada	2455,00	15,00	135,00	135,83
	Menos carregada	1635,00	15,00	135,00	135,83


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 133,54 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5185,49 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 283,08 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 292,07$$

$$H_L \text{ (kN)} = 73,66 \qquad H_T \text{ (kN)} = 125,30$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 216 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1800,00	110,00	185,00	215,23
	Menos carregada	1095,00	110,00	185,00	215,23
Seção Tubular	Mais carregada	1910,00	50,00	80,00	94,34
	Menos carregada	1180,00	50,00	80,00	94,34

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 101,43$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6461,78$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -833,79$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 403,93$$

$$H_L \text{ (kN)} = 8,29$$

$$H_T \text{ (kN)} = 166,16$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2195,00	40,00	245,00	248,24
	Menos carregada	1335,00	40,00	245,00	248,24
Seção Tubular	Mais carregada	2305,00	20,00	105,00	106,89
	Menos carregada	1425,00	20,00	105,00	106,89

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 120,90$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6909,54$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -76,03$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = 626,05$$

$$H_L \text{ (kN)} = -17,73$$


$$H_T \text{ (kN)} = 275,68$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2370,00	35,00	400,00	401,53
	Menos carregada	1380,00	35,00	400,00	401,53
Seção Tubular	Mais carregada	2480,00	15,00	175,00	175,64
	Menos carregada	1475,00	15,00	175,00	175,64

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 143,24$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 217 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{máx}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9975,01 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -160,35 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 938,33$$

$$H_L \text{ (kN)} = -25,92 \quad H_T \text{ (kN)} = 409,03$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3380,00	50,00	590,00	592,11
	Menos carregada	1905,00	50,00	590,00	592,11

- Situação de $N_{mín}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5126,02 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 357,32 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 296,25$$

$$H_L \text{ (kN)} = 99,23 \quad H_T \text{ (kN)} = 136,60$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1840,00	145,00	200,00	247,03
	Menos carregada	1020,00	145,00	200,00	247,03


- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7040,46 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -1317,97 \quad M_T \text{ (kN.m)} = 464,03$$

$$H_L \text{ (kN)} = 1,18 \quad H_T \text{ (kN)} = 197,89$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2490,00	40,00	290,00	292,75
	Menos carregada	1330,00	40,00	290,00	292,75

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 218 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 9573,22 M_L (kN.m) = -139,18 M_T (kN.m) = 1100,86
 H_L (kN) = -28,95 H_T (kN) = 499,63

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3420,00	55,00	720,00	722,10
	Menos carregada	1670,00	55,00	720,00	722,10

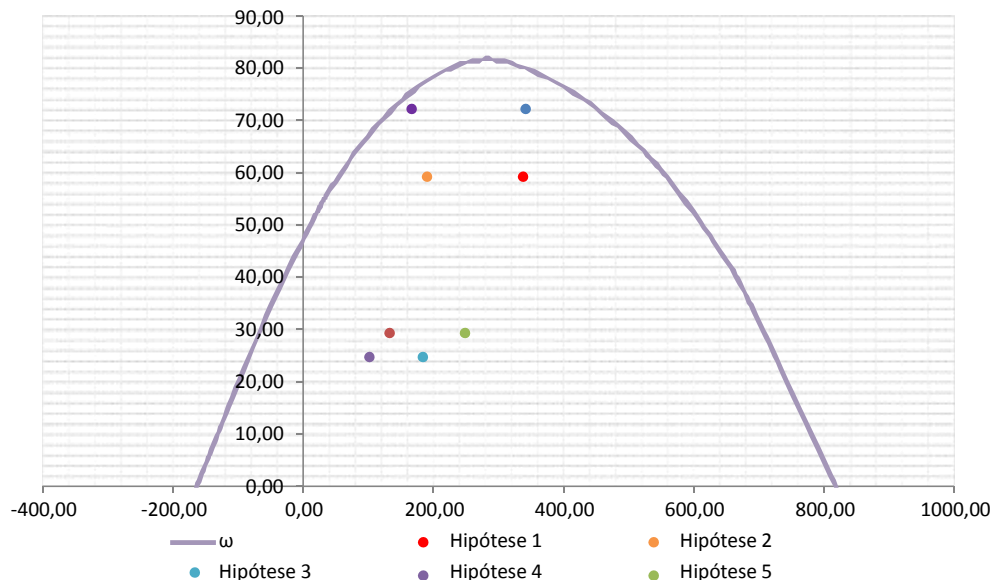
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 11,80 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

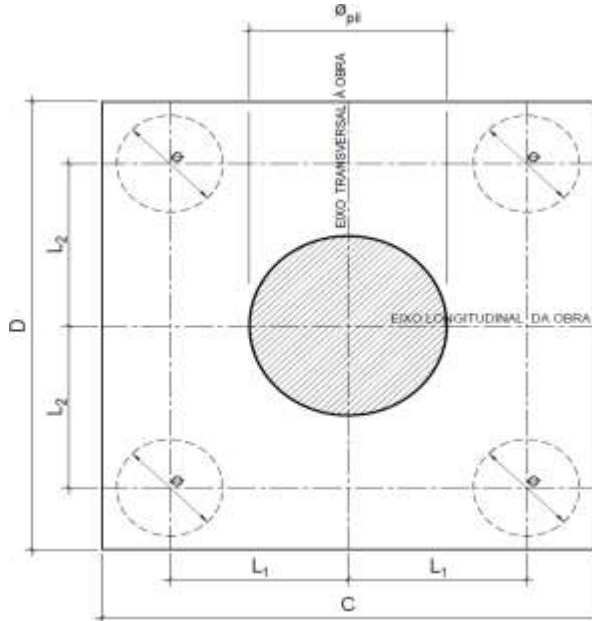
$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

19. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\phi_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\phi_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

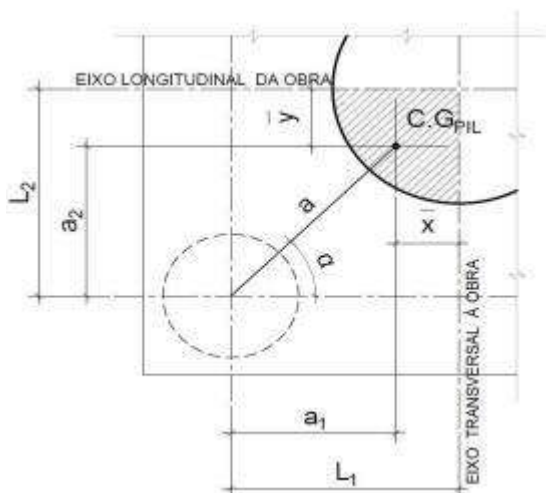
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

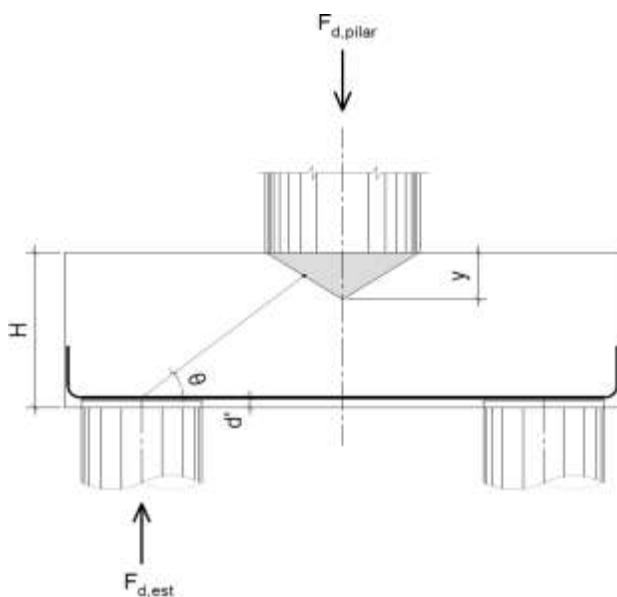
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$

Projeção vertical da biela:




$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,2 \text{ m} \\ z &= 1,25 \text{ m} \\ \theta &= 43,08^\circ \\ F_{d,est} &= 3420,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 13680,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

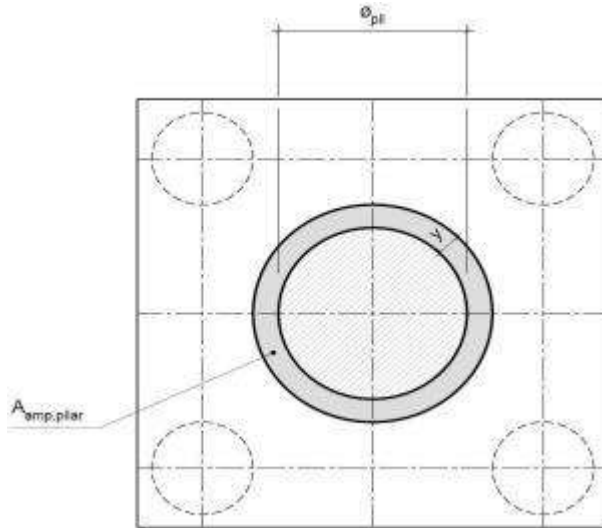
Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

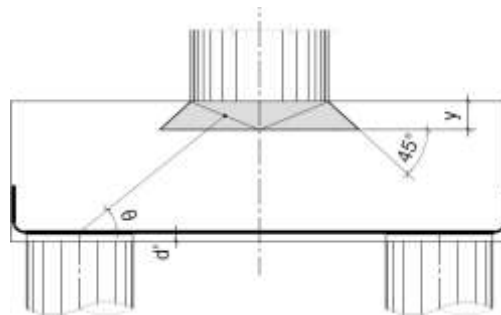
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 221
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNP,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

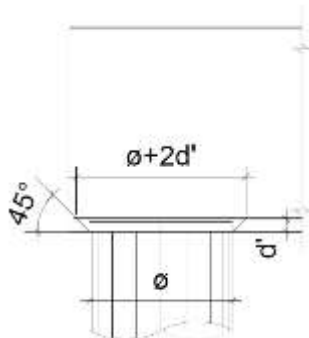
$$A_{amp,pilar} = 2,01 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 14,59 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 222
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 7,72 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3657,84 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2586,48 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 59,49 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2586,48 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 59,49 \text{ cm}^2$$

Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 47,59 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 47,59 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 11,90 \text{ cm}^2$$

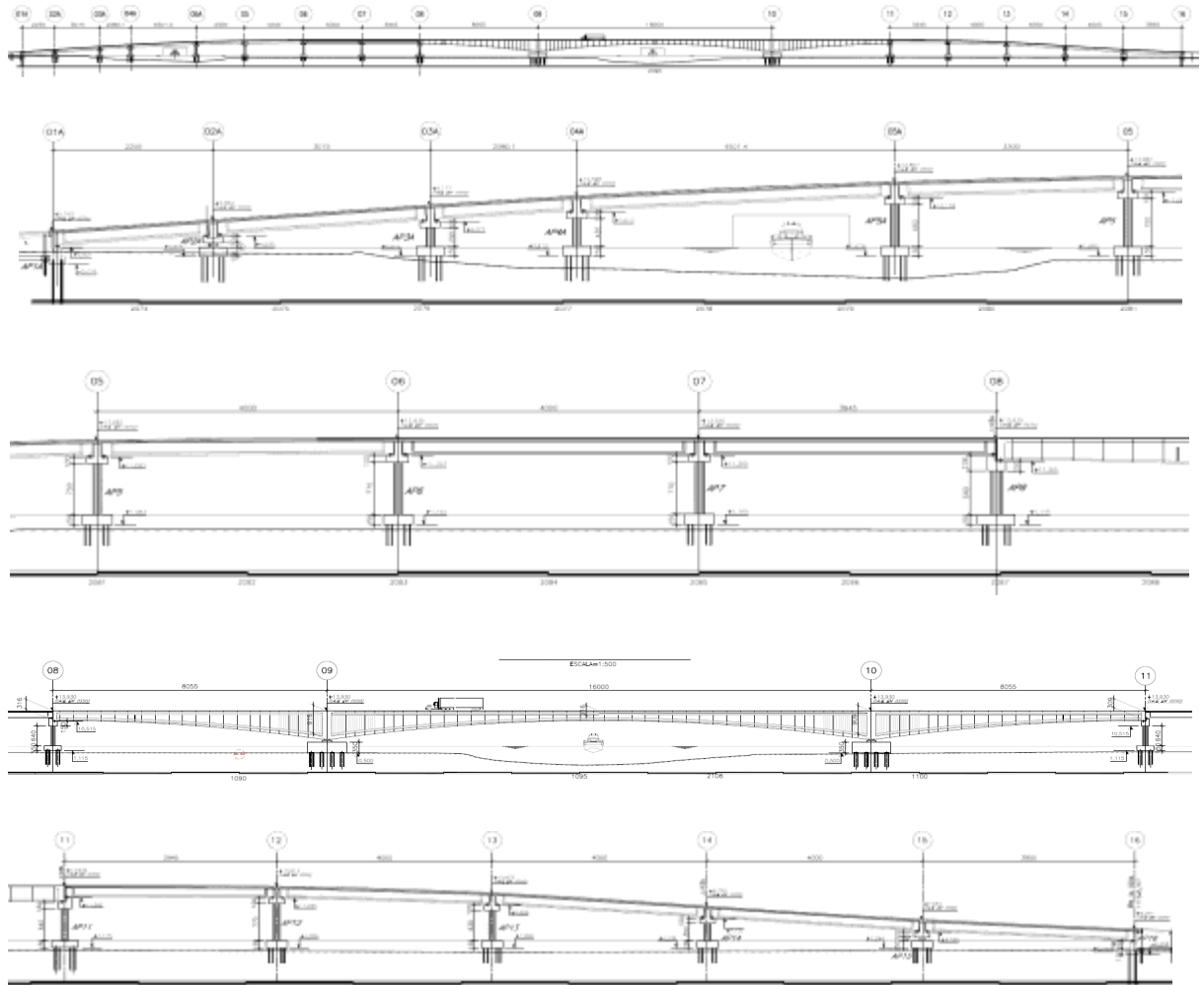
$$20\% A_{s,tir,trans} = 11,90 \text{ cm}^2$$


	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 223
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Cálculo da Infraestrutura - Ramo 2000

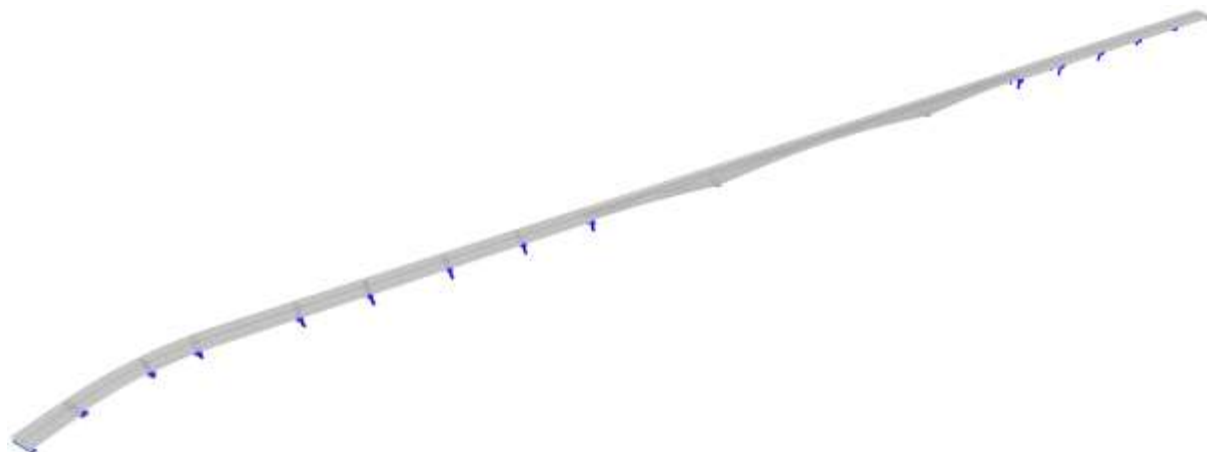
20. Sistema Estrutural

Elevação geral em vista



	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 224
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Para estudo da infraestrutura foi elaborado um modelo em elementos finitos no programa CSiBridge, onde foram aplicados os carregamentos verticais e horizontais, além de todas as características geométricas e dos materiais dos elementos estruturais. A figura a seguir ilustra o modelo global da estrutura analisada.



21. Características dos materiais

21. 1. Características dos materiais

Concreto Superestrutura:

$f_{ck} =$	40	MPa
$\gamma =$	25	kN/m ³
$E_{ci} =$	35417,5	MPa
$\alpha_i =$	0,90	
$E_{cs} =$	31875,76	MPa
$\nu =$	0,2	
$\alpha =$	1,0E-05	/°C

Concreto Infraestrutura:


$f_{ck} =$	30	MPa
$\gamma =$	25	kN/m ³
$E_{ci} =$	30672,5	MPa
$\alpha_i =$	0,88	
$E_{cs} =$	26838,41	MPa
$\nu =$	0,2	
$\alpha =$	1,0E-05	/°C

Concreto Estaqueamento:

$f_{ck} =$	25	MPa
$\gamma =$	25	kN/m ³
$E_{ci} =$	28000,0	MPa
$\alpha_i =$	0,86	
$E_{cs} =$	24150	MPa
$\nu =$	0,2	
$\alpha =$	1,0E-05	/°C

Aço Estaqueamento (Tubos e Perfis):

ASTM 572 Gr. 50		
$f_y =$	345	MPa
$f_u =$	450	MPa
$\sigma_{trab} =$	175	MPa
$E_s =$	200	GPa
$\nu =$	0,3	
$\alpha =$	1,2E-06	/°C
$\gamma =$	78,5	kN/m ³

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 225 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

22. Cálculo dos carregamentos atuantes

22. 1. Carregamentos Verticais

Peso Próprio

O peso próprio dos elementos é calculado automaticamente pelo software.

Sobrecargas Permanentes

- Guarda Rodas:	$Q_{GR} = 0,2337 \times 25 / 0,4 =$	14,61	kN/m ²
- Guarda Corpo:	$Q_{GC} =$	0,50	kN/m
- Mureta do passeio:	$Q_{MUR} = 0,15 \times 25 =$	3,75	kN/m ²
- Pavimentação:	$Q_{PAV} = 0,07 \times 24 =$	1,68	kN/m ²
- Caimento da laje no balanço sucessivo:	$Q_{CAIM.LAJE} = 0,09 \times 25 =$	2,25	kN/m ²
- Caimento do passeio no balanço sucessivo:	$Q_{CAIM.BAL} = 0,05 \times 25 =$	1,25	kN/m ²

Carga Móvel

TB-450 NBR 7188:2013

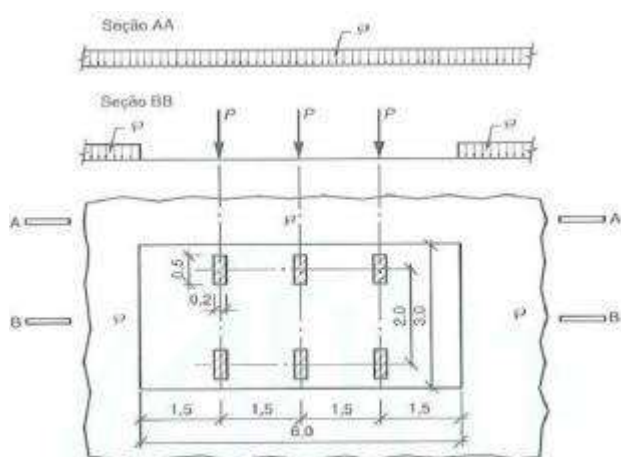


Figura 1 – Disposição das cargas estáticas

$$P = 75 \text{ kN}$$

$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$


Coeficiente de Impacto:

$$\varphi = CIV \times CNF$$

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9$$

O Software calcula automaticamente o coeficiente de impacto através de interpolação linear do vão dada uma tabela de entrada para leitura dos dados. A seguir é apresentada a tabela do coeficiente de impacto para diversos vãos, inserida no software.

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 226 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

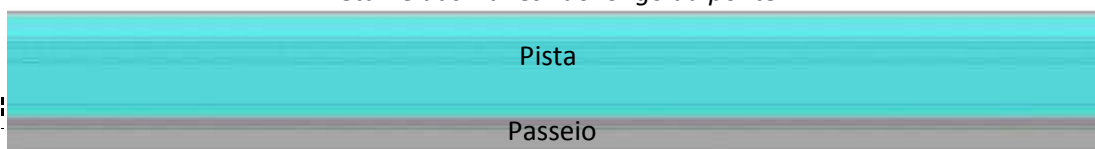
L_{iv} (m)	CIV	n	CNF	φ
0,0	1,35	2	1,00	1,350
1,0	1,35	2	1,00	1,350
5,0	1,35	2	1,00	1,350
10,0	1,35	2	1,00	1,353
15,0	1,33	2	1,00	1,326
20,0	1,30	2	1,00	1,303
25,0	1,28	2	1,00	1,283
30,0	1,27	2	1,00	1,265
35,0	1,25	2	1,00	1,249
40,0	1,24	2	1,00	1,236
45,0	1,22	2	1,00	1,223
50,0	1,21	2	1,00	1,212
55,0	1,20	2	1,00	1,202
60,0	1,19	2	1,00	1,193
65,0	1,18	2	1,00	1,184
70,0	1,18	2	1,00	1,177
75,0	1,17	2	1,00	1,170
80,0	1,16	2	1,00	1,163
85,0	1,16	2	1,00	1,157
90,0	1,15	2	1,00	1,151
95,0	1,15	2	1,00	1,146
100,0	1,14	2	1,00	1,141
150,0	1,11	2	1,00	1,106
200,0	1,08	2	1,00	1,085

Nos passeios para pedestres foi adotada carga uniformemente distribuída de 5kN/m² sem ponderação dos coeficientes de impacto, conforme NBR 7188:2013.


O caminho de passagem dos veículos tipo nas pistas e da multidão nos passeios são definidos através das "lanes" no CSI Bridge. A seguir são ilustradas as "lanes" modeladas no software.



Detalhe das "lanes" ao longo da ponte



Detalhe das "lanes" ao longo da ponte - Vista em planta aproximada

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 227
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

22. 2. Carregamentos Horizontais Longitudinais

- Freragem e Aceleração:

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF \quad CNF = 1,00$$

A carga de frenagem e aceleração foi considerada distribuída ao longo da pista no nível do tabuleiro.

- Variação de temperatura, retração e deformação lenta do concreto:

Para simular os efeitos de retração do concreto, deformação lenta do concreto devidas à protensão e variação ambiental de temperatura será assumida uma queda de temperatura de:

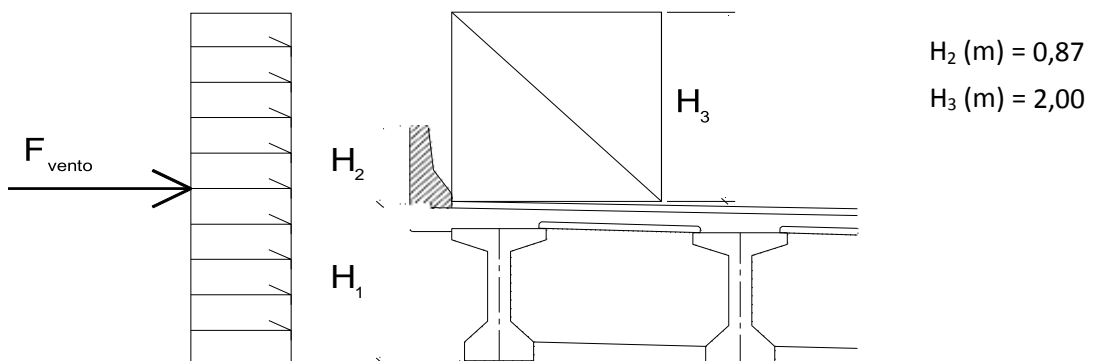
$$\Delta\theta \text{ (}^\circ\text{C)} = -50 \quad \alpha = 0,00001$$


- Gradiente térmico:

Considerando a diferença de temperatura na parte superior que recebe sol diretamente para a parte inferior, aplica-se um carregamento de gradiente de temperatura com variação uniforme de 5 °C entre a face superior e inferior do caixão.

22. 3. Carregamentos Horizontais Transversais

- Vento na Superestrutura:



	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 228
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Cálculo da Velocidade Característica do Vento:

$$V_k = V_o * S_1 * S_2 * S_3$$

$$V_o(\text{m/s}) = 42,00 \quad (\text{máxima velocidade média retirada das isopletras da Figura 1 da NBR-6123:1988})$$

$$S_1 = 1,00 \quad (\text{Fator topográfico: terreno plano ou fracamente acidentado})$$

$$S_2 = 1,09 \quad (\text{Tabela 2: Rugosidade Cat. I, Dimensões Classe C, Altura } z=15\text{m})$$

$$S_3 = 1,10 \quad (\text{Fator estatístico})$$

$$V_k (\text{m/s}) = 50,358$$

- Cálculo da Pressão de vento:

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad q = 1554,5 \text{ N/m}^2 = 1,6 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{1.1} (\text{m}) = 2,23 \quad (\text{Altura da Viga + Laje no trecho pré-moldado})$$

$$H_{1.2} (\text{m}) = 5,00 \quad (\text{Altura da seção do caixão considerada})$$

- Força Centrífuga:

A força horizontal provenientes da força centrífuga, aplicadas no nível da pista de rolamento é demonstrada a seguir.

$$H_{fc} = 2,4 * P \quad (\text{em kN, para curva com raio } < 200\text{m})$$

$$H_{fc} = (480/R) * P \quad (\text{em kN, para curva com raio } 200 < R < 1500\text{m})$$

$$H_{fc} = 0 \quad (\text{para raios superiores a } 1500\text{m})$$

$$R (\text{m}) = 107,00$$

$$P (\text{kN}) = 75$$

$$H_{fc} (\text{kN}) = 180$$

23. Cálculo das rizezas das linhas de apoio

As rizezas das linhas de apoio são calculadas automaticamente no CSiBridge. As rizezas dos aparelhos de apoio são tratadas como elementos tipo "Bearings" no programa e seguem detalhadas a seguir.

- Neoprenes fretados:

$$a (\text{m}) = 0,450$$


$$b (\text{m}) = 0,300$$

$$h_{\text{borr}} (\text{m}) = 0,048$$

$$K^{\text{neop}} = G * a * b / h_{\text{borr}}$$

$$G (\text{kN/m}^2) = 1000 \quad (\text{módulo de elasticidade transversal do neoprene})$$

$$K^{\text{neop}} (\text{kN/m}) = 2812,50$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 229 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

24. Atrito interno dos aparelhos de apoio metálicos

Para aplicação das cargas horizontais nos aparelhos de apoio com movimentação longitudinal e transversal livres, foi considerado 4% da reação de apoio vertical.

25. Resumo das características principais dos apoios

	H _{trav} (m)	H _{pil} (m)	Ø _{pil} (m)	C _{long.bloco} (m)	D _{trans.bloco} (m)	h _{bloco} (m)
AP-1A	-	-	-	2,20	13,00	1,20
AP-2A	3,00	0,70	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-3A	3,00	2,90	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-4A	3,00	4,30	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-5A	3,00	6,60	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-5	3,00	7,50	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-6	3,00	7,70	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-7	3,00	7,70	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-8	1,50	6,40	1,40	6,00	4,00	1,50
AP-9	-	-	-	-	-	-
AP-10	-	-	-	-	-	-
AP-11	1,50	6,40	1,40	6,00	4,00	1,50
AP-12	3,00	7,70	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-13	3,00	6,30	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-14	3,00	3,50	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-15	3,00	0,80	1,20	4,00	4,00	1,50
AP-16	-	-	-	2,20	13,00	1,20

26. Combinações


As ações são combinadas de acordo com a NBR 8681 para os Estados Limites de Serviço e para o Estado Limite Último. A seguir são apresentadas as combinações consideradas no modelo.

26. 1. Combinações de Serviço

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k}$$

Com:


Ação	ψ ₁
cargas permanentes	1,00
carga móvel e seus efeitos dinâmicos	1,00
deformações impostas	1,00
vento	1,00

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 230 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

26. 2. Combinações Últimas Normais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{G_i} F_{G_i,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$$

Ação	γ_{desfav}	γ_{fav}	ψ_0
cargas permanentes	1,35	1,00	-
carga móvel e seus efeitos dinâmicos	1,50	0,00	0,70
vento	1,40	0,00	0,60
deformações impostas	1,20	0,00	0,60

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 231
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

27. Cálculo do Apoio de AP-2A

27. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-5366,37	2,85	0,125	2,800	0,029	44,08
Inferior	4825,00	2,85	0,112	2,805	0,026	39,56

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 4790,64 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 2190,34 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 19,64$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 18,71$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 18,71$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 232 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1750,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 11,66 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_{sl}/l \text{ (cm}^2/\text{m)} = 11,66$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{sl} \text{ (cm}^2) = 76,30$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 28,26 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\acute{a}o} \text{ (cm}^2) = 9,89 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{a}o:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1845,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,50 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 33,95$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 22,21$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{a}o:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{a}o:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 19,64$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 23,32$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 33,95$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 76,91$	$s \text{ (cm)} = 10,5$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 73,24$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 4$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,591 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\acute{s}Na} \leq 5,0 \text{ cm}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	53,97
Long. Inferior	49,45

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,5

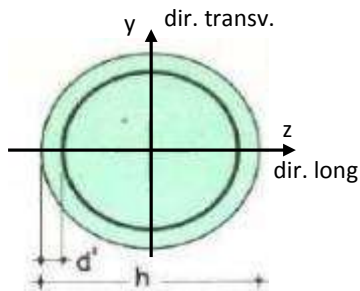
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	9,42

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 233 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

27. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 3,70 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$\begin{aligned} h_{z,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção z}) \\ h_{z,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção z}) \\ h_{y,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção y}) \\ h_{y,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção y}) \end{aligned}$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 0,70$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 7,40$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 0,70$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 1,90$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 24,67$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 6,33$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

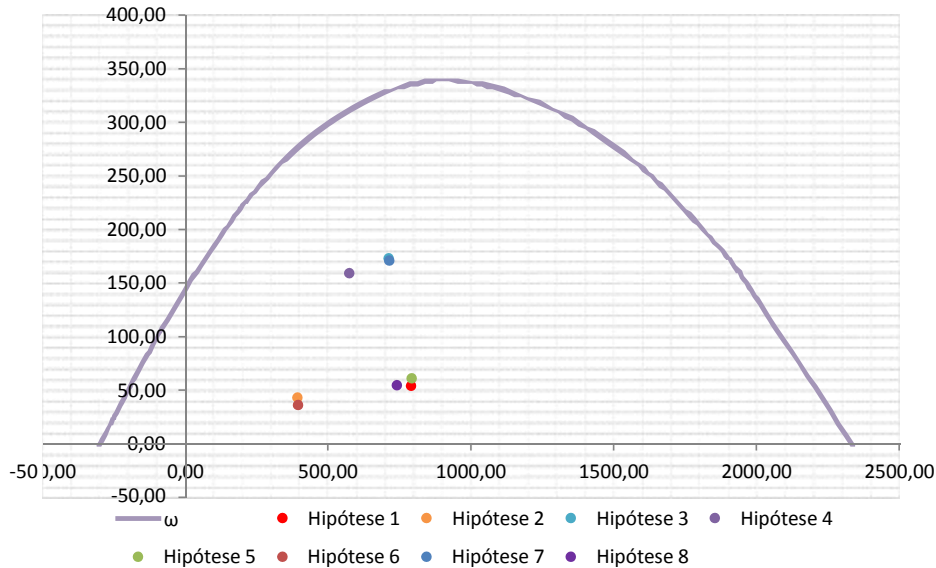
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

	Hip.	Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	7914,15	532,85	-80,66	7914,15	532,85	-80,66	538,92
	N _{mín}	3944,22	419,59	-85,95	3944,22	419,59	-85,95	428,30
	M _{y,máx}	7133,51	1722,90	-126,29	7133,51	1722,90	-126,29	1727,52
	M _{z,máx}	5752,10	1585,44	-136,90	5752,10	1585,44	-136,90	1591,34
Seção Base	N _{máx}	7940,87	514,80	-322,51	7940,87	514,80	-322,51	607,48
	N _{mín}	3964,01	360,74	7,32	3964,01	360,74	7,32	360,81
	M _{y,máx}	7160,31	1696,24	-184,69	7160,31	1696,24	-184,69	1706,27
	M _{z,máx}	7426,01	421,22	-347,04	7426,01	421,22	-347,04	545,77

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 27,40	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08 A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 235 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

27. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5688,60 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 387,60 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -317,45$$

$$H_L \text{ (kN)} = -15,33 \qquad H_T \text{ (kN)} = -98,19$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1810,00	40,00	145,00	150,42
	Menos carregada	1330,00	40,00	145,00	150,42
Seção Tubular	Mais carregada	1900,00	5,00	65,00	65,19
	Menos carregada	1425,00	5,00	65,00	65,19


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 94,68 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4000,80 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 269,15 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 43,79$$

$$H_L \text{ (kN)} = -69,54 \qquad H_T \text{ (kN)} = 52,18$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 236 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1255,00	115,00	85,00	143,00
	Menos carregada	1045,00	115,00	85,00	143,00
Seção Tubular	Mais carregada	1350,00	40,00	35,00	53,15
	Menos carregada	1130,00	40,00	35,00	53,15

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 68,76$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5206,12$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 1135,53$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -221,12$$

$$H_L \text{ (kN)} = -29,02$$

$$H_T \text{ (kN)} = -52,80$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1740,00	75,00	85,00	113,36
	Menos carregada	1160,00	75,00	85,00	113,36
Seção Tubular	Mais carregada	1830,00	20,00	40,00	44,72
	Menos carregada	1250,00	20,00	40,00	44,72

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 87,27$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5345,36$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 225,36$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -450,49$$

$$H_L \text{ (kN)} = -81,90$$


$$H_T \text{ (kN)} = -175,98$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1845,00	135,00	255,00	288,53
	Menos carregada	1130,00	135,00	255,00	288,53
Seção Tubular	Mais carregada	1950,00	45,00	110,00	118,85
	Menos carregada	1220,00	45,00	110,00	118,85

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 108,45$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 237 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7940,87 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 476,13 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -840,75$$

$$H_L \text{ (kN)} = -25,78 \qquad H_T \text{ (kN)} = -345,49$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2775,00	60,00	500,00	503,59
	Menos carregada	1495,00	60,00	500,00	503,59

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 3964,01 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 234,63 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = 207,19$$

$$H_L \text{ (kN)} = -84,07 \qquad H_T \text{ (kN)} = 133,24$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1400,00	135,00	195,00	237,17
	Menos carregada	885,00	135,00	195,00	237,17


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7160,31 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1639,17 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -309,84$$

$$H_L \text{ (kN)} = -38,05 \qquad H_T \text{ (kN)} = -83,43$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2370,00	100,00	130,00	164,01
	Menos carregada	1510,00	100,00	130,00	164,01

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 238 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 7426,01 M_L (kN.m) = 232,77 M_T (kN.m) = -1040,31
 H_L (kN) = -125,63 H_T (kN) = -462,18

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2875,00	200,00	640,00	670,52
	Menos carregada	1140,00	200,00	640,00	670,52

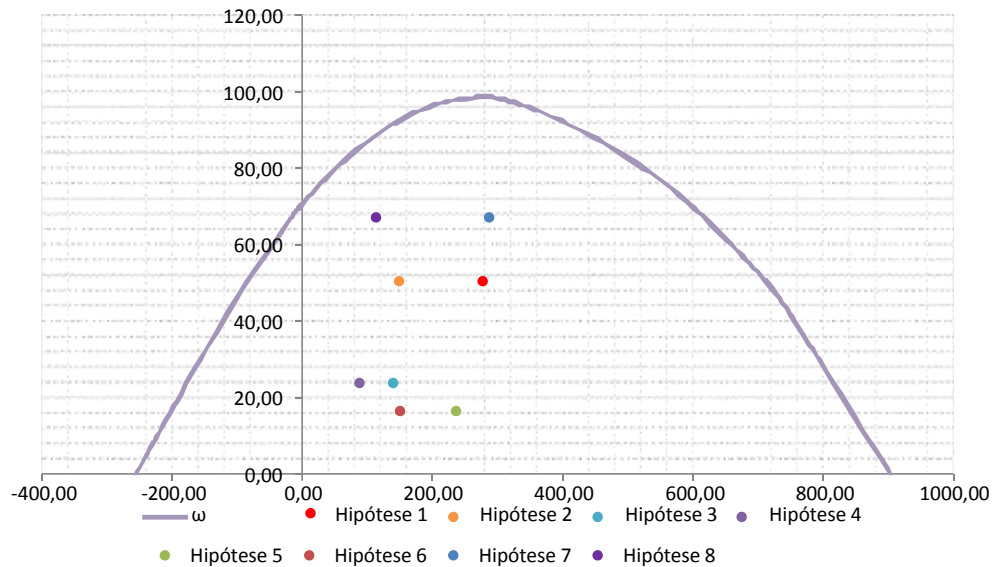
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 9,92 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 58,90 ω = 0,326



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$


$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 58,90$$

Ok! (Mesmo em região de emendas)

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

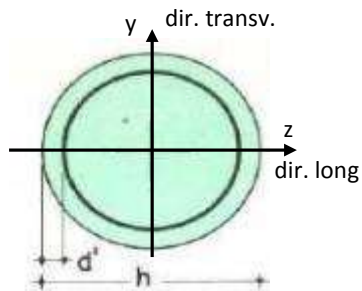
$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 239
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

27. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 3,70 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 0,70$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 7,40$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 0,70$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 1,90$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 24,67$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 6,33$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

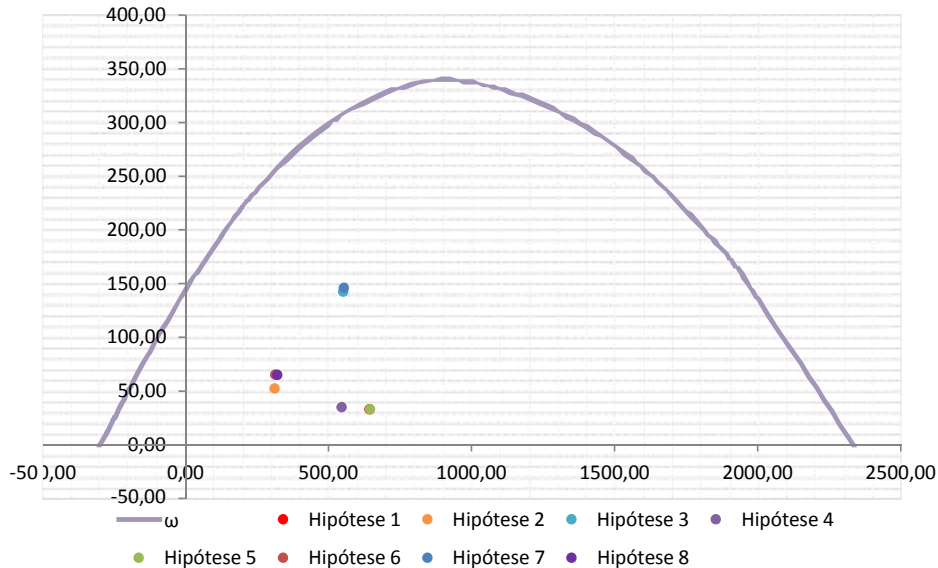
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1,d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1,d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	6437,63	251,93	-53,21	6437,63	251,93	-53,21	328,32
	N _{mín}	3135,16	518,30	-59,81	3135,16	518,30	-59,81	521,74
	M _{y,máx}	5519,19	1420,04	-104,21	5519,19	1420,04	-104,21	1423,86
	M _{z,máx}	5466,64	314,90	-146,32	5466,64	314,90	-146,32	347,23
Seção Base	N _{máx}	6464,35	207,15	-56,14	6464,35	207,15	-56,14	329,68
	N _{mín}	3154,95	564,26	-324,64	3154,95	564,26	-324,64	650,98
	M _{y,máx}	5546,04	1446,24	-199,91	5546,04	1446,24	-199,91	1459,99
	M _{z,máx}	3224,95	548,95	-342,31	3224,95	548,95	-342,31	646,93

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 22,30	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2
 $A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 241 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

27. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 4634,68 & M_L \text{ (kN.m)} = 102,71 & M_T \text{ (kN.m)} = -213,73 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -41,75 & H_T \text{ (kN)} = -82,70
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1480,00	70,00	125,00	143,27
	Menos carregada	1135,00	70,00	125,00	143,27
Seção Tubular	Mais carregada	1590,00	25,00	55,00	60,42
	Menos carregada	1220,00	25,00	55,00	60,42

$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 80,51 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 3297,33 & M_L \text{ (kN.m)} = 531,24 & M_T \text{ (kN.m)} = -797,58 \\
 & H_L \text{ (kN)} = 43,34 & H_T \text{ (kN)} = -351,63
 \end{array}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 242 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1710,00	60,00	500,00	503,59
	Menos carregada	240,00	60,00	500,00	503,59
Seção Tubular	Mais carregada	1815,00	35,00	220,00	222,77
	Menos carregada	330,00	35,00	220,00	222,77

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 125,28$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4069,14$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 1026,08$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -538,35$$

$$H_L \text{ (kN)} = 29,93$$

$$H_T \text{ (kN)} = -227,36$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1780,00	30,00	330,00	331,36
	Menos carregada	555,00	30,00	330,00	331,36
Seção Tubular	Mais carregada	1890,00	35,00	150,00	154,03
	Menos carregada	640,00	35,00	150,00	154,03

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 113,54$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 3297,33$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 531,24$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -797,58$$

$$H_L \text{ (kN)} = 43,34$$


$$H_T \text{ (kN)} = -351,63$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1710,00	60,00	500,00	503,59
	Menos carregada	240,00	60,00	500,00	503,59
Seção Tubular	Mais carregada	1815,00	35,00	220,00	222,77
	Menos carregada	330,00	35,00	220,00	222,77

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 125,28$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 243 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{máx}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6464,35 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 111,20 \quad M_T \text{ (kN.m)} = -62,40$$

$$H_L \text{ (kN)} = -63,97 \quad H_T \text{ (kN)} = -4,18$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1840,00	105,00	15,00	106,07
	Menos carregada	1690,00	105,00	15,00	106,07

- Situação de $N_{mín}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 3154,95 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 662,75 \quad M_T \text{ (kN.m)} = -892,13$$

$$H_L \text{ (kN)} = 65,66 \quad H_T \text{ (kN)} = -378,33$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1775,00	90,00	540,00	547,45
	Menos carregada	100,00	90,00	540,00	547,45


- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5546,04 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 1502,39 \quad M_T \text{ (kN.m)} = -405,00$$

$$H_L \text{ (kN)} = 37,44 \quad H_T \text{ (kN)} = -136,72$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2115,00	45,00	200,00	205,00
	Menos carregada	960,00	45,00	200,00	205,00

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 244
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 3224,95 M_L (kN.m) = 656,62 M_T (kN.m) = -1036,46
 H_L (kN) = 71,78 H_T (kN) = -462,77

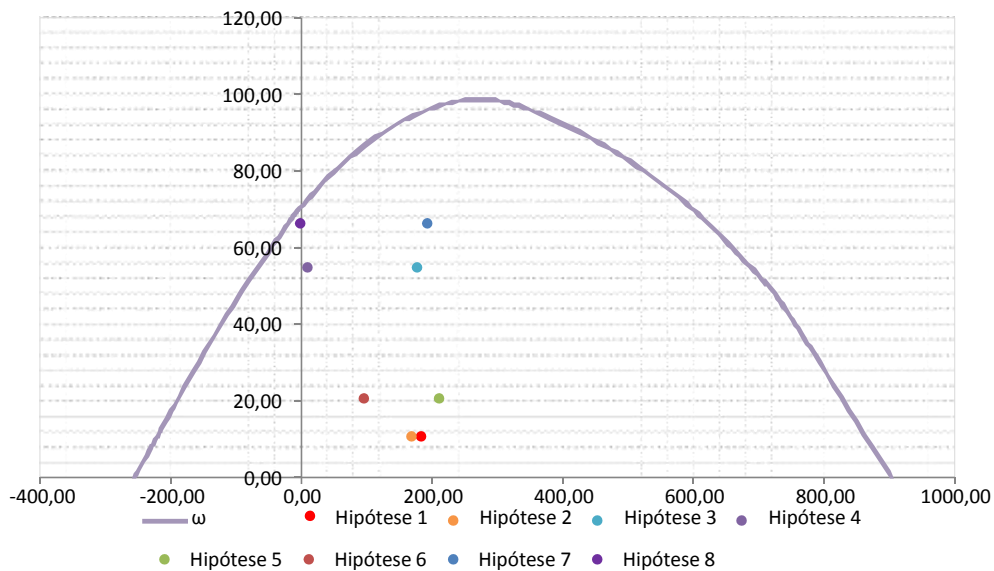
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1930,00	100,00	655,00	662,59
	Menos carregada	-15,00	100,00	655,00	662,59

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 7,30 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47
 A_s (cm²) = 58,90 ω = 0,326



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 58,90$$

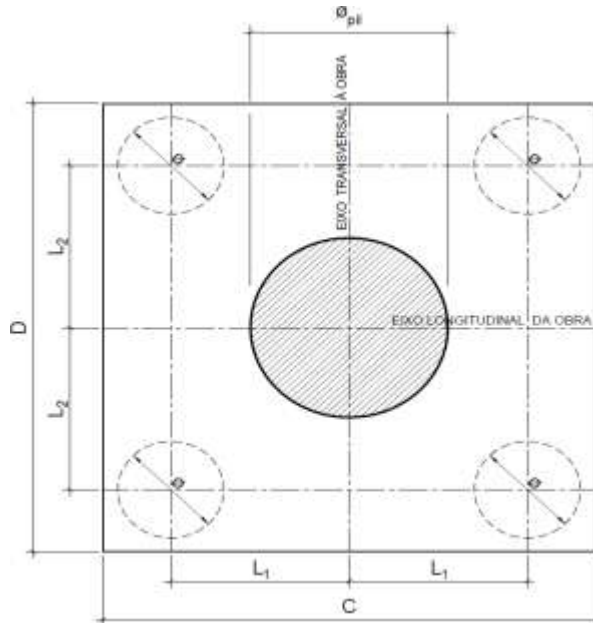
Ok! (Mesmo em região de emendas)

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

27. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\varnothing_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\varnothing_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

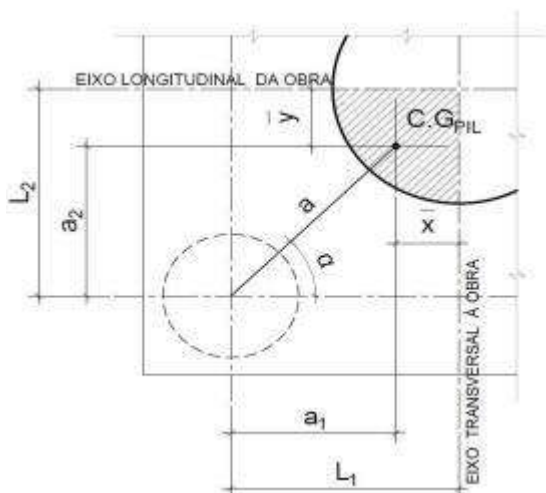
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

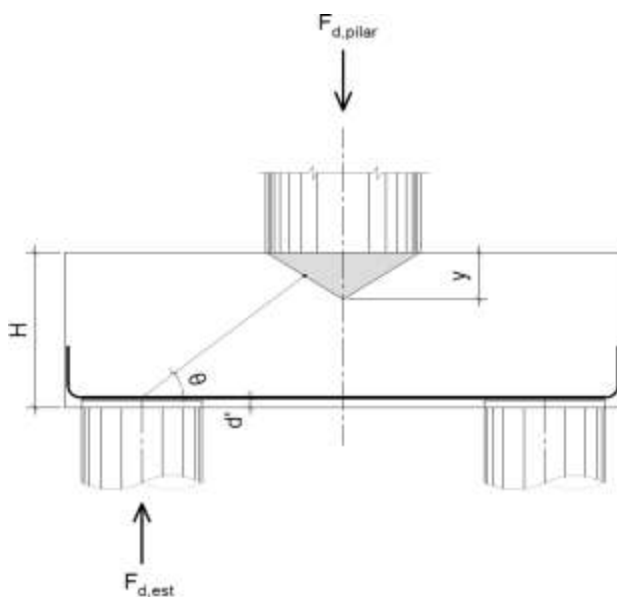
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$


Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,15 \text{ m} \\ z &= 1,28 \text{ m} \\ \theta &= 43,64^\circ \\ F_{d,est} &= 2875,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 11500,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

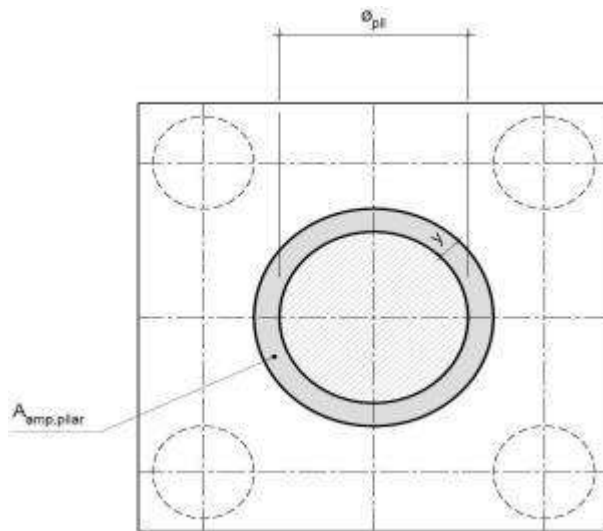
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 247
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

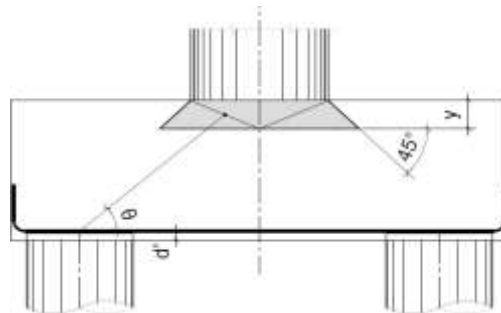
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

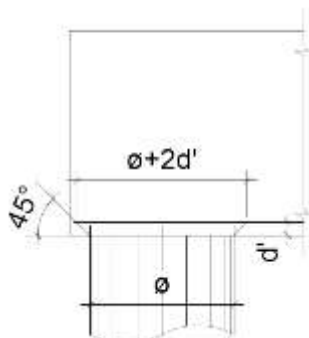
$$A_{amp,pilar} = 1,77 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 13,66 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 248
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 6,35 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3014,65 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2131,68 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 49,03 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2131,68 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 49,03 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 39,22 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 39,22 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 9,81 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 9,81 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 249 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

28. Cálculo do Apoio de AP-3A

28. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-5456,80	2,85	0,127	2,799	0,030	44,84
Inferior	4995,00	2,85	0,116	2,803	0,027	40,98

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 4753,10 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 2152,80 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 19,30$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 18,38$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 18,38$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 250 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1775,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 11,82 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_s/\ell \text{ (cm}^2/\text{m)} = 11,82$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{st} \text{ (cm}^2) = 77,39$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 28,66 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\tilde{a}o} \text{ (cm}^2) = 10,03 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{o}:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1870,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,50 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,41$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 22,52$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{o}:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{o}:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 19,30$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 23,65$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,41$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 77,36$	$s \text{ (cm)} = 10,4$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 73,68$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 4$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,592 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\tilde{s}Na} \leq 5,0 \text{ cm}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	54,87
Long. Inferior	51,01

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,4

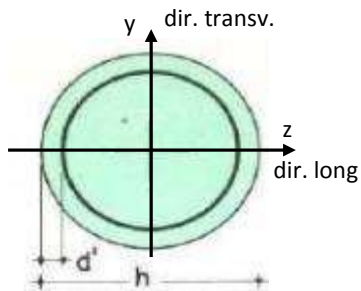
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	9,55

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 251 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

28. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pilar}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pilar}} (\text{m}) = 5,90 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$\begin{aligned} h_{z,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção z}) \\ h_{z,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção z}) \\ h_{y,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção y}) \\ h_{y,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção y}) \end{aligned}$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 2,90$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 11,80$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 2,90$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 4,10$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 39,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 13,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

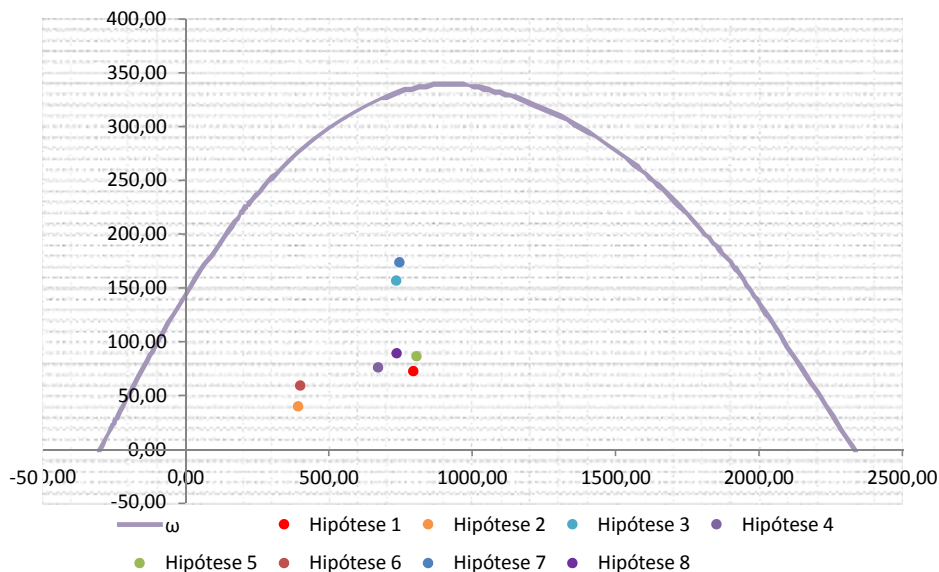
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	7953,14	-1106,30	331,85	7953,14	-644,88	331,85	725,25
	N _{mín}	3928,13	-627,06	13,31	3928,13	-399,17	13,31	399,39
	M _{y,máx}	7357,24	-1964,27	302,64	7357,24	-1537,42	302,64	1566,93
	M _{z,máx}	6721,87	-1020,20	428,30	6721,87	-630,22	428,30	761,98
Seção Base	N _{máx}	8063,84	-1010,48	-674,55	8063,84	-542,64	-674,55	865,72
	N _{mín}	4010,12	-820,53	-60,96	4010,12	-587,88	-60,96	591,03
	M _{y,máx}	7469,45	-2059,18	-615,56	7469,45	-1625,83	-615,56	1738,45
	M _{z,máx}	7367,12	-976,61	-702,37	7367,12	-549,19	-702,37	891,59

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 27,82	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f _{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 253 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

28. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5773,55 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -696,56 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -715,30$$

$$H_L \text{ (kN)} = 21,15 \qquad H_T \text{ (kN)} = -203,60$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2085,00	55,00	290,00	295,17
	Menos carregada	1100,00	55,00	290,00	295,17
Seção Tubular	Mais carregada	2195,00	10,00	130,00	130,38
	Menos carregada	1190,00	10,00	130,00	130,38


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 121,33 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4050,54 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -846,97 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -209,66$$

$$H_L \text{ (kN)} = -55,01 \qquad H_T \text{ (kN)} = -59,24$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 254 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1500,00	70,00	90,00	114,02
	Menos carregada	820,00	70,00	90,00	114,02
Seção Tubular	Mais carregada	1610,00	50,00	40,00	64,03
	Menos carregada	910,00	50,00	40,00	64,03

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 82,14$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5377,29$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -1462,50$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -645,61$$

$$H_L \text{ (kN)} = -23,39$$

$$H_T \text{ (kN)} = -183,36$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2150,00	40,00	260,00	263,06
	Menos carregada	840,00	40,00	260,00	263,06
Seção Tubular	Mais carregada	2255,00	40,00	120,00	126,49
	Menos carregada	930,00	40,00	120,00	126,49

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 123,03$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5309,07$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -678,29$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -770,61$$

$$H_L \text{ (kN)} = 18,27$$


$$H_T \text{ (kN)} = -228,11$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2010,00	50,00	325,00	328,82
	Menos carregada	945,00	50,00	325,00	328,82
Seção Tubular	Mais carregada	2120,00	10,00	150,00	150,33
	Menos carregada	1035,00	10,00	150,00	150,33

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 122,48$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 255 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 8063,84 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -960,92 \quad M_T \text{ (kN.m)} = -1195,09$$

$$H_L \text{ (kN)} = 33,04 \quad H_T \text{ (kN)} = -347,03$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2960,00	85,00	495,00	502,24
	Menos carregada	1370,00	85,00	495,00	502,24

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4010,12 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -920,60 \quad M_T \text{ (kN.m)} = -99,37$$

$$H_L \text{ (kN)} = -66,71 \quad H_T \text{ (kN)} = -25,61$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1460,00	85,00	45,00	96,18
	Menos carregada	845,00	85,00	45,00	96,18


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7469,45 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -2109,83 \quad M_T \text{ (kN.m)} = -1090,56$$

$$H_L \text{ (kN)} = -33,77 \quad H_T \text{ (kN)} = -316,67$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3055,00	55,00	450,00	453,35
	Menos carregada	980,00	55,00	450,00	453,35

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 256
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 7367,12 M_L (kN.m) = -933,53 M_T (kN.m) = -1278,05
 H_L (kN) = 28,72 H_T (kN) = -383,79

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2845,00	75,00	520,00	525,38
	Menos carregada	1140,00	75,00	520,00	525,38

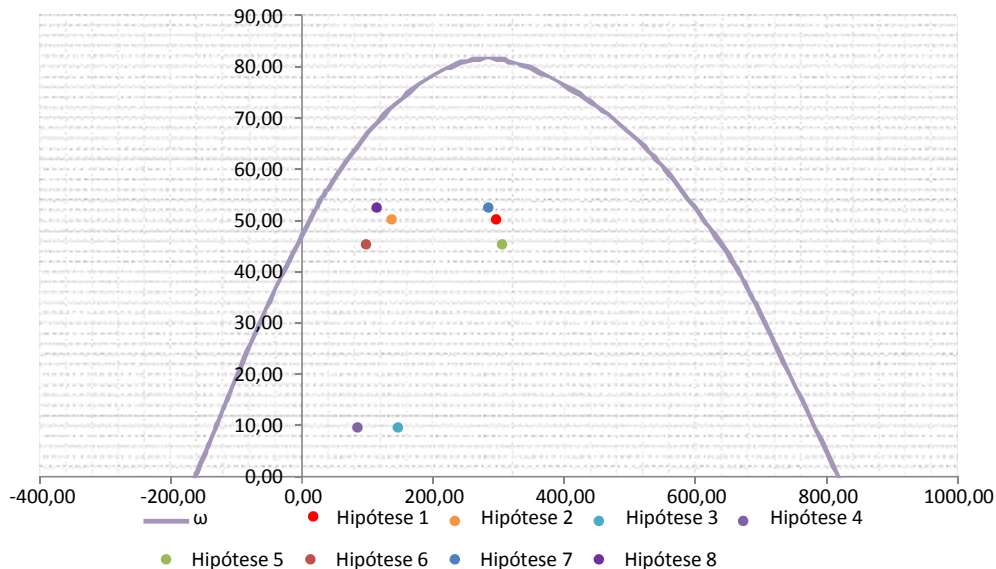
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 10,54 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$


$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 37,70$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

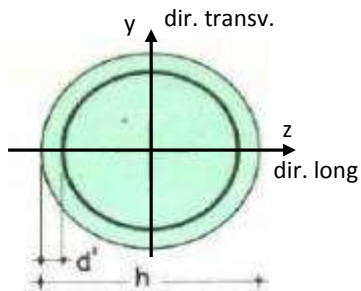
Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 257
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

28. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 5,90 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 2,90$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 11,80$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 2,90$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 4,10$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 39,33$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 13,67$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

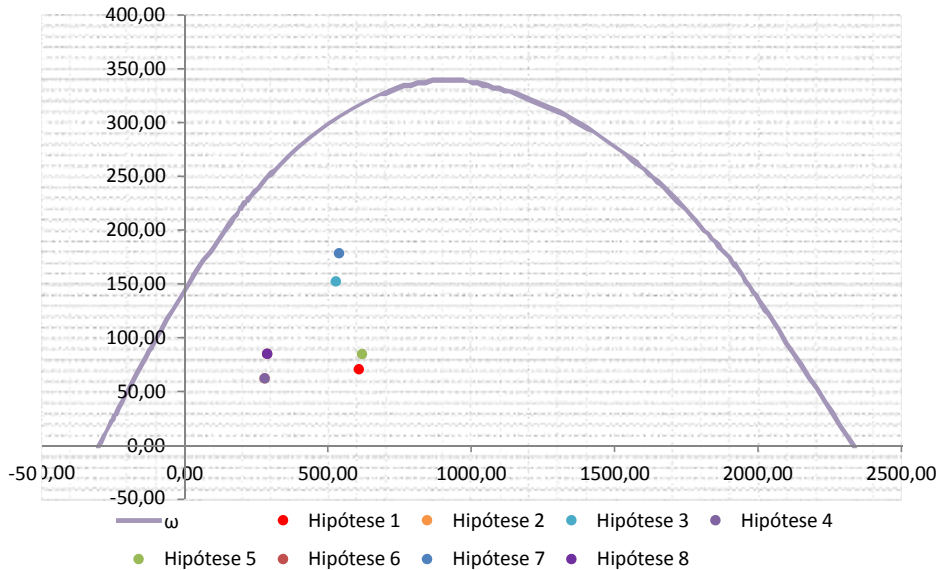
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	6089,38	-1056,17	-87,25	6089,38	-702,88	-87,25	708,28
	N _{mín}	2806,33	-723,65	265,78	2806,33	-560,84	265,78	620,63
	M _{y,máx}	5284,86	-1821,09	158,06	5284,86	-1514,48	158,06	1522,71
	M _{z,máx}	2806,33	-723,65	265,78	2806,33	-560,84	265,78	620,63
Seção Base	N _{máx}	6200,07	-1208,43	-5,22	6200,07	-848,73	-5,22	848,74
	N _{mín}	2888,33	-765,94	-606,12	2888,33	-598,37	-606,12	851,72
	M _{y,máx}	5397,60	-2033,67	-471,54	5397,60	-1720,52	-471,54	1783,97
	M _{z,máx}	2888,33	-765,94	-606,12	2888,33	-598,37	-606,12	851,72

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f _{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f _{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ _s = 1,15	γ _c = 1,4
A _{s,min1} (cm ²) = 45,24	f _{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f _{cd} (MPa) = 21,429
A _{s,min2} (cm ²) = 21,39	E _s (kN/cm ²) = 20000	σ _{cd} = 0,85 x f _{cd}
A _c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 45,2$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 904,8$$

A_{s,adotado} (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 259 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

28. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 4423,59 & M_L \text{ (kN.m)} = -958,52 & M_T \text{ (kN.m)} = -107,74 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -43,26 & H_T \text{ (kN)} = -22,66
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1540,00	50,00	40,00	64,03
	Menos carregada	970,00	50,00	40,00	64,03
Seção Tubular	Mais carregada	1650,00	45,00	15,00	47,43
	Menos carregada	1060,00	45,00	15,00	47,43

$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 80,23 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 3055,10 & M_L \text{ (kN.m)} = -664,66 & M_T \text{ (kN.m)} = -700,90 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -4,95 & H_T \text{ (kN)} = -199,12
 \end{array}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 260 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1425,00	15,00	280,00	280,40
	Menos carregada	405,00	15,00	280,00	280,40
Seção Tubular	Mais carregada	1530,00	20,00	130,00	131,53
	Menos carregada	490,00	20,00	130,00	131,53

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 93,40$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 3924,93$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -1462,22$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -549,89$$

$$H_L \text{ (kN)} = -45,78$$

$$H_T \text{ (kN)} = -152,69$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1780,00	45,00	220,00	224,56
	Menos carregada	500,00	45,00	220,00	224,56
Seção Tubular	Mais carregada	1865,00	55,00	100,00	114,13
	Menos carregada	590,00	55,00	100,00	114,13

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 103,82$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 3055,10$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -664,66$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -700,90$$

$$H_L \text{ (kN)} = -4,95$$


$$H_T \text{ (kN)} = -199,12$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1425,00	15,00	280,00	280,40
	Menos carregada	405,00	15,00	280,00	280,40
Seção Tubular	Mais carregada	1530,00	20,00	130,00	131,53
	Menos carregada	490,00	20,00	130,00	131,53

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 93,40$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 261 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 6200,07 & M_L \text{ (kN.m)} &= -1287,19 & M_T \text{ (kN.m)} &= 37,21 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -52,51 & H_T \text{ (kN)} &= 28,29
 \end{aligned}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2055,00	60,00	50,00	78,10
	Menos carregada	1345,00	60,00	50,00	78,10

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 2888,33 & M_L \text{ (kN.m)} &= -787,82 & M_T \text{ (kN.m)} &= -1057,10 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -14,58 & H_T \text{ (kN)} &= -300,65
 \end{aligned}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1610,00	25,00	420,00	420,74
	Menos carregada	135,00	25,00	420,00	420,74

- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 5397,60 & M_L \text{ (kN.m)} &= -2144,98 & M_T \text{ (kN.m)} &= -797,22 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -74,21 & H_T \text{ (kN)} &= -217,12
 \end{aligned}$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2415,00	75,00	310,00	318,94
	Menos carregada	580,00	75,00	310,00	318,94

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 262 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 2888,33 M_L (kN.m) = -787,82 M_T (kN.m) = -1057,10
 H_L (kN) = -14,58 H_T (kN) = -300,65

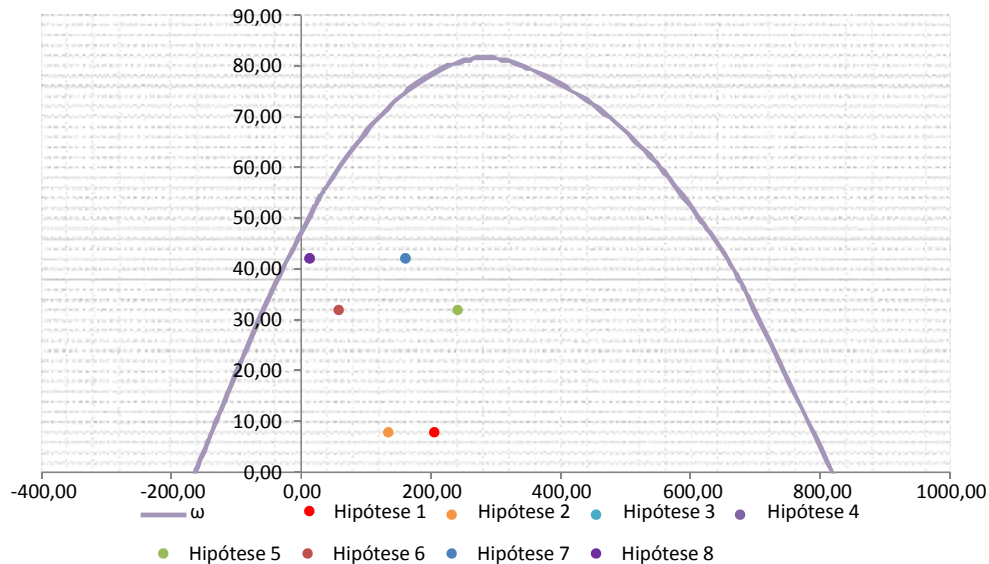
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1610,00	25,00	420,00	420,74
	Menos carregada	130,00	25,00	420,00	420,74

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

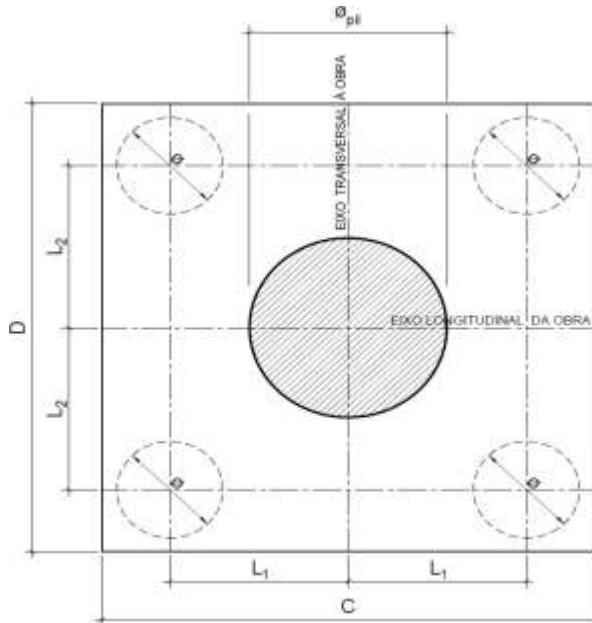
- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 8,33 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47
 A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



28. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\phi_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\phi_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

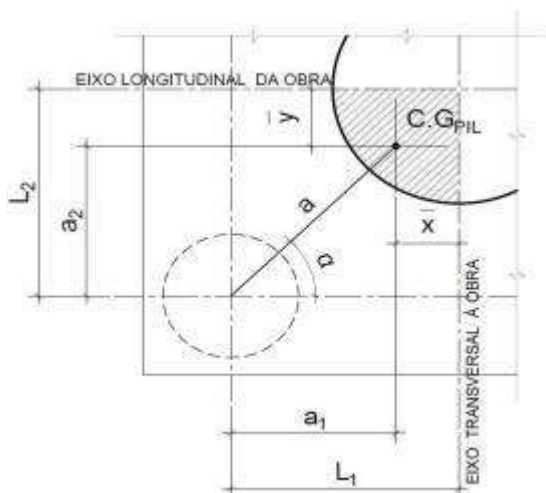
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

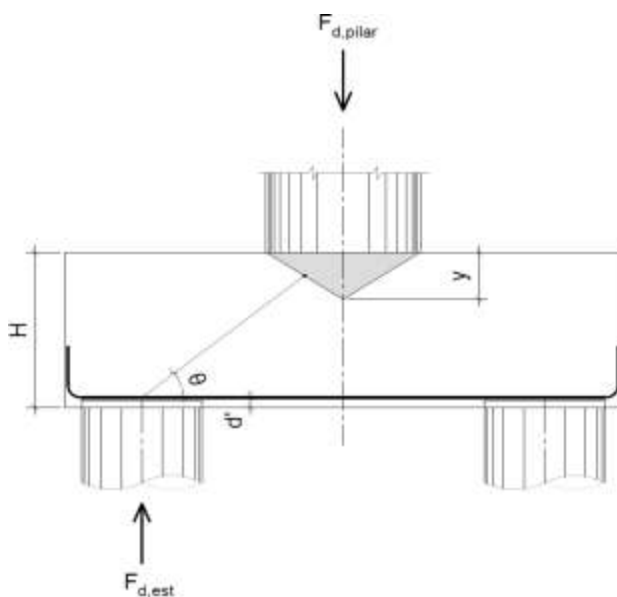
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$


Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,15 \text{ m} \\ z &= 1,28 \text{ m} \\ \theta &= 43,64^\circ \\ F_{d,est} &= 3055,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 12220,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

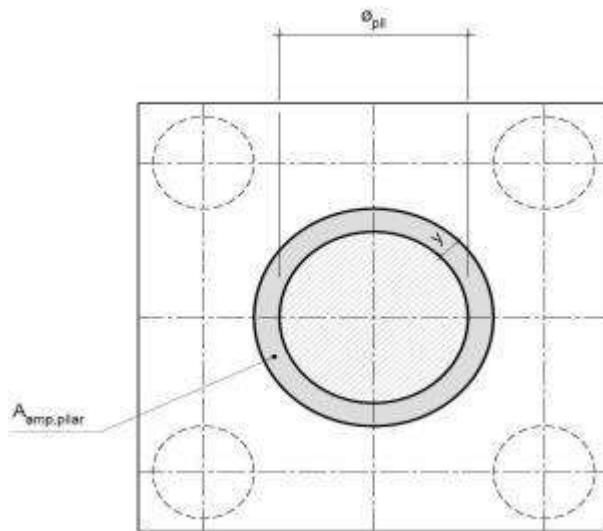
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 265
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

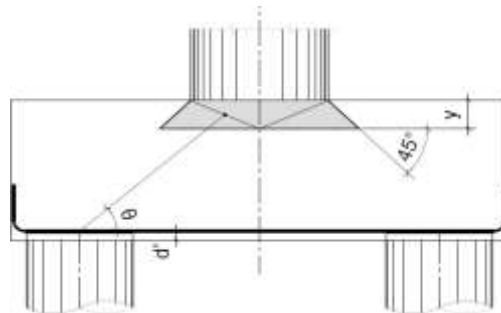
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

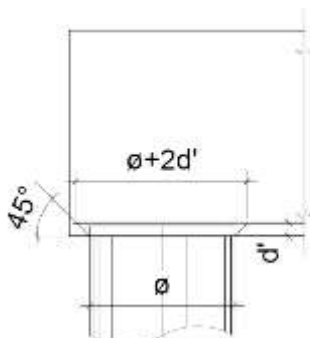
$$A_{amp,pilar} = 1,77 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 14,52 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 266
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 6,75 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3203,39 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2265,14 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 52,10 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2265,14 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 52,10 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 41,68 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 41,68 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 10,42 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 10,42 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 267
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

29. Cálculo do Apoio de AP-4A

29. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-5820,80	2,85	0,136	2,796	0,032	47,89
Inferior	4905,00	2,85	0,114	2,804	0,027	40,23

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 5806,90 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 6$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 3206,60 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 28,75$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,38$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 27,38$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 268 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2680,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 17,85 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_{sl}/l \text{ (cm}^2/\text{m)} = 17,85$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{sl} \text{ (cm}^2) = 116,84$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 43,28 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\acute{a}o} \text{ (cm}^2) = 15,15 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{o}:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2305,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,20 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 48,20$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 34,01$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{a}o:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{a}o:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 28,75$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 35,71$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 48,20$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 112,66$	$s \text{ (cm)} = 10,7$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 107,29$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 6$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,805 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\acute{s}Na} \leq 5,0 \text{ cm}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	63,04
Long. Inferior	55,38

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	6	10,7

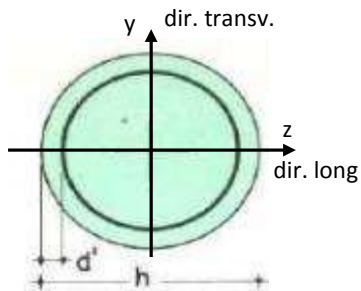
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	14,43

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 269
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

29. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 7,30 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 4,30$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 14,60$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 4,30$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 5,50$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 48,67$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$


$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 18,33$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,AE} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,AE} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

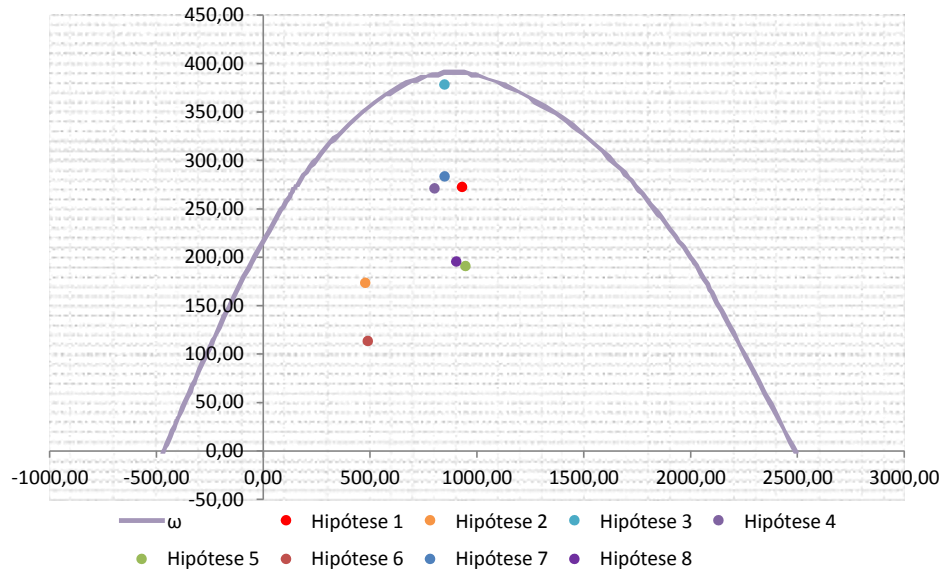
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 270
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	9308,48	1867,64	389,33	9308,48	2694,38	389,33	2722,37
	N _{mín}	4779,46	1311,38	-34,76	4779,46	1735,88	-34,76	1736,23
	M _{y,máx}	8487,85	3022,24	165,43	8487,85	3776,10	165,43	3779,73
	M _{z,máx}	8018,66	1956,95	467,56	8018,66	2669,14	467,56	2709,78
Seção Base	N _{máx}	9472,61	942,24	-675,29	9472,61	1783,56	-675,29	1907,12
	N _{mín}	4901,04	695,93	-31,25	4901,04	1131,23	-31,25	1131,66
	M _{y,máx}	8501,99	2043,17	-434,25	8501,99	2798,29	-434,25	2831,79
	M _{z,máx}	9040,82	1022,30	-694,02	9040,82	1825,28	-694,02	1952,76

- Verificação da Armadura Adotada:

$$\begin{aligned} \phi \text{ (m)} &= 1,200 & f_{yk} \text{ (kN/cm}^2\text{)} &= 50,0 & f_{ck} \text{ (MPa)} &= 30,0 \\ c \text{ (m)} &= 0,060 & \gamma_s &= 1,15 & \gamma_c &= 1,4 \\ A_{s,min1} \text{ (cm}^2\text{)} &= 45,24 & f_{yd} \text{ (tf/cm}^2\text{)} &= 43,478 & f_{cd} \text{ (MPa)} &= 21,429 \\ A_{s,min2} \text{ (cm}^2\text{)} &= 32,68 & E_s \text{ (kN/cm}^2\text{)} &= 20000 & \sigma_{cd} &= 0,85 \times f_{cd} \\ A_c \text{ (m}^2\text{)} &= 1,13 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ (cm}^2\text{)} = 107,99 \qquad \omega = 0,194$$




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 45,2$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 904,8$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 107,99 \qquad \text{Ok! (Mesmo em região de emendas)}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 271 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

29. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 6810,95 & M_L \text{ (kN.m)} &= 594,87 & M_T \text{ (kN.m)} &= -610,57 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -125,56 & H_T \text{ (kN)} &= -138,55
 \end{aligned}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2445,00	180,00	200,00	269,07
	Menos carregada	1260,00	180,00	200,00	269,07
Seção Tubular	Mais carregada	2550,00	85,00	95,00	127,48
	Menos carregada	1350,00	85,00	95,00	127,48

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{m\acute{a}x}} \text{ (MPa)} = 135,75 \quad \sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175 \quad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{aligned}
 N \text{ (kN)} &= 4959,95 & M_L \text{ (kN.m)} &= 400,23 & M_T \text{ (kN.m)} &= -186,30 \\
 & & H_L \text{ (kN)} &= -153,03 & H_T \text{ (kN)} &= -38,84
 \end{aligned}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 272 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1825,00	215,00	60,00	223,22
	Menos carregada	955,00	215,00	60,00	223,22
Seção Tubular	Mais carregada	1935,00	105,00	30,00	109,20
	Menos carregada	1040,00	105,00	30,00	109,20

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 105,72$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6214,30$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 1191,58$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -580,37$$

$$H_L \text{ (kN)} = -126,25$$

$$H_T \text{ (kN)} = -133,41$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2420,00	165,00	200,00	259,28
	Menos carregada	985,00	165,00	200,00	259,28
Seção Tubular	Mais carregada	2530,00	100,00	90,00	134,54
	Menos carregada	1070,00	100,00	90,00	134,54

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 136,43$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6523,09$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 642,24$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -639,24$$

$$H_L \text{ (kN)} = -129,56$$


$$H_T \text{ (kN)} = -149,34$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2395,00	185,00	210,00	279,87
	Menos carregada	1165,00	185,00	210,00	279,87
Seção Tubular	Mais carregada	2500,00	90,00	100,00	134,54
	Menos carregada	1250,00	90,00	100,00	134,54

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 135,16$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 273 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9472,61 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 619,42 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -1046,66$$

$$H_L \text{ (kN)} = -215,21 \qquad H_T \text{ (kN)} = -247,58$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3490,00	310,00	350,00	467,55
	Menos carregada	1545,00	310,00	350,00	467,55

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4901,04 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 481,24 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -30,03$$

$$H_L \text{ (kN)} = -143,13 \qquad H_T \text{ (kN)} = 0,82$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1745,00	200,00	10,00	200,25
	Menos carregada	1005,00	200,00	10,00	200,25


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 8501,99 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1825,45 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -661,96$$

$$H_L \text{ (kN)} = -145,15 \qquad H_T \text{ (kN)} = -151,80$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3250,00	185,00	215,00	283,64
	Menos carregada	1300,00	185,00	215,00	283,64

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 274
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 9040,82 M_L (kN.m) = 690,49 M_T (kN.m) = -1089,66
 H_L (kN) = -221,21 H_T (kN) = -263,76

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3420,00	320,00	375,00	492,98
	Menos carregada	1400,00	320,00	375,00	492,98

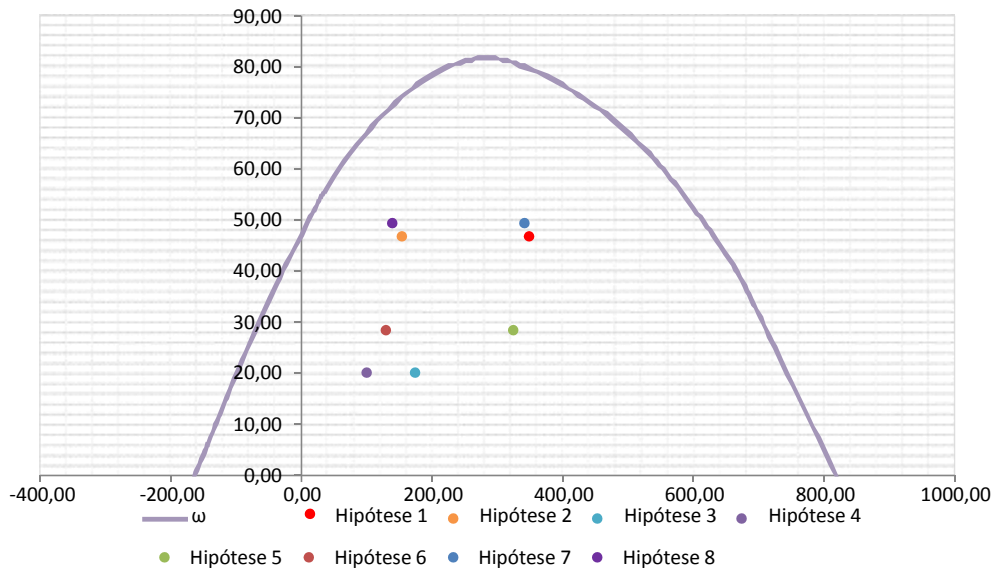
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 12,04 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

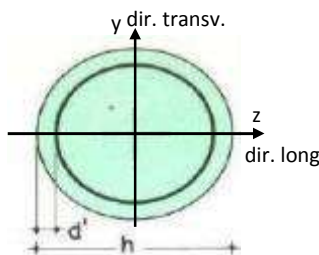
$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 275 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

29. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{pil} = 1,20 \quad h_{pil} = 7,30 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$\begin{aligned}
 h_{z,topo} &= 3,00 & (\text{altura da travessa na direção z}) \\
 h_{z,base} &= 1,50 & (\text{altura do bloco na direção z}) \\
 h_{y,topo} &= 3,00 & (\text{altura da travessa na direção y}) \\
 h_{y,base} &= 1,50 & (\text{altura do bloco na direção y})
 \end{aligned}$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} = 4,30$$

$$l_{e,z} = 14,60$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} = 4,30$$

$$l_{e,y} = 5,50$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (m^4) = 0,10179$$

$$i_z (m) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 48,67$$

- segundo a direção y

$$I_z (m^4) = 0,10179$$

$$i_y (m) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 18,33$$


$$A (m^2) = 1,1310$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,\mathcal{E}} + N_d \frac{l_e^2}{10r} \geq M_{1d,\mathcal{E}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

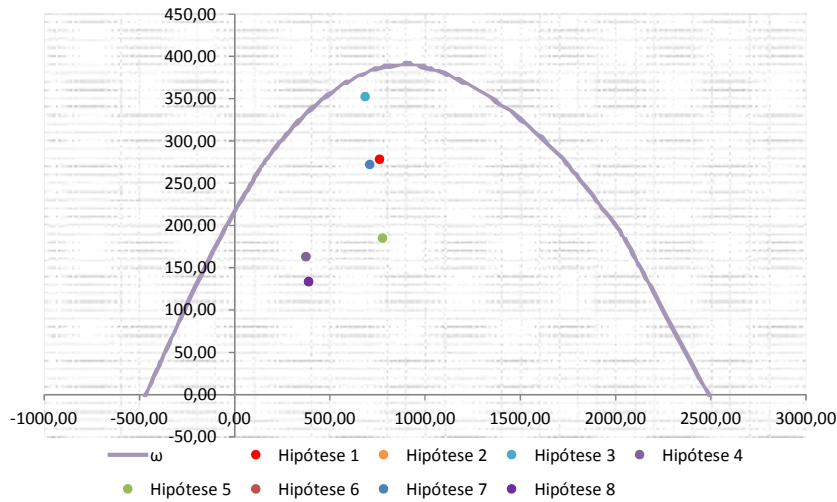
		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	7606,86	2104,05	77,81	7606,86	2779,66	77,81	2780,75
	N _{mín}	3755,27	1242,03	424,07	3755,27	1575,56	424,07	1631,63
	M _{y,máx}	6850,08	2905,52	260,75	6850,08	3513,93	260,75	3523,59
	M _{z,máx}	3755,27	1242,03	424,07	3755,27	1575,56	424,07	1631,63
Seção Base	N _{máx}	7770,99	1155,78	-125,99	7770,99	1845,98	-125,99	1850,27
	N _{mín}	3876,85	805,71	-677,06	3876,85	1150,04	-677,06	1334,54
	M _{y,máx}	7092,00	2077,49	-293,07	7092,00	2707,37	-293,07	2723,19
	M _{z,máx}	3876,85	805,71	-677,06	3876,85	1150,04	-677,06	1334,54

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 276
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 26,81	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x fcd
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 107,99 ω = 0,194




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 45,2$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 904,8$$

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 107,99 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 277 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

29. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 5557,90 & M_L \text{ (kN.m)} = 548,33 & M_T \text{ (kN.m)} = -320,85 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -170,21 & H_T \text{ (kN)} = -79,09
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2045,00	240,00	125,00	270,60
	Menos carregada	1030,00	240,00	125,00	270,60
Seção Tubular	Mais carregada	2155,00	115,00	50,00	125,40
	Menos carregada	1120,00	115,00	50,00	125,40

$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 118,56 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 4034,85 & M_L \text{ (kN.m)} = 732,17 & M_T \text{ (kN.m)} = -776,93 \\
 & H_L \text{ (kN)} = -74,09 & H_T \text{ (kN)} = -190,63
 \end{array}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 278 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1740,00	100,00	270,00	287,92
	Menos carregada	575,00	100,00	270,00	287,92
Seção Tubular	Mais carregada	1850,00	55,00	120,00	132,00
	Menos carregada	665,00	55,00	120,00	132,00

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 107,06$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5105,24$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 1266,45$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -496,18$$

$$H_L \text{ (kN)} = -101,11$$

$$H_T \text{ (kN)} = -121,72$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2080,00	125,00	180,00	219,15
	Menos carregada	770,00	125,00	180,00	219,15
Seção Tubular	Mais carregada	2190,00	85,00	80,00	116,73
	Menos carregada	860,00	85,00	80,00	116,73

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 118,16$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4034,85$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 732,17$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -776,93$$

$$H_L \text{ (kN)} = -74,09$$


$$H_T \text{ (kN)} = -190,63$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1740,00	100,00	270,00	287,92
	Menos carregada	570,00	100,00	270,00	287,92
Seção Tubular	Mais carregada	1850,00	55,00	125,00	136,57
	Menos carregada	665,00	55,00	125,00	136,57

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 108,05$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 279 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7770,99 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 824,99 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -197,08$$

$$H_L \text{ (kN)} = -220,53 \qquad H_T \text{ (kN)} = -47,39$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2660,00	305,00	85,00	316,62
	Menos carregada	1530,00	305,00	85,00	316,62

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 3876,85 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 653,51 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -1061,17$$

$$H_L \text{ (kN)} = -101,47 \qquad H_T \text{ (kN)} = -256,08$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1905,00	140,00	360,00	386,26
	Menos carregada	330,00	140,00	360,00	386,26


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7092,00 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1902,17 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -460,08$$

$$H_L \text{ (kN)} = -116,88 \qquad H_T \text{ (kN)} = -111,34$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2765,00	140,00	160,00	212,60
	Menos carregada	1080,00	140,00	160,00	212,60

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 280 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 3876,85 M_L (kN.m) = 653,51 M_T (kN.m) = -1061,17
 H_L (kN) = -101,47 H_T (kN) = -256,08

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1905,00	130,00	360,00	382,75
	Menos carregada	330,00	130,00	360,00	382,75

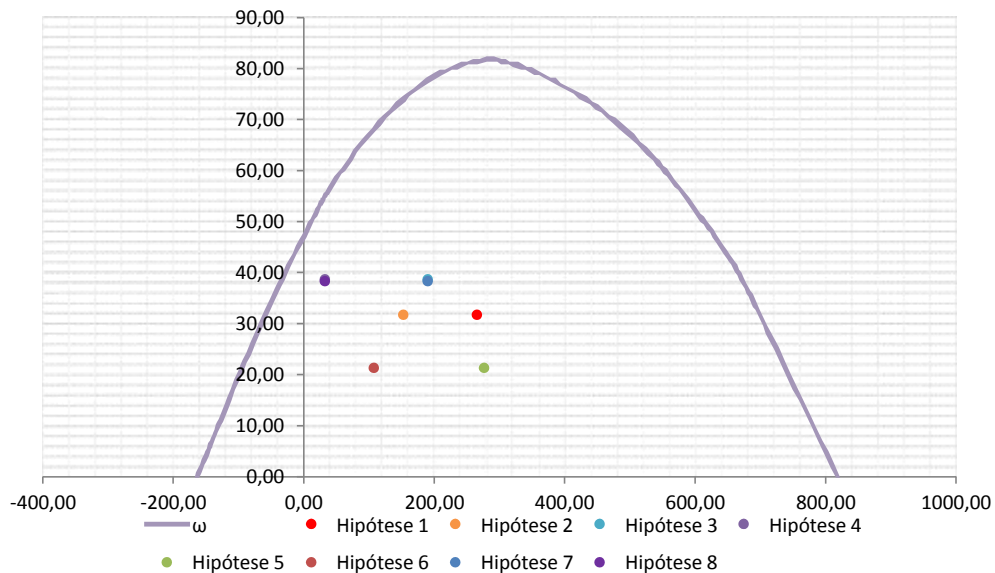
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 9,54 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

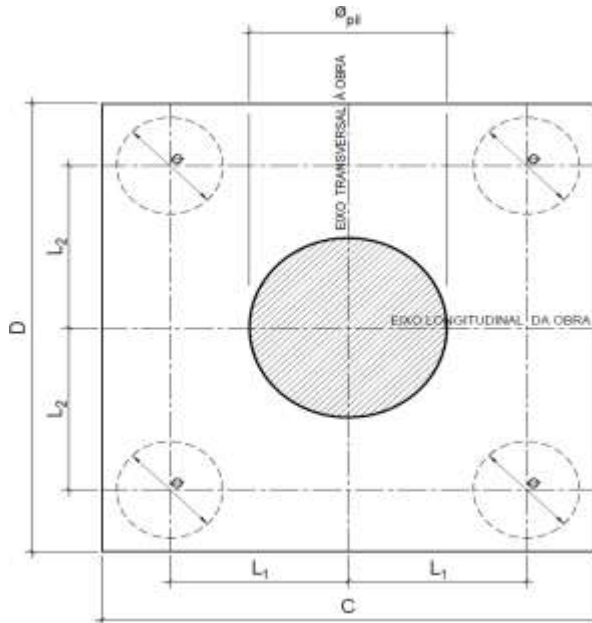
$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

29. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\phi_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\phi_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$


$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 0,88$$

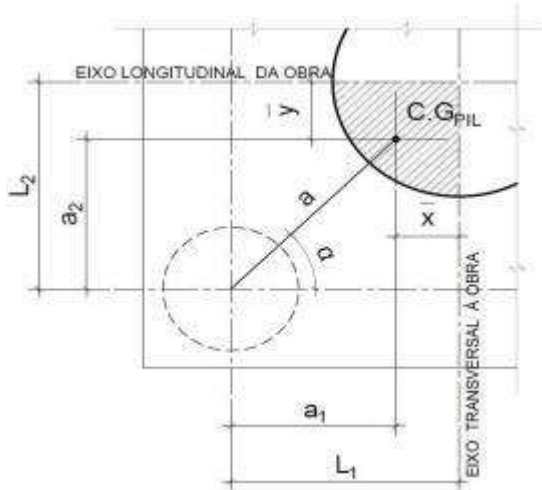
$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 282
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

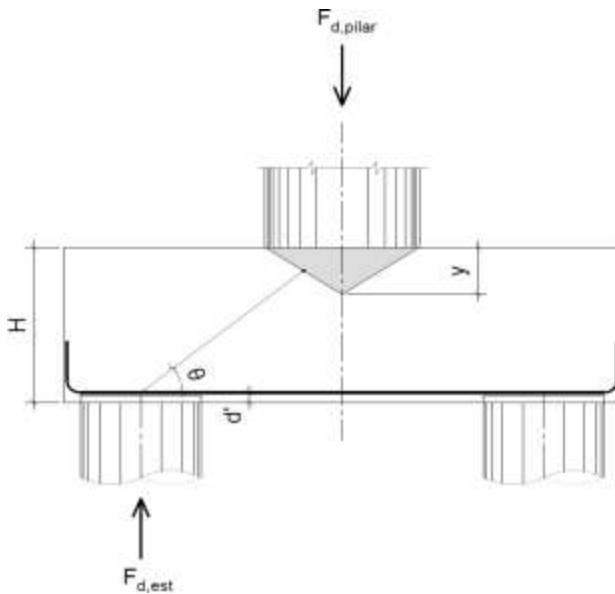
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$

Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,2 \text{ m} \\ z &= 1,25 \text{ m} \\ \theta &= 43,08^\circ \\ F_{d,est} &= 3490,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 13960,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

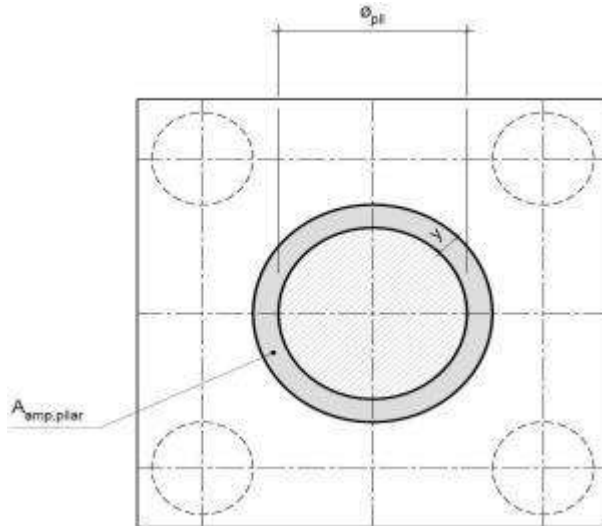
Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

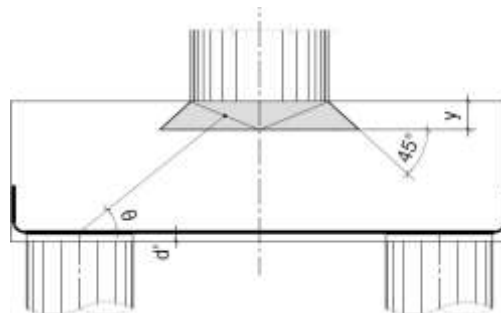
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNP,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

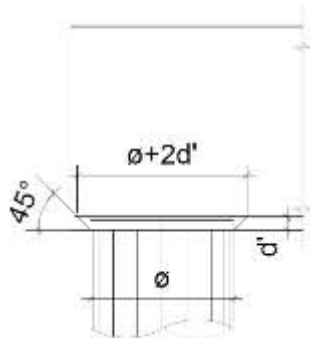
$$A_{amp,pilar} = 2,01 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 14,89 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 284
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 7,87 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3732,71 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2639,42 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 60,71 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2639,42 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 60,71 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 48,57 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 48,57 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 12,14 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 12,14 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 285
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

30. Cálculo do Apoio de AP-5A

30. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-5972,00	2,85	0,140	2,794	0,033	49,16
Inferior	5585,00	2,85	0,130	2,798	0,031	45,91

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 6357,00 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 6$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 3756,70 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 33,69$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 32,08$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 32,08$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 286
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2110,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 14,06 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_s/\ell \text{ (cm}^2/\text{m)} = 14,06$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{st} \text{ (cm}^2) = 91,99$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 34,07 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\tilde{a}o} \text{ (cm}^2) = 11,92 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{o}:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2145,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,20 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 44,85$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 26,77$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{a}o:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{a}o:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 33,69$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 28,11$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 44,85$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 106,65$	$s \text{ (cm)} = 11,3$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 101,57$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 6$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,751 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\tilde{s}Na} \leq 5,0 \text{ cm}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	61,08
Long. Inferior	57,84

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	6	11,3

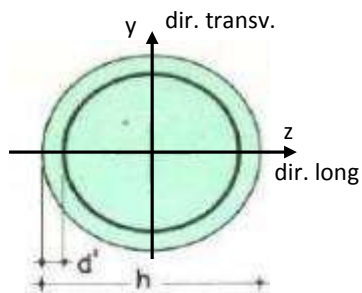
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	11,36

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 287
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

30. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 9,60 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 6,60$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 19,20$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 6,60$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 7,80$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$\lambda_z = 64,00$$

- segundo a direção y

$$I_x (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$I_y (\text{m}^4) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 26,00$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

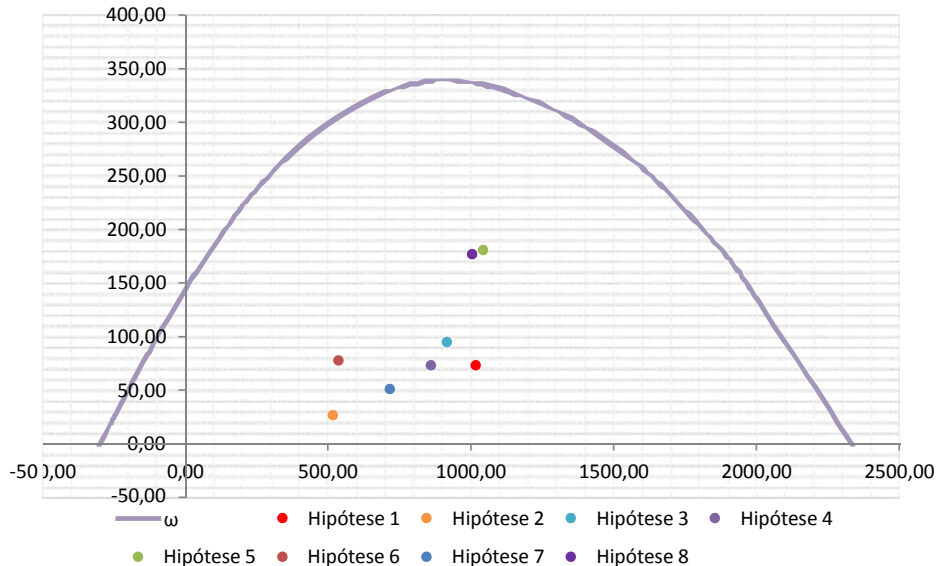
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r^2} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	10183,56	-1215,00	643,72	10183,56	349,19	643,72	732,33
	N _{mín}	5187,73	-687,82	155,40	5187,73	109,02	155,40	264,57
	M _{y,máx}	9171,83	-2250,07	438,01	9171,83	-841,28	438,01	948,47
	M _{z,máx}	8610,86	-1145,13	708,56	8610,86	177,50	708,56	730,46
Seção Base	N _{máx}	10435,49	-22,47	-875,99	10435,49	1580,42	-875,99	1806,96
	N _{mín}	5374,34	-76,24	-199,89	5374,34	749,26	-199,89	775,47
	M _{y,máx}	7178,67	-1161,02	-506,23	7178,67	-58,37	-506,23	509,59
	M _{z,máx}	10054,39	-15,50	-884,72	10054,39	1528,85	-884,72	1766,39

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 36,00	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08 A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 289
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

30. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 7489,84 & M_L \text{ (kN.m)} = 398,94 & M_T \text{ (kN.m)} = -823,49 \\
 & H_L \text{ (kN)} = 153,94 & H_T \text{ (kN)} = -153,99
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2400,00	250,00	220,00	333,02
	Menos carregada	1645,00	250,00	220,00	333,02
Seção Tubular	Mais carregada	2510,00	80,00	100,00	128,06
	Menos carregada	1730,00	80,00	100,00	128,06

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{m\acute{a}x}} \text{ (MPa)} = 134,18 \qquad \sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 5464,81 & M_L \text{ (kN.m)} = -7,00 & M_T \text{ (kN.m)} = -461,24 \\
 & H_L \text{ (kN)} = 83,66 & H_T \text{ (kN)} = -88,19
 \end{array}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 290 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1725,00	150,00	135,00	201,80
	Menos carregada	1305,00	150,00	135,00	201,80
Seção Tubular	Mais carregada	1835,00	40,00	55,00	68,01
	Menos carregada	1390,00	40,00	55,00	68,01

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 92,54$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6580,79$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -407,70$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -496,08$$

$$H_L \text{ (kN)} = 121,41$$

$$H_T \text{ (kN)} = -93,65$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2165,00	215,00	135,00	253,87
	Menos carregada	1425,00	215,00	135,00	253,87
Seção Tubular	Mais carregada	2275,00	50,00	65,00	82,01
	Menos carregada	1510,00	50,00	65,00	82,01

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 114,23$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7235,77$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 400,20$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -834,95$$

$$H_L \text{ (kN)} = 151,68$$


$$H_T \text{ (kN)} = -157,75$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2355,00	250,00	225,00	336,34
	Menos carregada	1565,00	250,00	225,00	336,34
Seção Tubular	Mais carregada	2460,00	80,00	100,00	128,06
	Menos carregada	1650,00	80,00	100,00	128,06

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 132,06$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 291 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 10435,49 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 248,56 \quad M_T \text{ (kN.m)} = -1221,38$$

$$H_L \text{ (kN)} = 180,69 \quad H_T \text{ (kN)} = -230,26$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3305,00	300,00	325,00	442,30
	Menos carregada	2215,00	300,00	325,00	442,30

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5374,34 \quad M_L \text{ (kN.m)} = 62,76 \quad M_T \text{ (kN.m)} = -280,63$$

$$H_L \text{ (kN)} = 92,66 \quad H_T \text{ (kN)} = -53,83$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1645,00	165,00	85,00	185,61
	Menos carregada	1345,00	165,00	85,00	185,61


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7178,67 \quad M_L \text{ (kN.m)} = -1013,38 \quad M_T \text{ (kN.m)} = -708,64$$

$$H_L \text{ (kN)} = 98,42 \quad H_T \text{ (kN)} = -134,94$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2600,00	200,00	190,00	275,86
	Menos carregada	1285,00	200,00	190,00	275,86

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 292 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 10054,39 M_L (kN.m) = 250,44 M_T (kN.m) = -1238,57
 H_L (kN) = 177,30 H_T (kN) = -235,89

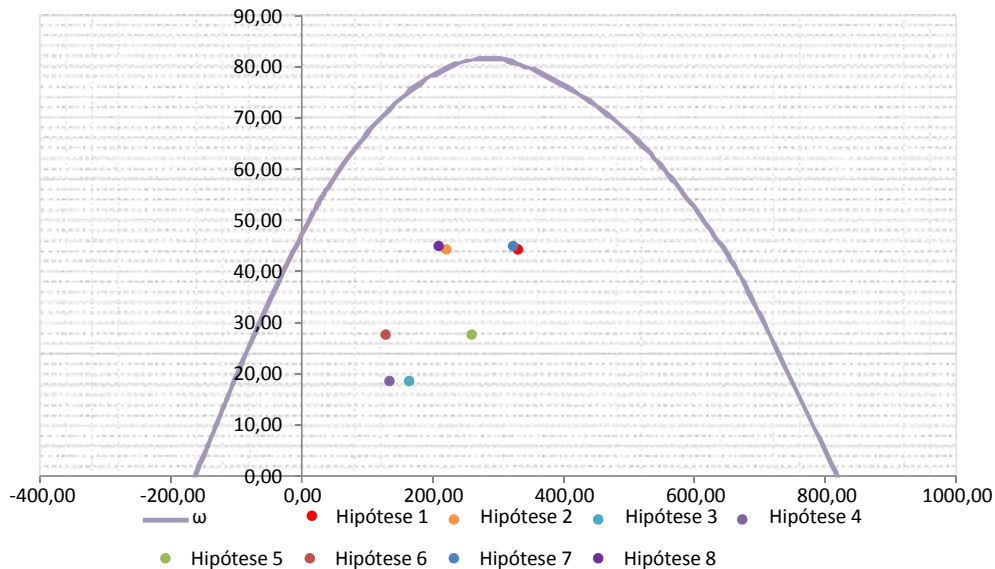
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3230,00	300,00	335,00	449,69
	Menos carregada	2095,00	300,00	335,00	449,69

- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 11,40 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47
 A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$


$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 37,70$$

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

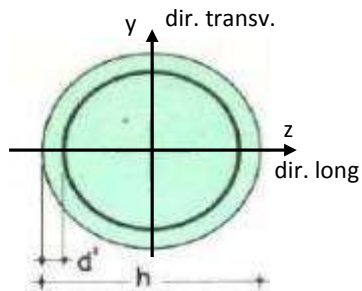
Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 293
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

30. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 9,60 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 6,60$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 19,20$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 6,60$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 7,80$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$I_z (\text{m}^4) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 64,00$$

- segundo a direção y

$$I_x (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$I_y (\text{m}^4) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 26,00$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

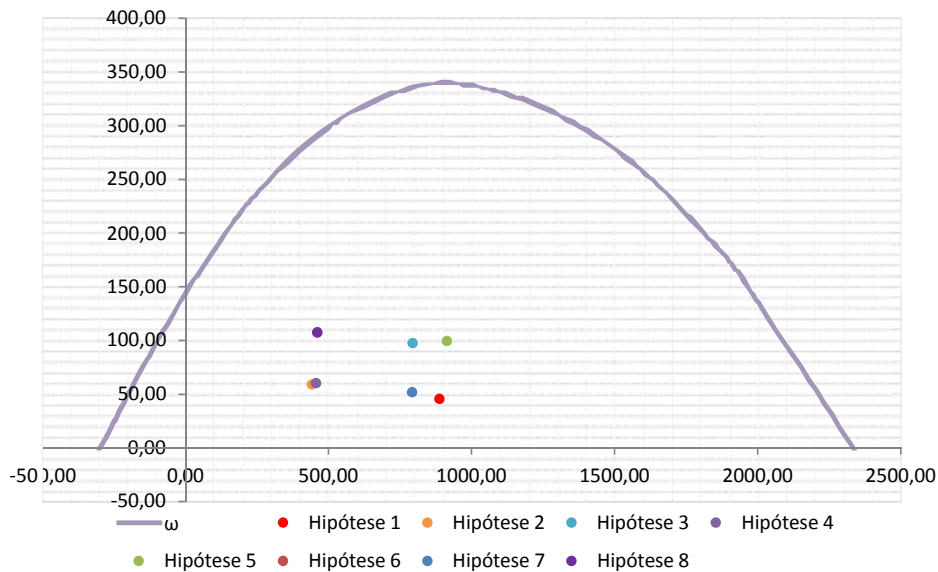
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,E} + N_d \frac{l_e^2}{10 r^2} \geq M_{1d,E} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8896,02	-1189,81	95,92	8896,02	176,62	95,92	453,70
	N _{mín}	4428,53	-667,07	588,67	4428,53	13,15	588,67	588,81
	M _{y,máx}	7954,69	-2150,01	289,42	7954,69	-928,16	289,42	972,24
	M _{z,máx}	4575,53	-591,55	589,63	4575,53	111,25	589,63	600,03
Seção Base	N _{máx}	9147,94	-425,91	-168,49	9147,94	979,21	-168,49	993,60
	N _{mín}	4615,15	-22,04	-826,64	4615,15	686,85	-826,64	1074,76
	M _{y,máx}	7931,98	-1233,60	-516,84	7931,98	-15,25	-516,84	517,07
	M _{z,máx}	4615,15	-22,04	-826,64	4615,15	686,85	-826,64	1074,76

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 31,56	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x fcd
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 OK! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 295
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

30. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6514,92 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -101,56 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -433,85$$

$$H_L \text{ (kN)} = 92,74 \qquad H_T \text{ (kN)} = -81,42$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1970,00	165,00	125,00	207,00
	Menos carregada	1585,00	165,00	125,00	207,00
Seção Tubular	Mais carregada	2080,00	40,00	50,00	64,03
	Menos carregada	1670,00	40,00	50,00	64,03


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 102,06 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4762,28 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 344,63 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -809,69$$

$$H_L \text{ (kN)} = 119,40 \qquad H_T \text{ (kN)} = -151,63$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 296 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1675,00	195,00	215,00	290,26
	Menos carregada	1005,00	195,00	215,00	290,26
Seção Tubular	Mais carregada	1790,00	60,00	100,00	116,62
	Menos carregada	1090,00	60,00	100,00	116,62

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 101,18$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5774,57$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = -477,93$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -529,25$$

$$H_L \text{ (kN)} = 107,09$$

$$H_T \text{ (kN)} = -98,48$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1970,00	195,00	140,00	240,05
	Menos carregada	1215,00	195,00	140,00	240,05
Seção Tubular	Mais carregada	2080,00	45,00	70,00	83,22
	Menos carregada	1300,00	45,00	70,00	83,22

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 106,22$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4762,28$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 344,63$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -809,69$$

$$H_L \text{ (kN)} = 119,40$$


$$H_T \text{ (kN)} = -151,63$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1675,00	200,00	215,00	293,64
	Menos carregada	1005,00	200,00	215,00	293,64
Seção Tubular	Mais carregada	1785,00	60,00	100,00	116,62
	Menos carregada	1090,00	60,00	100,00	116,62

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 100,97$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 297 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9147,94 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -252,30 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -228,59$$

$$H_L \text{ (kN)} = 115,74 \qquad H_T \text{ (kN)} = -40,06$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2585,00	210,00	75,00	222,99
	Menos carregada	2285,00	210,00	75,00	222,99

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4615,15 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 124,56 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -1148,30$$

$$H_L \text{ (kN)} = 97,73 \qquad H_T \text{ (kN)} = -214,44$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1800,00	165,00	300,00	342,38
	Menos carregada	810,00	165,00	300,00	342,38


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 7931,98 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = -1068,08 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -712,76$$

$$H_L \text{ (kN)} = 110,34 \qquad H_T \text{ (kN)} = -130,61$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2720,00	220,00	190,00	290,69
	Menos carregada	1545,00	220,00	190,00	290,69

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 298 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 4615,15 M_L (kN.m) = 124,56 M_T (kN.m) = -1148,30
 H_L (kN) = 97,73 H_T (kN) = -214,44

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1800,00	170,00	300,00	344,82
	Menos carregada	810,00	170,00	300,00	344,82

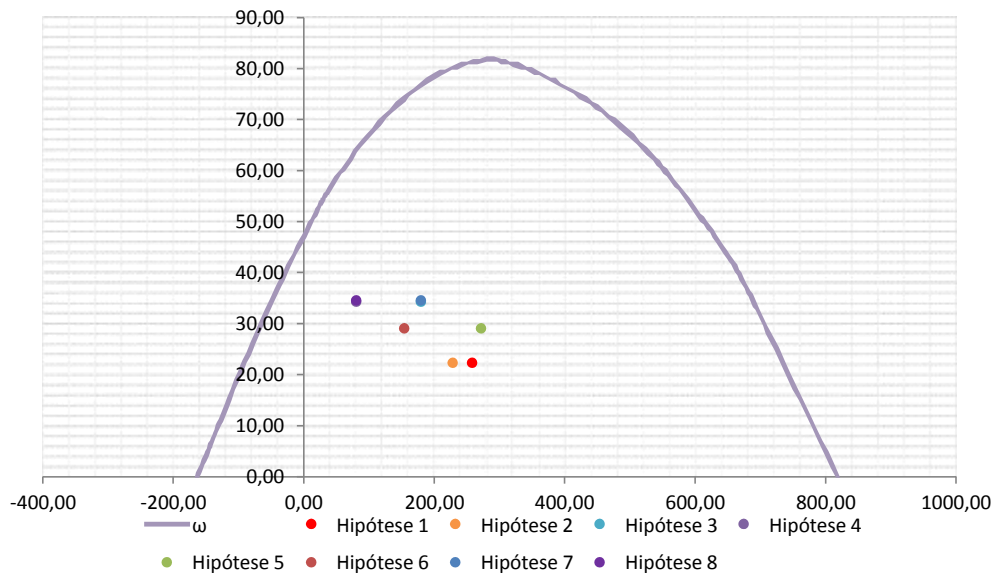
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 9,38 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

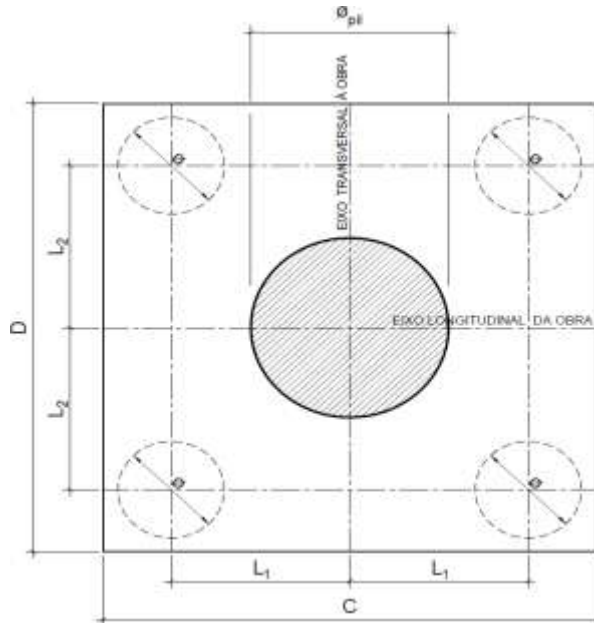
$A_{s,adotado}$ (cm²) = 37,70 Ok! (Mesmo em região de emendas)

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

30. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\phi_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\phi_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

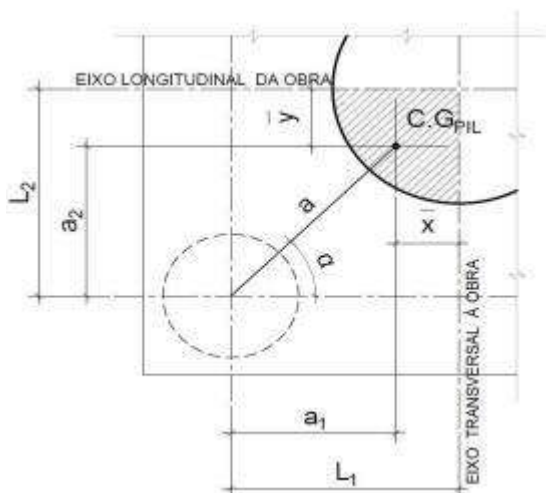
$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

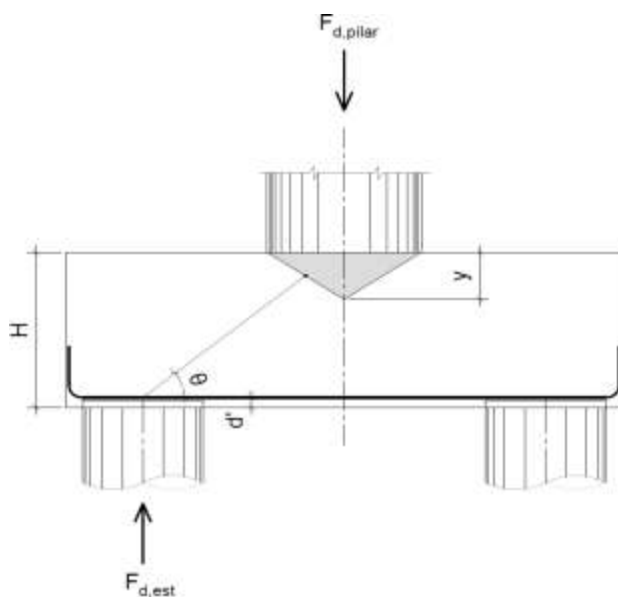
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned}\bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ\end{aligned}$$

Projeção vertical da biela:




$$\begin{aligned}H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,15 \text{ m} \\ z &= 1,28 \text{ m} \\ \theta &= 43,64^\circ \\ F_{d,est} &= 3305,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 13220,00 \text{ kN}\end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

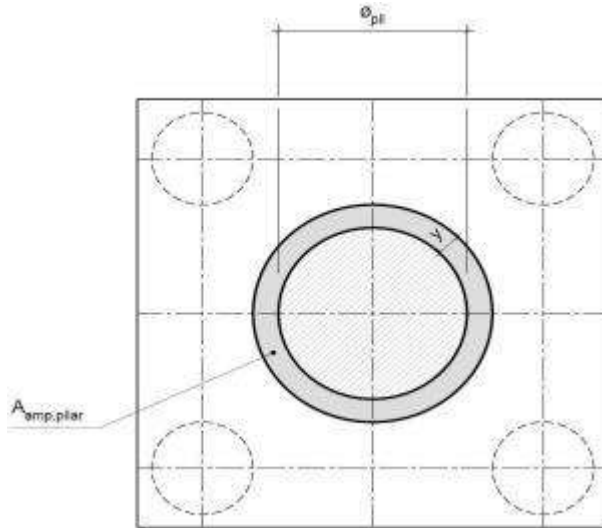
Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

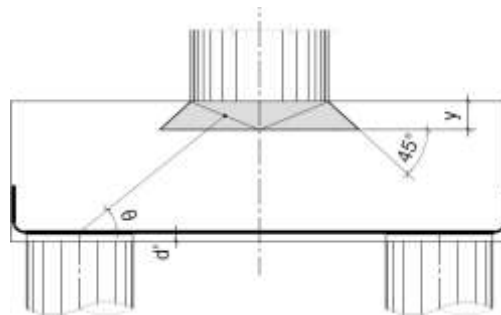
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 301
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNP,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

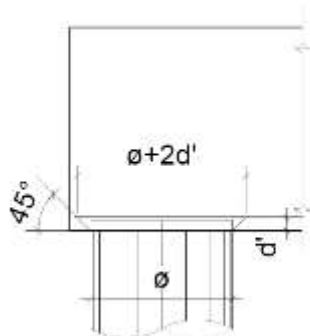
$$A_{amp,pilar} = 1,77 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 15,71 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 302 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 7,30 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3465,53 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2450,50 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 56,36 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2450,50 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 56,36 \text{ cm}^2$$


Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 45,09 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 45,09 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 11,27 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 11,27 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 303 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

31. Cálculo do Apoio de AP-5

31. 1. Travessa

As cargas atuantes nos pilares, demonstradas anteriormente, foram aplicadas no modelo e combinadas de acordo com as hipóteses de carregamento adotadas. Das diversas combinações de carga, as solicitações extremas em cada peça foram obtidas da envoltória de combinações para o dimensionamento de cada peça.

- Dimensionamento das travessas:

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 30 \qquad f_{yk} \text{ (MPa)} = 500 \qquad f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 3,765$$

$$b_w \text{ (m)} = 1,05 \qquad h \text{ (m)} = 3,00 \qquad d \text{ (m)} = 2,85$$

- Amadura mínima:

$$M_{d,Nmin} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,cup} \qquad A_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot A_c \qquad A_{s,min} = 47,25 \text{ cm}^2$$

$$W_0 \text{ (cm}^3\text{)} = 1,57500 \qquad M_{d,min} = 4744,41 \qquad A_{s,min} = 38,89 \text{ cm}^2$$

	M_d (kN.m)	d (m)	x	z	k_{md}	A_s (cm ² /m)
Superior	-5938,60	2,85	0,139	2,794	0,032	48,88
Inferior	5500,00	2,85	0,128	2,799	0,030	45,20

- Dimensionamento ao cisalhamento:

- Cisalhamento - Cortante:

$$V_{d,máx} \text{ (kN)} = 5492,20 \qquad \rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 11,59$$

$$\phi \text{ (mm)} = 16$$


$$V_{rdz} \text{ (kN)} = 15236,10 \qquad a_s^{1perna} \text{ (cm}^2\text{)} = 2,011$$

$$V_c \text{ (kN)} = 2600,30 \qquad n^{pernas} = 4$$

$$V_{swd} \text{ (kN)} = 2891,90 \qquad A_{sw}/s \text{ (cm}^2\text{/m)} = 25,93$$

$$\rho_{sw} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 24,70$$

$$\rho_{sw}^{máx/min} \text{ (cm}^2\text{/m}^2\text{)} = 24,70$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 304 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Cisalhamento - Torção:

$$T_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 1305,00 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 8,69 \quad \text{por face}$$

$$h_e \text{ (m)} = 0,389 \quad A_{s1}/U \text{ (cm}^2/\text{m)} = 8,69$$

$$A_e \text{ (m}^2) = 1,726 \quad A_{st} \text{ (cm}^2) = 56,90$$

$$U_e \text{ (m)} = 6,544 \quad A_{sl,costela} \text{ (cm}^2) = 21,07 \quad \text{por face}$$

$$T_{rd2} \text{ (kN.m)} = 6329,53 \quad \text{OK!!} \quad A_{sl,flex\acute{a}o} \text{ (cm}^2) = 7,38 \quad \text{por face}$$

- Cisalhamento - Suspens\~{a}o:

$$R_{d,m\acute{a}x} \text{ (kN.m)} = 2085,00 \quad i.e_{vigas} \text{ (m)} = 2,75 \quad A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,88$$

Estribos externos m\~{i}nimos

$$\phi \text{ (mm)} = 16 \quad \rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 16,56$$

$$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$$

$$n^{ramos/faces} = 2$$

- Cisalhamento - Cortante + Tor\~{c}\~{a}o + Suspens\~{a}o:

Cortante:	Tor\~{c}\~{a}o:	Suspens\~{a}o:
$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 25,93$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 17,39$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 34,88$
Arm. m\~{i}nima:	Total:	
$\rho_{sw}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 11,59$	$A_{sw}/s \text{ (cm}^2/\text{m)} = 78,20$	$s \text{ (cm)} = 10,3$
$\phi \text{ (mm)} = 16$	$\rho_{sw} \text{ (cm}^2/\text{m}^2) = 74,47$	
$a_s^{1perna} \text{ (cm}^2) = 2,011$		
$n^{pernas} = 4$		

Verifica\~{c}\~{a}o das a\~{c}\~{o}es conjuntas:

$$V_{sd}^1 / V_{rd}^1 + T_{sd}^1 / T_{rd}^1 = 0,567 \quad \text{OK!!}$$

- Armadura de pele:


$$A_{c,pele} = 0,10\% \cdot A_{c,a\acute{s}Na} \leq 5,0 \text{ cN}^2/\text{N} \quad A_{s,pele}^{min} \text{ (cm}^2/\text{m)} = 5,00 \quad \text{(Por face)}$$

- Resumo das armaduras totais calculadas:

	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2)$
Long. Superior	56,25
Long. Inferior	52,58

	$\phi \text{ (mm)}$	n_{pernas}	esp. (cm)
Estribos	16	4	10,3

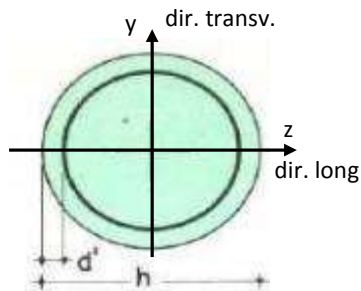
	$A_{s,tot} \text{ (cm}^2/\text{m)}$
Long. Pele	7,02

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 305 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

31. 2. Pilar Esquerdo

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,50 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$h_{z,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção z})$$

$$h_{z,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção z})$$

$$h_{y,\text{topo}} (\text{m}) = 3,00 \quad (\text{altura da travessa na direção y})$$

$$h_{y,\text{base}} (\text{m}) = 1,50 \quad (\text{altura do bloco na direção y})$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,50$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 21,00$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,50$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 8,70$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 70,00$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 29,00$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

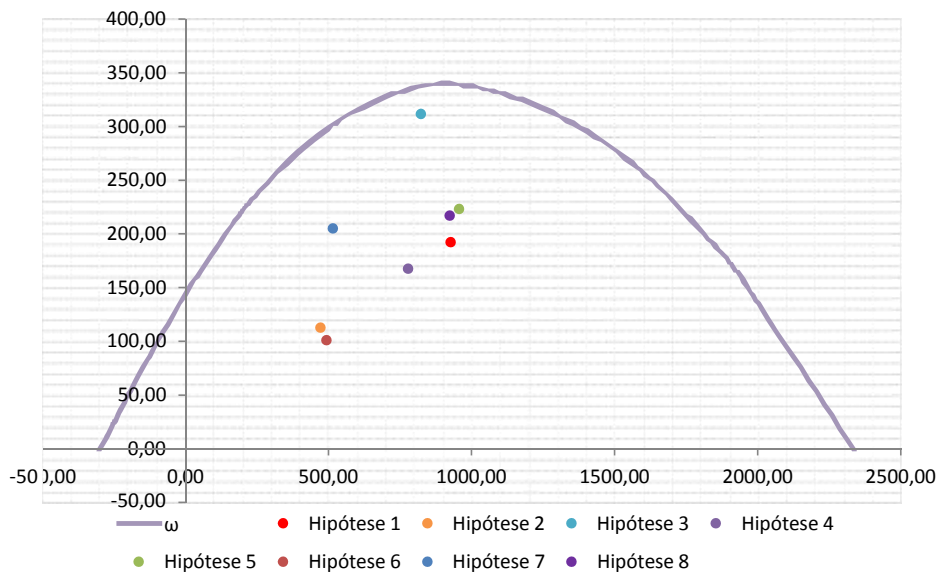
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

	Hip.	Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	9286,91	123,33	584,81	9286,91	1829,80	584,81	1920,98
	N _{mín}	4728,97	245,81	145,64	4728,97	1114,76	145,64	1124,23
	M _{y,máx}	8238,80	1580,81	350,29	8238,80	3094,69	350,29	3114,46
	M _{z,máx}	7796,05	110,46	645,64	7796,05	1542,99	645,64	1672,62
Seção Base	N _{máx}	9573,19	324,05	-799,41	9573,19	2083,13	-799,41	2231,25
	N _{mín}	4941,03	83,32	-189,32	4941,03	991,23	-189,32	1009,15
	M _{y,máx}	5164,17	1043,97	-469,02	5164,17	1992,89	-469,02	2047,33
	M _{z,máx}	9250,36	312,96	-807,80	9250,36	2012,71	-807,80	2168,77

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 33,03	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2
 $A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 307 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

31. 3. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Esquerdo

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6896,82 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 824,19 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -712,26$$

$$H_L \text{ (kN)} = 106,62 \qquad H_T \text{ (kN)} = -119,77$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2445,00	150,00	170,00	226,72
	Menos carregada	1300,00	150,00	170,00	226,72
Seção Tubular	Mais carregada	2550,00	80,00	85,00	116,73
	Menos carregada	1390,00	80,00	85,00	116,73


$$\sigma_{tub}^{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 133,42 \qquad \sigma_{tub}^{adm} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5028,34 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 427,50 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -399,32$$

$$H_L \text{ (kN)} = 38,00 \qquad H_T \text{ (kN)} = -67,87$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 308 / 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1695,00	55,00	100,00	114,13
	Menos carregada	1120,00	55,00	100,00	114,13
Seção Tubular	Mais carregada	1805,00	30,00	50,00	58,31
	Menos carregada	1200,00	30,00	50,00	58,31

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 89,16$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5171,03$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 888,81$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -677,07$$

$$H_L \text{ (kN)} = 112,70$$

$$H_T \text{ (kN)} = -115,40$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2020,00	155,00	165,00	226,38
	Menos carregada	865,00	155,00	165,00	226,38
Seção Tubular	Mais carregada	2130,00	80,00	80,00	113,14
	Menos carregada	955,00	80,00	80,00	113,14

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 114,84$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 6681,60$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 816,93$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -722,40$$

$$H_L \text{ (kN)} = 106,71$$


$$H_T \text{ (kN)} = -122,80$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2395,00	150,00	180,00	234,31
	Menos carregada	1250,00	150,00	180,00	234,31
Seção Tubular	Mais carregada	2505,00	80,00	85,00	116,73
	Menos carregada	1335,00	80,00	85,00	116,73

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 131,51$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 309 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 9573,19 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 364,20 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -1076,25$$

$$H_L \text{ (kN)} = 26,76 \qquad H_T \text{ (kN)} = -184,56$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	3075,00	50,00	260,00	264,76
	Menos carregada	2010,00	50,00	260,00	264,76

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4941,03 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 50,82 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -256,31$$

$$H_L \text{ (kN)} = -21,67 \qquad H_T \text{ (kN)} = -44,66$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1505,00	40,00	70,00	80,62
	Menos carregada	1260,00	40,00	70,00	80,62


- Situação de $|M_{L,m\acute{a}x}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 5164,17 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1314,56 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -627,58$$

$$H_L \text{ (kN)} = 180,39 \qquad H_T \text{ (kN)} = -105,71$$

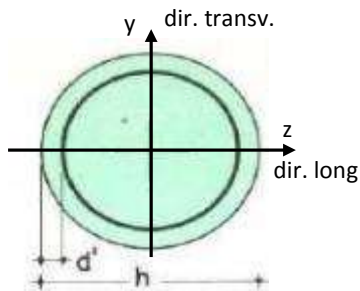
Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2160,00	245,00	150,00	287,27
	Menos carregada	720,00	245,00	150,00	287,27

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 311
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

31. 4. Pilar Direito

$$h = \phi_{\text{pil}} (\text{m}) = 1,20 \quad h_{\text{pil}} (\text{m}) = 10,50 \quad (\text{altura do pilar + travessa})$$

- Dimensões do pilar:



- Dimensões dos elementos de travamento:

$$\begin{aligned} h_{z,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção z}) \\ h_{z,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção z}) \\ h_{y,\text{topo}} (\text{m}) &= 3,00 && (\text{altura da travessa na direção y}) \\ h_{y,\text{base}} (\text{m}) &= 1,50 && (\text{altura do bloco na direção y}) \end{aligned}$$

- Determinação do comprimento efetivo:

- segundo a direção z

$$l_{0,z} (\text{m}) = 7,50$$

$$l_{e,z} (\text{m}) = 21,00$$

- segundo a direção y

$$l_{0,y} (\text{m}) = 7,50$$

$$l_{e,y} (\text{m}) = 8,70$$

- Determinação do índice de esbeltez:

- segundo a direção z

$$I_y (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$A (\text{m}^2) = 1,1310$$

$$i_z (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_z = 70,00$$

- segundo a direção y

$$I_z (\text{m}^4) = 0,10179$$

$$i_y (\text{m}) = 0,30000$$

$$\lambda_y = 29,00$$

- Esforços finais de dimensionamento:

Simplificadamente serão considerados como pilares medianamente esbeltos os pilares cujo índice de esbeltez esteja entre 35 e 90, independentemente da esbeltez limite λ_1 . Nesses casos o momento total (1ª + 2ª ordem) será obtido pela expressão simplificada do método do pilar padrão com curvatura aproximada, considerando α_b igual a 1. A expressão segue detalhada a seguir.

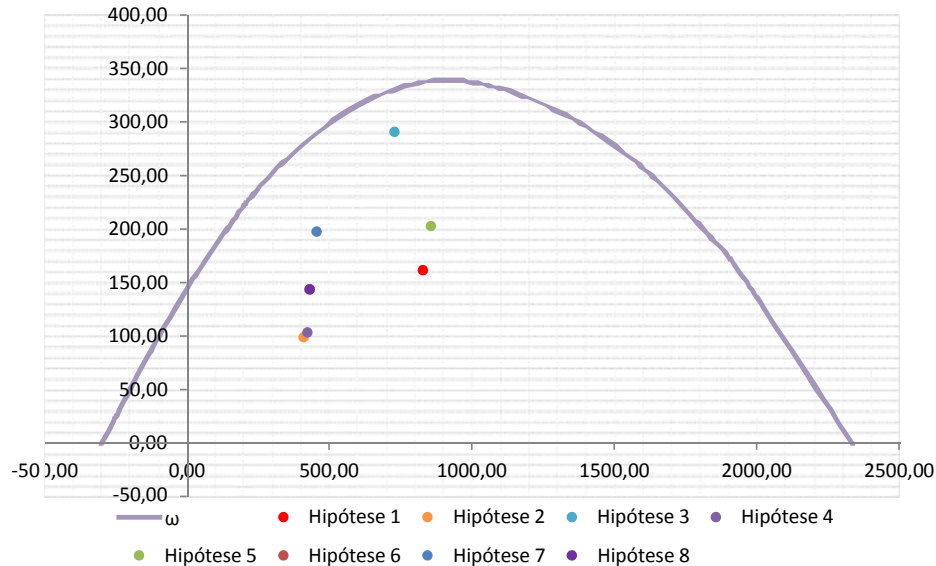
$$M_{d,\text{tot}} = \alpha_b M_{1d,\text{AE}} + N_d \frac{l_e^2}{10 r} \geq M_{1d,\text{AE}} \quad r = \frac{1}{h} \frac{0,005}{(u+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad u = \frac{N_d}{A_c f_{cd}}$$

		Esforços sem 2ª ordem			Esforços com 2ª ordem			
Hip.		N _d (kN)	M _{y,d} (kN.m)	M _{z,d} (kN.m)	N _d (kN)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)	M _R (kN.m)
Seção Topo	N _{máx}	8296,05	75,41	200,65	8296,05	1599,81	200,65	1612,34
	N _{mín}	4106,64	5,71	632,68	4106,64	760,31	632,68	989,12
	M _{y,máx}	7300,31	1540,73	358,79	7300,31	2882,17	358,79	2904,41
	M _{z,máx}	4243,75	35,61	633,81	4243,75	815,40	633,81	1032,75
Seção Base	N _{máx}	8582,33	435,88	-224,76	8582,33	2012,88	-224,76	2025,39
	N _{mín}	4318,70	383,54	-819,80	4318,70	1177,10	-819,80	1434,45
	M _{y,máx}	4570,95	1050,29	-571,11	4570,95	1890,20	-571,11	1974,59
	M _{z,máx}	4318,70	383,54	-819,80	4318,70	1177,10	-819,80	1434,45

- Verificação da Armadura Adotada:

ϕ (m) = 1,200	f_{yk} (kN/cm ²) = 50,0	f_{ck} (MPa) = 30,0
c (m) = 0,060	γ_s = 1,15	γ_c = 1,4
$A_{s,min1}$ (cm ²) = 45,24	f_{yd} (tf/cm ²) = 43,478	f_{cd} (MPa) = 21,429
$A_{s,min2}$ (cm ²) = 29,61	E_s (kN/cm ²) = 20000	σ_{cd} = 0,85 x f_{cd}
A_c (m ²) = 1,13		

A_s (cm²) = 69,12 ω = 0,124




$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$A_{s,min}$ (cm²) = 45,2

$A_{c,Nás}$ = 0,08A_c

$A_{s,máx}$ (cm²) = 904,8

$A_{s,adotado}$ (cm²) = 69,12 Ok! (Mesmo em região de emendas)

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 313 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

31. 5. Cálculo do Estaqueamento do Pilar Direito

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.



Assim como para o dimensionamento dos pilares, para a análise das fundações as ações na base dos pilares, para cada hipótese de carregamento, foram combinadas de acordo com a NBR 8681 e reduzidas ao fundo do bloco, com seus momentos correspondentes. Foram, então, escolhidas as combinações de ações mais desfavoráveis - $N_{m\acute{a}x}$, $N_{m\acute{i}n}$, $M_{L,m\acute{a}x}$ e $M_{T,m\acute{a}x}$ - no fundo do bloco e somados os efeitos de segunda, para cada combinação analisada.

- Esforços em serviço:

- Situação de $N_{m\acute{a}x}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 6120,21 & M_L \text{ (kN.m)} = 372,36 & M_T \text{ (kN.m)} = -484,78 \\
 & H_L \text{ (kN)} = 34,07 & H_T \text{ (kN)} = -87,31
 \end{array}$$


Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1990,00	55,00	130,00	141,16
	Menos carregada	1365,00	55,00	130,00	141,16
Seção Tubular	Mais carregada	2100,00	30,00	60,00	67,08
	Menos carregada	1455,00	30,00	60,00	67,08

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{m\acute{a}x}} \text{ (MPa)} = 103,57 \qquad \sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175 \qquad \text{Ok!}$$

- Situação de $N_{m\acute{i}n}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$\begin{array}{lll}
 N \text{ (kN)} = 4466,20 & M_L \text{ (kN.m)} = 870,65 & M_T \text{ (kN.m)} = -817,47 \\
 & H_L \text{ (kN)} = 113,63 & H_T \text{ (kN)} = -144,41
 \end{array}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 314 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1905,00	155,00	200,00	253,03
	Menos carregada	630,00	155,00	200,00	253,03
Seção Tubular	Mais carregada	2015,00	85,00	100,00	131,24
	Menos carregada	715,00	85,00	100,00	131,24

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 113,89$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{L,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4558,49$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 898,49$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -792,20$$

$$H_L \text{ (kN)} = 114,58$$

$$H_T \text{ (kN)} = -141,50$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1925,00	155,00	200,00	253,03
	Menos carregada	655,00	155,00	200,00	253,03
Seção Tubular	Mais carregada	2035,00	85,00	100,00	131,24
	Menos carregada	740,00	85,00	100,00	131,24

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 114,74$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

- Situação de $|M_{T,\text{máx}}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4466,20$$

$$M_L \text{ (kN.m)} = 870,65$$

$$M_T \text{ (kN.m)} = -817,47$$

$$H_L \text{ (kN)} = 113,63$$


$$H_T \text{ (kN)} = -144,41$$

Seção	Estaca	N _d (kN)	M _{L,d} (kN.m)	M _{T,d} (kN.m)	M _d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1905,00	155,00	200,00	253,03
	Menos carregada	630,00	155,00	200,00	253,03
Seção Tubular	Mais carregada	2015,00	80,00	100,00	128,06
	Menos carregada	715,00	80,00	100,00	128,06

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{máx}} \text{ (MPa)} = 113,20$$

$$\sigma_{\text{tub}}^{\text{adm}} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-iv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 315 /320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	

- Esforços de dimensionamento:

Solicitações nas estacas:

- Situação de $N_{máx}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 8582,33 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 507,97 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -309,84$$

$$H_L \text{ (kN)} = 48,06 \qquad H_T \text{ (kN)} = -56,72$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2580,00	75,00	90,00	117,15
	Menos carregada	2010,00	75,00	90,00	117,15

- Situação de $N_{mín}$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4318,70 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 459,11 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -1110,30$$

$$H_L \text{ (kN)} = 50,38 \qquad H_T \text{ (kN)} = -193,67$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1825,00	75,00	265,00	275,41
	Menos carregada	630,00	75,00	265,00	275,41

- Situação de $|M_{L,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

$$N \text{ (kN)} = 4570,95 \qquad M_L \text{ (kN.m)} = 1323,48 \qquad M_T \text{ (kN.m)} = -782,27$$

$$H_L \text{ (kN)} = 182,13 \qquad H_T \text{ (kN)} = -140,77$$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	2090,00	245,00	200,00	316,27
	Menos carregada	500,00	245,00	200,00	316,27

- Situação de $|M_{T,máx}|$

Ações no fundo do bloco (sem peso próprio do bloco):

N (kN) = 4318,70 M_L (kN.m) = 459,11 M_T (kN.m) = -1110,30
 H_L (kN) = 50,38 H_T (kN) = -193,67

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	1825,00	75,00	265,00	275,41
	Menos carregada	630,00	75,00	265,00	275,41

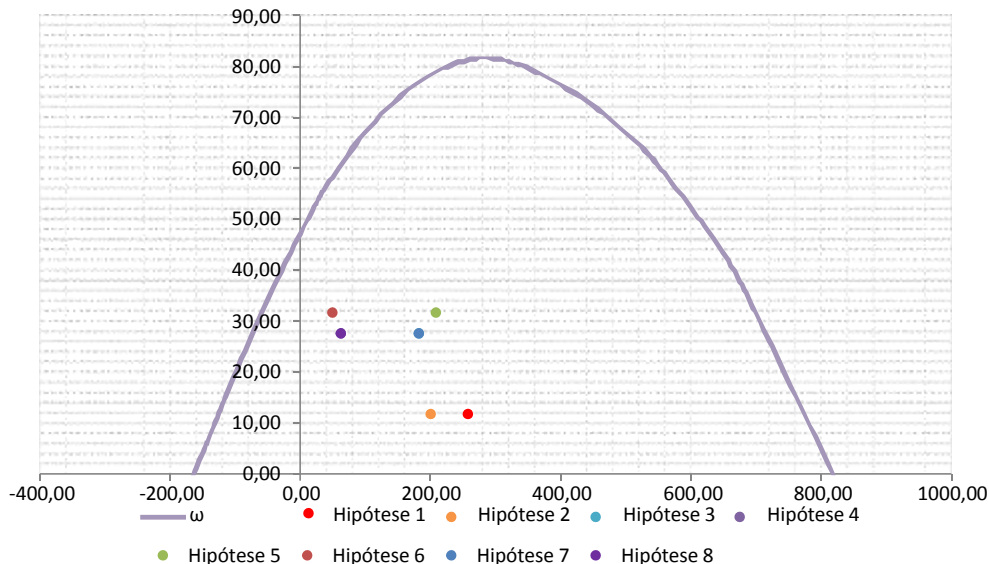
- Verificação da Armadura Adotada:

Diagrama de iteração para as estacas no trecho mais solicitado:

- parâmetros das estacas

ϕ (m) = 0,775 f_{yk} (kN/cm²) = 50,0 f_{ck} (MPa) = 25,0
 c (m) = 0,060 γ_s = 1,15 γ_c = 1,5
 $A_{s,min1}$ (cm²) = 18,87 f_{yd} (tf/cm²) = 43,478 f_{cd} (MPa) = 16,667
 $A_{s,min2}$ (cm²) = 8,90 E_s (kN/cm²) = 20000 σ_{cd} = 0,85 x fcd
 A_c (m²) = 0,47

A_s (cm²) = 37,70 ω = 0,208



$$A_{s,min} = 0,15 \times \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \times A_c$$

$$A_{c,Nás} = 0,08A_c$$

$$A_{s,adotado} \text{ (cm}^2\text{)} = 37,70$$

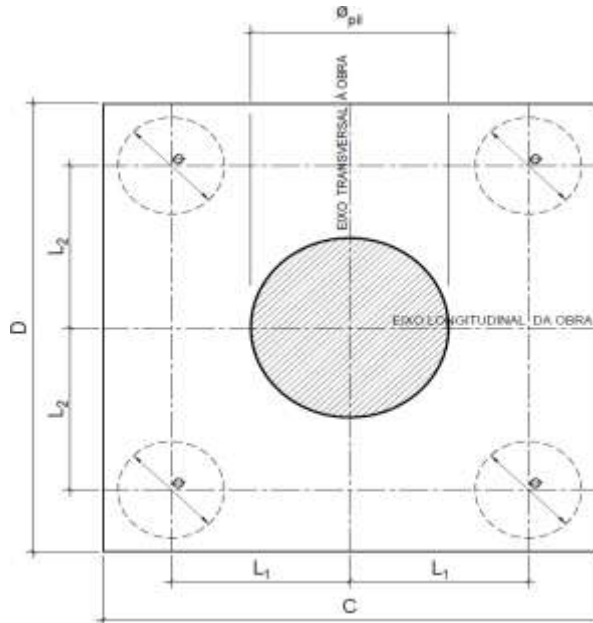
Ok! (Mesmo em região de emendas)

$$A_{s,min} \text{ (cm}^2\text{)} = 18,9$$

$$A_{s,máx} \text{ (cm}^2\text{)} = 377,4$$

31. 6. Cálculo do Bloco

- Geometria:



$$\phi_{pil} = 1,20 \text{ m}$$

$$C = 4,00 \text{ m}$$

$$D = 4,00 \text{ m}$$

$$L_1 = 1,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,20 \text{ m}$$

$$\phi_{est} = 0,80 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$f_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} f_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$


$$f_{cd} = 21,43 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

$$\alpha_{v2} = 0,88$$

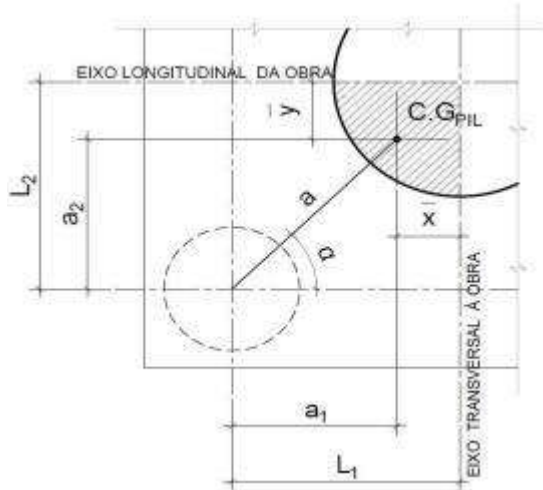
$$f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 318
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

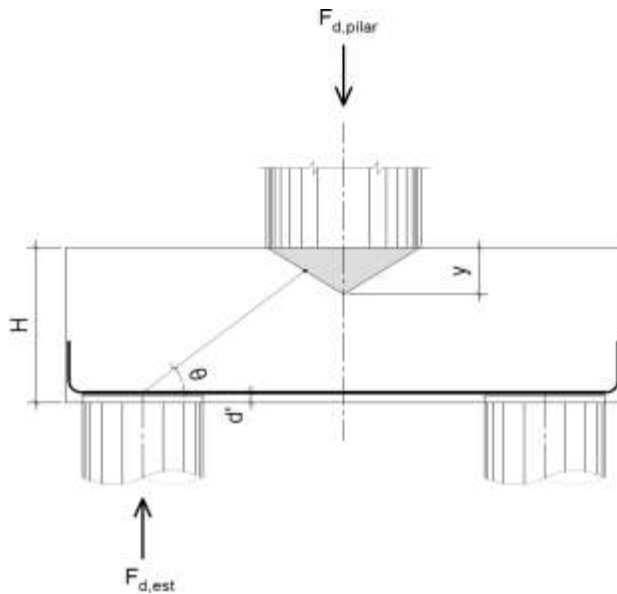
- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$\begin{aligned} \bar{x} &= 0,255 \text{ m} \\ \bar{y} &= 0,255 \text{ m} \\ a_1 &= 0,95 \text{ m} \\ a_2 &= 0,95 \text{ m} \\ a &= 1,34 \text{ m} \\ \alpha &= 45,00^\circ \end{aligned}$$


Projeção vertical da biela:



$$\begin{aligned} H &= 1,50 \text{ m} \\ d' &= 0,15 \text{ m} \\ d &= 1,35 \text{ m} \\ y &= 0,15 \text{ m} \\ z &= 1,28 \text{ m} \\ \theta &= 43,64^\circ \\ F_{d,est} &= 3075,00 \text{ kN} \\ F_{d,pilar} &= 12300,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

Como a inclinação da biela deu menor que 45° , o bloco será dimensionado segundo a classificação de bloco semi-rígido, proposta no livro do IBRACON (ABNT NBR 6118:2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação), em que o modelo de biela direta pode ser considerado, contanto que a rigidez do bloco seja avaliada na determinação dos esforços nas estacas. Como o dimensionamento das estacas foi feito por modelo de elementos finitos, a proposta é aceita se a inclinação da biela obedecer:

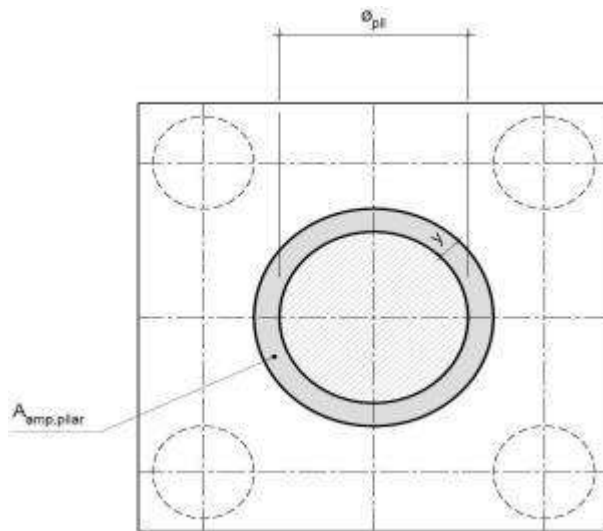
	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 319
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

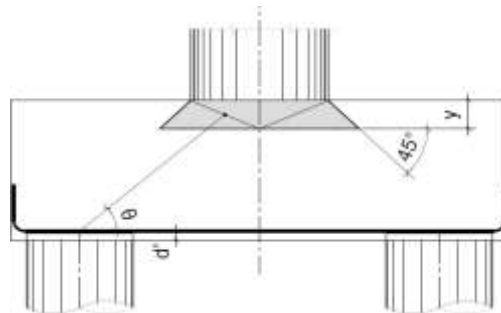
Blocos semi-rígidos: $33,7^\circ \geq \theta > 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{F_{d,piSar}}{A_{aNp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd1} \quad f_{cd1} = 16,03 \text{ MPa}$$




Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

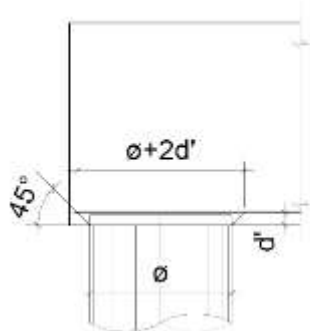
$$A_{amp,pilar} = 1,77 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,pilar} = 14,61 \text{ MPa}$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-204-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 320
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1004	REV. PLANAVE A	/320

- Verificação das tensões na biela sobre a estaca:

$$\sigma_{cd,ect}^{bie} = \frac{F_{d,ect}}{A_{aNp,ect} \times (\sin \theta)^2} \leq f_{cd3} \quad f_{cd3} = 13,58 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada da estaca em corte

$$A_{amp,est} = 0,95 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cd,est} = 6,79 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$F_{td1} = F_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 3224,36 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$F_{td1,Long} = F_{td1} \times \cos \alpha$$

$$F_{td1,trans} = F_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,long} = 2279,97 \text{ kN} \quad A_{s,tir,long} = 52,44 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 2279,97 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 52,44 \text{ cm}^2$$

Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 41,95 \text{ cm}^2$$

$$80\% A_{s,tir,trans} = 41,95 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 10,49 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 10,49 \text{ cm}^2$$

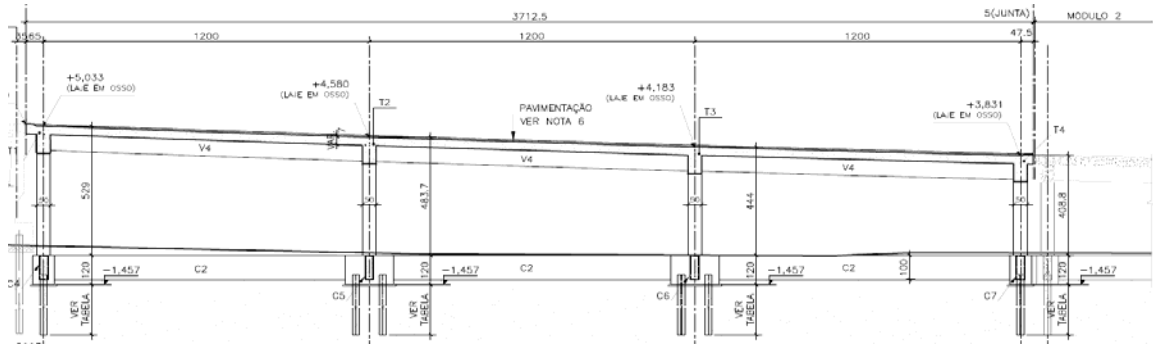
ÍNDICE

ITEM	DESCRIÇÃO	PÁGINA
1.	Sistema Estrutural	2
2.	Características dos materiais	3
3.	Cálculo dos carregamentos atuantes	4
4.	Combinações	6
5.	Verificação das Estacas Metálicas	7
6.	Cálculo dos Blocos	9
6.1.	Bloco de 4 Estacas	9
6.2.	Bloco de 2 Estacas	12
7.	Cálculo das Cintas	15
8.	Cálculo das Longarinas	19
9.	Cálculo das Transversinas	27
10.	Cálculo dos Pilares	31
11.	Cálculo da Laje	40

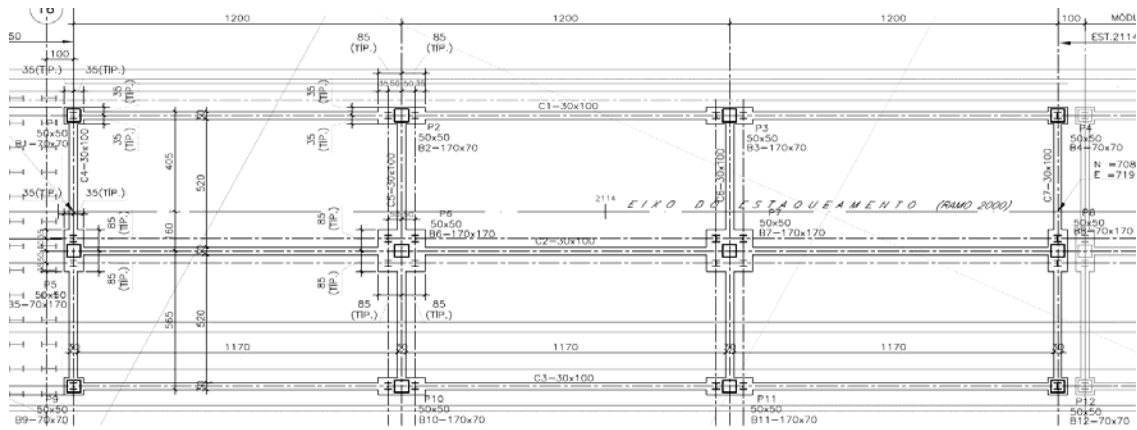
Cálculo da Estrutura de Acesso

1. Sistema Estrutural

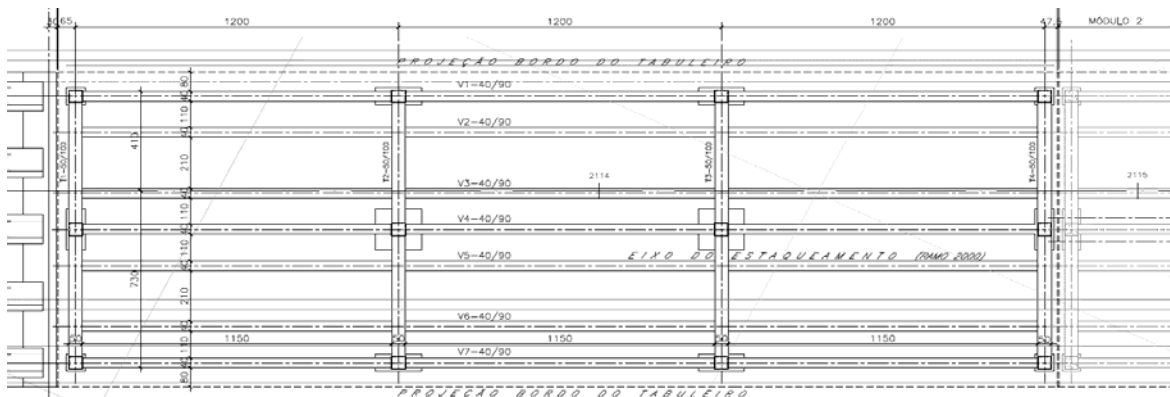
Elevação geral em vista



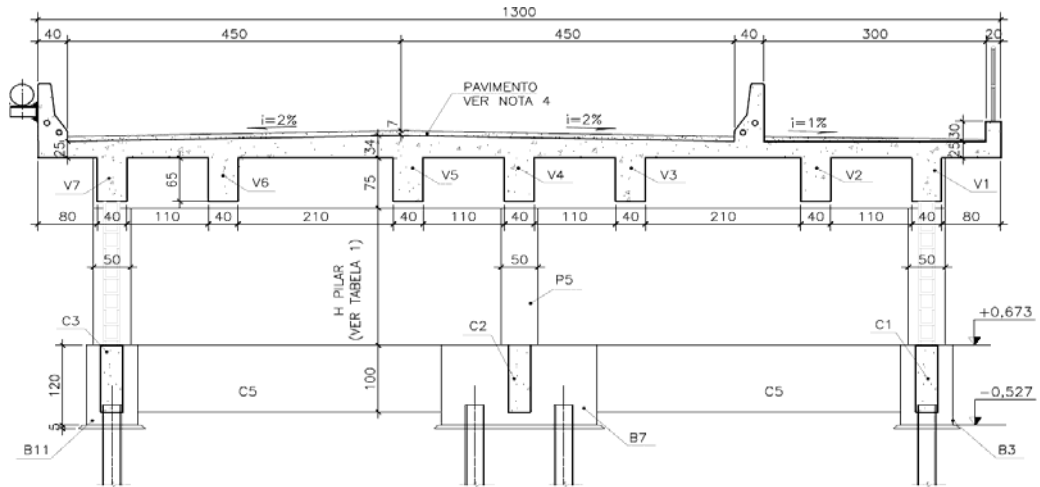
Fundações - Planta



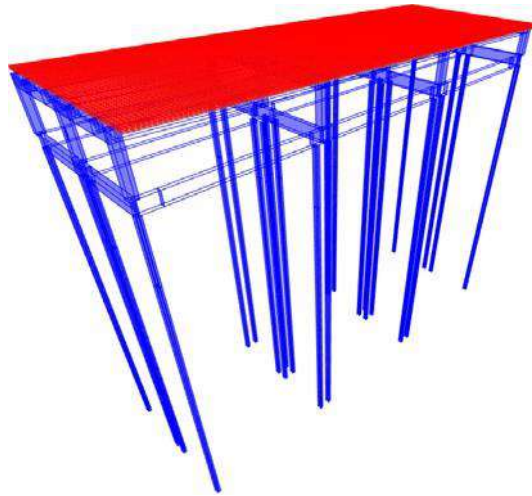
Superestrutura - Planta



Seção Transversal



Para estudo da estrutura foi elaborado um modelo em elementos finitos no programa CSiBridge, onde foram aplicados os carregamentos verticais e horizontais, além de todas as características geométricas e dos materiais dos elementos estruturais. A figura a seguir ilustra o modelo global da estrutura analisada.



2. Características dos materiais

2. 1. Características dos materiais

Concreto Infraestrutura / Superestrutura

$f_{ck} = 40$ MPa
 $\gamma = 25$ kN/m³
 $E_{ci} = 35417,5$ MPa
 $\alpha_i = 0,90$
 $E_{cs} = 31875,76$ MPa
 $\nu = 0,2$
 $\alpha = 1,0E-05$ /°C

Aço Estaqueamento (Perfis):

ASTM 572 Gr. 50
 $f_y = 345$ MPa
 $f_u = 450$ MPa
 $\sigma_{trab} = 175$ MPa
 $E_s = 200$ GPa
 $\nu = 0,3$
 $\alpha = 1,2E-06$ /°C
 $\gamma = 78,5$ kN/m³

3. Cálculo dos carregamentos atuantes

Carregamentos Verticais

Peso Próprio

O peso próprio dos elementos é calculado automaticamente pelo software.

Sobrecargas Permanentes

- Guarda Rodas:	$Q_{GR} = 0,2337 \times 25 / 0,4 =$	14,61	kN/m ²
- Guarda Corpo:	$Q_{GC} =$	0,50	kN/m
- Mureta do passeio:	$Q_{MUR} = 0,30 \times 25 =$	7,50	kN/m ²
- Pavimentação na pista:	$Q_{PAV} = 0,07 \times 24 =$	1,68	kN/m ²
- Pavimentação no passeio:	$Q_{PAV} = (0,07+0,03)/2 \times 24 =$	1,20	kN/m ²
- Caimento da laje na Pista:	$Q_{CAIM.LAJE} = 0,09/2 \times 25 =$	1,13	kN/m ²
- Alvenaria em Blocos de Argamassa:	$Q_{ALV} = 0,30 \times 22 =$	6,60	kN/m ²

Carga Móvel

TB-450 NBR 7188:2013

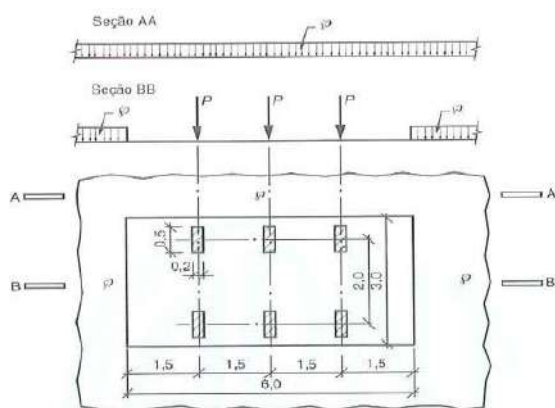


Figura 1 – Disposição das cargas estáticas

$$P = 75 \text{ kN}$$


$$q = 5 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente de Impacto:

$$\phi = CIV \times CNF$$

$$CIV = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{Liv + 50} \right)$$

$$CNF = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-205-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 1/50
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1005	REV. PLANAVE A	

O Software calcula automaticamente o coeficiente de impacto através de interpolação linear do vão dada uma tabela de entrada para leitura dos dados. A seguir é apresentada a tabela do coeficiente de impacto para diversos vãos, inserida no software.

L_{iv} (m)	CIV	n	CNF	ϕ
0,0	1,35	2	1,00	1,350
1,0	1,35	2	1,00	1,350
5,0	1,35	2	1,00	1,350
10,0	1,35	2	1,00	1,353
15,0	1,33	2	1,00	1,326
20,0	1,30	2	1,00	1,303
25,0	1,28	2	1,00	1,283
30,0	1,27	2	1,00	1,265
35,0	1,25	2	1,00	1,249
40,0	1,24	2	1,00	1,236

Carregamentos Horizontais Longitudinais

- Frenagem e Aceleração:

$$\mu_f = 0,25 \cdot \mu \cdot \mu \cdot \mu \quad \text{CNF} = 1,00$$

A carga de frenagem e aceleração foi considerada distribuída ao longo da pista no nível do tabuleiro.

- Variação de temperatura, retração e deformação lenta do concreto:

Para simular os efeitos de variação ambiental de temperatura será assumida uma queda de temperatura de:

$$\Delta\theta \text{ (}^\circ\text{C)} = -30 \quad \alpha = 0,00001$$

Carregamentos Horizontais Transversais

- Vento na Superestrutura:

- Cálculo da Velocidade Característica do Vento:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$


$$V_o \text{ (m/s)} = 42,00 \quad (\text{máxima velocidade média retirada das isopleias da Figura 1 da NBR-6123:1988})$$

$$S_1 = 1,00 \quad (\text{Fator topográfico: terreno plano ou fracamente acidentado})$$

$$S_2 = 0,92 \quad (\text{Tabela 2: Rugosidade Cat. II, Dimensões Classe B, Altura } z < 5\text{m})$$

$$S_3 = 1,00 \quad (\text{Fator estatístico})$$

$$V_k \text{ (m/s)} = 38,64$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-205-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 1/50
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1005	REV. PLANAVE A	

- Cálculo da Pressão de vento:

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad q = 915,2 \text{ N/m}^2 = 0,92 \text{ kN/m}^2$$

- Força Centrífuga:

A força horizontal provenientes da força centrífuga, aplicadas no nível da pista de rolamento é demonstrada a seguir.

$$H_{fc} = 2,4 * P \quad (\text{em kN, para curva com raio } < 200\text{m})$$

$$H_{fc} = (480/R) * P \quad (\text{em kN, para curva com raio } 200 < R < 1500\text{m})$$

$$H_{fc} = 0 \quad (\text{para raios superiores a } 1500\text{m})$$

$$R \text{ (m)} = 0,00 \quad P \text{ (kN)} = 75 \quad H_{fc} \text{ (kN)} = 0$$

4. Combinações

As ações são combinadas de acordo com a NBR 8681 para os Estados Limites de Serviço e para o Estado Limite Último. A seguir são apresentadas as combinações consideradas no modelo.

Combinações de Serviço

$$F_{d,seri} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Q_j,k}$$

Com:

Ação	ψ_1
cargas permanentes	1,00
carga móvel e seus efeitos dinâmicos	1,00
deformações impostas	1,00
vento	1,00

Combinações Últimas Normais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{G_i} F_{G_i,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Q_j,k} \right]$$

Ação	γ_{desfav}	γ_{fav}	ψ_0
cargas permanentes	1,35	1,00	-
carga móvel e seus efeitos dinâmicos	1,50	0,00	0,70
vento	1,40	0,00	0,60
deformações impostas	1,20	0,00	0,60

5. Verificação das Estacas Metálicas

A fundação será analisada através de um modelo espacial em elementos finitos, elaborado no programa CSiBridge, com molas simulando o confinamento lateral das estacas pelo terreno.

As rizezas das molas foram estabelecidas em função da caracterização do terreno pelas sondagens executadas, através da tabela de correlação do livro Pontes de Concreto Armado, do Prof. Walter Pfeil.

TAB. 6.9.1
Valores indicativos do coeficiente k_s de reação lateral do terreno (Fórm. 6.4.1), referido à largura total da estaca [13, 14].

Tipo de solo	N.º de golpes do amostrador padrão (N)	k_s (tf/m ³)	
		Solo seco ou úmido	Solo submerso
Areia média	5 - 10	250	150
Areia compacta	10 - 25	700	500
Areia muito compacta	> 25	2 000	1 250
Areia fofa, carga estática	5		100
Areia fofa, carga cíclica	< 5		40
Argila muito mole, carga estática	< 2		50
Argila muito mole, carga cíclica	< 2		30
Silt orgânico fofo	< 3		30
Argila mole	2 - 4		100
Argila média	4 - 10		250

Cálculo do Estaqueamento:

Perfil metálico das Estacas:
W310x107

- Esforços em serviço:

Estaca Com $N_{d,max}$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Máximo	782,20	7,55	35,20	36,00
	Mínimo	287,20	7,55	35,20	36,00

$$\sigma_{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 118,14$$

$$\sigma^{adm} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!


Estaca Com $N_{d,min}$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	762,10	18,30	27,90	33,37
	Menos carregada	258,25	18,30	27,90	33,37

$$\sigma_{m\acute{a}x} \text{ (MPa)} = 135,66$$

$$\sigma^{adm} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-205-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 1/50
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1005	REV. PLANAVE A	

Estaca Com $M_{L,d,máx}$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	732,85	18,80	36,25	40,84
	Menos carregada	263,25	18,80	36,25	40,84

$$\sigma_{máx} \text{ (MPa)} = 140,59$$

$$\sigma^{adm} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

Estaca Com $M_{T,d,máx}$

Seção	Estaca	N_d (kN)	$M_{L,d}$ (kN.m)	$M_{T,d}$ (kN.m)	M_d (kN.m)
Topo	Mais carregada	732,85	18,80	36,25	40,84
	Menos carregada	263,25	18,80	36,25	40,84

$$\sigma_{máx} \text{ (MPa)} = 140,59$$

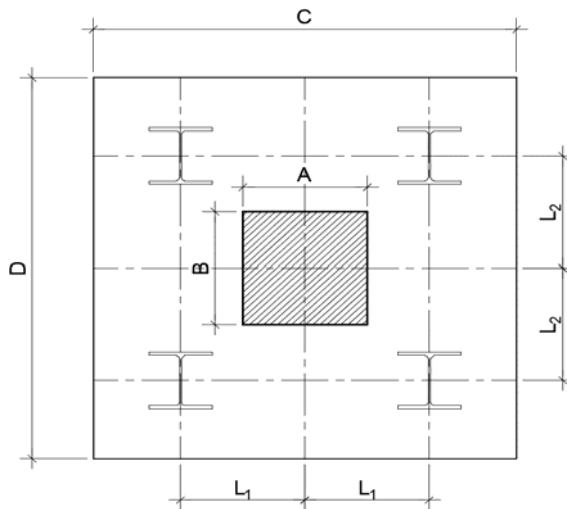
$$\sigma^{adm} \text{ (MPa)} = 175$$

Ok!

6. Cálculo dos Blocos

6. 1. Bloco de 4 Estacas

- Geometria:



$$A = 0,50 \text{ m}$$

$$B = 0,50 \text{ m}$$

$$C = 1,70 \text{ m}$$

$$D = 1,70 \text{ m}$$

$$L_1 = 0,50 \text{ m}$$

$$L_2 = 0,50 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$\sigma_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} \sigma_{cd}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} \sigma_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 28,57 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{\sigma_{ck}}{250}$$

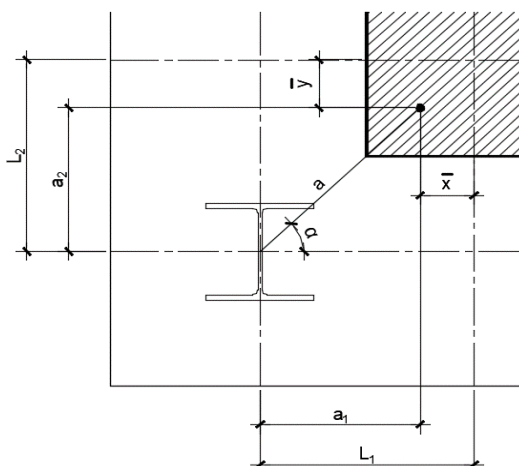
$$\alpha_{v2} = 0,84$$

$$f_{cd1} = 20,40 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 17,28 \text{ MPa}$$

- Verificação da biela de compressão:

Projeção horizontal da biela:



$$a_1 = 0,125 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,125 \text{ m}$$

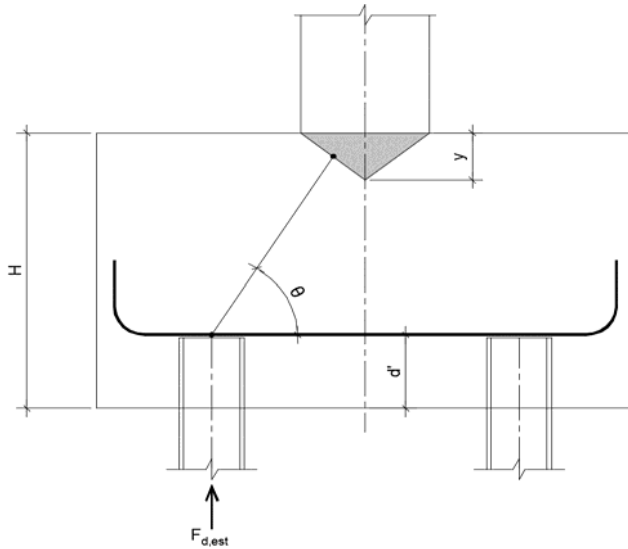
$$a_1 = 0,38 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,38 \text{ m}$$

$$a = 0,53 \text{ m}$$

$$\alpha = 45,00^\circ$$

Projeção vertical da biela:



$$H = 1,20 \text{ m}$$

$$d' = 0,30 \text{ m}$$

$$d = 0,90 \text{ m}$$

$$y = 0,05 \text{ m}$$

$$z = 0,88 \text{ m}$$

$$\theta = 58,78^\circ$$

$$F_{d,est} = 850,00 \text{ kN}$$

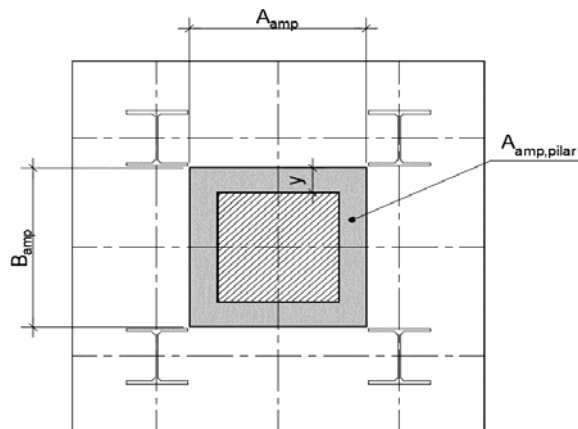
$$F_{d,pilar} = 3400,00 \text{ kN}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

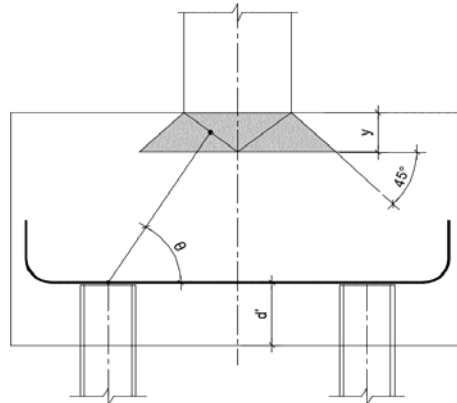
Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{\sigma_{d,piSar}}{\sigma_{ANp,piSar} \times (\sin \theta)^2} \leq \sigma_{cd1} \quad f_{cd1} = 20,40 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

$$A_{amp,pilar} = 0,360 \text{ m}^2 \quad \sigma_{cd,pilar} = 12,91 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{td1} = \sigma_{d,ect} \times \cot \theta$$

$$F_{td1} = 515,18 \text{ kN}$$

Decompondo a força em planta para que as armaduras possam ser dispostas sobre as estacas de forma ortogonal, temos:

$$\sigma_{td1,Long} = \sigma_{td1} \times \cos \alpha$$

$$\sigma_{td1,trans} = \sigma_{td1} \times \sin \alpha$$

$$F_{td1,Long} = 364,29 \text{ kN} \quad A_{s,tir,Long} = 8,38 \text{ cm}^2$$

$$F_{td1,trans} = 364,29 \text{ kN} \quad A_{s,tir,trans} = 8,38 \text{ cm}^2$$

Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,Long} = 6,70 \text{ cm}^2$$

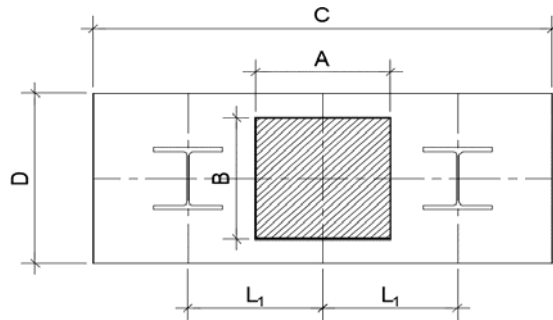
$$80\% A_{s,tir,trans} = 6,70 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,Long} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,trans} = 1,68 \text{ cm}^2$$

6. 2. Bloco de 2 Estacas

- Geometria:



$$A = 0,50 \text{ m}$$

$$B = 0,50 \text{ m}$$

$$C = 1,70 \text{ m}$$

$$D = 0,70 \text{ m}$$

$$L_1 = 0,50 \text{ m}$$

- Resistência de cálculo das bielas e regiões nodais:

$$\sigma_{cd1} = 0,85 \alpha_{v2} \sigma_{cd}$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd3} = 0,72 \alpha_{v2} \sigma_{cd}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cd} = 28,57 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{\sigma_{ck}}{250}$$

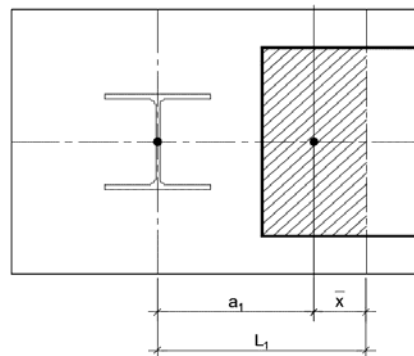
$$\alpha_{v2} = 0,84$$

$$f_{cd1} = 20,40 \text{ MPa}$$

$$f_{cd3} = 17,28 \text{ MPa}$$

- Verificação da biela de compressão:

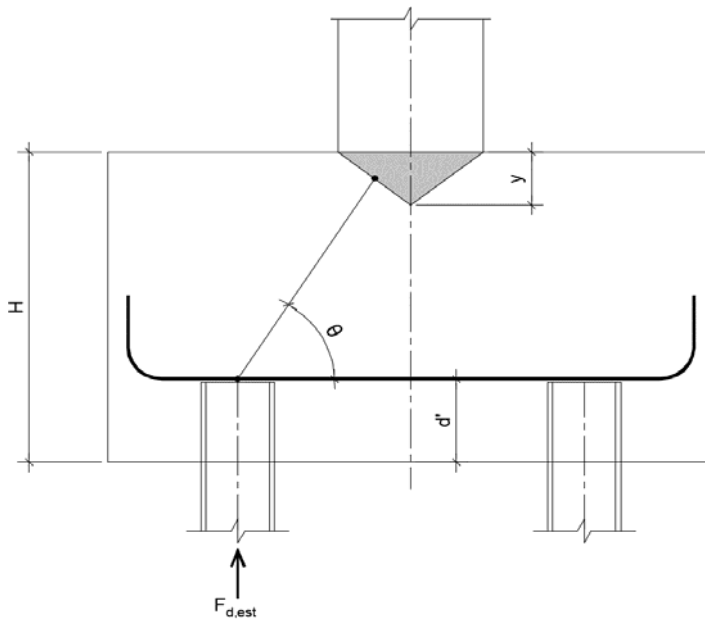
Projeção horizontal da biela:



$$a_1 = 0,125 \text{ m}$$

$$a_1 = 0,38 \text{ m}$$

Projeção vertical da biela:



$$H = 1,20 \text{ m}$$

$$d' = 0,30 \text{ m}$$

$$d = 0,90 \text{ m}$$

$$y = 0,30 \text{ m}$$

$$z = 0,75 \text{ m}$$

$$\theta = 63,43^\circ$$

$$F_{d,est} = 1100,00 \text{ kN}$$

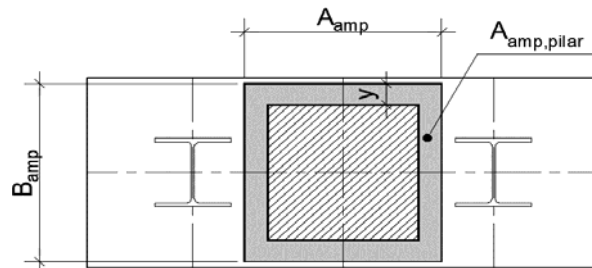
$$F_{d,pilar} = 4400,00 \text{ kN}$$

A favor da Segurança, a força de dimensionamento do pilar foi considerada como a reação máxima de dimensionamento da estaca mais carregada, multiplicada pelo número de estacas.

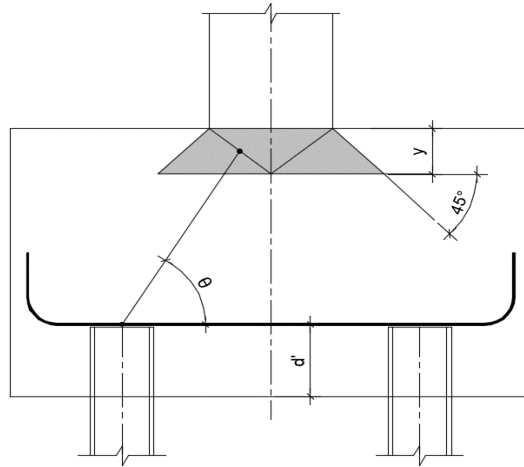
Blocos rígidos: $\theta \geq 45^\circ$

- Verificação das tensões na biela de compressão junto ao pilar:

$$\sigma_{cd,piSar}^{bie} = \frac{\gamma_{d,piSar}}{\gamma_{ANp,piSar}} \times (\sin \theta)^2 \leq \gamma_{cd1} \quad f_{cd1} = 20,40 \text{ MPa}$$



Detalhe da área ampliada do pilar em planta



Detalhe da área ampliada do pilar em corte

$$A_{amp,pilar} = 0,490 \text{ m}^2 \quad \sigma_{cd,pilar} = 11,22 \text{ MPa}$$

- Armadura principal inferiorl:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{yd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$l_{td1} = l_{d,ect} \times \cot \theta$$


$$F_{td1} = 550,00 \text{ kN}$$

$$A_{s,tir,long} = 12,65 \text{ cm}^2$$

Considerando que 80% da armadura do tirante encontra-se sobre as estacas, e os 20% restantes distribuídos entre as estacas, têm-se:

$$80\% A_{s,tir,long} = 10,12 \text{ cm}^2$$

$$20\% A_{s,tir,long} = 2,53 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-205-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 1/50
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1005	REV. PLANAVE A	

7. Cálculo das Cintas

- Dimensionamento das vigas:

Os momentos nas seções de cálculo serão obtidos através da ferramenta Section Cut do CSIBridge. A seguir são apresentados os esforços de dimensionamento.

Seção	$M_{d,MÁX}$ (kN.m)	$M_{d,MIN}$ (kN.m)	$V_{d,MÁX}$ (kN)	$V_{d,MIN}$ (kN)
S0	223,65	-117,20	-64,35	-162,60
S1	374,35	87,90	18,00	-51,50
S2	-194,20	-572,90	257,20	143,50

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40$$

$$f_{yk} \text{ (MPa)} = 500$$

$$f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 4,561$$

- Seção transversal:

$$S \text{ (m}^2\text{)} = 0,30$$

$$b_w \text{ (m)} = 0,30$$

$$b_f \text{ (m)} = 0,30$$

$$y_{sup} \text{ (m)} = 0,50$$

$$h_f \text{ (m)} = 0,00$$

$$y_{inf} \text{ (m)} = 0,50$$

$$h \text{ (m)} = 1,00$$

$$I \text{ (m}^4\text{)} = 0,03$$

$$d'_{inf} \text{ (m)} = 0,09$$

$$W_{sup} \text{ (m}^3\text{)} = 0,0500$$

$$d'_{sup} \text{ (m)} = 0,09$$

$$W_{inf} \text{ (m}^3\text{)} = 0,0500$$

$$d_{inf} \text{ (m)} = 0,91$$

$$d_{sup} \text{ (m)} = 0,91$$

- Amadura mínima:

$$\sigma_{d,Min} = 0,8 \cdot \sigma_0 \cdot \sigma_{ctk,cup}$$

$$\sigma_{c,Min} = 0,15\% \cdot \sigma_c$$

$$A_{s,min} = 4,50 \text{ cm}^2$$

Arm. Superior $W_0 \text{ (m}^3\text{)} = 0,050$

$$M_{d,min} = 182,46$$

$$A_{s,min} = 4,68 \text{ cm}^2$$

Arm. Inferior $W_0 \text{ (m}^3\text{)} = 0,050$

$$M_{d,min} = 182,46$$

$$A_{s,min} = 4,68 \text{ cm}^2$$

- Armadura Inferior:

Seção	M _d (kN.m)	k _{md}	x/d	A _s (cm ²)
S0	223,65	0,0315	0,047	5,76
S1	374,35	0,0527	0,080	9,77
S2	0,00	0,0000	0,000	0,00

- Armadura Superior:

Seção	M _d (kN.m)	k _{md}	x/d	A _s (cm ²)
S0	-117,20	0,0165	0,025	4,68
S1	0,00	0,0000	0,000	0,00
S2	-572,90	0,0807	0,125	15,24

- Cálculo da Fadiga:

$$\gamma_f * \Delta\sigma_s \leq \Delta\sigma_{fsd,fad}$$

$$\gamma_f = 1$$

$$\psi_1 = 1$$

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \psi_1 * M_{p,m\acute{a}x}$$

$$\sigma_{ficc} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{J_{ficc}}$$

$$f.f. = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_{fsd,fad}$$

$$M_{m\acute{i}n} = M_g + \psi_1 * M_{p,m\acute{i}n}$$

$$\therefore \sigma_{ficc}' = \frac{M_{m\acute{i}n}}{J_{ficc}}$$

$$J_{ficc} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{b}{2} \right)^2 + \frac{b \cdot (h - h_f)^3}{3} + b \cdot h_f \cdot (h - h_f)^2 + b_f \cdot h_f \cdot (h - h_f)^2$$

Resumo dos Esforços para Combinação Freqüente:

Seção	M _{d,MÁX} (kN.m)	M _{d,MIN} (kN.m)	V _{d,MÁX} (kN)	V _{d,MIN} (kN)
S0	76,60	-43,00	-89,40	-111,32
S1	236,55	162,85	-7,10	-29,00
S2	-72,50	-148,70	138,90	117,00

- Armadura Inferior:

$$\Delta\sigma_{fsd,fad} \text{ (MPa)} = 175$$

		M _{d,serv} (kN.m)	A _s ^{sup} (cm ²)	A _s ^{inf} (cm ²)	x (cm)	J _{fiss} (cm ⁴)	σ _s (MPa)
S0	Máx	76,60	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	48,69
	Mín	-43,00	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	-4,99
S1	Máx	236,55	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	150,37
	Mín	162,85	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	103,52
S2	Máx	-72,50	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	-8,42
	Mín	-148,70	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	-17,26

	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	f.f.	A_s (cm ²)	$A_s \times f.f.$ (cm ²)
S0	53,69	1,00	5,76	5,76
S1	46,85	1,00	9,77	9,77
S2	8,85	1,00	0,00	0,00

Armadura Detalhada:
6 ϕ 20 (18,85 cm²)

- Armadura Superior:

$$\Delta f_{sd, fad} \text{ (MPa)} = 175$$

		$M_{d, serv}$ (kN.m)	A_s^{sup} (cm ²)	A_s^{inf} (cm ²)	x (cm)	J_{fiss} (cm ⁴)	σ_s (MPa)
S0	Máx	76,60	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	-8,89
	Mín	-43,00	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	27,33
S1	Máx	236,55	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	-27,46
	Mín	162,85	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	-18,90
S2	Máx	-72,50	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	46,09
	Mín	-148,70	18,85	18,85	21,66	7,19E+05	94,53

	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	f.f.	A_s (cm ²)	$A_s \times f.f.$ (cm ²)
S0	36,23	1,00	4,68	4,68
S1	8,56	1,00	0,00	0,00
S2	48,44	1,00	15,24	15,24

Armadura Detalhada:
6 ϕ 20 (18,85 cm²)

- Verificação da Fissuração:

$$w_k = \frac{\sigma_i}{12,5 \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{ctN}} \cdot \frac{3 \sigma_{ci}}{\sigma_{ctN}} \quad \text{CAA: IV} \quad \text{(Classe de agressividade ambiental)}$$

$$w_{k, lim} \leq 0,2 \quad \text{mm}$$

$$\eta_1 = 2,25$$

$$f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51$$

$$E_{si} \text{ (GPa)} = 210$$

- Armadura Inferior:

		σ_s (MPa)	ϕ_i (mm)	w_k (mm)	Verific.
S0	Máx	48,69	20,00	0,01	Ok!
	Mín	-4,99	20,00	-	-
S1	Máx	150,37	20,00	0,07	Ok!
	Mín	103,52	20,00	0,03	Ok!
S3	Máx	-8,42	20,00	-	-
	Mín	-17,26	20,00	-	-

- Armadura Superior:

		σ_s (MPa)	ϕ_i (mm)	w_k (mm)	Verific.
S0	Máx	-8,89	20,00	-	-
	Mín	27,33	20,00	0,00	Ok!
S1	Máx	-27,46	20,00	-	-
	Mín	-18,90	20,00	-	-
S3	Máx	46,09	20,00	0,01	Ok!
	Mín	94,53	20,00	0,03	Ok!

- Dimensionamento ao cisalhamento:

$$f_{cd} \text{ (MPa)} = 28,6 \quad f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,509 \quad \alpha_{v2} = 0,84$$

$$f_{ywk} \text{ (MPa)} = 500,00 \quad f_{ctk,inf} \text{ (MPa)} = 2,456$$

$$f_{ywd} \text{ (MPa)} = 434,78 \quad f_{ctd} \text{ (MPa)} = 1,754$$

	V_{sd} (kN)	b_w (m)	d (m)	V_{rd2} (kN)	Verif. do concreto	V_c (kN)	V_{swd} (kN)
S0	162,60	0,30	0,91	1769,04	Ok!	287,37	0,00
S1	51,50	0,30	0,91	1769,04	Ok!	287,37	0,00
S2	257,20	0,30	0,91	1769,04	Ok!	287,37	0,00

	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	$\rho_{sw,min}$ (cm ² /m ²)	$\rho_{sw,calc}$ (cm ² /m ²)
S0	0,00	0,00	14,04	14,04
S1	0,00	0,00	14,04	14,04
S2	0,00	0,00	14,04	14,04


- Verificação da fadiga da armadura transversal:

$$\Delta \sigma_{fsd,fad} \text{ (MPa)} = 85 \quad \sigma_c^{NAS} = \frac{\sigma_c^{NAS} - 0,5 \cdot \sigma_c}{0,90 \cdot \sigma_c \cdot (\sigma_{cw}/\sigma_c)}$$

$$\sigma_c^{Nim} = \frac{\sigma_c^{Nim} - 0,5 \cdot \sigma_c}{0,90 \cdot \sigma_c \cdot (\sigma_{cw}/\sigma_c)}$$

		$V_{d, serv}$ kN	$0,5 \times V_c$ kN	$A_{sw, calc}$ (cm ² /m)	σ_w (MPa)	$\Delta \sigma_w$ (MPa)	f.f.
S0	Máx	-89,40	143,69	4,21	0,00	0,00	1,00
	Mín	-111,32	143,69	4,21	0,00		
S1	Máx	-7,10	143,69	4,21	0,00	0,00	1,00
	Mín	-29,00	143,69	4,21	0,00		
S2	Máx	138,90	143,69	4,21	0,00	0,00	1,00
	Mín	117,00	143,69	4,21	0,00		

	$A_{sw}/s \times f_f$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	$A_s^{1 \text{ perna}}$ (cm ²)	n_{pernas}	s (cm)
S0	4,21	8,0	0,503	2	23,9
S1	4,21	8,0	0,503	2	23,9
S2	4,21	8,0	0,503	2	23,9

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-205-lv	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 1/50
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1005	REV. PLANAVE A	

8. Cálculo das Longarinas

- Dimensionamento das vigas:

Os momentos nas seções de cálculo serão obtidos através da ferramenta Section Cut do CSI Bridge. A seguir são apresentados os esforços de dimensionamento.

Seção	M _{d,MÁX} (kN.m)	M _{d,MIN} (kN.m)	V _{d,MÁX} (kN)	V _{d,MIN} (kN)
S0	76,62	-410,08	576,11	112,42
S1	356,17	-6,12	455,93	77,15
S2	735,80	109,50	347,52	23,11
S3	943,70	152,84	263,15	-30,27
S4	1087,60	165,21	179,70	-94,91
S5	1046,29	112,85	63,77	-224,02
S6	963,05	65,60	16,15	-291,63
S7	700,11	-49,82	-38,74	-381,62
S8	330,23	-227,13	-93,53	-483,58
S9	-33,35	-554,91	-156,75	-602,52
S10	-276,66	-1055,84	-136,61	-620,44

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40$$

$$f_{yk} \text{ (MPa)} = 500$$

$$f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 4,561$$

- Seção transversal:

$$S \text{ (m}^2\text{)} = 0,36$$

$$b_w \text{ (m)} = 0,40$$

$$b_f \text{ (m)} = 1,67$$

$$y_{sup} \text{ (m)} = 0,45$$

$$h_f \text{ (m)} = 0,25$$

$$y_{inf} \text{ (m)} = 0,45$$

$$h \text{ (m)} = 0,90$$

$$I \text{ (m}^4\text{)} = 0,02$$

$$d'_{inf} \text{ (m)} = 0,09$$

$$W_{sup} \text{ (m}^3\text{)} = 0,0540$$

$$d'_{sup} \text{ (m)} = 0,09$$

$$W_{inf} \text{ (m}^3\text{)} = 0,0540$$

$$d_{inf} \text{ (m)} = 0,81$$

$$d_{sup} \text{ (m)} = 0,81$$

- Amadura mínima:

$$\sigma_{d,min} = 0,8 \cdot \sigma_0 \cdot \sigma_{ctk,cup}$$

$$\sigma_{c,min} = 0,15\% \cdot \sigma_c$$

$$A_{s,min} = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Arm. Superior } W_0 \text{ (m}^3\text{)} = 0,054$$

$$M_{d,min} = 197,06$$

$$A_{s,min} = 5,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Arm. Inferior } W_0 \text{ (m}^3\text{)} = 0,054$$

$$M_{d,min} = 197,06$$

$$A_{s,min} = 5,62 \text{ cm}^2$$

- Armadura Inferior:

	M _d (kN.m)	k _{md}	k _z	z	F _t (kN)	F _t ^{decal.} (kN)	F _t ^{tot} (kN)	A _s (cm ²)
S0	76,62	0,0024	0,9986	0,809	94,73	576,11	670,84	15,43
S1	356,17	0,0114	0,9933	0,805	442,70	227,97	670,66	15,43
S2	735,80	0,0235	0,9860	0,799	921,31	173,76	1095,07	25,19
S3	943,70	0,0301	0,9819	0,795	1186,49	131,58	1318,06	30,32
S4	1087,60	0,0347	0,9791	0,793	1371,34	89,85	1371,34	31,54
S5	1046,29	0,0334	0,9799	0,794	1318,16	112,01	1318,16	30,32
S6	963,05	0,0308	0,9816	0,795	1211,28	145,82	1357,10	31,21
S7	700,11	0,0224	0,9867	0,799	876,01	190,81	1066,82	24,54
S8	330,23	0,0105	0,9938	0,805	410,25	241,79	652,05	15,00
S9	0,00	0,0000	1,0000	0,810	0,00	301,26	301,26	0,00
S10	0,00	0,0000	1,0000	0,810	0,00	310,22	310,22	0,00

- Armadura Superior:

	M _d (kN.m)	k _{md}	k _z	z	F _t (kN)	F _t ^{decal.} (kN)	F _t ^{tot} (kN)	A _s (cm ²)
S0	-410,08	0,0547	0,9667	0,783	523,70	576,11	1099,81	25,30
S1	-6,12	0,0008	0,9995	0,810	7,56	227,97	235,52	5,68
S2	0,00	0,0000	1,0000	0,810	0,00	173,76	173,76	0,00
S3	0,00	0,0000	1,0000	0,810	0,00	131,58	131,58	0,00
S4	0,00	0,0000	1,0000	0,810	0,00	89,85	89,85	0,00
S5	0,00	0,0000	1,0000	0,810	0,00	112,01	112,01	0,00
S6	0,00	0,0000	1,0000	0,810	0,00	145,82	145,82	0,00
S7	-49,82	0,0066	0,9961	0,807	61,75	190,81	252,56	5,81
S8	-227,13	0,0303	0,9819	0,795	285,60	241,79	527,39	12,13
S9	-554,91	0,0740	0,9544	0,773	717,82	301,26	1019,08	23,44
S10	-1055,84	0,1408	0,9089	0,736	1434,21	310,22	1434,21	32,99

- Cálculo da Fadiga:

$$\gamma_f * \Delta\sigma_s \leq \Delta \sigma_{fsd,fad}$$

$$\gamma_f = 1$$

$$\Psi_1 = 1$$

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \Psi_1 * M_{p,m\acute{a}x}$$

$$\sigma_{ficc} = \sigma_g \cdot \frac{M_{p,m\acute{a}x}}{M_{ficc}}$$

$$f.f. = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_{fsd,fad}$$

$$M_{m\acute{a}n} = M_g + \Psi_1 * M_{p,m\acute{a}n}$$

$$\therefore \sigma_{ficc}' = \sigma_g \cdot \frac{M_{p,m\acute{a}n}}{M_{ficc}}$$

$$\sigma_{ficc} = \frac{\sigma_g \cdot h^3}{12} + \sigma_g \cdot h \cdot \left[\left(\frac{\sigma_g}{2} \right)^2 + \frac{\sigma_g \cdot (\sigma - h)^3}{3} + \sigma \cdot \left[\sigma \cdot (\sigma - \sigma)^2 + \sigma' \cdot (\sigma - \sigma)^2 \right] \right]$$

Resumo dos Esforços para Combinação Freqüente:

Seção	M _{d,MÁX} (kN.m)	M _{d,MIN} (kN.m)	V _{d,MÁX} (kN)	V _{d,MIN} (kN)
S0	-50,89	-168,61	274,13	143,91
S1	170,33	30,35	211,99	101,57
S2	357,11	155,40	154,67	57,26
S3	456,56	217,85	110,57	19,61
S4	520,65	242,27	64,41	-24,81
S5	492,04	208,23	-3,91	-96,30
S6	444,32	169,08	-33,96	-130,71
S7	304,38	71,30	-76,40	-180,96
S8	106,18	-78,80	-121,66	-237,61
S9	-137,30	-292,65	-172,13	-303,56
S10	-331,27	-542,25	-165,52	-303,72

- Armadura Inferior:

		M _{d,serv} (kN.m)	A _s ^{sup} (cm ²)	A _s ^{inf} (cm ²)	x (cm)	J _{fiss} (cm ⁴)	σ _s (MPa)
S0	Máx	-50,89	31,42	15,71	22,98	8,79E+05	-5,33
	Mín	-168,61	31,42	15,71	22,98	8,79E+05	-17,67
S1	Máx	170,33	6,28	15,71	13,49	6,74E+05	112,44
	Mín	30,35	6,28	15,71	13,49	6,74E+05	20,04
S2	Máx	357,11	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	136,58
	Mín	155,40	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	59,43
S3	Máx	456,56	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	174,62
	Mín	217,85	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	83,32
S4	Máx	520,65	2,45	37,70	15,95	1,31E+06	170,46
	Mín	242,27	2,45	37,70	15,95	1,31E+06	79,32
S5	Máx	492,04	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	188,19
	Mín	208,23	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	79,64
S6	Máx	444,32	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	169,94
	Mín	169,08	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	64,67
S7	Máx	304,38	6,28	25,13	14,56	9,52E+05	139,93
	Mín	71,30	6,28	25,13	14,56	9,52E+05	32,78
S8	Máx	106,18	12,57	15,71	13,45	6,75E+05	70,06
	Mín	-78,80	12,57	15,71	15,43	4,09E+05	-8,16
S9	Máx	-137,30	25,13	9,42	21,34	7,28E+05	-15,33
	Mín	-292,65	25,13	9,42	21,34	7,28E+05	-32,67
S10	Máx	-331,27	34,56	9,42	24,42	9,38E+05	-35,88
	Mín	-542,25	34,56	9,42	24,42	9,38E+05	-58,73

	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa)	f.f.	A_s (cm ²)	$A_s \times f.f.$ (cm ²)	Armadura Detalhada:
S0	12,34	185,00	1,00	15,43	15,43	5 ϕ 20 (15,71 cm ²)
S1	92,41	185,00	1,00	15,43	15,43	5 ϕ 20 (15,71 cm ²)
S2	77,15	185,00	1,00	25,19	25,19	10 ϕ 20 (31,42 cm ²)
S3	91,30	185,00	1,00	30,32	30,32	10 ϕ 20 (31,42 cm ²)
S4	91,14	185,00	1,00	31,54	31,54	12 ϕ 20 (37,7 cm ²)
S5	108,55	185,00	1,00	30,32	30,32	10 ϕ 20 (31,42 cm ²)
S6	105,27	185,00	1,00	31,21	31,21	10 ϕ 20 (31,42 cm ²)
S7	107,15	185,00	1,00	24,54	24,54	8 ϕ 20 (25,13 cm ²)
S8	78,22	185,00	1,00	15,00	15,00	5 ϕ 20 (15,71 cm ²)
S9	17,34	185,00	1,00	0,00	0,00	3 ϕ 20 (9,42 cm ²)
S10	22,85	185,00	1,00	0,00	0,00	3 ϕ 20 (9,42 cm ²)

- Armadura Superior:

		$M_{d,serv}$ (kN.m)	A_s^{sup} (cm ²)	A_s^{inf} (cm ²)	x (cm)	J_{fiss} (cm ⁴)	σ_s (MPa)
S0	Máx	-50,89	31,42	15,71	22,98	8,79E+05	22,14
	Mín	-168,61	31,42	15,71	22,98	8,79E+05	73,34
S1	Máx	170,33	6,28	15,71	13,49	6,74E+05	-7,49
	Mín	30,35	6,28	15,71	13,49	6,74E+05	-1,33
S2	Máx	357,11	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	-13,05
	Mín	155,40	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	-5,68
S3	Máx	456,56	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	-16,69
	Mín	217,85	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	-7,96
S4	Máx	520,65	2,45	37,70	15,95	1,31E+06	-18,21
	Mín	242,27	2,45	37,70	15,95	1,31E+06	-8,47
S5	Máx	492,04	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	-17,99
	Mín	208,23	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	-7,61
S6	Máx	444,32	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	-16,24
	Mín	169,08	2,45	31,42	15,28	1,13E+06	-6,18
S7	Máx	304,38	6,28	25,13	14,56	9,52E+05	-11,70
	Mín	71,30	6,28	25,13	14,56	9,52E+05	-2,74
S8	Máx	106,18	12,57	15,71	13,45	6,75E+05	-4,61
	Mín	-78,80	12,57	15,71	15,43	4,09E+05	83,18
S9	Máx	-137,30	25,13	9,42	21,34	7,28E+05	74,09
	Mín	-292,65	25,13	9,42	21,34	7,28E+05	157,91
S10	Máx	-331,27	34,56	9,42	24,42	9,38E+05	131,68
	Mín	-542,25	34,56	9,42	24,42	9,38E+05	215,55

	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa)	f.f.	A_s (cm ²)	$A_s \times f.f.$ (cm ²)	Armadura Detalhada:
S0	51,21	185,00	1,00	25,30	25,30	10 ϕ 20 (31,42 cm ²)
S1	6,15	185,00	1,00	5,68	5,68	2 ϕ 20 (6,28 cm ²)
S2	7,37	190,00	1,00	0,00	0,00	2 ϕ 12,5 (2,45 cm ²)
S3	8,73	190,00	1,00	0,00	0,00	2 ϕ 12,5 (2,45 cm ²)
S4	9,74	190,00	1,00	0,00	0,00	2 ϕ 12,5 (2,45 cm ²)
S5	10,37	190,00	1,00	0,00	0,00	2 ϕ 12,5 (2,45 cm ²)
S6	10,06	190,00	1,00	0,00	0,00	2 ϕ 12,5 (2,45 cm ²)
S7	8,96	185,00	1,00	5,81	5,81	2 ϕ 20 (6,28 cm ²)
S8	87,80	185,00	1,00	12,13	12,13	4 ϕ 20 (12,57 cm ²)
S9	83,83	185,00	1,00	23,44	23,44	8 ϕ 20 (25,13 cm ²)
S10	83,87	185,00	1,00	32,99	32,99	11 ϕ 20 (34,56 cm ²)

- Verificação da Fissuração:

$$\sigma_k = \frac{\sigma_i}{12,5\sigma_1} \cdot \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{ctN}} \cdot \frac{3\sigma_{ci}}{\sigma_{ctN}} \quad \text{CAA: IV} \quad (\text{Classe de agressividade ambiental})$$

$$w_{k,lim} \leq 0,2 \quad \text{mm}$$

$$\eta_1 = 2,25$$

$$f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51$$

$$E_{si} \text{ (GPa)} = 210$$

- Armadura Inferior:

		σ_s (MPa)	ϕ_i (mm)	w_k (mm)	Verific.
S0	Máx	-5,33	20,00	-	-
	Mín	-17,67	20,00	-	-
S1	Máx	112,44	20,00	0,04	Ok!
	Mín	20,04	20,00	0,00	Ok!
S2	Máx	136,58	20,00	0,05	Ok!
	Mín	59,43	20,00	0,01	Ok!
S3	Máx	174,62	20,00	0,09	Ok!
	Mín	83,32	20,00	0,02	Ok!
S4	Máx	170,46	20,00	0,08	Ok!
	Mín	79,32	20,00	0,02	Ok!
S5	Máx	188,19	20,00	0,10	Ok!
	Mín	79,64	20,00	0,02	Ok!
S6	Máx	169,94	20,00	0,08	Ok!
	Mín	64,67	20,00	0,01	Ok!
S7	Máx	139,93	20,00	0,06	Ok!
	Mín	32,78	20,00	0,00	Ok!
S8	Máx	70,06	20,00	0,01	Ok!
	Mín	-8,16	20,00	-	-
S9	Máx	-15,33	20,00	-	-
	Mín	-32,67	20,00	-	-
S10	Máx	-35,88	20,00	-	-
	Mín	-58,73	20,00	-	-

- Armadura Superior:

		σ_s (MPa)	ϕ_i (mm)	w_k (mm)	Verific.
S0	Máx	22,14	20,00	0,00	Ok!
	Mín	73,34	20,00	0,02	Ok!
S1	Máx	-7,49	20,00	-	-
	Mín	-1,33	20,00	-	-
S2	Máx	-13,05	12,50	-	-
	Mín	-5,68	12,50	-	-
S3	Máx	-16,69	12,50	-	-
	Mín	-7,96	12,50	-	-
S4	Máx	-18,21	12,50	-	-
	Mín	-8,47	12,50	-	-
S5	Máx	-17,99	12,50	-	-
	Mín	-7,61	12,50	-	-
S6	Máx	-16,24	12,50	-	-
	Mín	-6,18	12,50	-	-
S7	Máx	-11,70	20,00	-	-
	Mín	-2,74	20,00	-	-
S8	Máx	-4,61	20,00	-	-
	Mín	83,18	20,00	0,02	Ok!
S9	Máx	74,09	20,00	0,02	Ok!
	Mín	157,91	20,00	0,07	Ok!
S10	Máx	131,68	20,00	0,05	Ok!
	Mín	215,55	20,00	0,13	Ok!

- Dimensionamento ao cisalhamento:

$$\begin{aligned}
 f_{cd} \text{ (MPa)} &= 28,6 & f_{ctm} \text{ (MPa)} &= 3,509 & \alpha_{v2} &= 0,84 \\
 f_{ywk} \text{ (MPa)} &= 500 & f_{ctk,inf} \text{ (MPa)} &= 2,456 & & \\
 f_{ywd} \text{ (MPa)} &= 434,78 & f_{ctd} \text{ (MPa)} &= 1,754 & &
 \end{aligned}$$

	V_{sd} (kN)	b_w (m)	d (m)	V_{rdz} (kN)	Verif. do concreto	V_c (kN)	V_{swd} (kN)
S0	576,11	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	235,05
S1	455,93	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	114,87
S2	347,52	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	6,46
S3	263,15	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	0,00
S4	179,70	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	0,00
S5	224,02	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	0,00
S6	291,63	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	0,00
S7	381,62	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	40,56
S8	483,58	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	142,52
S9	602,52	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	261,46
S10	620,44	0,40	0,81	2099,52	Ok!	341,06	279,38

	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	$\rho_{sw,min}$ (cm ² /m ²)	$\rho_{sw,calc}$ (cm ² /m ²)
S0	7,42	18,54	14,04	18,54
S1	3,62	9,06	14,04	14,04
S2	0,20	0,51	14,04	14,04
S3	0,00	0,00	14,04	14,04
S4	0,00	0,00	14,04	14,04
S5	0,00	0,00	14,04	14,04
S6	0,00	0,00	14,04	14,04
S7	1,28	3,20	14,04	14,04
S8	4,50	11,24	14,04	14,04
S9	8,25	20,62	14,04	20,62
S10	8,81	22,04	14,04	22,04

- Verificação da fadiga da armadura transversal:

$$\Delta_{fsd,fad} \text{ (MPa)} = 85 \cdot \frac{\sigma_c^{NAS} - 0,5 \cdot \sigma_c}{0,90 \cdot \sigma_c \cdot \left(\frac{\sigma_{cw}}{\sigma_c} \right)} \quad \sigma_c^{Nin} = \frac{\sigma_c^{Nin} - 0,5 \cdot \sigma_c}{0,90 \cdot \sigma_c \cdot \left(\frac{\sigma_{cw}}{\sigma_c} \right)}$$

		$V_{d,serv}$ kN	$0,5 \times V_c$ kN	$A_{sw,calc}$ (cm ² /m)	σ_w (MPa)	$\Delta\sigma_w$ (MPa)	f.f.
S0	Máx	274,13	170,53	7,42	191,63	191,63	2,25
	Mín	143,91	170,53	7,42	0,00		
S1	Máx	211,99	170,53	5,61	101,31	101,31	1,19
	Mín	101,57	170,53	5,61	0,00		
S2	Máx	154,67	170,53	5,61	0,00	0,00	1,00
	Mín	57,26	170,53	5,61	0,00		
S3	Máx	110,57	170,53	5,61	0,00	0,00	1,00
	Mín	19,61	170,53	5,61	0,00		
S4	Máx	64,41	170,53	5,61	0,00	0,00	1,00
	Mín	-24,81	170,53	5,61	0,00		
S5	Máx	-3,91	170,53	5,61	0,00	0,00	1,00
	Mín	-96,30	170,53	5,61	0,00		
S6	Máx	-33,96	170,53	5,61	0,00	0,00	1,00
	Mín	-130,71	170,53	5,61	0,00		
S7	Máx	-76,40	170,53	5,61	0,00	1,47	1,00
	Mín	-180,96	170,53	5,61	1,47		
S8	Máx	-121,66	170,53	5,61	0,00	9,46	1,00
	Mín	-237,61	170,53	5,61	9,46		
S9	Máx	-172,13	170,53	8,25	0,15	12,61	1,00
	Mín	-303,56	170,53	8,25	12,77		
S10	Máx	-165,52	170,53	8,81	0,00	11,96	1,00
	Mín	-303,72	170,53	8,81	11,96		

Seção	$A_{sw}/s \times f.f.$ (cm ² /m)	A_{sw}^{med}/s $\times f.f.$ (cm ² /m)	n_{pernas}	ϕ (mm)	$A_s^{1\ perna}$ (cm ²)	s (cm)
S0	16,72					
		11,71	2	10,0	0,785	13,4
S1	6,69					
		6,15	2	10,0	0,785	25,5
S2	5,61					
		5,61	2	10,0	0,785	28,0
S3	5,61					
		5,61	2	10,0	0,785	28,0
S4	5,61					
		5,61	2	10,0	0,785	28,0
S5	5,61					
		5,61	2	10,0	0,785	28,0
S6	5,61					
		5,61	2	10,0	0,785	28,0
S7	5,61					
		5,61	2	10,0	0,785	28,0
S8	5,61					
		6,93	2	10,0	0,785	22,7
S9	8,25					
		8,53	2	10,0	0,785	18,4
S10	8,81					

9. Cálculo das Transversinas

- Dimensionamento das vigas:

Os momentos nas seções de cálculo serão obtidos através da ferramenta Section Cut do CSIBridge. A seguir são apresentados os esforços de dimensionamento.

Seção	M _{d,MÁX} (kN.m)	M _{d,MIN} (kN.m)	V _{d,MÁX} (kN)	V _{d,MIN} (kN)
S0	41,50	-263,15	1208,90	225,80
S1	1078,20	145,16	524,50	-110,15
S2	-486,00	-1604,30	1527,63	473,80

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40$$

$$f_{yk} \text{ (MPa)} = 500$$

$$f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 4,561$$

- Seção transversal:

$$S \text{ (m}^2\text{)} = 0,5$$

$$b_w \text{ (m)} = 0,50$$

$$b_f \text{ (m)} = 1,16$$

$$y_{sup} \text{ (m)} = 0,5$$

$$h_f \text{ (m)} = 0,25$$

$$y_{inf} \text{ (m)} = 0,5$$

$$h \text{ (m)} = 1,00$$

$$I \text{ (m}^4\text{)} = 0,04$$

$$d'_{inf} \text{ (m)} = 0,09$$

$$W_{sup} \text{ (m}^3\text{)} = 0,0833$$

$$d'_{sup} \text{ (m)} = 0,09$$

$$W_{inf} \text{ (m}^3\text{)} = 0,0833$$

$$d_{inf} \text{ (m)} = 0,91$$

$$d_{sup} \text{ (m)} = 0,91$$

- Amadura mínima:

$$\sigma_{d,Nmin} = 0,8 \cdot \sigma_0 \cdot \sigma_{ctk,cup}$$

$$\sigma_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot \sigma_c$$

$$A_{s,min} = 7,50 \text{ cm}^2$$

Arm. Superior $W_0 \text{ (m}^3\text{)} = 0,083$


$$M_{d,min} = 304,10$$

$$A_{s,min} = 7,81 \text{ cm}^2$$

Arm. Inferior $W_0 \text{ (m}^3\text{)} = 0,083$

$$M_{d,min} = 304,10$$

$$A_{s,min} = 7,74 \text{ cm}^2$$

	Nº CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-205-IV	REV. CLIENTE 1	FOLHA: 28/50
	Nº PLANAVE: MC-F01-B03-1005	REV. PLANAVE A	

- Armadura Inferior:

Seção	M _d (kN.m)	k _{md}	x/d	A _s (cm ²)
S0	41,50	0,0015	0,002	7,74
S1	1078,20	0,0393	0,059	27,91
S2	0,00	0,0000	0,000	0,00

- Armadura Superior:

Seção	M _d (kN.m)	k _{md}	x/d	A _s (cm ²)
S0	-263,15	0,0222	0,033	7,81
S1	0,00	0,0000	0,000	0,00
S2	-1604,30	0,1356	0,219	44,43

- Cálculo da Fadiga:

$$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_s \leq \Delta\sigma_{fsd,fad}$$

$$\gamma_f = 1$$

$$\psi_1 = 1$$

$$M_{m\acute{a}x} = M_g + \psi_1 \cdot M_{p,m\acute{a}x}$$

$$\sigma_{ficc} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{J_{ficc}}$$

$$f.f. = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_{fsd,fad}$$

$$M_{m\acute{i}n} = M_g + \psi_1 \cdot M_{p,m\acute{i}n}$$

$$\therefore \sigma_{ficc}' = \frac{M_{m\acute{i}n}}{J_{ficc}}$$

$$J_{ficc} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{b}{2} \right)^2 + \frac{b \cdot (h - h_f)^3}{3} + b \cdot [b \cdot (h - h_f)^2 + h_f \cdot (h - h_f)^2]$$

Resumo dos Esforços para Combinação Freqüente:

Seção	M _{d,MÁX} (kN.m)	M _{d,MIN} (kN.m)	V _{d,MÁX} (kN)	V _{d,MIN} (kN)
S0	-18,92	-96,01	573,11	278,50
S1	525,78	257,28	205,25	1,47
S2	-632,23	-924,70	813,82	823,93

- Armadura Inferior:

$$\Delta\sigma_{fsd,fad} \text{ (MPa)} = 175$$

		M _{d,serv} (kN.m)	A _s ^{sup} (cm ²)	A _s ^{inf} (cm ²)	x (cm)	J _{fiss} (cm ⁴)	σ _s (MPa)
S0	Máx	-18,92	48,25	31,42	26,13	1,70E+06	-1,26
	Mín	-96,01	48,25	31,42	26,13	1,70E+06	-6,39
S1	Máx	525,78	48,25	31,42	16,38	1,35E+06	190,94
	Mín	257,28	48,25	31,42	16,38	1,35E+06	93,43
S2	Máx	-632,23	48,25	31,42	26,13	1,70E+06	-42,08
	Mín	-924,70	48,25	31,42	26,13	1,70E+06	-61,55

	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	f.f.	A_s (cm ²)	$A_s \times f.f.$ (cm ²)
S0	5,13	1,00	7,74	7,74
S1	97,51	1,00	27,91	27,91
S2	19,47	1,00	0,00	0,00

Armadura Detalhada:
10 ϕ 20 (31,42 cm²)

- Armadura Superior:

$$\Delta f_{sd, fad} \text{ (MPa)} = 175$$

		$M_{d, serv}$ (kN.m)	A_s^{sup} (cm ²)	A_s^{inf} (cm ²)	x (cm)	J_{fiss} (cm ⁴)	σ_s (MPa)
S0	Máx	-18,92	48,25	31,42	26,13	1,70E+06	4,77
	Mín	-96,01	48,25	31,42	26,13	1,70E+06	24,19
S1	Máx	525,78	48,25	31,42	16,38	1,35E+06	-18,87
	Mín	257,28	48,25	31,42	16,38	1,35E+06	-9,24
S2	Máx	-632,23	48,25	31,42	26,13	1,70E+06	159,31
	Mín	-924,70	48,25	31,42	26,13	1,70E+06	233,01

	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	f.f.	A_s (cm ²)	$A_s \times f.f.$ (cm ²)
S0	19,43	1,00	7,81	7,81
S1	9,64	1,00	0,00	0,00
S2	73,70	1,00	44,43	44,43

Armadura Detalhada:
24 ϕ 16 (48,25 cm²)

- Verificação da Fissuração:

$$w_k = \frac{\sigma_i}{12,5 \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{ctN}} \cdot \frac{3 \sigma_{ci}}{\sigma_{ctN}} \quad \text{CAA: IV} \quad \text{(Classe de agressividade ambiental)}$$

$$w_{k, lim} \leq 0,2 \quad \text{mm}$$

$$\eta_1 = 2,25$$

$$f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51$$

$$E_{si} \text{ (GPa)} = 210$$

- Armadura Inferior:

		σ_s (MPa)	ϕ_i (mm)	w_k (mm)	Verific.
S0	Máx	-1,26	20,00	-	-
	Mín	-6,39	20,00	-	-
S1	Máx	190,94	20,00	0,11	Ok!
	Mín	93,43	20,00	0,03	Ok!
S3	Máx	-42,08	20,00	-	-
	Mín	-61,55	20,00	-	-

- Armadura Superior:

		σ_s (MPa)	ϕ_i (mm)	w_k (mm)	Verific.
S0	Máx	4,77	16,00	0,00	Ok!
	Mín	24,19	16,00	0,00	Ok!
S1	Máx	-18,87	16,00	-	-
	Mín	-9,24	16,00	-	-
S3	Máx	159,31	16,00	0,06	Ok!
	Mín	233,01	16,00	0,13	Ok!

- Dimensionamento ao cisalhamento:

$$f_{cd} \text{ (MPa)} = 28,6 \quad f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,509 \quad \alpha_{v2} = 0,84$$

$$f_{ywk} \text{ (MPa)} = 500,00 \quad f_{ctk,inf} \text{ (MPa)} = 2,456$$

$$f_{ywd} \text{ (MPa)} = 434,78 \quad f_{ctd} \text{ (MPa)} = 1,754$$

	V_{sd} (kN)	b_w (m)	d (m)	V_{rd2} (kN)	Verif. do concreto	V_c (kN)	V_{swd} (kN)
S0	1208,90	0,50	0,91	2948,40	Ok!	478,95	729,95
S1	524,50	0,50	0,91	2948,40	Ok!	478,95	45,55
S2	1527,63	0,50	0,91	2948,40	Ok!	478,95	1048,68

	A_{sw}/s (cm ² /m)	ρ_{sw} (cm ² /m ²)	$\rho_{sw,min}$ (cm ² /m ²)	$\rho_{sw,calc}$ (cm ² /m ²)
S0	20,50	41,00	14,04	41,00
S1	1,28	2,56	14,04	14,04
S2	29,45	58,90	14,04	58,90

- Verificação da fadiga da armadura transversal:

$$\Delta f_{sd,fad} \text{ (MPa)} = 85 \quad \sigma_c^{NAS} = \frac{\sigma_c^{NAS} - 0,5 \cdot \sigma_c}{0,90 \cdot \sigma_c \cdot (\sigma_{cw}/\sigma_c)}$$

$$\sigma_c^{Nim} = \frac{\sigma_c^{Nim} - 0,5 \cdot \sigma_c}{0,90 \cdot \sigma_c \cdot (\sigma_{cw}/\sigma_c)}$$

		$V_{d,serv}$ kN	$0,5 \times V_c$ kN	$A_{sw,calc}$ (cm ² /m)	σ_w (MPa)	$\Delta\sigma_w$ (MPa)	f.f.
S0	Máx	573,11	239,48	20,50	198,72	175,48	2,06
	Mín	278,50	239,48	20,50	23,24		
S1	Máx	205,25	239,48	7,02	0,00	0,00	1,00
	Mín	1,47	239,48	7,02	0,00		
S2	Máx	813,82	239,48	29,45	238,12	4,19	1,00
	Mín	823,93	239,48	29,45	242,32		

	$A_{sw}/s \times ff$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	$A_s^{1 \text{ perna}}$ (cm ²)	n_{pernas}	s (cm)
S0	42,32	12,5	1,227	4	11,6
S1	7,02	12,5	1,227	2	35,0
S2	29,45	12,5	1,227	4	16,7

10. Cálculo dos Pilares

- Dimensionamento dos pilares:

Os esforços nos pilares foram analisados e inseridos no programa para análise de pilares submetidos à flexão composta oblíqua "P-Calcul".

As verificações foram divididas em 4 combinações, sendo elas os valores máximos e mínimos dos esforços de dimensionamento, nas seções da base e do topo.

A seguir são apresentados para cada pilar os esforços de dimensionamento, verificações do coeficiente de segurança e diagrama de interação para a combinação mais desfavorável.

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40$$

$$a \text{ (cm)} = 50,0$$

$$b \text{ (cm)} = 50,0$$

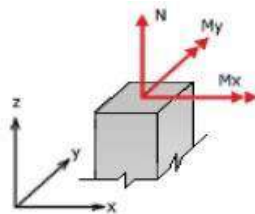


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

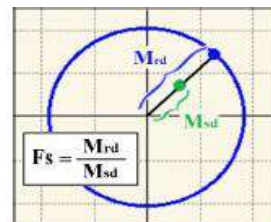


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

- Pilar P1

Armadura: 12 $\varnothing 25$ (58,9 cm²)

ρ (%) = 2,36%

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$
1	-158.1	52.8	89.6
2	-134	89.8	397.2
3	-919.5	-98.3	-282.8
4	-887.1	-95	-111.7

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-158.1	52.8	89.6	4.26
2	-134	89.8	397.2	1.11
3	-919.5	-98.3	-282.8	1.73
4	-887.1	-95	-111.7	3.33

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

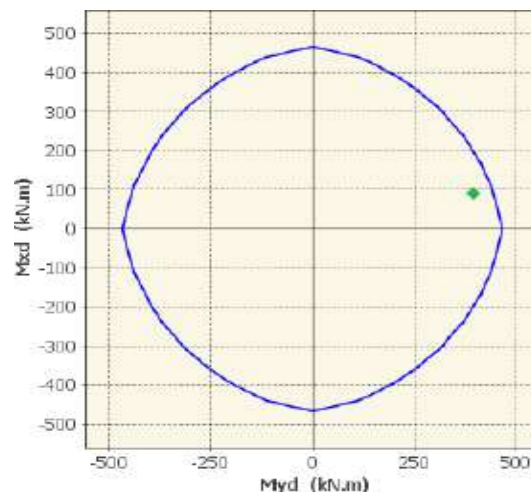


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

- Pilar P2

Armadura: 12 \varnothing 20 (37,7 cm²)

ρ (%) = 1,51%

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}
1	-446.1	54.3	253.6
2	-424.5	109.1	127.5
3	-1616.8	-131.6	-44.5
4	-1587.7	-121.4	-324.5

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-446.1	54.3	253.6	1.41
2	-424.5	109.1	127.5	2.12
3	-1616.8	-131.6	-44.5	3.33
4	-1587.7	-121.4	-324.5	1.32

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

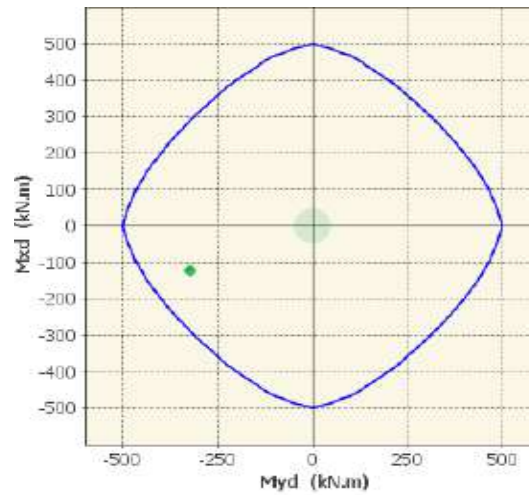


Figura: Diagrama de interação (Comb. 4)

- Pilar P3

Armadura: 12 \varnothing 20 (37,7 cm²)

ρ (%) = 1,51%

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}
1	-450	58.7	55.7
2	-430.9	120.6	282.4
3	-1620.8	-140.7	-156.8
4	-1595.1	-134.8	-142.5

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-450	58.7	55.7	4.43
2	-430.9	120.6	282.4	1.17
3	-1620.8	-140.7	-156.8	2.06
4	-1595.1	-134.8	-142.5	2.20

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

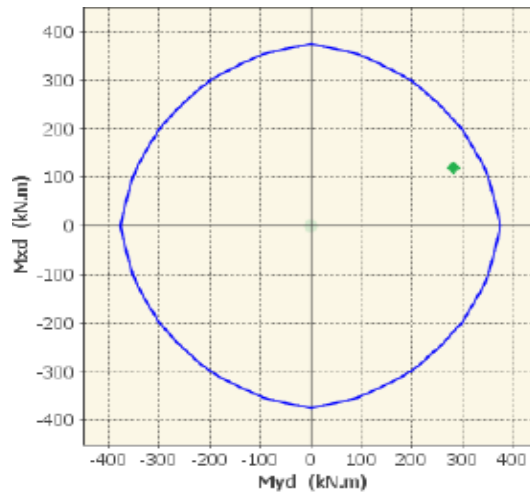


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

- Pilar P4

Armadura: 12 \varnothing 25 (58,9 cm²)

$\rho(\%) = 2,36\%$

Combinação	N _{sk}	M _{sk,x}	M _{sk,y}
1	-159.5	56.9	247
2	-142.9	124.6	123.3
3	-928.9	-127.2	-111.7
4	-906.5	-115	-440.9

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-159.5	56.9	247	1.80
2	-142.9	124.6	123.3	2.50
3	-928.9	-127.2	-111.7	2.90
4	-906.5	-115	-440.9	1.14

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

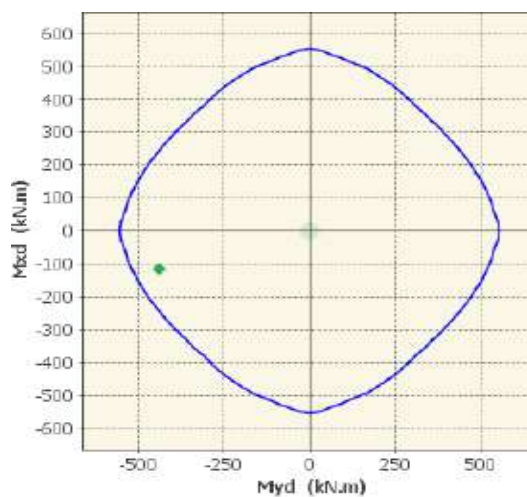


Figura: Diagrama de interação (Comb. 4)

- Pilar P5

Armadura: 12 ϕ 25 (58,9 cm²)

ρ (%) = 2,36%

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}
1	-451.6	45.4	146.9
2	-427.6	59	308.6
3	-1476	-30.1	-135
4	-1443.5	-69.6	-143.6

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-451.6	45.4	146.9	3.12
2	-427.6	59	308.6	1.55
3	-1476	-30.1	-135	4.09
4	-1443.5	-69.6	-143.6	3.31

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

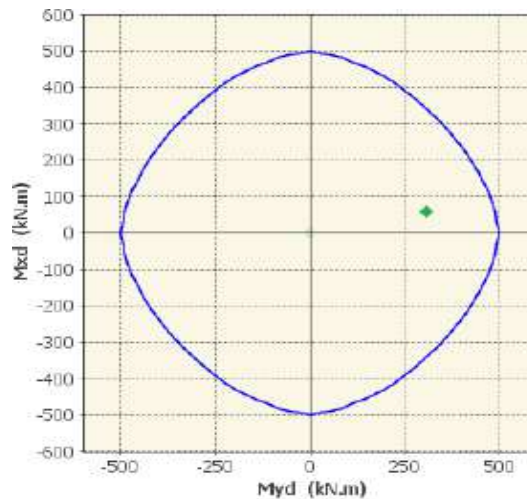


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

- Pilar P6

Armadura: 12 ϕ 20 (37,7 cm²)

ρ (%) = 1,51%

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}
1	-1144.6	65	219.2
2	-1123	67.4	88.8
3	-2979.3	-34.2	-36
4	-2944.2	-85.1	-294.5

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-1144.6	65	219.2	1.91
2	-1123	67.4	88.8	3.70
3	-2979.3	-34.2	-36	8.96
4	-2944.2	-85.1	-294.5	1.56

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

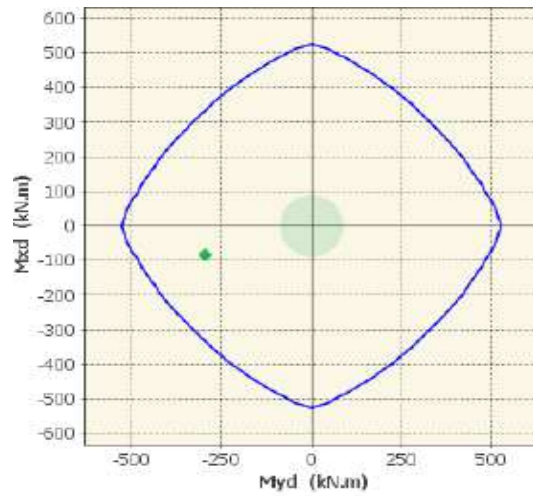


Figura: Diagrama de interação (Comb. 4)

- Pilar P7

Armadura: 12 \varnothing 20 (37,7 cm²)

$\rho(\%) = 1,51\%$

Combinação	N _d	M _{dx}	M _{dy}
1	-1129.2	59.6	63.5
2	-1110.1	71.4	220.3
3	-2960.1	-33.9	-124.3
4	-2934.3	-86.6	-135

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _d	M _{dx}	M _{dy}	F.S.
1	-1129.2	59.6	63.5	4.72
2	-1110.1	71.4	220.3	1.86
3	-2960.1	-33.9	-124.3	3.75
4	-2934.3	-86.6	-135	2.81

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

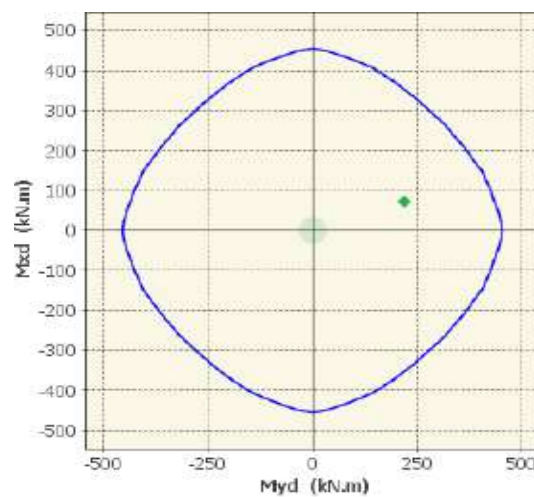


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

- Pilar P8

Armadura: 12 \varnothing 25 (58,9 cm²)

ρ (%) = 2,36%

Combinação	N _{Ed}	M _{Ed,x}	M _{Ed,y}
1	-441	34.3	124.5
2	-424.4	68.5	144.9
3	-1471.9	-27.4	-143.3
4	-1449.5	-74	-394.8

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _{Ed}	M _{Ed,x}	M _{Ed,y}	F.S.
1	-441	34.3	124.5	3.73
2	-424.4	68.5	144.9	2.93
3	-1471.9	-27.4	-143.3	3.92
4	-1449.5	-74	-394.8	1.42

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

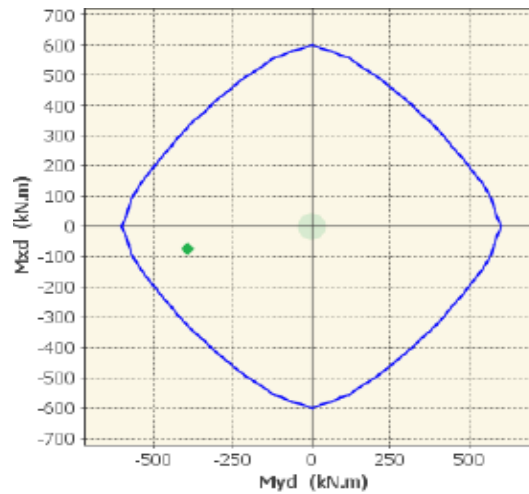


Figura: Diagrama de interação (Comb. 4)

- Pilar P9

Armadura: 12 \varnothing 25 (58,9 cm²)

ρ (%) = 2,36%

Combinação	N _{Ed}	M _{Ed,x}	M _{Ed,y}
1	-183.4	107.3	85.3
2	-159.3	82.5	413.4
3	-953.3	-45	-288.7
4	-920.8	-102.2	-100

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _{Ed}	M _{Ed,x}	M _{Ed,y}	F.S.
1	-183.4	107.3	85.3	3.22
2	-159.3	82.5	413.4	1.08
3	-953.3	-45	-288.7	1.85
4	-920.8	-102.2	-100	3.42

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

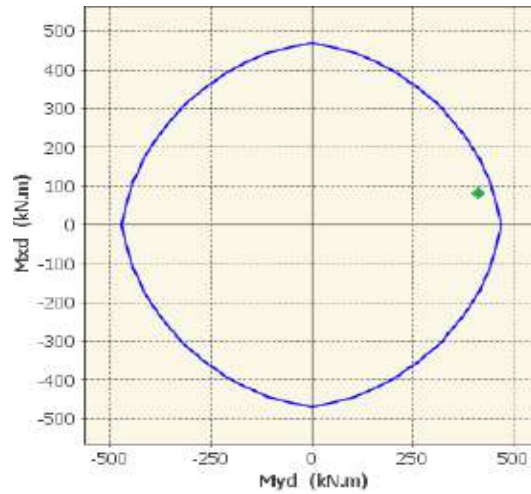


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

- Pilar P10

Armadura: 12 \varnothing 20 (37,7 cm²)

ρ (%) = 1,51%

Combinação	N _d	M _{d,x}	M _{d,y}
1	-510	145.5	251.6
2	-488.4	101.1	127.2
3	-1702.1	-42.2	-46.1
4	-1673	-129.5	-325

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _d	M _{d,x}	M _{d,y}	F.S.
1	-510	145.5	251.6	1.26
2	-488.4	101.1	127.2	2.23
3	-1702.1	-42.2	-46.1	6.97
4	-1673	-129.5	-325	1.31

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

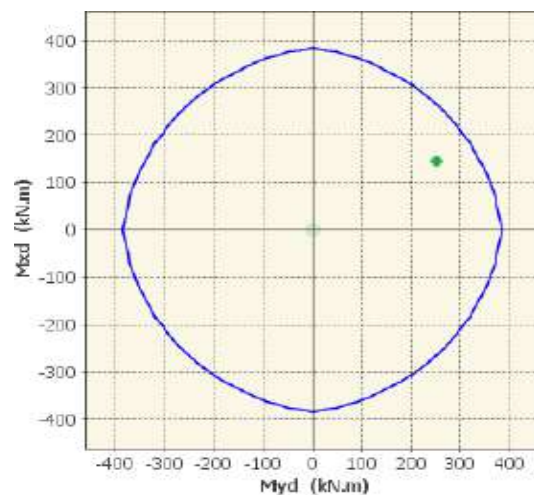


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

- Pilar P11

Armadura: 12 \varnothing 20 (37,7 cm²)

ρ (%) = 1,51%

Combinação	N _k	M _{k,x}	M _{k,y}
1	-513.6	151.8	55
2	-494.5	114.6	286
3	-1706.5	-48.7	-157.7
4	-1680.7	-138.3	-139.6

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-513.6	151.8	55	2.29
2	-494.5	114.6	286	1.19
3	-1706.5	-48.7	-157.7	2.84
4	-1680.7	-138.3	-139.6	2.21

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

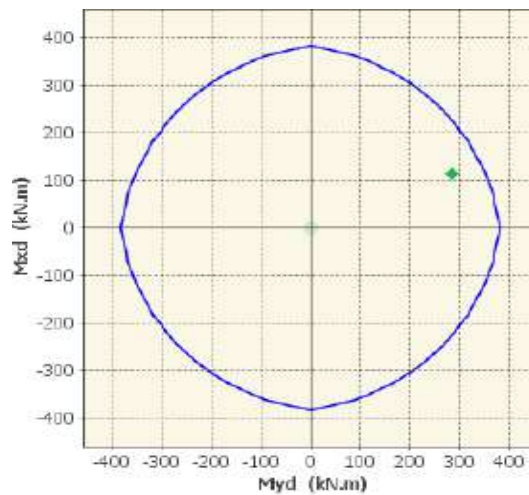


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

- Pilar P12

Armadura: 12 \varnothing 25 (58,9 cm²)

ρ (%) = 2,36%

Combinação	N _k	M _{k,x}	M _{k,y}
1	-185.5	131.1	249.5
2	-168.9	105.5	111
3	-964.1	-53.2	-109.8
4	-941.8	-134.7	-457.3

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

Combinação	N _{sd}	M _{sd,x}	M _{sd,y}	F.S.
1	-185.5	131.1	249.5	1.58
2	-168.9	105.5	111	2.88
3	-964.1	-53.2	-109.8	4.18
4	-941.8	-134.7	-457.3	1.10

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

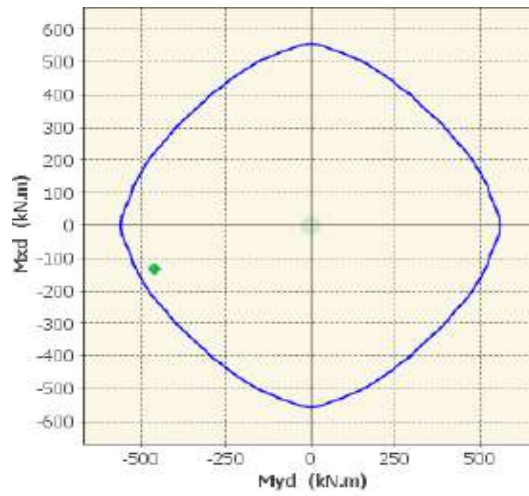


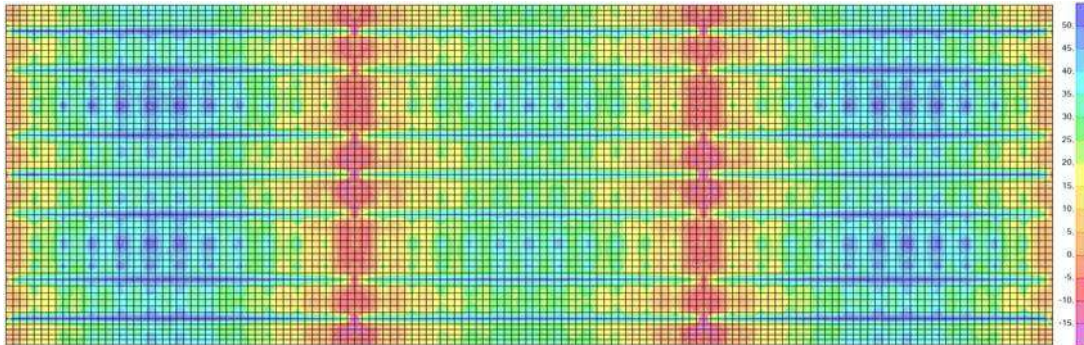
Figura: Diagrama de interação (Comb. 4)

11. Cálculo da Laje

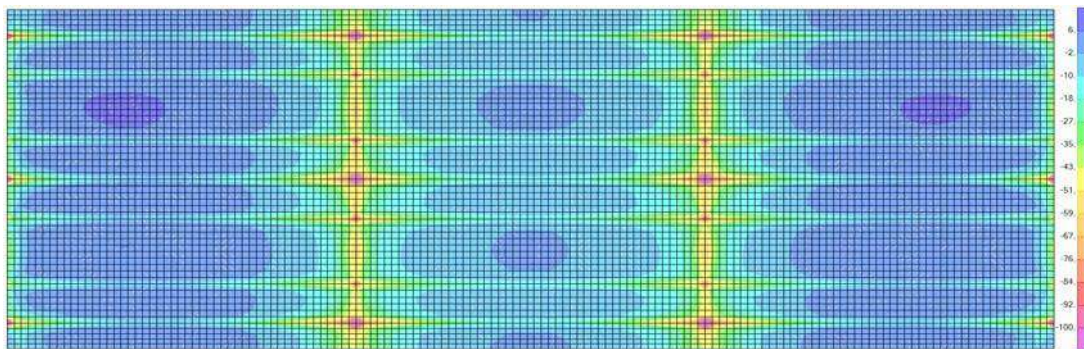
- Resultados da Análise:

- *Momento Longitudinal de dimensionamento*

- *Máximos [kN.m/m]*

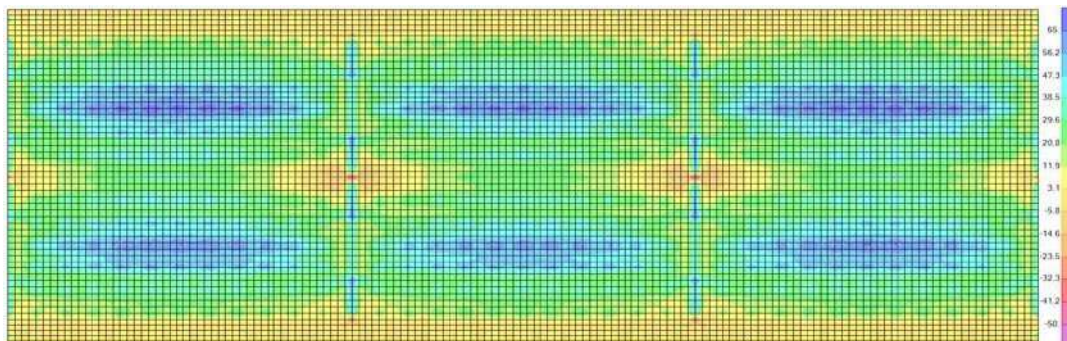


- *Mínimos [kN.m/m]*

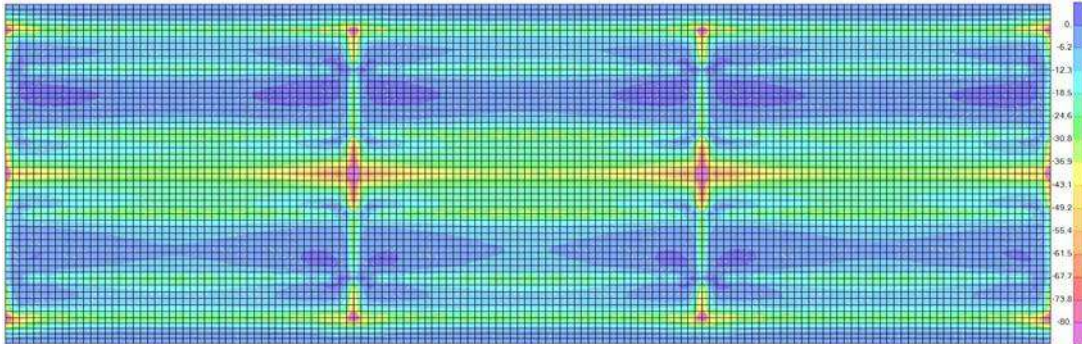


- *Momento Transversal de dimensionamento*

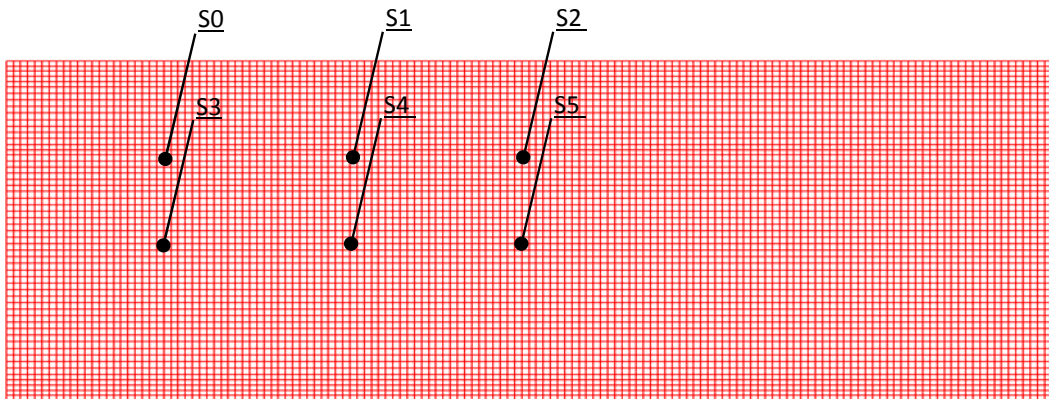
- *Máximos [kN.m/m]*



- Mínimos [kN.m/m]



- Resumo dos Esforços:



- Dimensionamento e verificação das armaduras da Laje Acabada:

Seção	Longitudinal		Transversal	
	$M_{L,máx,d}$ kN.m/m	$M_{L,min,d}$ kN.m/m	$M_{T,máx,d}$ kN.m/m	$M_{T,min,d}$ kN.m/m
S0	55,00	6,50	75,00	-3,00
S1	-6,00	-70,00	35,00	-35,00
S2	50,00	-0,35	75,00	-3,00
S3	45,00	-5,00	35,00	-40,00
S4	-10,00	-100,00	-12,00	-60,00
S5	35,00	-10,00	30,00	-45,00

- Dimensionamento a flexão:

$$f_{ck} \text{ (MPa)} = 40$$

$$f_{yk} \text{ (MPa)} = 500$$

$$f_{ctk,sup} \text{ (MPa)} = 4,561$$

- Seção transversal:

$$b_w \text{ (m)} = 1,00$$

$$d'_{inf} \text{ (m)} = 0,075$$

$$d_{inf} \text{ (m)} = 0,18$$

$$h \text{ (m)} = 0,25$$

$$d'_{sup} \text{ (m)} = 0,075$$

$$d_{sup} \text{ (m)} = 0,18$$

- Amadura mínima:

$$\sigma_{d,Nmin} = 0,8 \cdot \sigma_0 \cdot \sigma_{ctk,cup} \quad \sigma_{c,Nmin} = 0,15\% \cdot \sigma_c \quad A_{s,min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

Arm. Superior $W_0 \text{ (m}^3\text{)} = 0,010 \quad M_{d,min} = 38,01 \quad A_{s,min} = 5,13 \text{ cm}^2$

Arm. Inferior $W_0 \text{ (m}^3\text{)} = 0,010 \quad M_{d,min} = 38,01 \quad A_{s,min} = 5,13 \text{ cm}^2$

- Direção Longitudinal

- Armadura Inferior:

	M_d (kN.m/m)	k_{md}	k_z	k_x	A_s (cm ² /m)
S0	55,00	0,0629	0,962	0,096	7,52
S1	0,00	0,0000	1,000	0,000	0,00
S2	50,00	0,0571	0,965	0,087	6,81
S3	45,00	0,0514	0,969	0,078	6,10
S4	0,00	0,0000	1,000	0,000	0,00
S5	35,00	0,0400	0,976	0,060	5,13

- Armadura Superior:

	M_d (kN.m/m)	k_{md}	k_z	k_x	A_s (cm ² /m)
S0	0,00	0,0000	1,000	0,000	0,00
S1	-70,00	0,0800	0,950	0,124	9,68
S2	-0,35	0,0004	1,000	0,001	5,13
S3	-5,00	0,0057	0,997	0,008	5,13
S4	-100,00	0,1143	0,928	0,181	14,17
S5	-10,00	0,0114	0,993	0,017	5,13

- Cálculo da Fadiga:

$$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_s \leq \Delta\sigma_{fsd,fad} \quad \gamma_f = 1 \quad \psi_1 = 1$$

$$M_{max} = M_g + \psi_1 \cdot M_p^{max} \quad \sigma_{ficc} = \sigma_c \cdot \frac{\sigma_s \cdot (\sigma - \sigma_c)}{\sigma_{ficc}}$$

$$M_{min} = M_g + \psi_1 \cdot M_p^{min} \quad \therefore \sigma_{ficc}' = \sigma_c \cdot \frac{\sigma_s \cdot (\sigma - \sigma_c)}{\sigma_{ficc}}$$

$$f.f. = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_{fsd,fad}$$

$$\sigma_{ficc} = \frac{\sigma_s \cdot h^3}{12} + \sigma_s \cdot h \cdot \left[\left(\frac{\sigma_s}{2} \right)^2 + \frac{\sigma_s \cdot (\sigma - h)^3}{3} + \sigma_s \cdot \left[\sigma_s \cdot (\sigma - \sigma_c)^2 + \sigma_s' \cdot (\sigma - \sigma_c)^2 \right] \right]$$

Resumo dos Esforços para Combinação Freqüente:

Seção	Longitudinal		Transversal	
	$M_{L,máx,d}$ kN.m/m	$M_{L,min,d}$ kN.m/m	$M_{T,máx,d}$ kN.m/m	$M_{T,min,d}$ kN.m/m
S0	35,00	8,00	45,00	3,00
S1	-10,00	-40,00	23,00	-14,00
S2	25,00	2,15	40,00	2,20
S3	30,00	3,00	16,00	-20,00
S4	-15,00	-50,00	-25,00	-45,00
S5	20,00	-6,00	15,00	-23,00

- Direção Longitudinal

- Armadura Inferior:

		$M_{d,serv}$ (kN.m/m)	A_s^{sup} (cm ² /m)	A_s^{inf} (cm ² /m)	x (cm)	J_{fiss} (cm ⁴)	σ_s (MPa)
S0	Máx	35,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	243,14
	Mín	8,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	55,57
S1	Máx	-10,00	10,05	8,18	4,52	1,47E+04	13,35
	Mín	-40,00	10,05	8,18	4,52	1,47E+04	53,40
S2	Máx	25,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	173,67
	Mín	2,15	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	14,94
S3	Máx	30,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	208,40
	Mín	3,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	20,84
S4	Máx	-15,00	20,11	8,18	5,75	2,48E+04	6,99
	Mín	-50,00	20,11	8,18	5,75	2,48E+04	23,30
S5	Máx	20,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	138,94
	Mín	-6,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	10,29

	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa)	f.f.	A_s (cm ² /m)	$A_s \times f.f.$ (cm ² /m)
S0	187,56	190,00	1,00	7,52	7,52
S1	40,05	190,00	1,00	0,00	0,00
S2	158,73	190,00	1,00	6,81	6,81
S3	187,56	190,00	1,00	6,10	6,10
S4	16,31	190,00	1,00	0,00	0,00
S5	128,65	190,00	1,00	5,13	5,13

Armadura Detalhada:

$\phi 12,5$ c.15 (8,18cm²/m)
 $\phi 12,5$ c.15 (8,18cm²/m)
 $\phi 12,5$ c.15 (8,18cm²/m)
 $\phi 12,5$ c.15 (8,18cm²/m)
 $\phi 12,5$ c.15 (8,18cm²/m)
 $\phi 12,5$ c.15 (8,18cm²/m)

- Armadura Superior:

		M _{d,serv} (kN.m)	A _s ^{sup} (cm ²)	A _s ^{inf} (cm ²)	x (cm)	J _{fiss} (cm ⁴)	σ _s (MPa)
S0	Máx	35,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	60,00
	Mín	8,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	13,71
S1	Máx	-10,00	10,05	8,18	4,52	1,47E+04	58,12
	Mín	-40,00	10,05	8,18	4,52	1,47E+04	232,48
S2	Máx	25,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	42,85
	Mín	2,15	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	3,69
S3	Máx	30,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	51,43
	Mín	3,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	5,14
S4	Máx	-15,00	20,11	8,18	5,75	2,48E+04	46,85
	Mín	-50,00	20,11	8,18	5,75	2,48E+04	156,17
S5	Máx	20,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	34,28
	Mín	-6,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	41,68

	Δσ _s (MPa)	Δ f _{sd,fad} (MPa)	f.f.	A _s (cm ² /m)	A _s x f.f. (cm ² /m)
S0	46,28	190,00	1,00	0,00	0,00
S1	174,36	190,00	1,00	9,68	9,68
S2	39,17	190,00	1,00	5,13	5,13
S3	46,28	190,00	1,00	5,13	5,13
S4	109,32	190,00	1,00	14,17	14,17
S5	7,40	190,00	1,00	5,13	5,13

Armadura Detalhada:

ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)

ø16 c.20 (10,05cm²/m)

ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)

ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)

ø16 c.10 (20,11cm²/m)

ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)

- Verificação da Fissuração:

$$\sigma_k = \frac{\sigma_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{ci}} \cdot \frac{3\sigma_{ci}}{\sigma_{ctN}}$$

CAA: IV (Classe de agressividade ambiental)
w_{k,lim} ≤ 0,2 mm

$$\eta_1 = 2,25$$

$$f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51$$

$$E_{si} \text{ (GPa)} = 210$$

- Armadura Inferior:

		σ_s (MPa)	ϕ_i (mm)	w_k (mm)	Verific.
S0	Máx	243,14	12,50	0,11	Ok!
	Mín	55,57	12,50	0,01	Ok!
S1	Máx	13,35	12,50	0,00	Ok!
	Mín	53,40	12,50	0,01	Ok!
S2	Máx	173,67	12,50	0,05	Ok!
	Mín	14,94	12,50	0,00	Ok!
S3	Máx	208,40	12,50	0,08	Ok!
	Mín	20,84	12,50	0,00	Ok!
S4	Máx	6,99	12,50	0,00	Ok!
	Mín	23,30	12,50	0,00	Ok!
S5	Máx	138,94	12,50	0,03	Ok!
	Mín	10,29	12,50	0,00	Ok!

- Armadura Superior:

		σ_s (MPa)	ϕ_i (mm)	w_k (mm)	Verific.
S0	Máx	60,00	12,50	0,01	Ok!
	Mín	13,71	12,50	0,00	Ok!
S1	Máx	58,12	16,00	0,01	Ok!
	Mín	232,48	16,00	0,13	Ok!
S2	Máx	42,85	12,50	0,00	Ok!
	Mín	3,69	12,50	0,00	Ok!
S3	Máx	51,43	12,50	0,00	Ok!
	Mín	5,14	12,50	0,00	Ok!
S4	Máx	46,85	16,00	0,01	Ok!
	Mín	156,17	16,00	0,06	Ok!
S5	Máx	34,28	12,50	0,00	Ok!
	Mín	41,68	12,50	0,00	Ok!

- Direção Transversal

- Armadura Inferior:

	M_d (kN.m/m)	k_{md}	k_z	k_x	A_s (cm ² /m)
S0	75,00	0,0857	0,947	0,133	10,41
S1	35,00	0,0400	0,976	0,060	5,13
S2	75,00	0,0857	0,947	0,133	10,41
S3	35,00	0,0400	0,976	0,060	5,13
S4	0,00	0,0000	1,000	0,000	0,00
S5	30,00	0,0343	0,979	0,051	5,13

- Armadura Superior:

	M _d (kN.m/m)	k _{md}	k _z	k _x	A _s (cm ² /m)
S0	-3,00	0,0034	0,998	0,005	5,13
S1	-35,00	0,0400	0,976	0,060	5,13
S2	-3,00	0,0034	0,998	0,005	5,13
S3	-40,00	0,0457	0,972	0,069	5,41
S4	-60,00	0,0686	0,958	0,105	8,23
S5	-45,00	0,0514	0,969	0,078	6,10

- Cálculo da Fadiga:

$$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd,fad}$$

$$\gamma_f = 1$$

$$\Psi_1 = 1$$

$$M_{\max} = M_g + \Psi_1 \cdot M_{p\max}$$

$$f.f. = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_{sd,fad}$$

$$M_{\min} = M_g + \Psi_1 \cdot M_{p\min}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{J_{ficc}}$$

$$\therefore \sigma_{\min} = \frac{M_{\min}}{J_{ficc}}$$

$$J_{ficc} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{b}{2} \right)^2 + \frac{b \cdot (h - h_1)^3}{3} + b \cdot h_1 \cdot (h - h_1)^2 + b_1 \cdot h_1 \cdot (h - h_1)^2$$

- Armadura Inferior:

		M _{d, serv} (kN.m/m)	A _s ^{sup} (cm ² /m)	A _s ^{inf} (cm ² /m)	x (cm)	J _{fiss} (cm ⁴)	σ _s (MPa)
S0	Máx	45,00	8,18	12,27	4,83	1,71E+04	219,37
	Mín	3,00	8,18	12,27	4,83	1,71E+04	14,62
S1	Máx	23,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	159,78
	Mín	-14,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	24,00
S2	Máx	40,00	8,18	12,27	4,83	1,71E+04	195,00
	Mín	2,20	8,18	12,27	4,83	1,71E+04	10,72
S3	Máx	16,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	111,15
	Mín	-20,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	34,28
S4	Máx	-25,00	12,27	8,18	4,83	1,71E+04	25,66
	Mín	-45,00	12,27	8,18	4,83	1,71E+04	46,19
S5	Máx	15,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	104,20
	Mín	-23,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	39,43

	Δσ _s (MPa)	Δ f _{sd,fad} (MPa)	f.f.	A _s (cm ² /m)	A _s x f.f. (cm ² /m)
S0	204,75	190,00	1,08	10,41	11,22
S1	135,78	190,00	1,00	5,13	5,13
S2	184,27	190,00	1,00	10,41	10,41
S3	76,87	190,00	1,00	5,13	5,13
S4	20,53	190,00	1,00	0,00	0,00
S5	64,78	190,00	1,00	5,13	5,13

Armadura Detalhada:

ø12,5 c.10 (12,27cm²/m)
ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)
ø12,5 c.10 (12,27cm²/m)
ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)
ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)
ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)

- Armadura Superior:

		M _{d,serv} (kN.m)	A _s ^{sup} (cm ²)	A _s ^{inf} (cm ²)	x (cm)	J _{fiss} (cm ⁴)	σ _s (MPa)
S0	Máx	45,00	8,18	12,27	4,83	1,71E+04	46,19
	Mín	3,00	8,18	12,27	4,83	1,71E+04	3,08
S1	Máx	23,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	39,43
	Mín	-14,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	97,26
S2	Máx	40,00	8,18	12,27	4,83	1,71E+04	41,06
	Mín	2,20	8,18	12,27	4,83	1,71E+04	2,26
S3	Máx	16,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	27,43
	Mín	-20,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	138,94
S4	Máx	-25,00	12,27	8,18	4,83	1,71E+04	121,87
	Mín	-45,00	12,27	8,18	4,83	1,71E+04	219,37
S5	Máx	15,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	25,71
	Mín	-23,00	8,18	8,18	4,22	1,26E+04	159,78

	Δσ _s (MPa)	Δ f _{sd,fad} (MPa)	f.f.	A _s (cm ² /m)	A _s x f.f. (cm ² /m)
S0	43,11	190,00	1,00	5,13	5,13
S1	57,83	190,00	1,00	5,13	5,13
S2	38,80	190,00	1,00	5,13	5,13
S3	111,51	190,00	1,00	5,41	5,41
S4	97,50	190,00	1,00	8,23	8,23
S5	134,06	190,00	1,00	6,10	6,10

Armadura Detalhada:

ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)
ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)
ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)
ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)
ø12,5 c.10 (12,27cm²/m)
ø12,5 c.15 (8,18cm²/m)

- Verificação da Fissuração:

$$w_k = \frac{\sigma_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{w_{ci}}{w_{ctN}} \cdot \frac{3w_{ci}}{w_{ctN}} \quad \text{CAA: IV} \quad \text{(Classe de agressividade ambiental)}$$

$$w_{k,lim} \leq 0,2 \quad \text{mm}$$

$$\eta_1 = 2,25$$

$$f_{ctm} \text{ (MPa)} = 3,51$$

$$E_{si} \text{ (GPa)} = 210$$

- Armadura Inferior:

		σ _s (MPa)	ø _i (mm)	w _k (mm)	Verific.
S0	Máx	219,37	12,50	0,09	Ok!
	Mín	14,62	12,50	0,00	Ok!
S1	Máx	159,78	12,50	0,05	Ok!
	Mín	24,00	12,50	0,00	Ok!
S2	Máx	195,00	12,50	0,07	Ok!
	Mín	10,72	12,50	0,00	Ok!
S3	Máx	111,15	12,50	0,02	Ok!
	Mín	34,28	12,50	0,00	Ok!
S4	Máx	25,66	12,50	0,00	Ok!
	Mín	46,19	12,50	0,00	Ok!
S5	Máx	104,20	12,50	0,02	Ok!
	Mín	39,43	12,50	0,00	Ok!

- Armadura Superior:

		σ_s (MPa)	ϕ_i (mm)	w_k (mm)	Verific.
S0	Máx	46,19	12,50	0,00	Ok!
	Mín	3,08	12,50	0,00	Ok!
S1	Máx	39,43	12,50	0,00	Ok!
	Mín	97,26	12,50	0,02	Ok!
S2	Máx	41,06	12,50	0,00	Ok!
	Mín	2,26	12,50	0,00	Ok!
S3	Máx	27,43	12,50	0,00	Ok!
	Mín	138,94	12,50	0,03	Ok!
S4	Máx	121,87	12,50	0,03	Ok!
	Mín	219,37	12,50	0,09	Ok!
S5	Máx	25,71	12,50	0,00	Ok!
	Mín	159,78	12,50	0,05	Ok!

- Verificação do Cisalhamento da Laje Acabada

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,sup} = 4,56 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 28,6 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 2,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad V_{Rd1} = \left[V_{Rd} \cdot \eta \cdot (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 V_{cp} \right] w \eta$$

- Direção Longitudinal

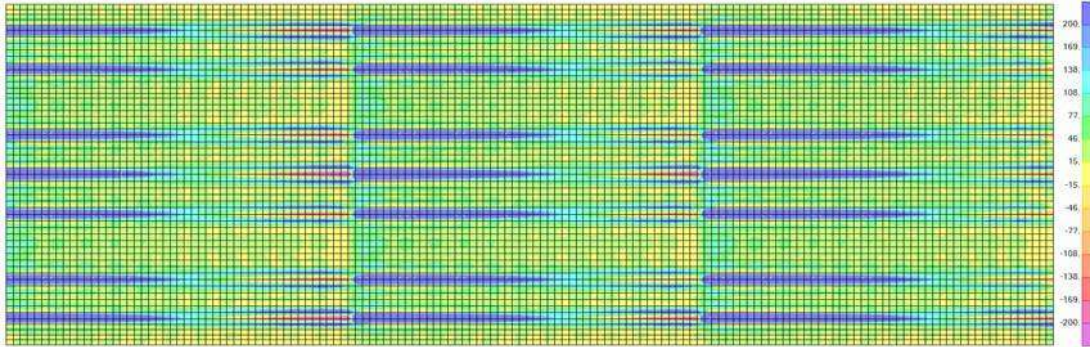
	d (m)	k	ρ_1	V_{Rd1} (kN/m)
S0	0,18	1,425	0,005	151,71
S1	0,18	1,425	0,006	156,38
S2	0,18	1,425	0,005	151,71
S3	0,18	1,425	0,005	151,71
S4	0,18	1,425	0,011	181,52
S5	0,18	1,425	0,005	151,71

- Direção Transversal

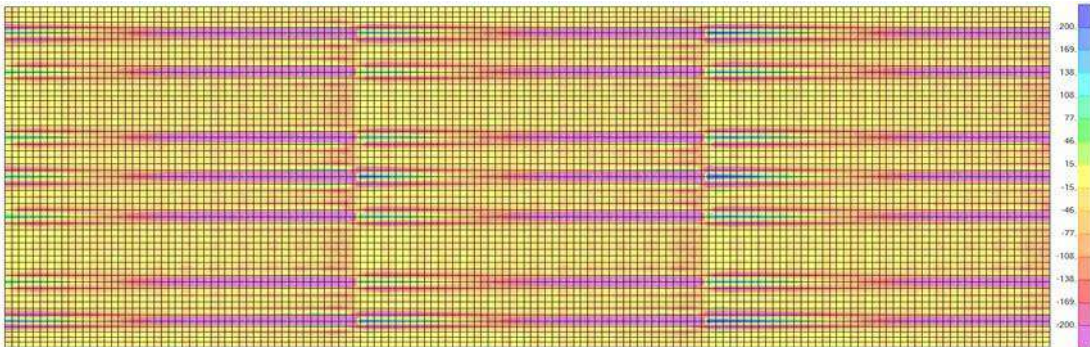
	d (m)	k	ρ_1	V_{Rd1} (kN/m)
S0	0,18	1,425	0,005	151,71
S1	0,18	1,425	0,005	151,71
S2	0,18	1,425	0,005	151,71
S3	0,18	1,425	0,005	151,71
S4	0,18	1,425	0,007	161,93
S5	0,18	1,425	0,005	151,71

- Esforço Cortante Longitudinal de Projeto

- Máximos [kN/m]

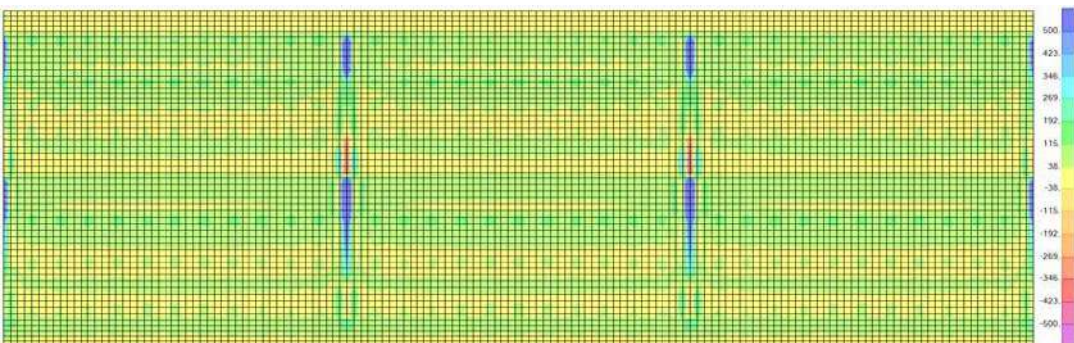


- Mínimos [kN/m]

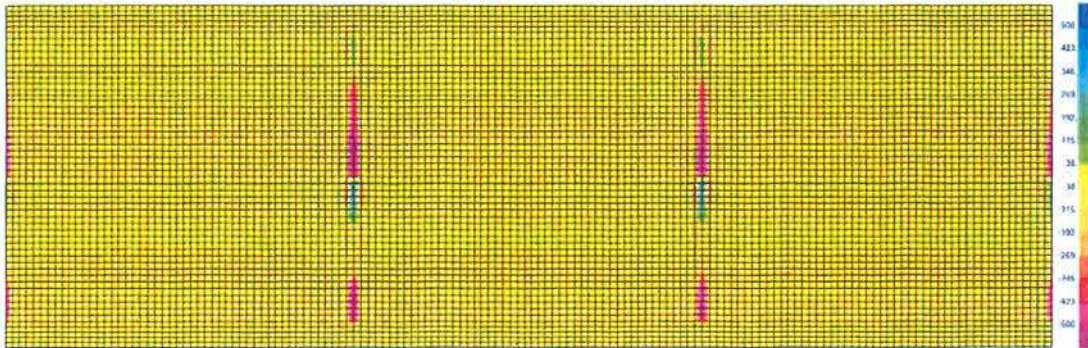


- Esforço Cortante Transversal de Projeto

- Máximos [kN/m]



- Mínimos [kN/m]



- Resumo dos esforços cortantes máximos de projeto a uma distância "d" da face do apoio e verificação da capacidade resistente:

- Direção Longitudinal

	$ V_d $ (kN/m)	V_{Rd1} (kN/m)	Verific.
S0	65,00	151,71	Ok!
S1	95,00	156,38	Ok!
S2	65,00	151,71	Ok!
S3	100,00	151,71	Ok!
S4	160,00	181,52	Ok!
S5	100,00	151,71	Ok!

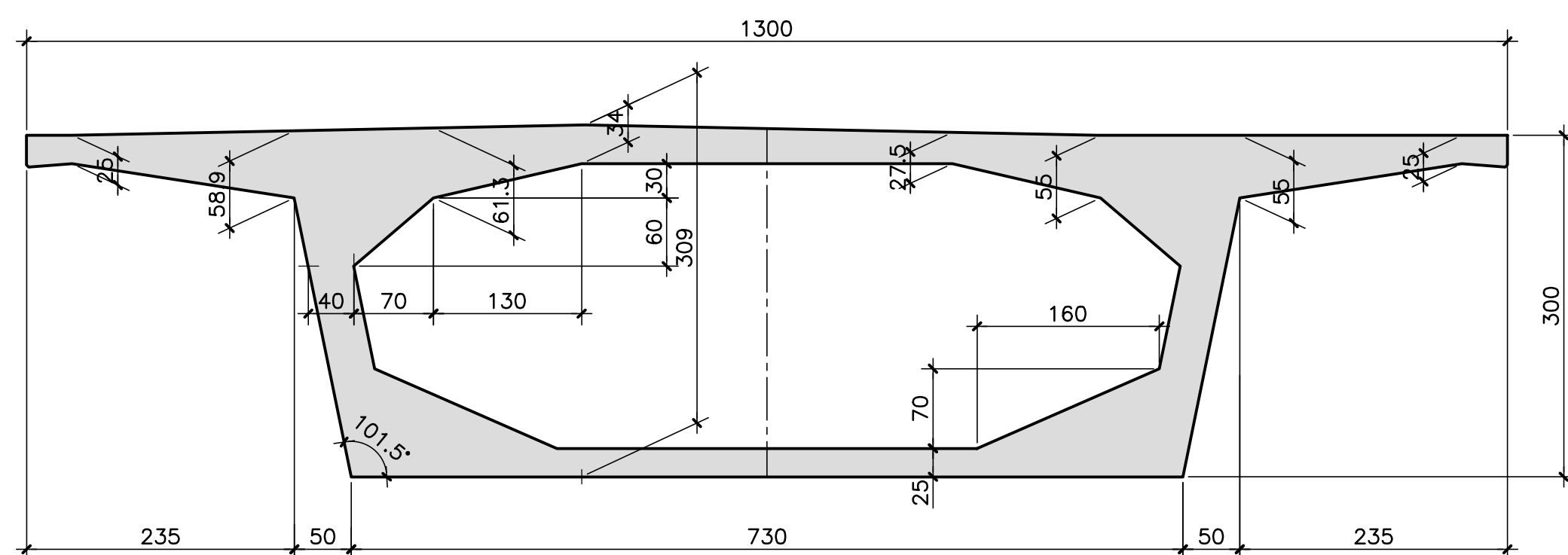
- Direção Transversal

	$ V_d $ (kN/m)	V_{Rd1} (kN/m)	Verific.
S0	150,00	151,71	Ok!
S1	100,00	151,71	Ok!
S2	145,00	151,71	Ok!
S3	70,00	151,71	Ok!
S4	100,00	161,93	Ok!
S5	70,00	151,71	Ok!

PLANAVE S.A.
Estudos e Projetos de Engenharia

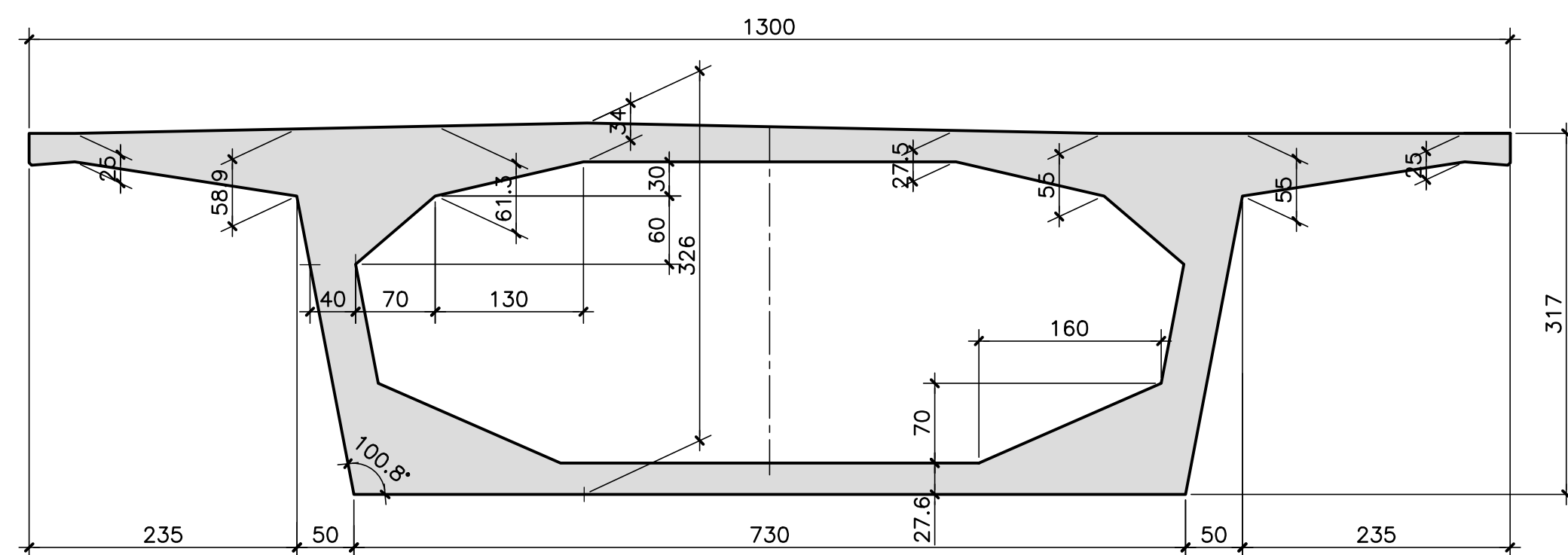
SEÇÃO S01/S45

ESCALA=1:50



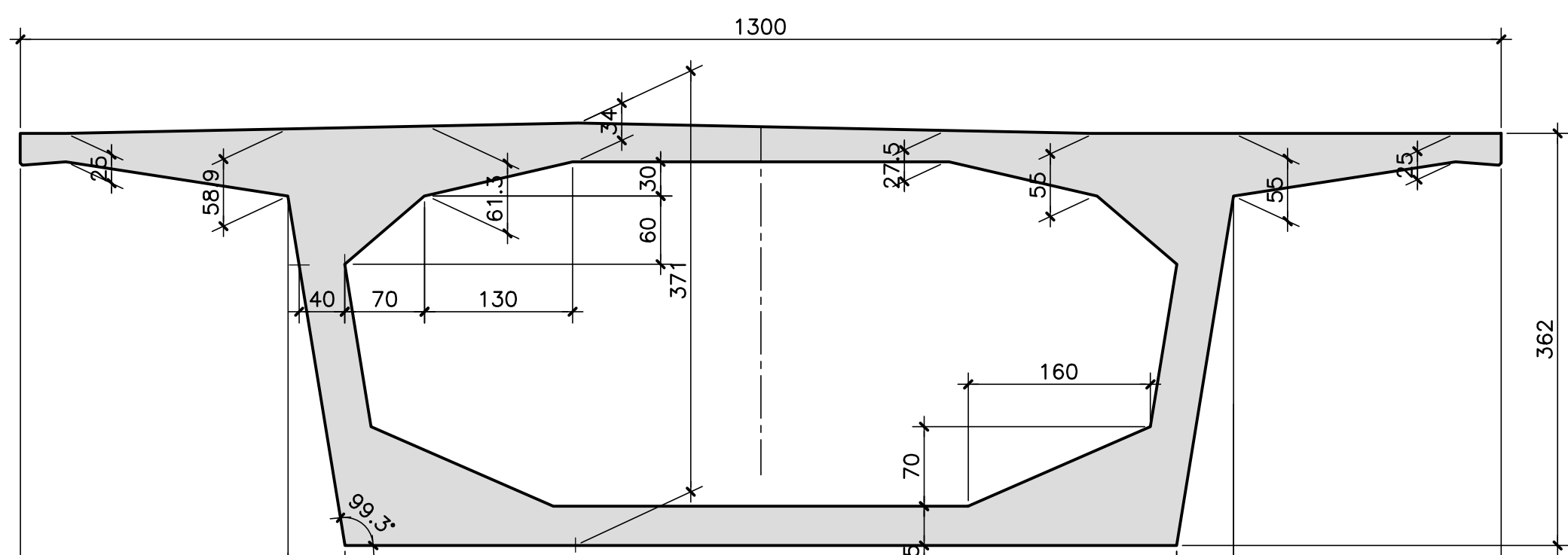
SEÇÃO S04/S42

ESCALA=1:50



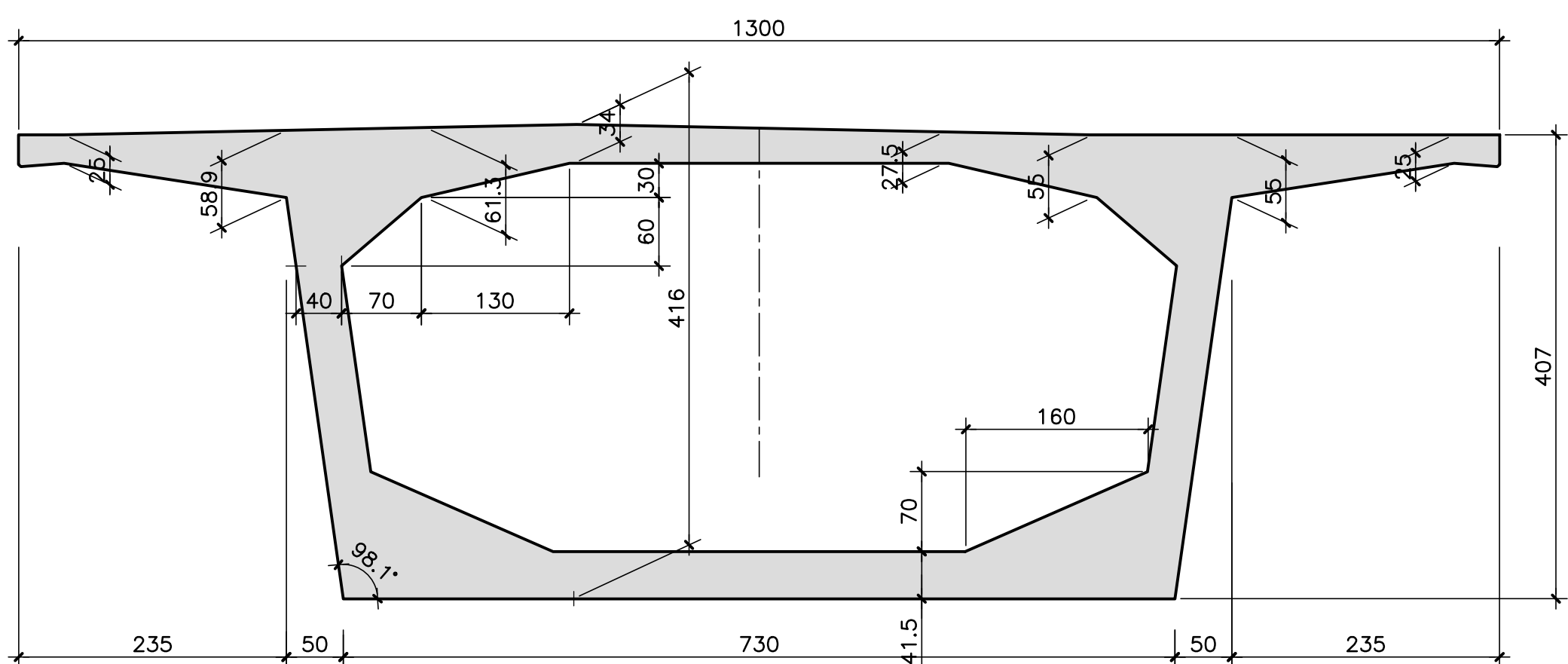
SEÇÃO S07/S39

ESCALA=1:50



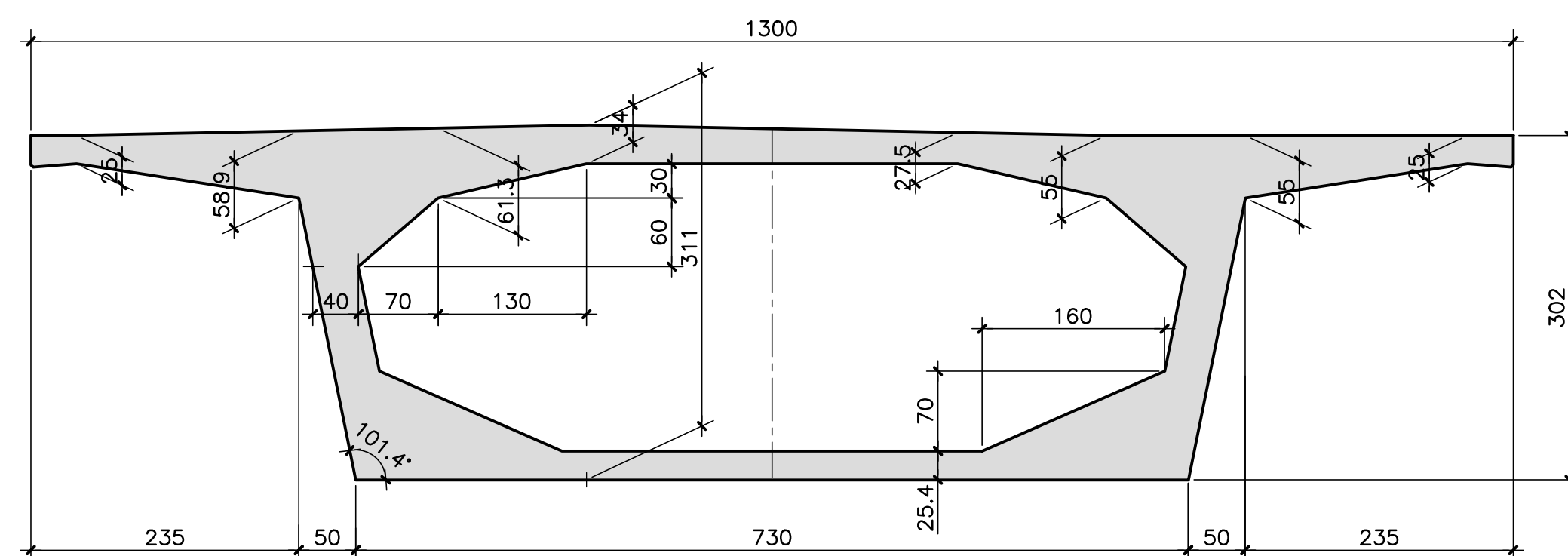
SEÇÃO S09/S37

ESCALA=1:50



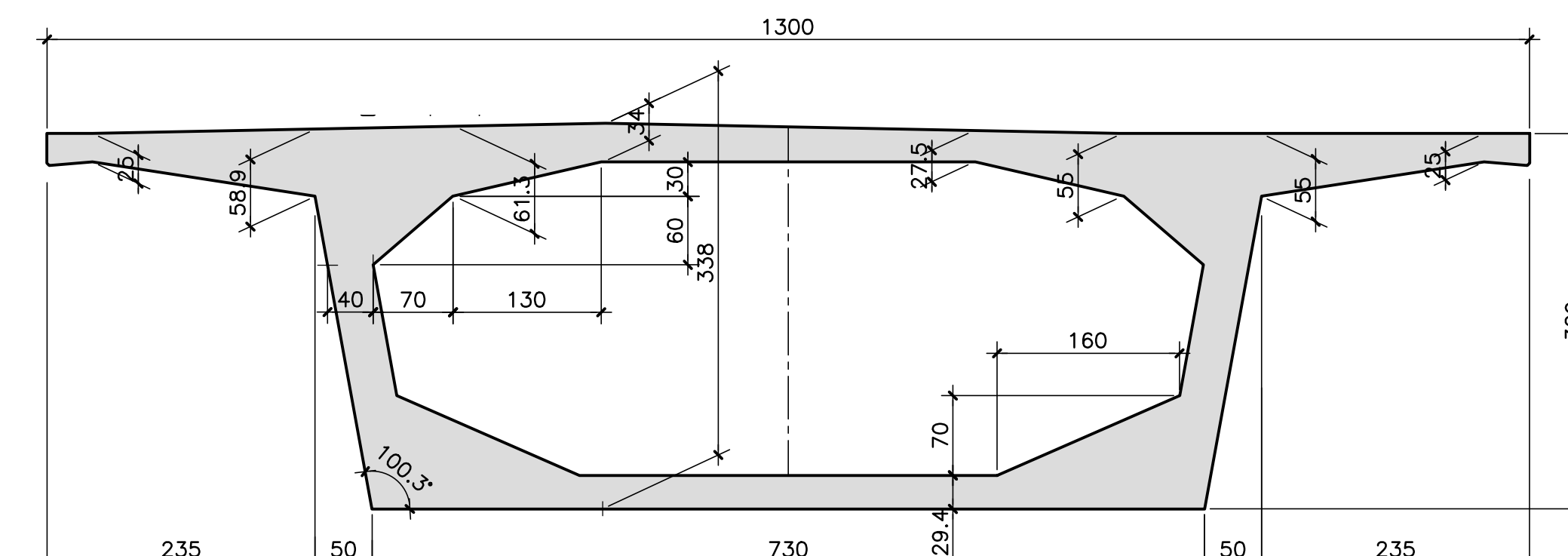
SEÇÃO S02/S44

ESCALA=1:50



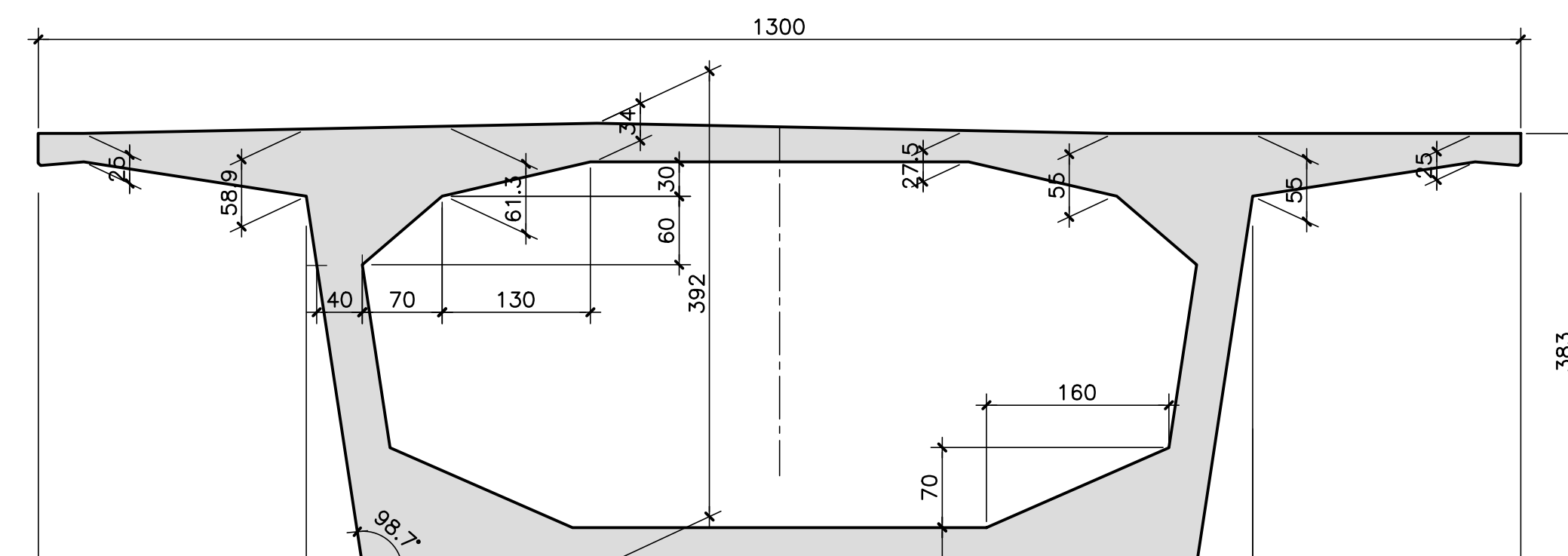
SEÇÃO S05/S41

ESCALA=1:50



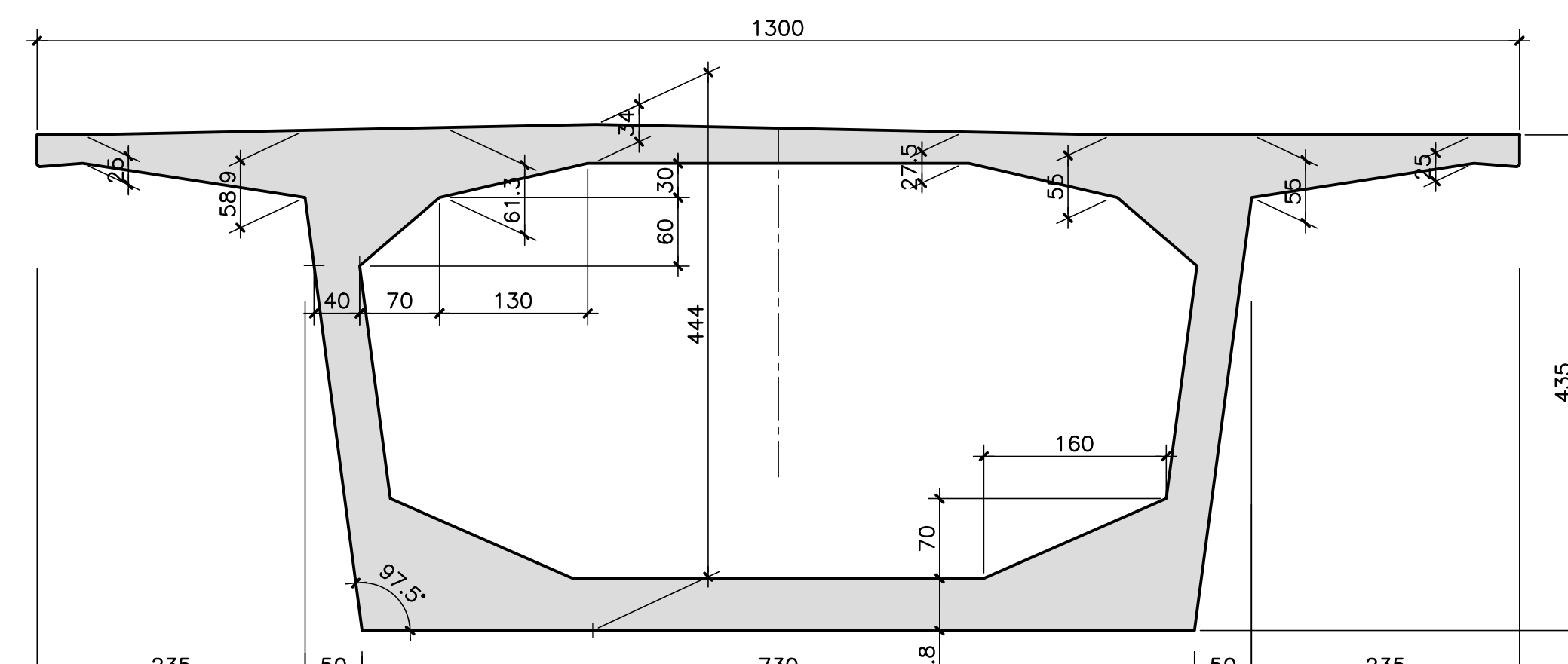
SEÇÃO S08/S38

ESCALA=1:50



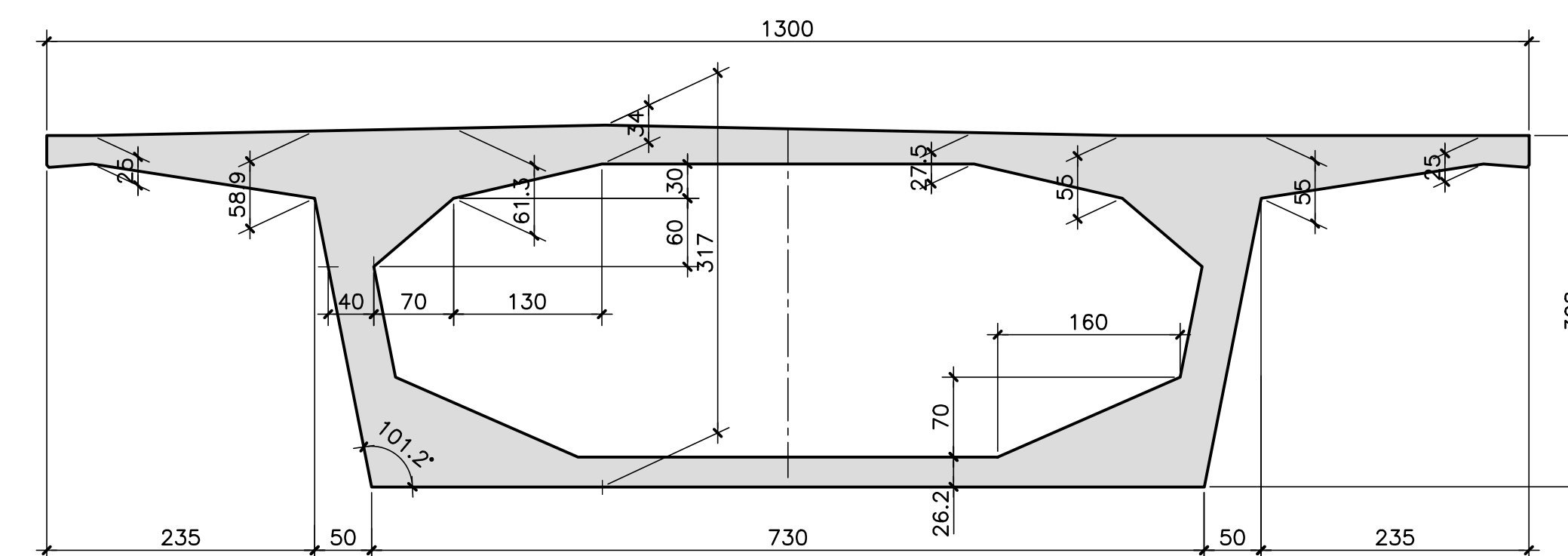
SEÇÃO S10/S36

ESCALA=1:50



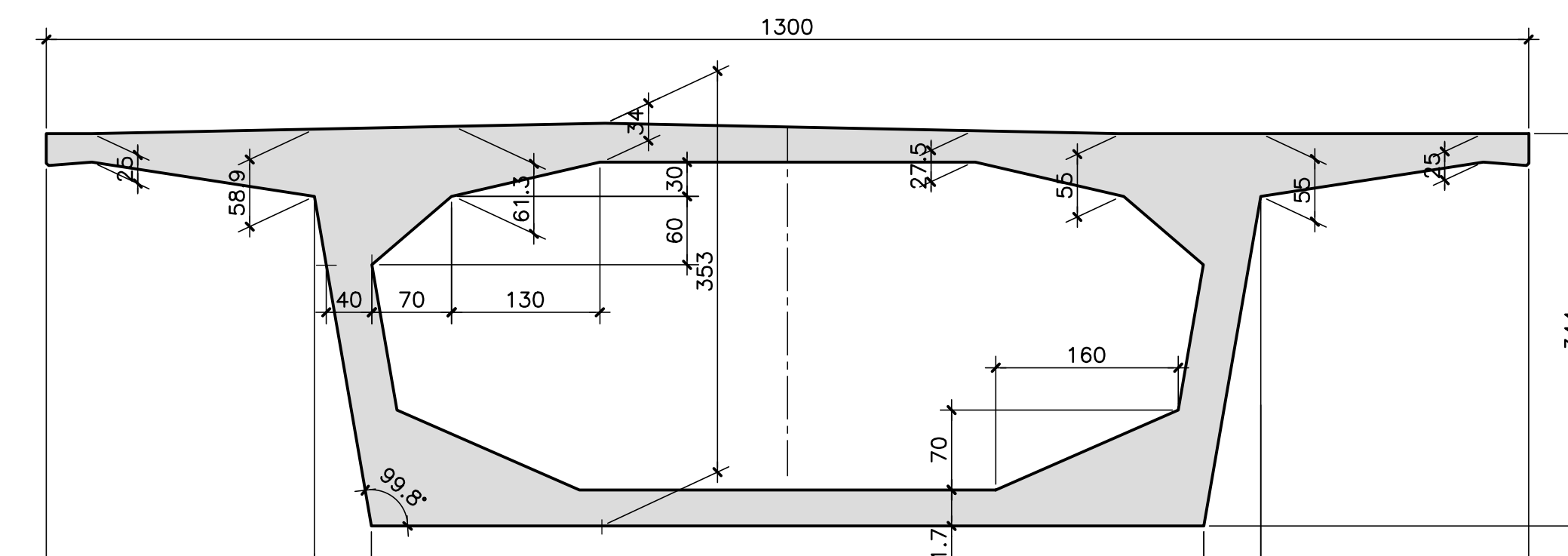
SEÇÃO S03/S43

ESCALA=1:50



SEÇÃO S06/S40

ESCALA=1:50



LEGENDAS

Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:07:09 -03'00'

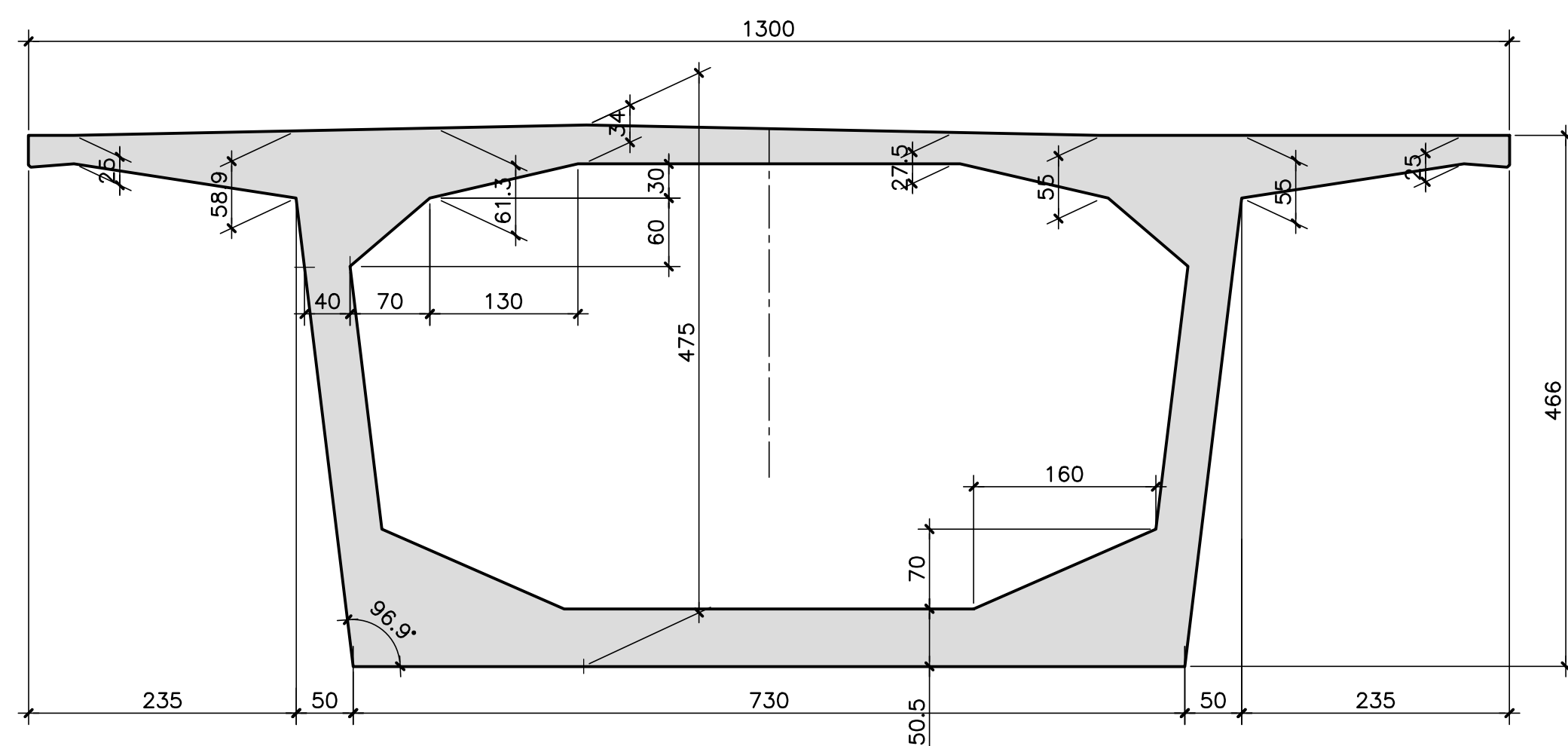
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
o	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1037	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221037A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS
 SEC. CEL. EM BALANÇOS SUCESSIVOS – SEÇÕES TRANSVERSAIS – PARTE 1
 ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-107-IV REV.: 1

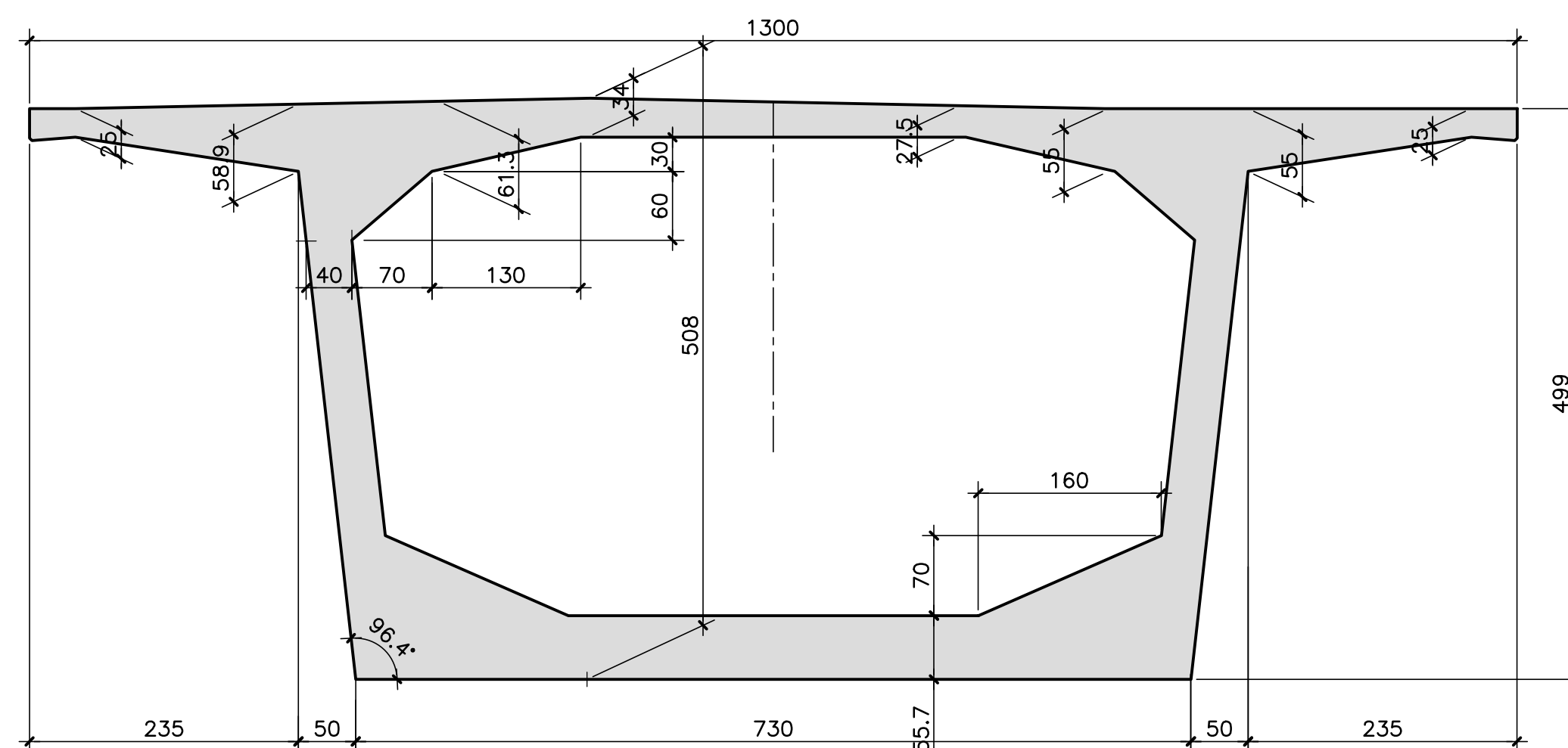
SEÇÃO S11/S35

ESCALA=1:50



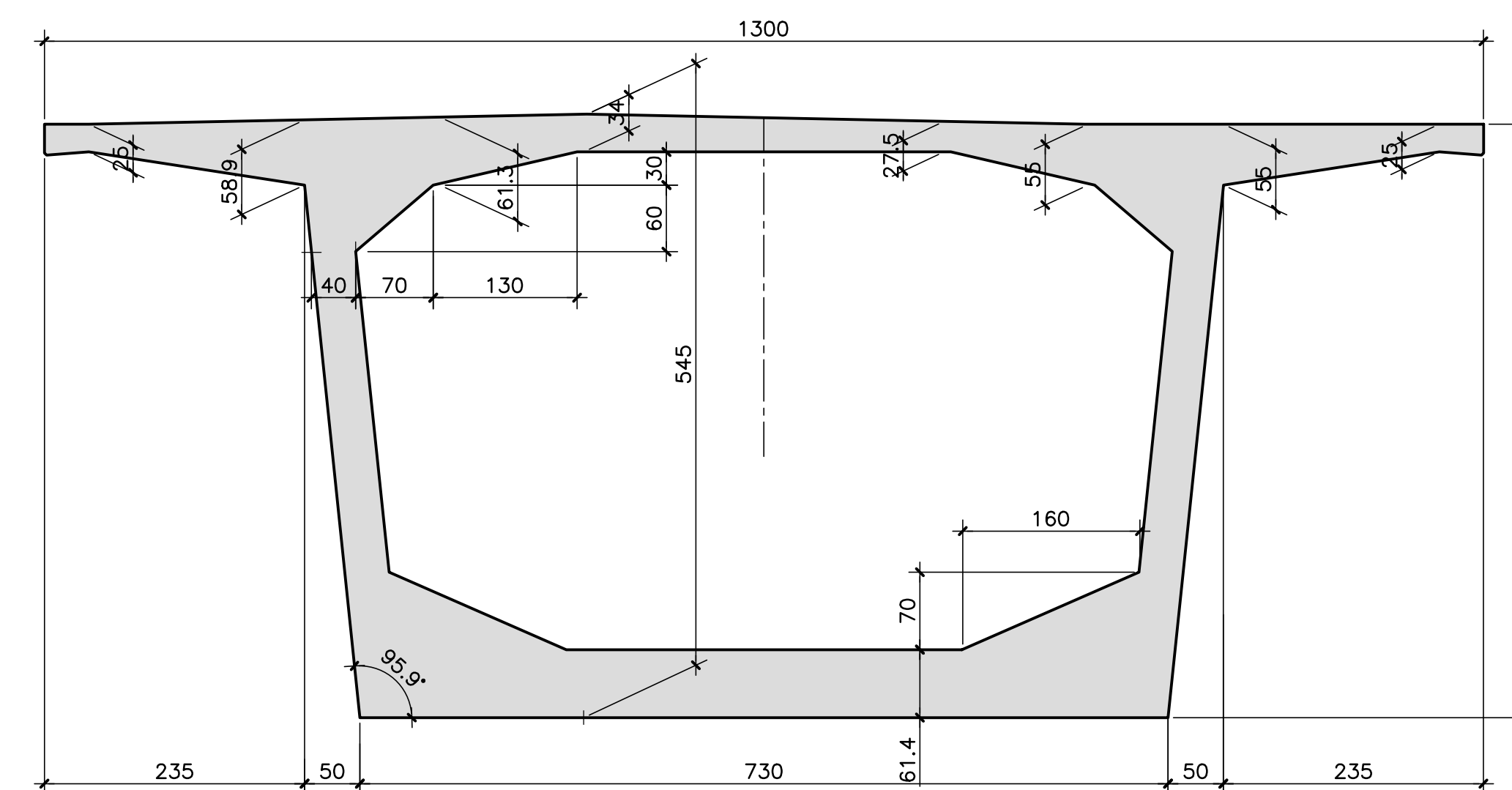
SEÇÃO S12/S34

ESCALA=1:50



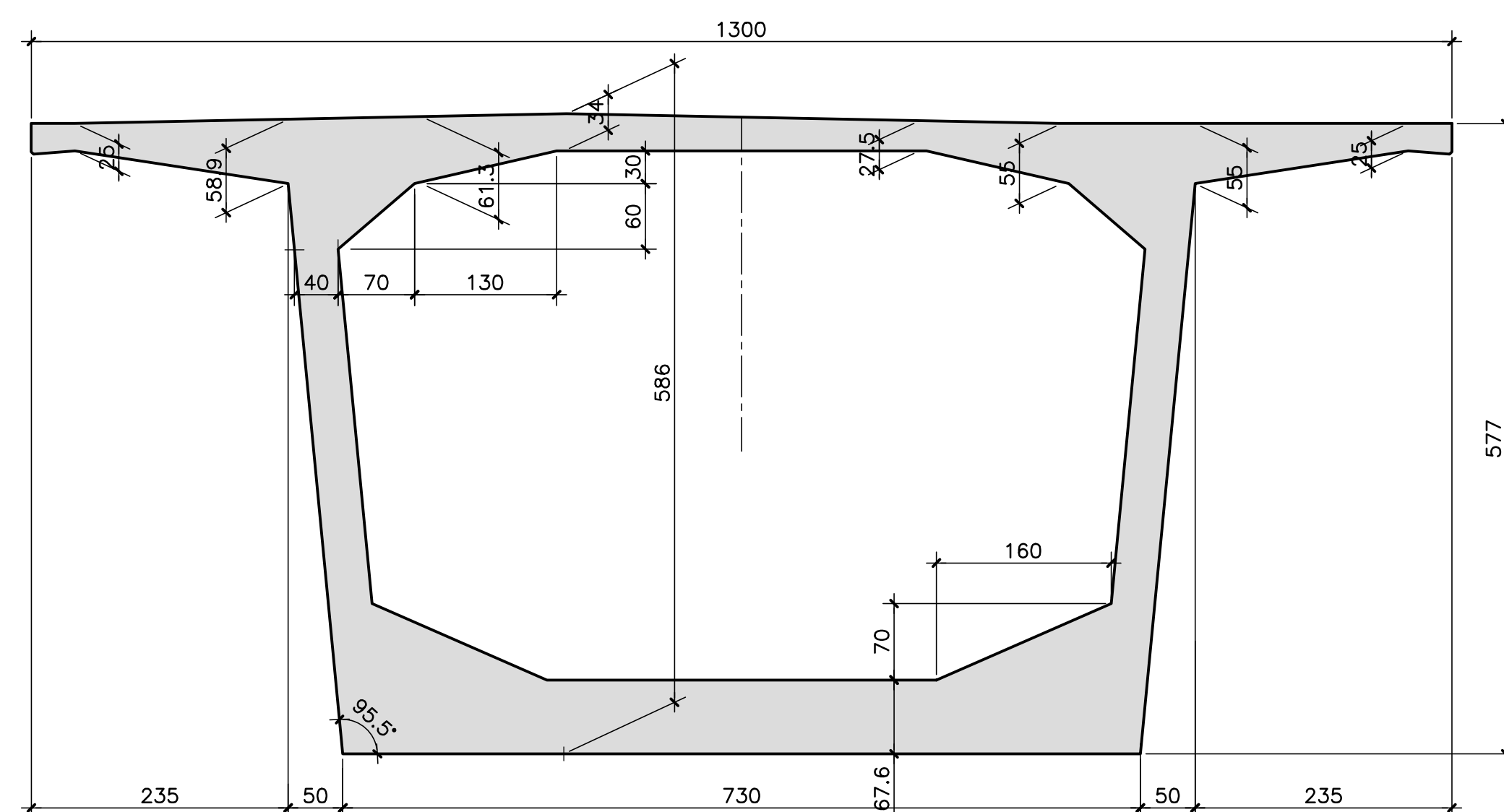
SEÇÃO S13/S33

ESCALA=1:50



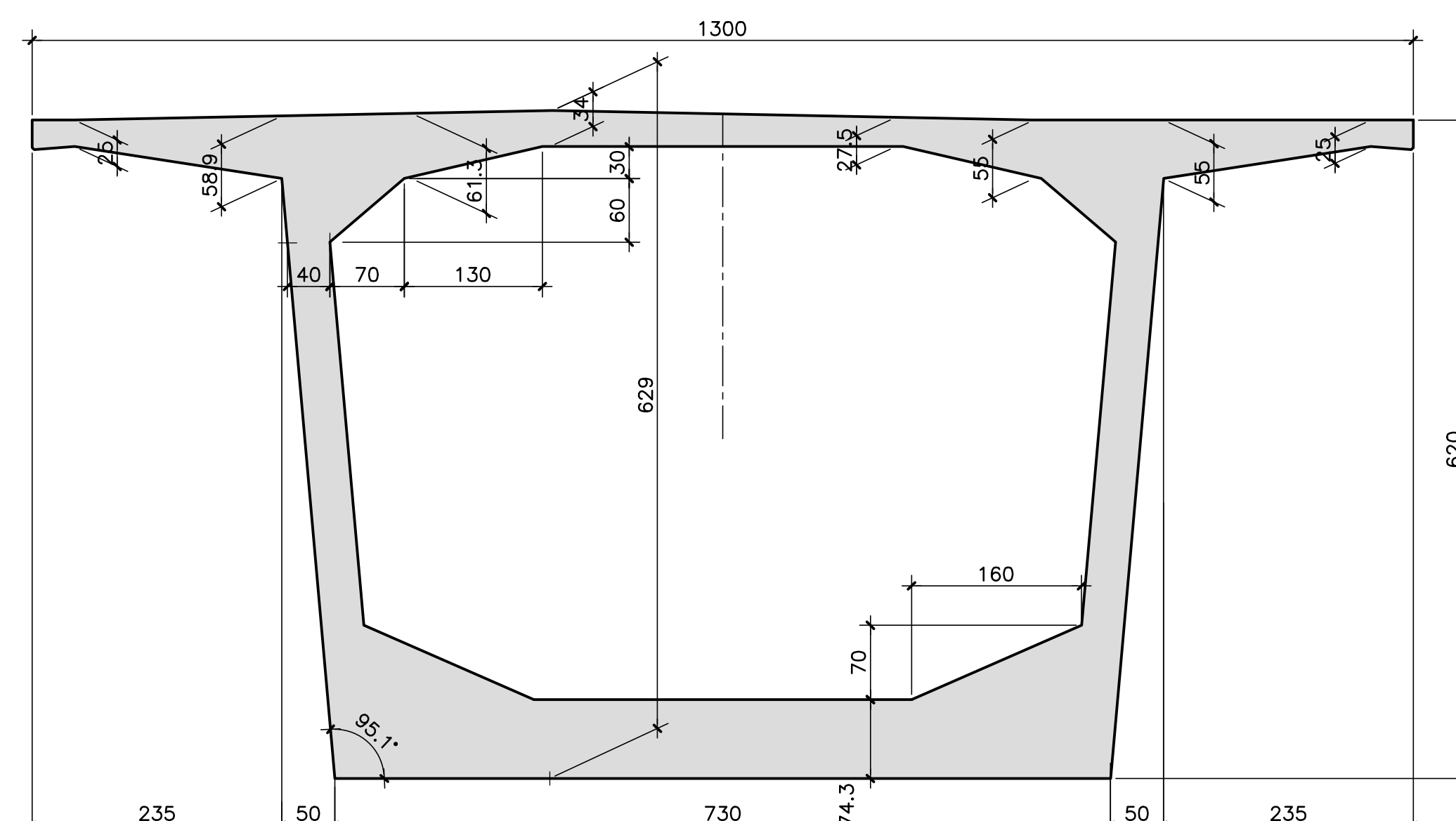
SEÇÃO S14/S32

ESCALA=1:50



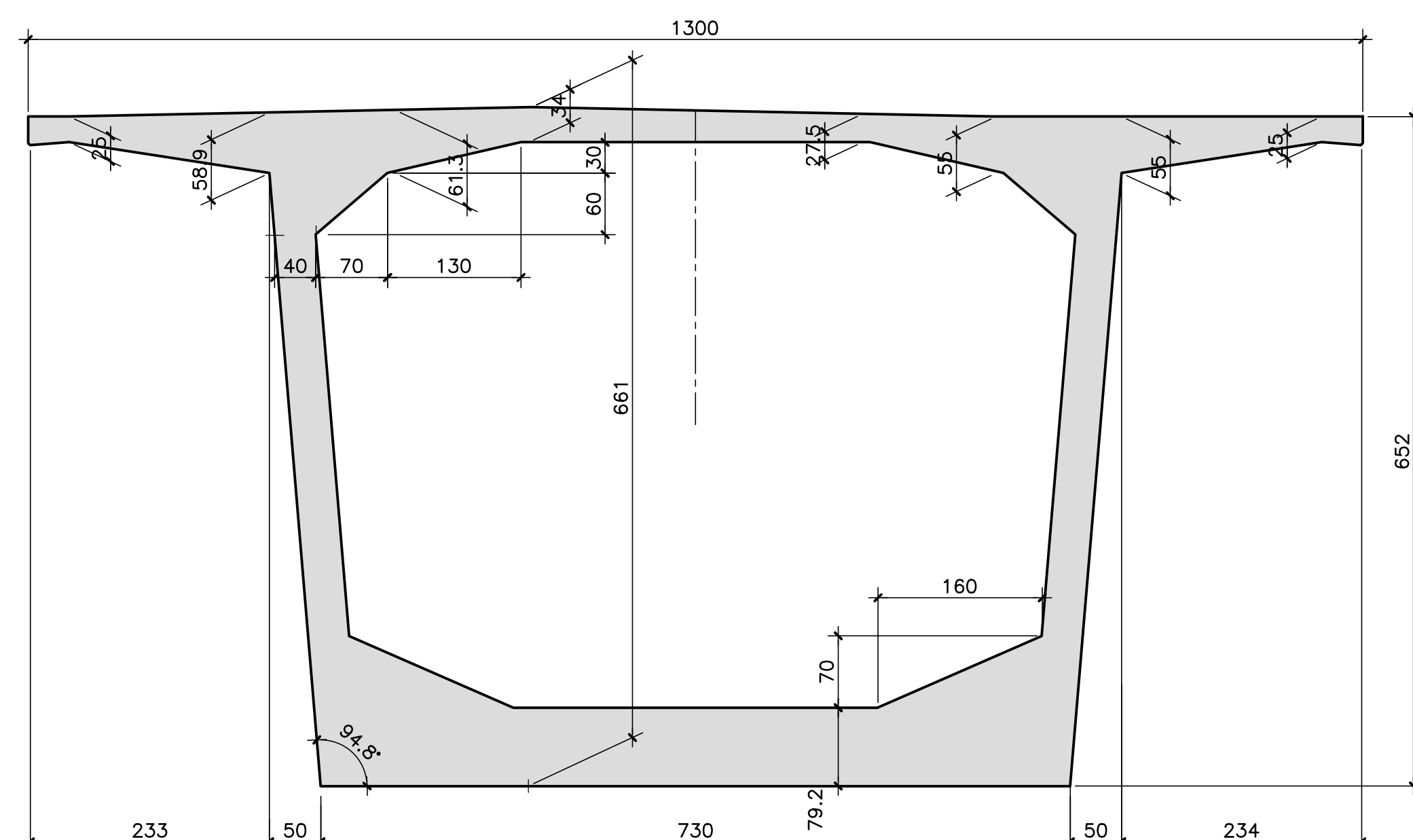
SEÇÃO S15/S31

ESCALA=1:50



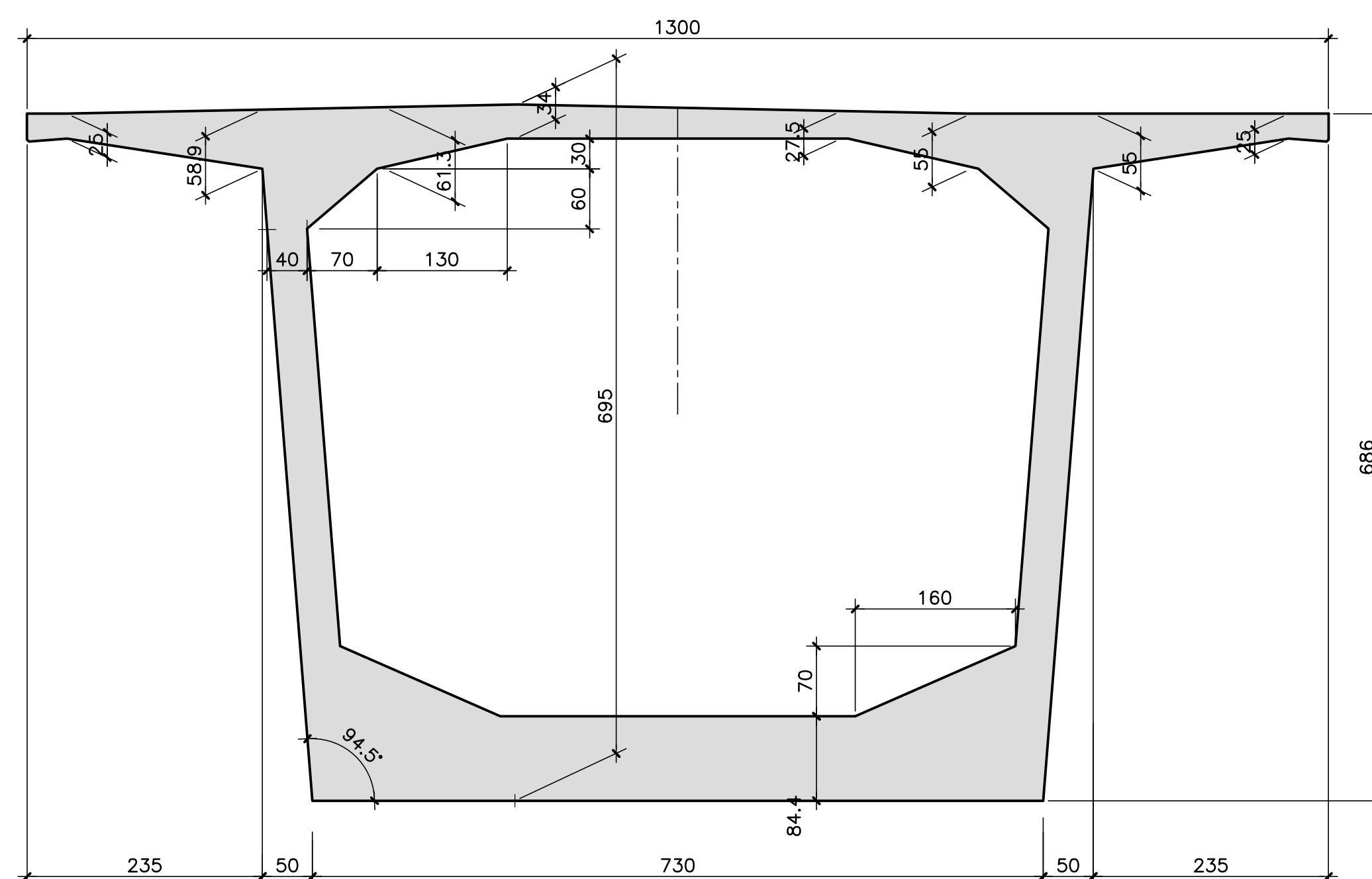
SEÇÃO S16/S30

ESCALA=1:50



SEÇÃO S17/S29

ESCALA=1:50



LEGENDAS

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:07:30 -03'00'

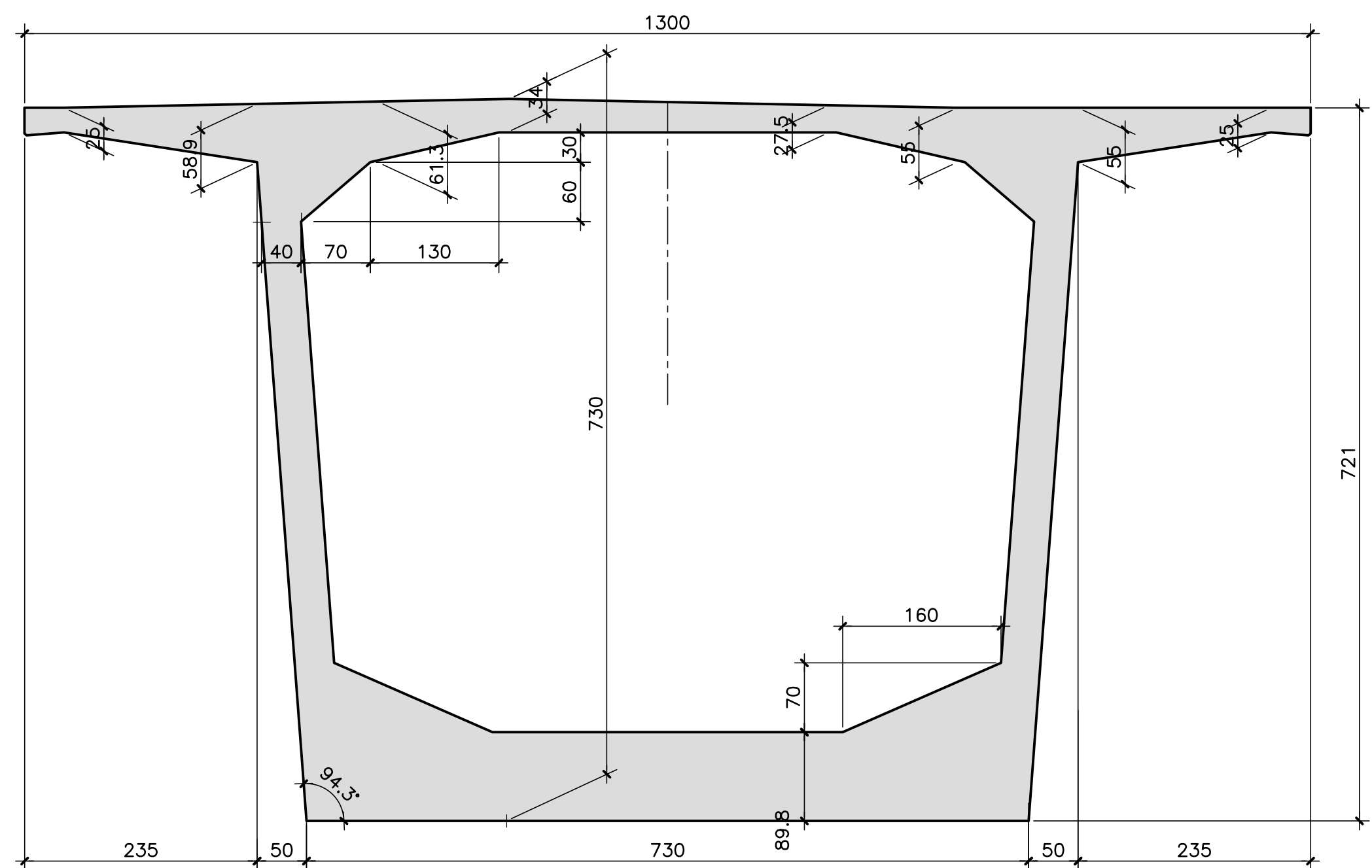
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
o	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.

INDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1038	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221038A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA	
EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO	
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS	
SEC. CEL. EM BALANÇOS SUCESSIVOS – SEÇÕES TRANSVERSAIS – PARTE 2	
ESCALA: INDICADA	NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-108-IV
	REV.: 1

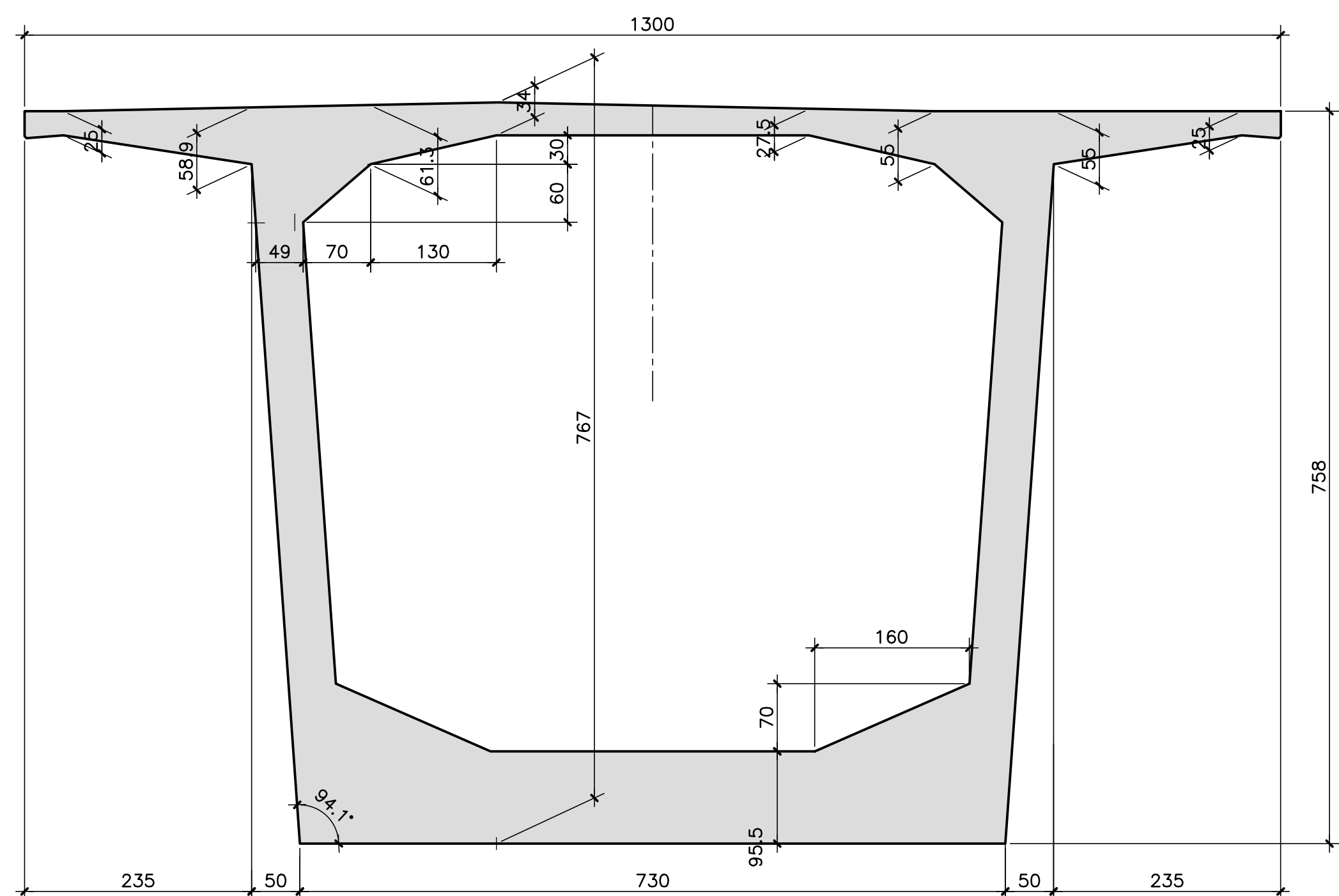
SEÇÃO S18/S28

ESCALA=1:50



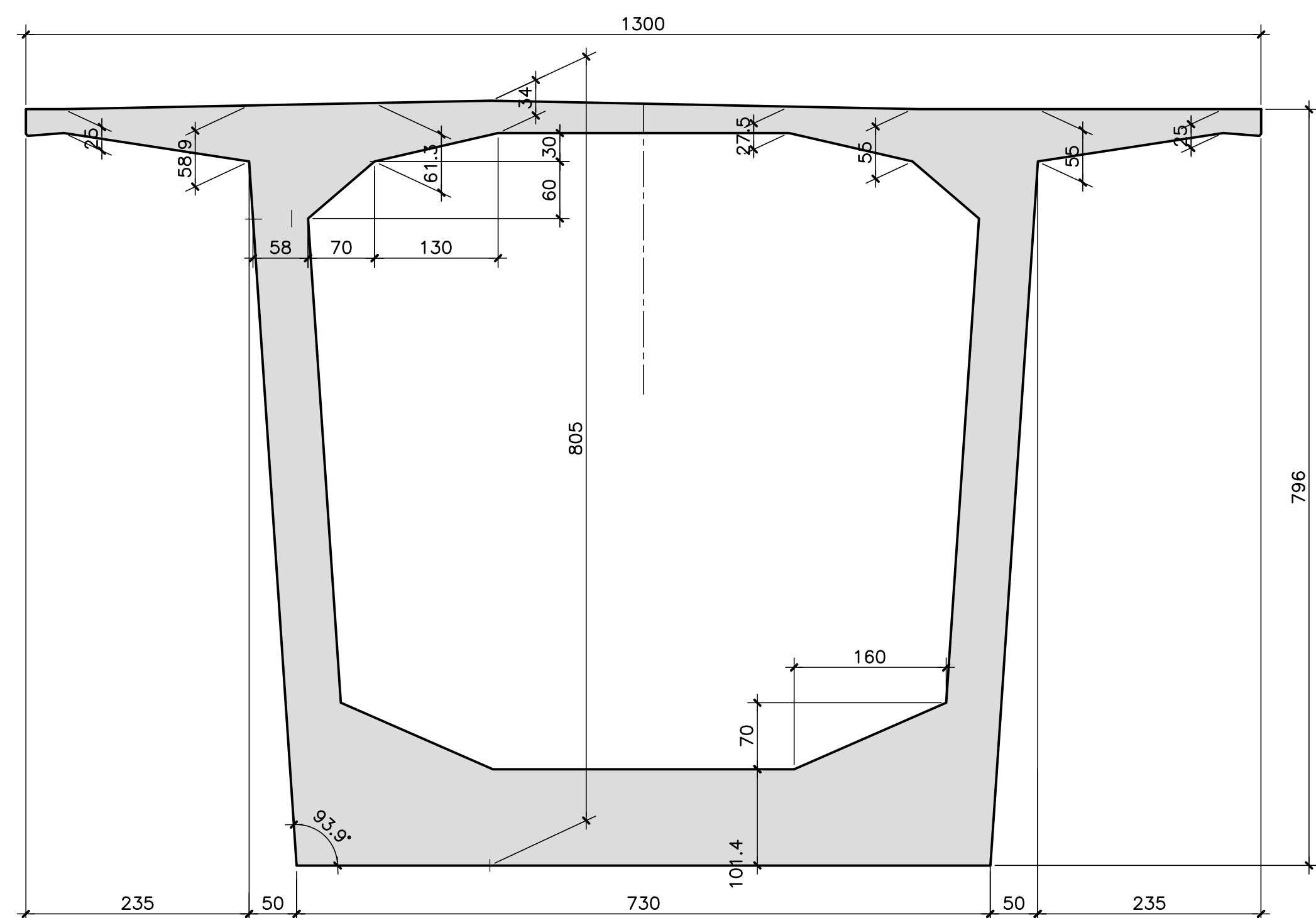
SEÇÃO S19/S27

ESCALA=1:50



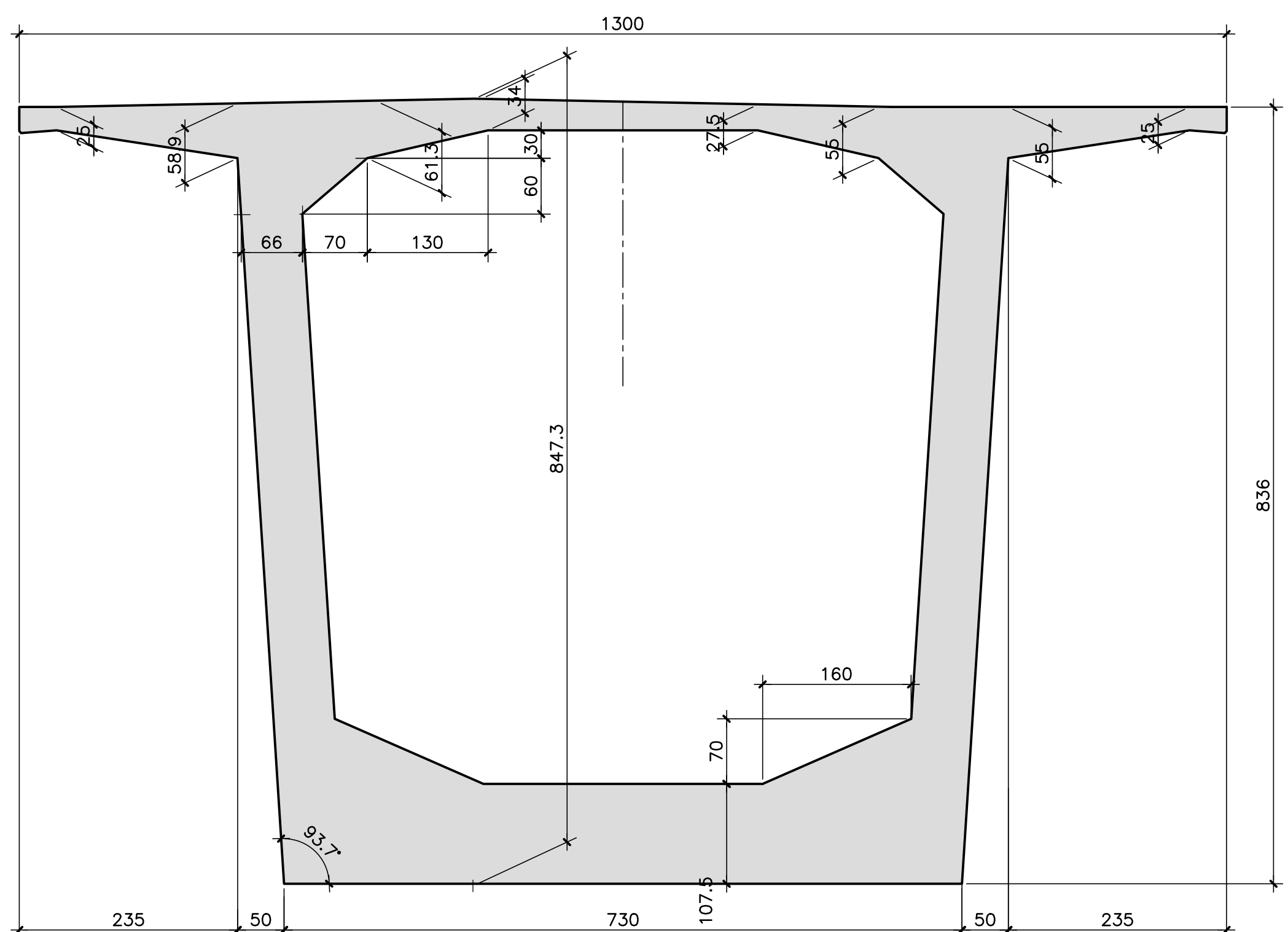
SEÇÃO S20/S26

ESCALA=1:50



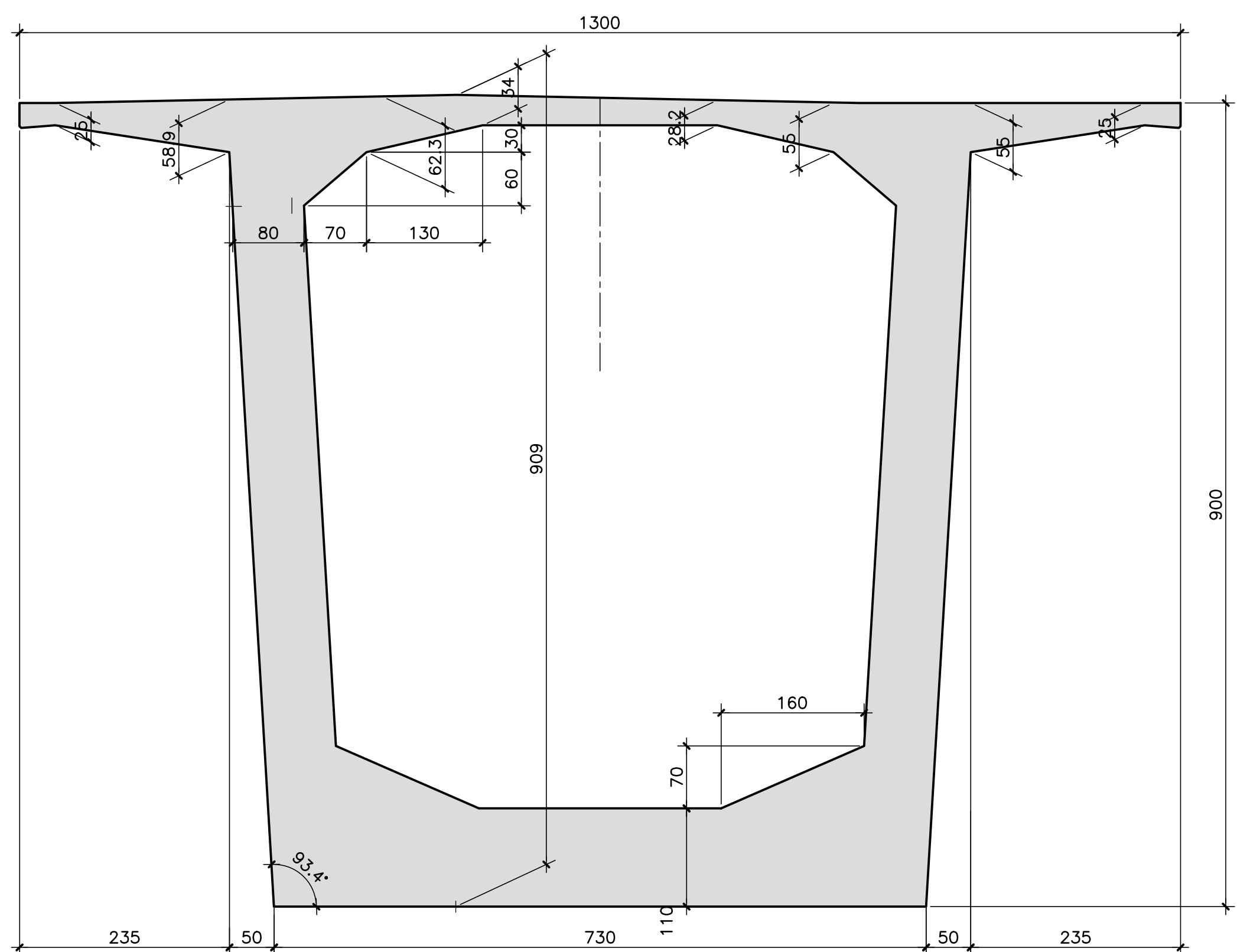
SEÇÃO S21/S25

ESCALA=1:50



SEÇÃO S22/S24

ESCALA=1:50



LEGENDAS

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

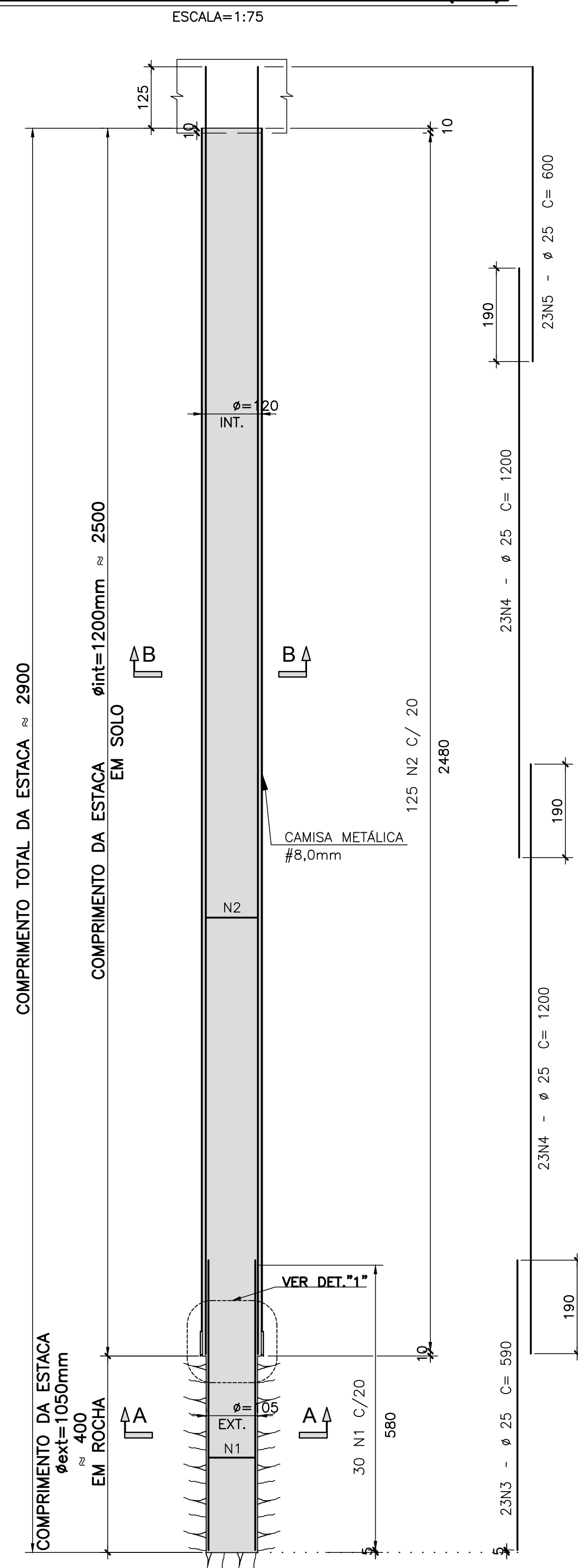
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:07:49 -03'00'

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

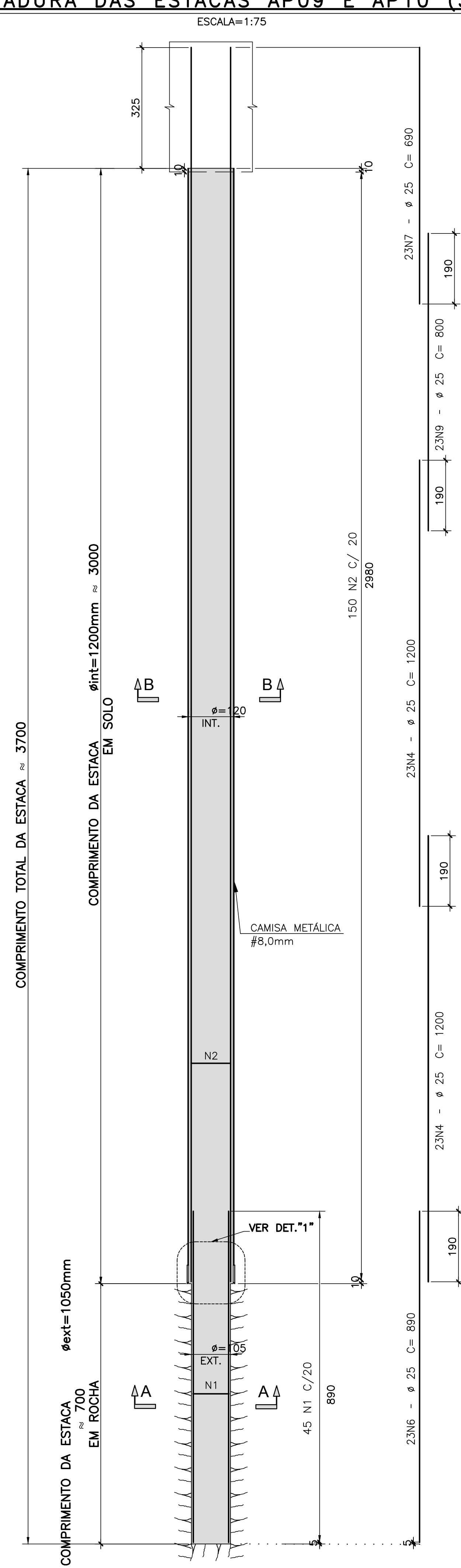
ÍNDICE DE REVISÕES				
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:	
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1039	A	
CONTRATO:	ARQUIVO:			
158/2016	DEF01B221039A1.dwg			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA				
EMPREENHAMENTO:				
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO				
TÍTULO:				
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS				
SEC. CEL. EM BALANÇOS SUCESSIVOS – SEÇÕES TRANSVERSAIS – PARTE 3				
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:		
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-109-IV	1		

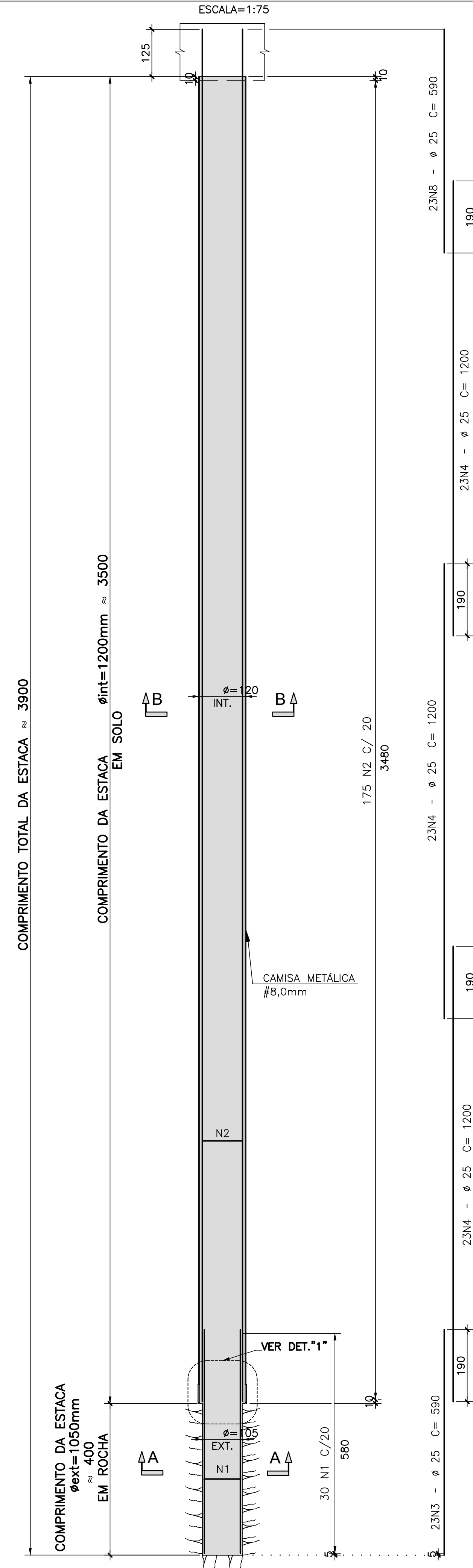
ARMADURA DAS ESTACAS AP08 (8x)



ARMADURA DAS ESTACAS AP09 E AP10 (32x)



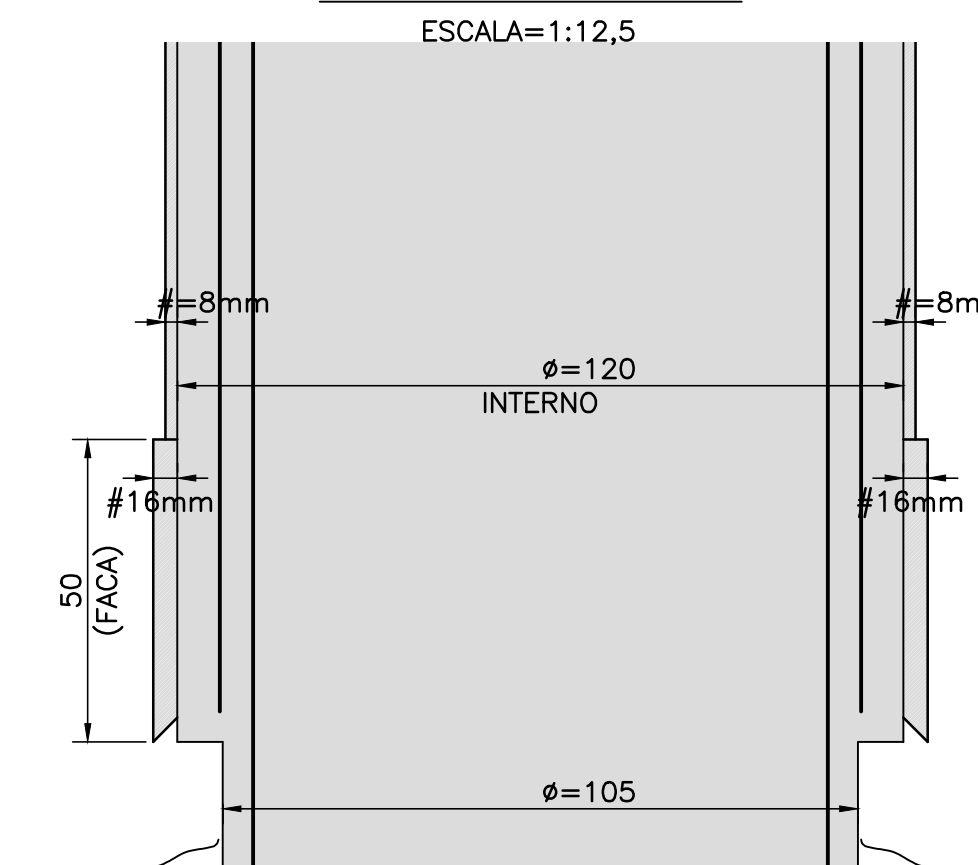
ARMADURA DAS ESTACAS AP11 (8x)



LISTA P/1 RAMO			
N	Ø	Q	COMPRIMENTOS
			UNIT.(cm)
1	8	1920	345 6624.00
2	8	7200	386 27792.00
3	25	368	590 2171.20
4	25	2392	1200 28704.00
5	25	184	600 1104.00
6	25	736	890 6550.40
7	25	736	690 5078.40
8	25	184	590 1085.60
9	25	736	800 5888.00

RESUMO P/1 RAMO		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
8	34416.00	13766
25	50581.60	202326
TOTAL	216092	
TOTAL P/2 RAMOS	432.184	

DETALHE "1"



CORTE A - A

ESCALA=1:20

- 30N1 - Ø 8 C= 345 P/ AP8
- 45N1 - Ø 8 C= 345 P/ AP9
- 45N1 - Ø 8 C= 345 P/ AP10
- 30N1 - Ø 8 C= 345 P/ AP11

CORTE B - B

ESCALA=1:20

- 125 N2 - Ø 8 C= 386 P/ AP8
- 150 N2 - Ø 8 C= 386 P/ AP9
- 150 N2 - Ø 8 C= 386 P/ AP10
- 175 N2 - Ø 8 C= 386 P/ AP11

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- 1_ DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- 2_ VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- 3_ CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ± 0,45;
- 4_ COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm
- 5_ VOLUME DE CONCRETO P/1M DE ESTACA EM SOLO: 1,13M³
- 6_ VOLUME DE CONCRETO P/1M DE ESTACA EM ROCHA: 0,87M³
- 7_ VOLUME DE CONCRETO P/1 RAMO (48 ESTACAS): 1.878,0M³
- 8_ VOLUME DE CONCRETO P/2 RAMOS (96 ESTACAS): 3.756,0M³

LEGENDAS

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigo.sigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:08:08 -03'00'

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	21/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

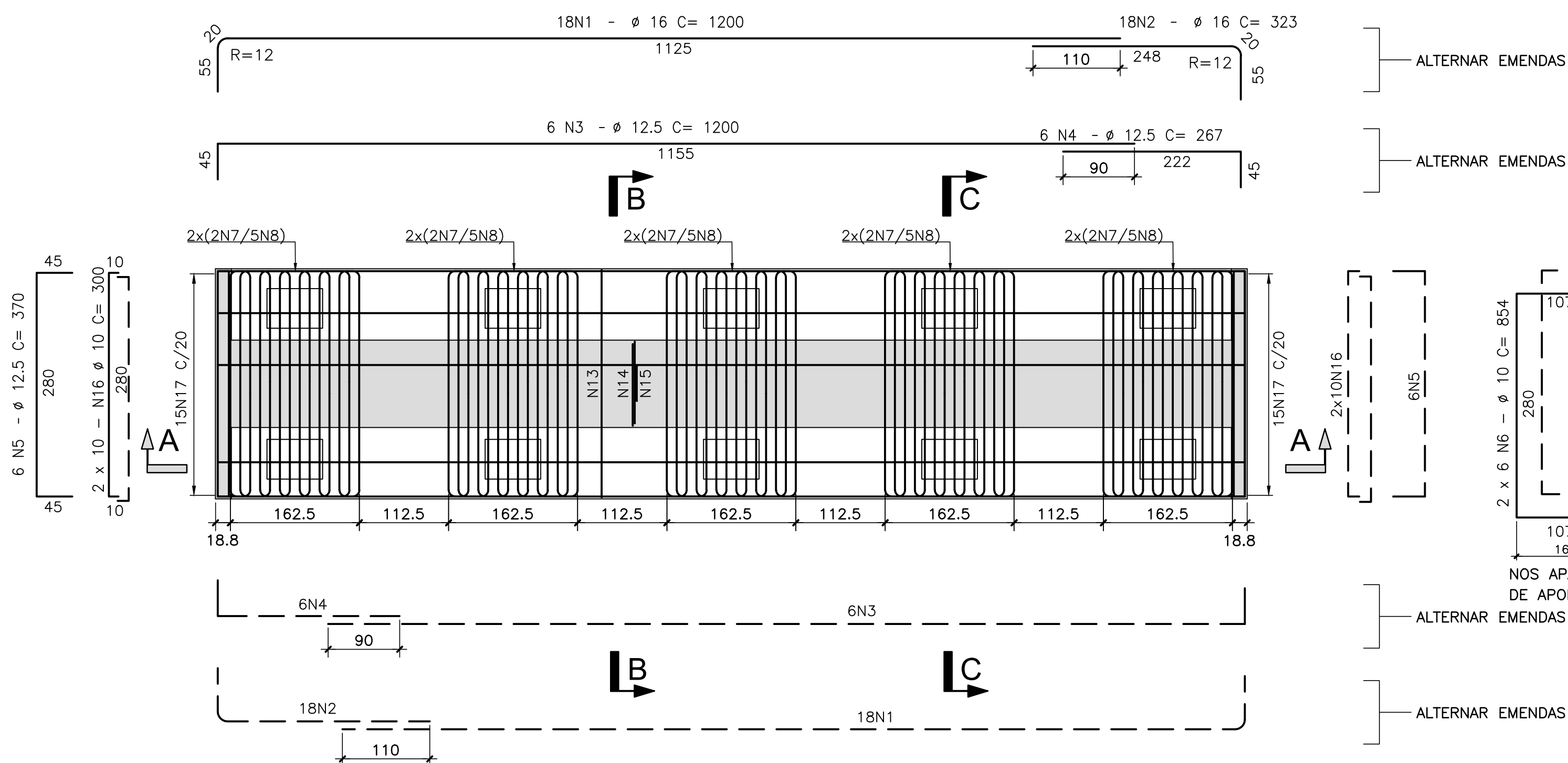
ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1002	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B231002A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA
 ESTACAS ESCAVADAS DE AP8, AP9, AP10 E AP11

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-117-IV	1

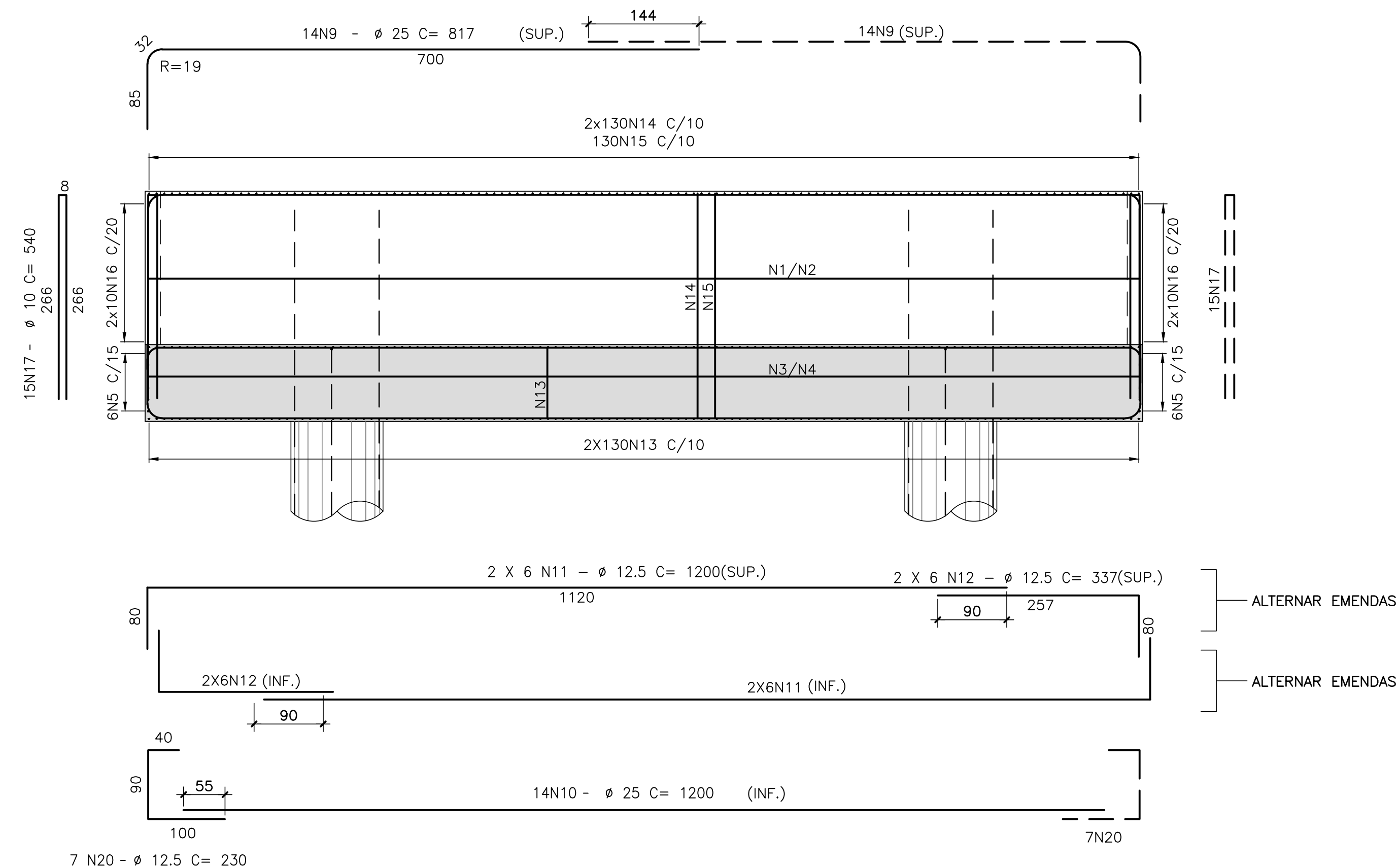
ARMADURA DAS TRAVESSAS - PLANTA(15x)

ESCALA=1:50



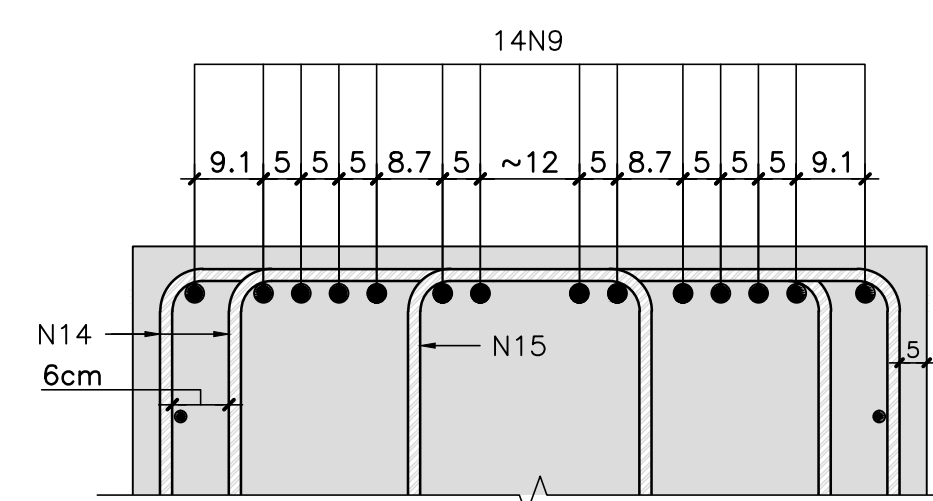
CORTE A-A

ESCALA=1:50



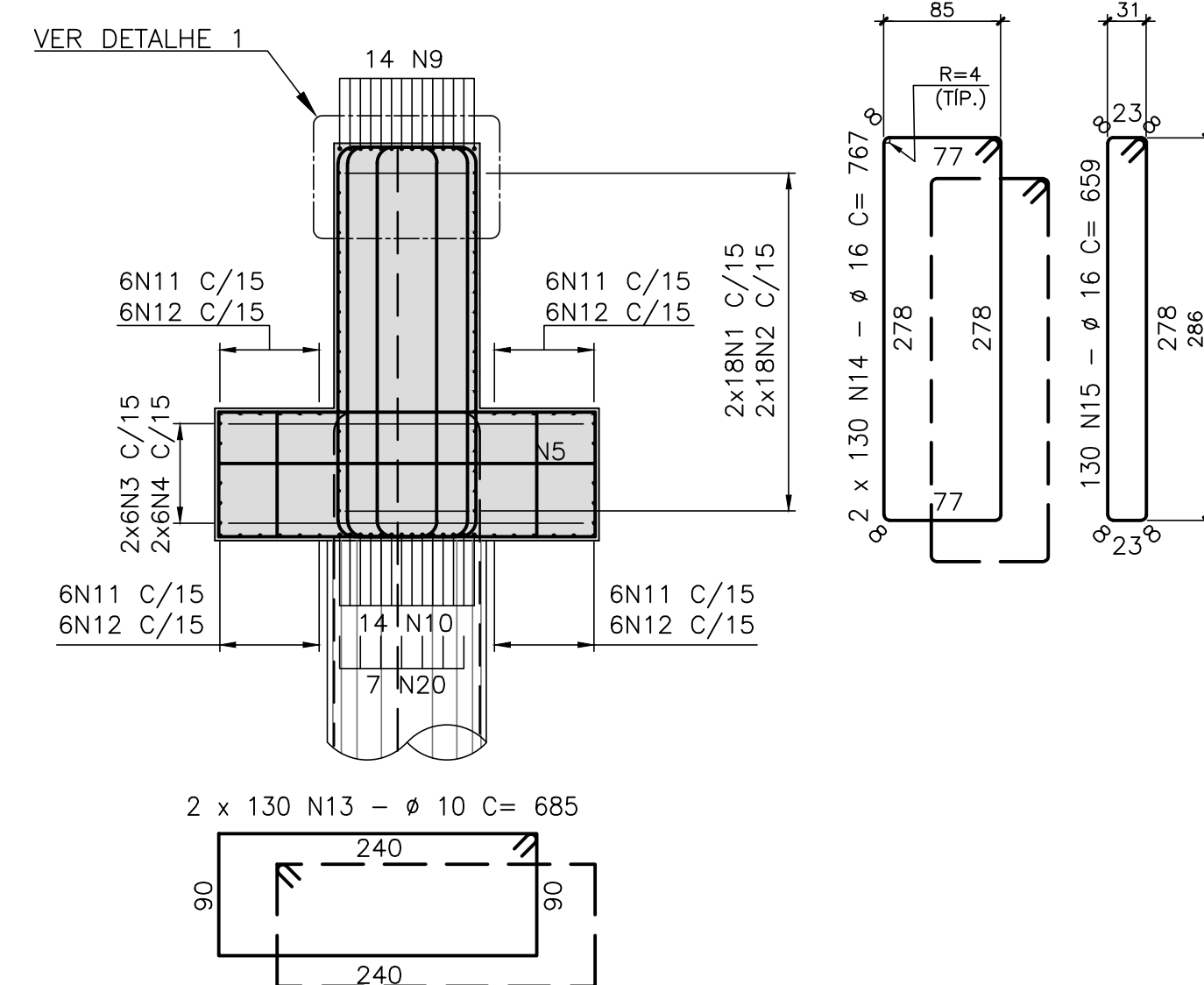
DETALHE 1

ESCALA=1:10



CORTE B-B

ESCALA=1:50



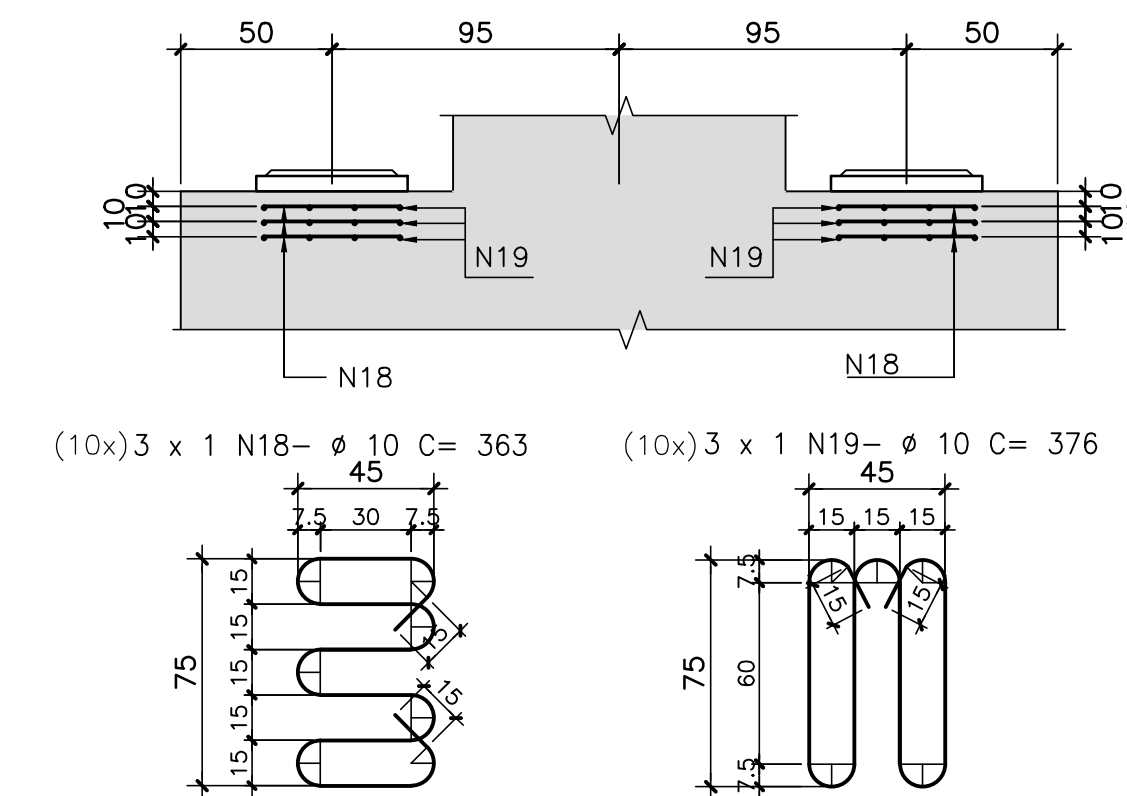
LISTA DE BARRAS				
N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIF.(cm)	TOTAL (m)
1	16	36	1200	432.00
2	16	36	323	116.28
3	12.5	12	1200	144.00
4	12.5	12	267	32.04
5	12.5	12	370	44.40
6	10	60	854	512.40
7	20	20	720	144.00
8	20	50	746	373.00
9	25	28	817	228.76
10	25	14	1200	168.00
11	12.5	24	1200	288.00
12	12.5	24	337	80.88
13	10	260	685	1781.00
14	16	260	767	1994.20
15	16	130	659	856.70
16	10	40	300	120.00
17	10	30	540	162.00
18	10	30	363	108.90
19	10	30	376	112.80
20	12.5	14	230	32.20

RESUMO AÇO CA-50		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	2797.10	1762
12.5	621.52	622
16	3399.18	5439
20	517.00	1293
25	396.76	1587
TOTAL	10703	
TOTAL P/ 15 TRAVESSAS	160.545	

FRETAGEM DOS APARELHOS DE APOIO (10X)

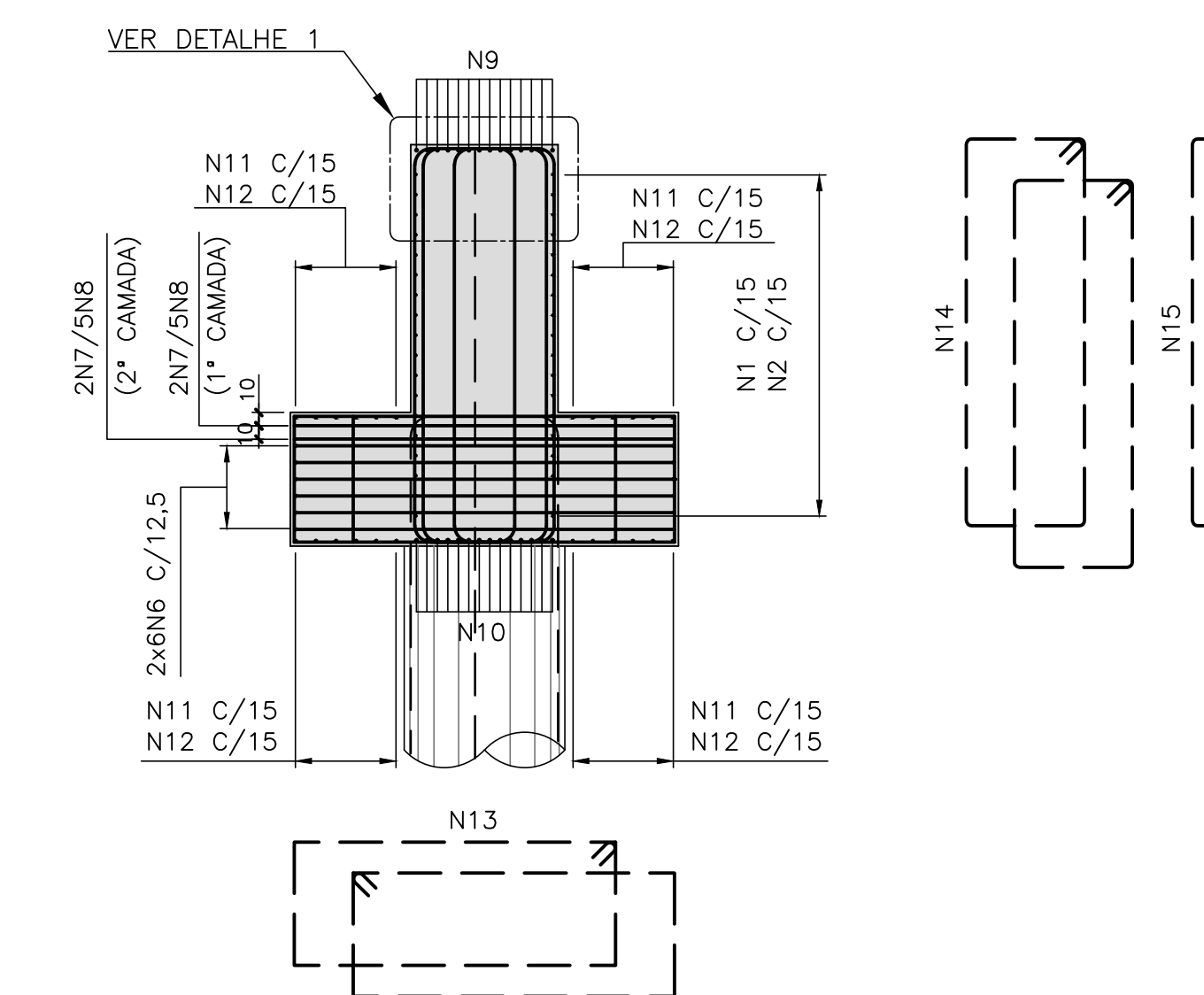
CORTE TRANSVERSAL

ESCALA=1:25



CORTE C-C

ESCALA=1:50



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa - FATOR AGUA/CIMENTO = 0.45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm
- AÇO CA-50 (f_{yk}=500MPa)

LEGENDAS

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:08:51 -03'00'

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	21/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	22/07/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1012	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B231012A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

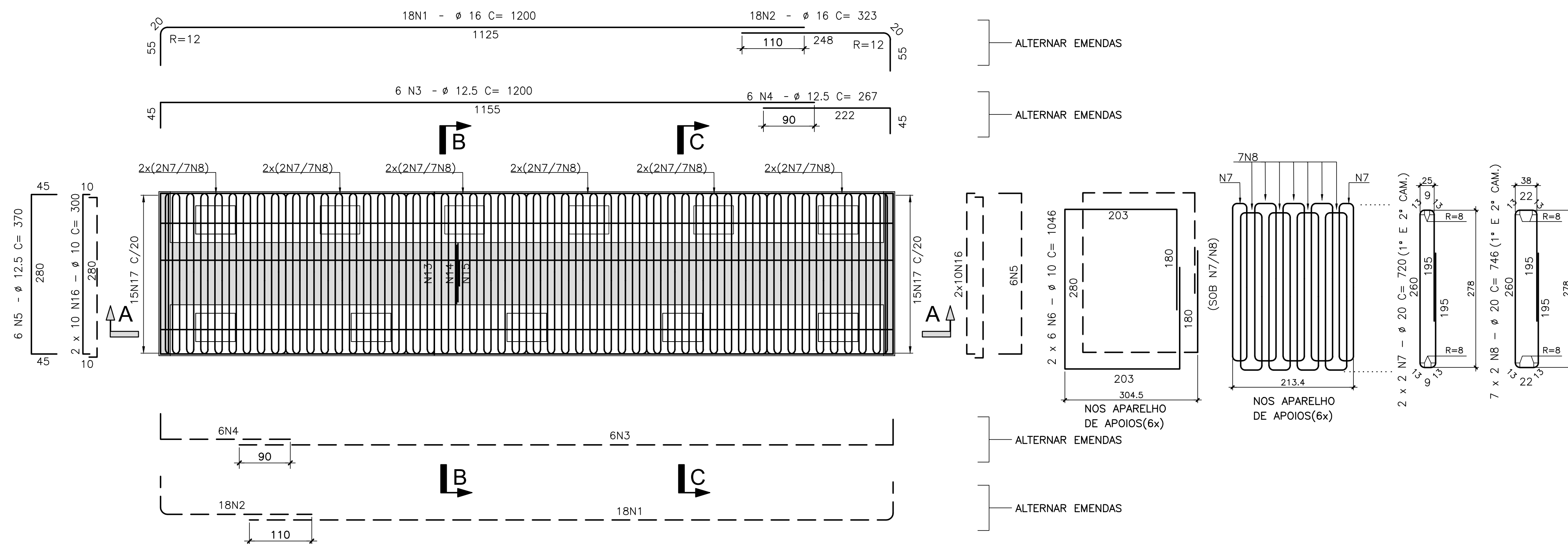
EMPRESAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA - TRAVESSAS EIXO 2 - RAMO 1000,
5 AO 7 E 12 AO 15 - RAMOS 1000 E 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-127-IV	1

**ARMADURA DAS TRAVESSAS EIXO 3 E 4 – RAMO 1000
E 5A – RAMO 2000 – PLANTA(3x)**

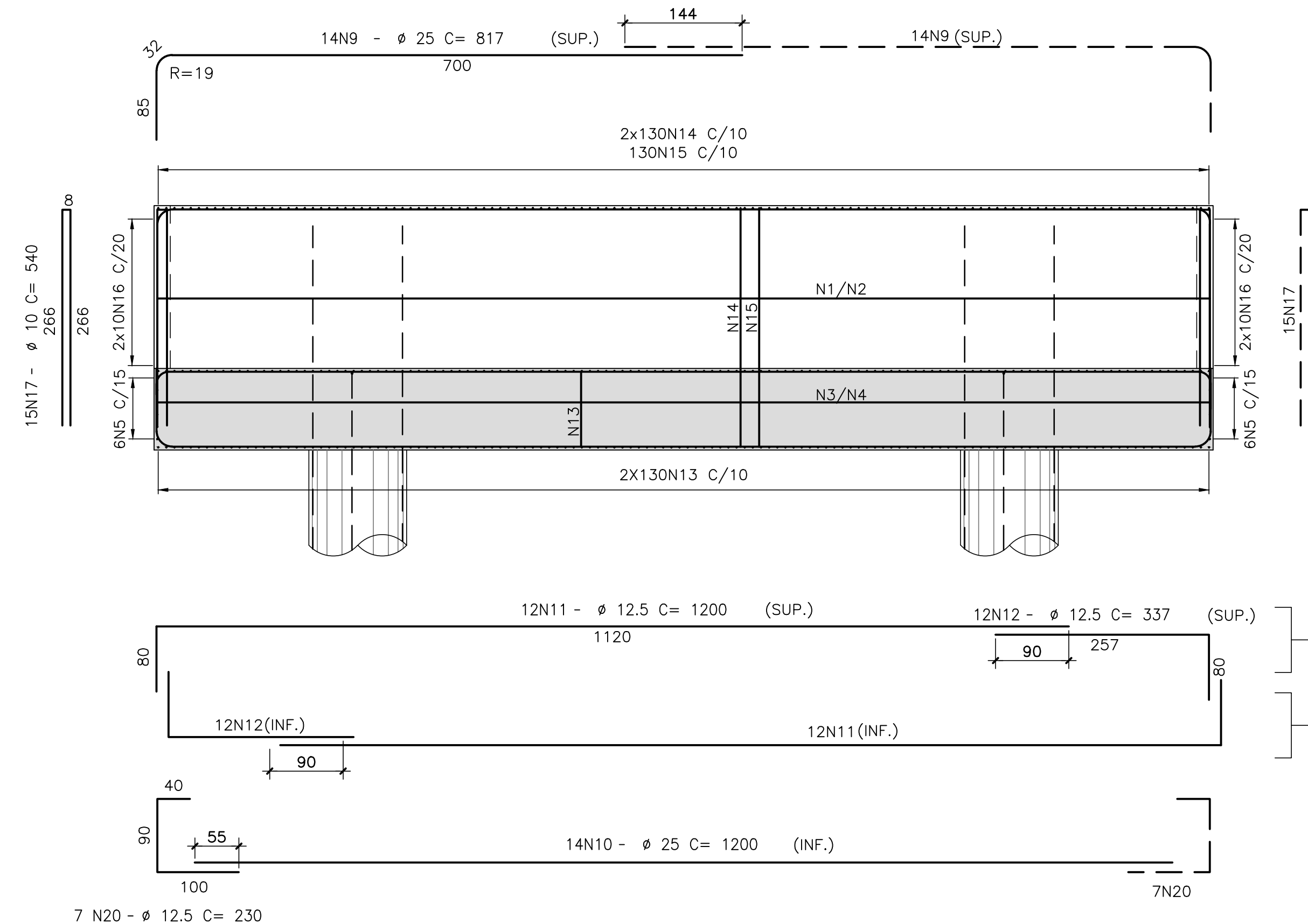
ESCALA=1:50



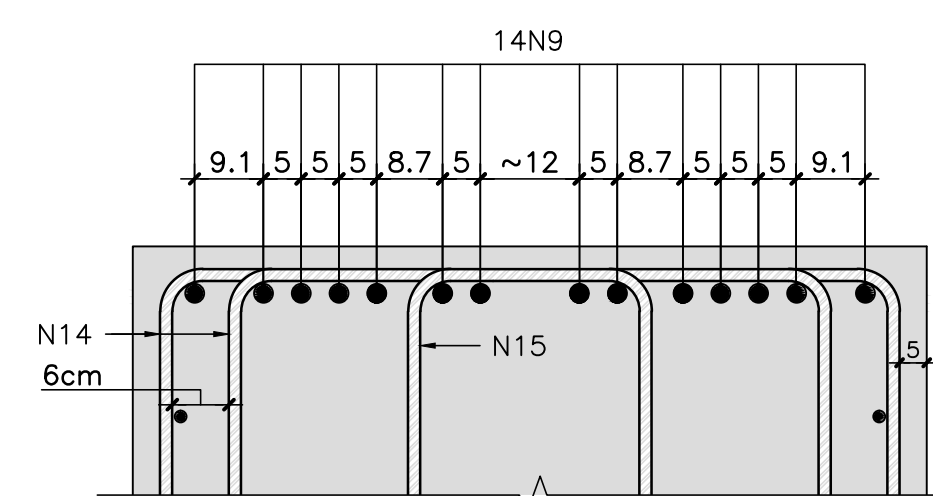
N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	16	36	1200	432.00
2	16	36	323	116.28
3	12.5	12	1200	144.00
4	12.5	12	267	32.04
5	12.5	12	370	44.40
6	10	72	1046	753.12
7	20	20	720	144.00
8	20	84	746	626.64
9	25	28	817	228.76
10	25	14	1200	168.00
11	12.5	24	1200	288.00
12	12.5	24	337	80.88
13	10	260	685	1781.00
14	16	260	767	1994.20
15	16	130	659	856.70
16	10	40	300	120.00
17	10	30	540	162.00
18	10	33	363	119.79
19	10	33	376	124.08
20	12.5	14	230	32.20

RESUMO P/ 1 TRAVESSA		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	3059.99	1928
12.5	621.52	622
16	3399.18	5439
20	770.64	1927
25	396.76	1587
TOTAL	11503	
TOTAL P/ 3 TRAVESSAS	34.509	

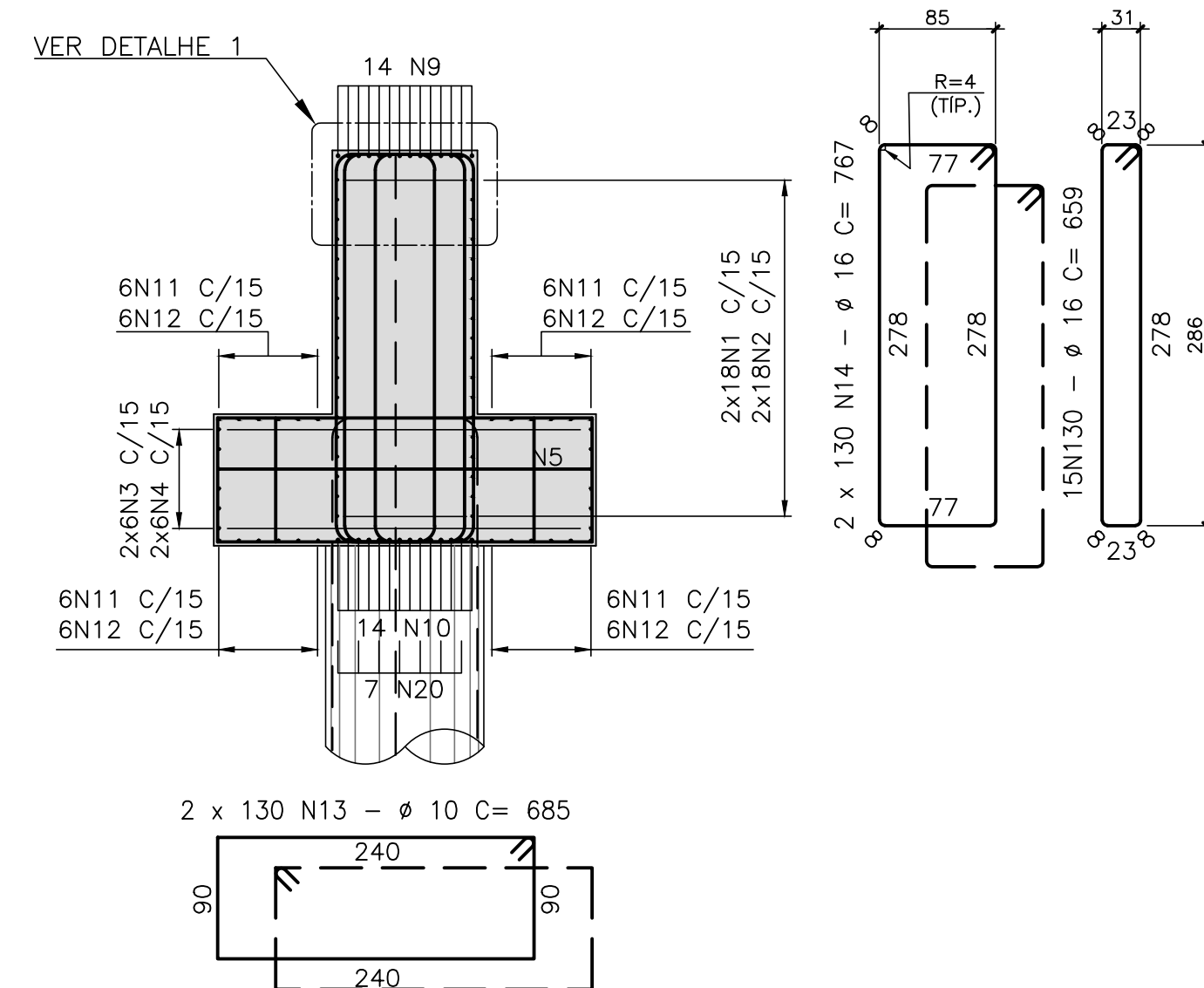
CORTE A-A
ESCALA=1:50



DETALHE 1
ESCALA=1:10

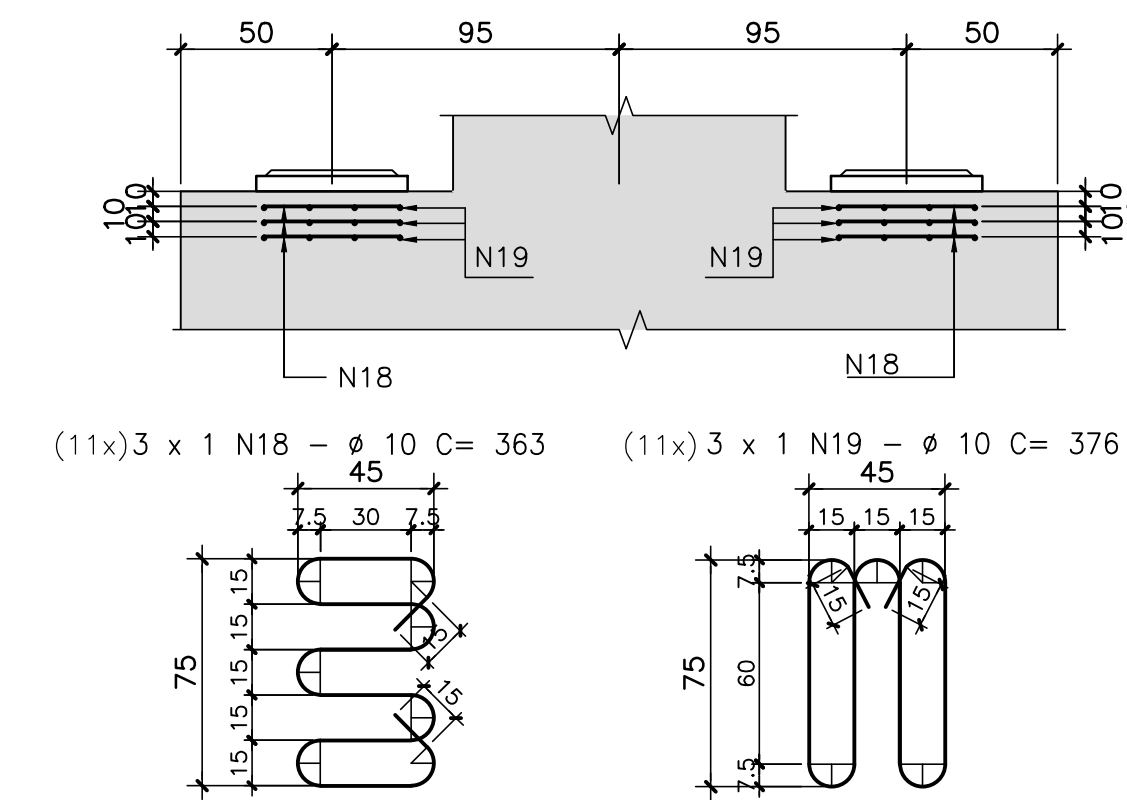


CORTE B-B
ESCALA=1:50

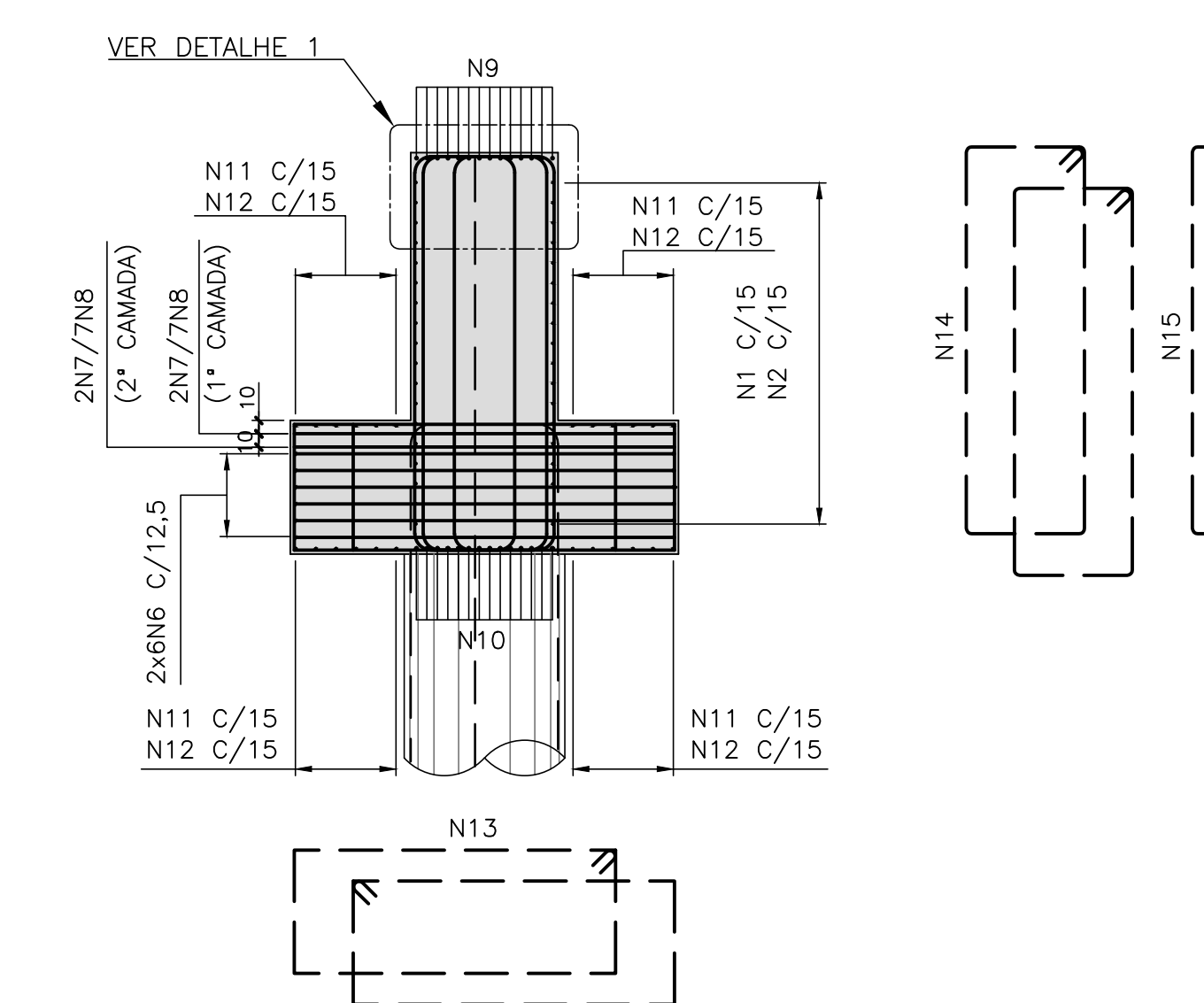


FRETAGEM DOS APARELHOS DE APOIO (11X)

CORTE TRANSVERSAL
ESCALA=1:25



CORTE C-C
ESCALA=1:50



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa - FATOR AGUA/CIMENTO = 0.45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm
- AÇO CA-50 (fyk=500MPa)

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A Estudos e Projetos de Engenharia, ou=email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:09:13 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	21/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	22/07/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/OSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231013A1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1013	EMISSÃO:	A

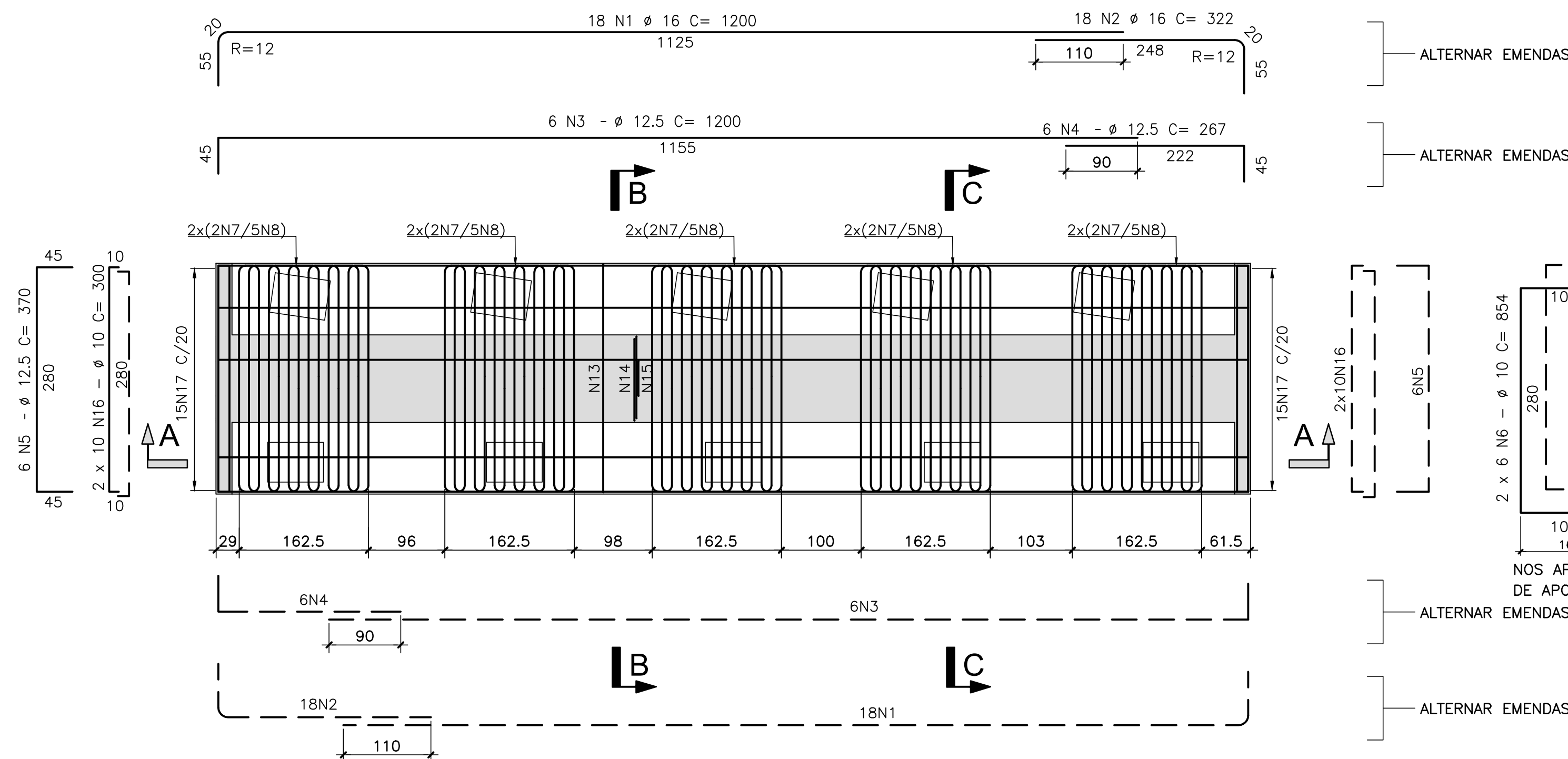
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA
TRAVESSAS EIXO 3 E 4 – RAMO 1000 E 5A – RAMO 2000

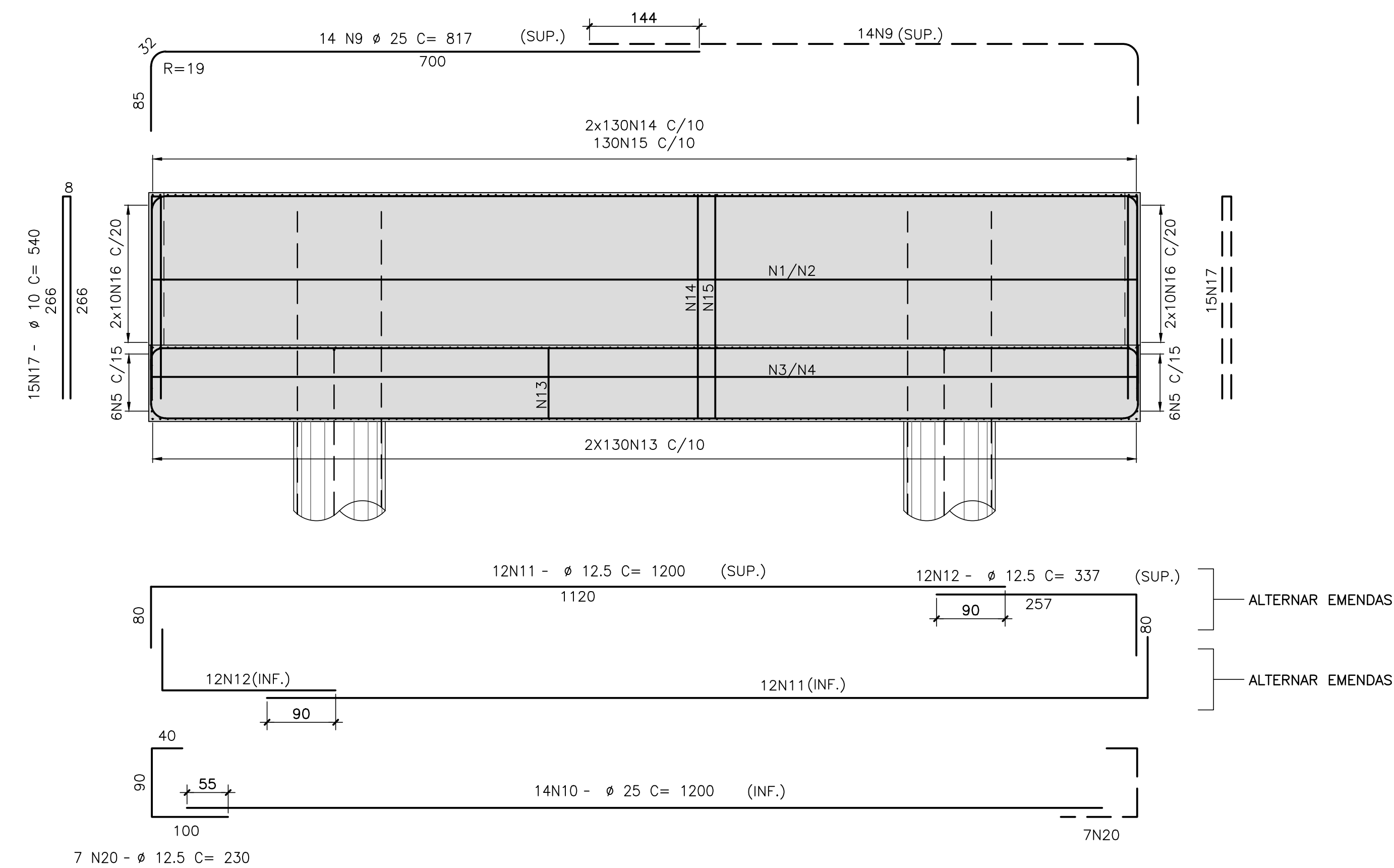
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-128-IV	1

ARMADURA DA TRAVESSA – EIXO 2A – PLANTA

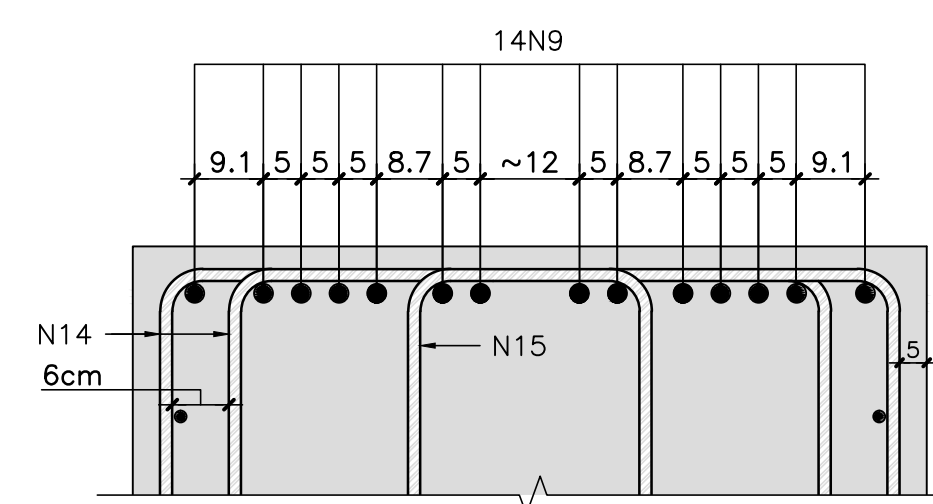
ESCALA=1:50



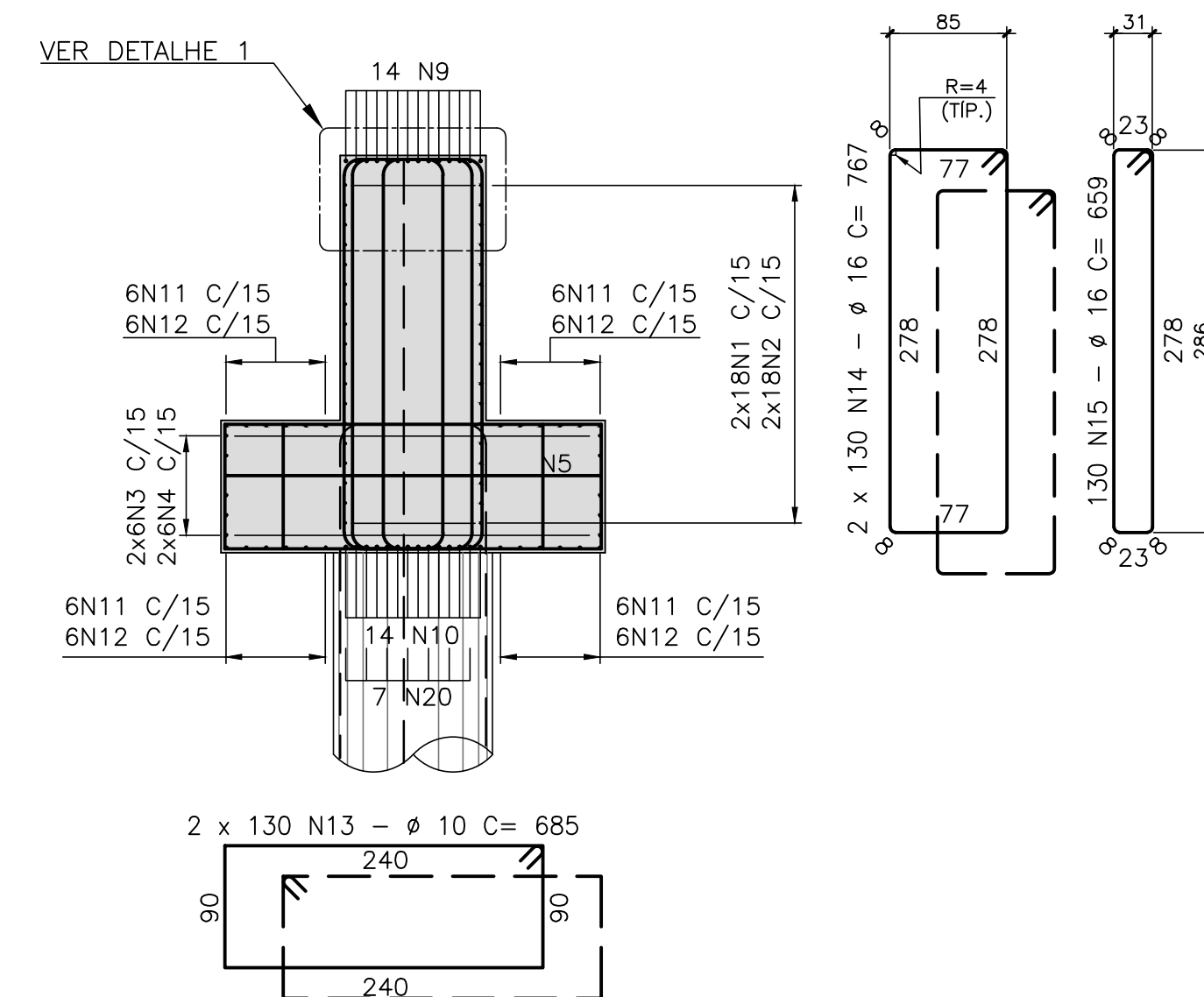
CORTE A-A
ESCALA=1:50



DETALHE 1
ESCALA=1:10



CORTE B-B
ESCALA=1:50



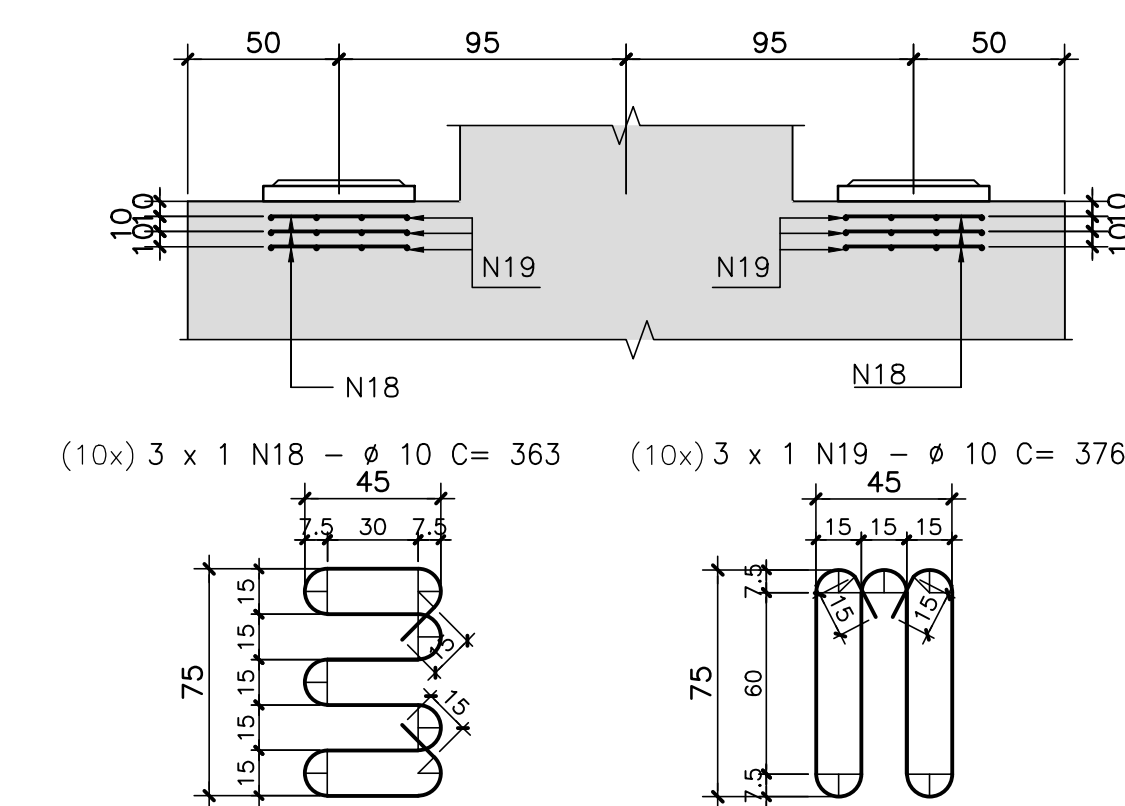
N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	16	36	1200	432.00
2	16	36	322	115.92
3	12.5	12	1200	144.00
4	12.5	12	267	32.04
5	12.5	12	370	44.40
6	10	60	854	512.40
7	20	20	720	144.00
8	20	50	746	373.00
9	25	28	817	228.76
10	25	14	1200	168.00
11	12.5	24	1200	288.00
12	12.5	24	337	80.88
13	10	260	685	1781.00
14	16	260	767	1994.20
15	16	130	659	856.70
16	10	40	300	120.00
17	10	30	540	162.00
18	10	30	363	108.90
19	10	30	376	112.80
20	12.5	14	230	32.20
TOTAL				10702

Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	2797.10	1762
12.5	621.52	622
16	3398.82	5438
20	517.00	1293
25	396.76	1587
TOTAL		10702

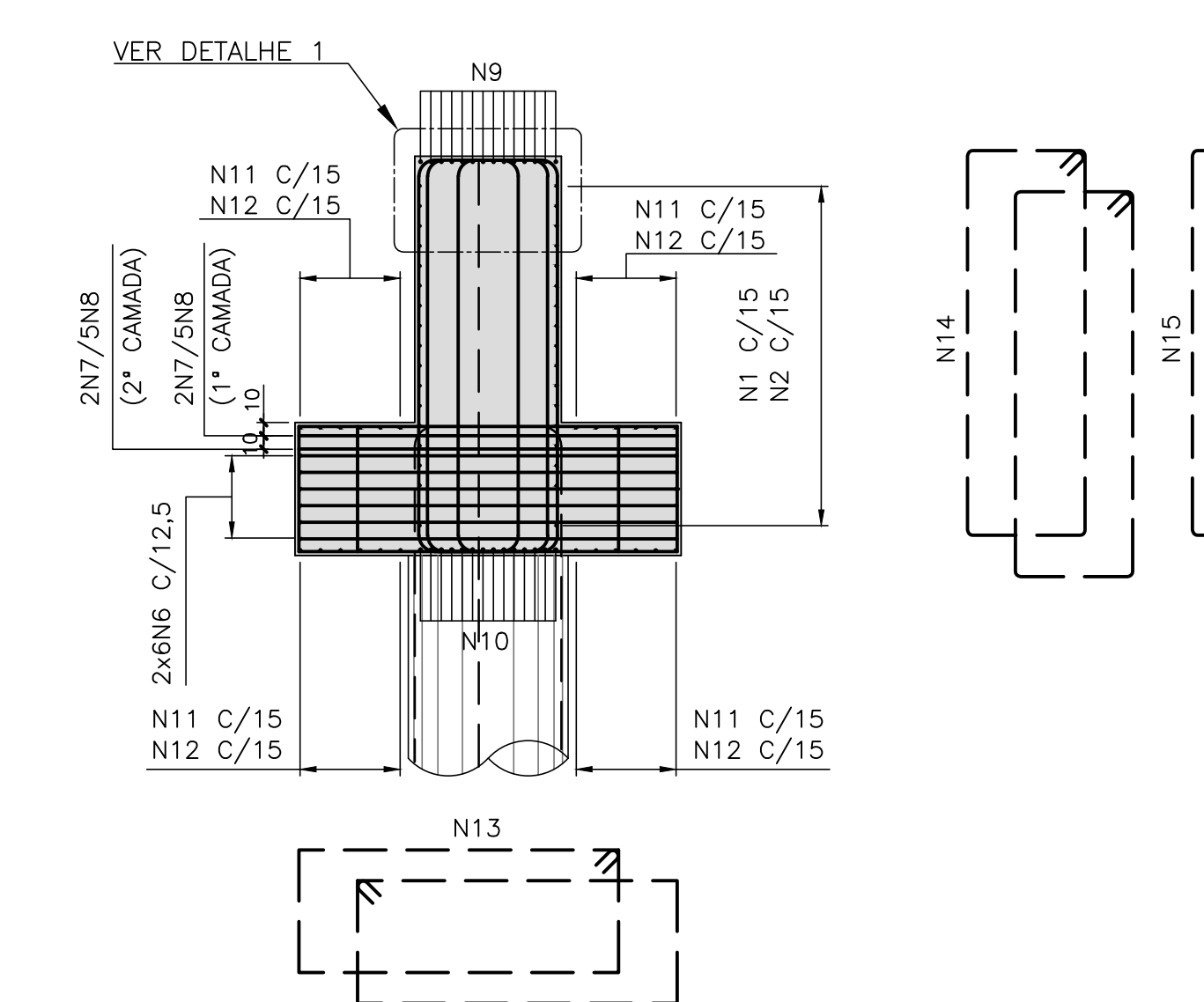
RESUMO AÇO CA-50		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	2797.10	1762
12.5	621.52	622
16	3398.82	5438
20	517.00	1293
25	396.76	1587
TOTAL		10702

FRETAGEM DOS APARELHOS DE APOIO (10X)

CORTE TRANSVERSAL
ESCALA=1:25



CORTE C-C – SEÇÃO NOS APOIOS(5x)
ESCALA=1:50



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa – FATOR AGUA/CIMENTO = 0.45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm
- AÇO CA-50 (f_{yk}=500MPa)

Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud, DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave Sa Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:09:38 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	21/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	22/07/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

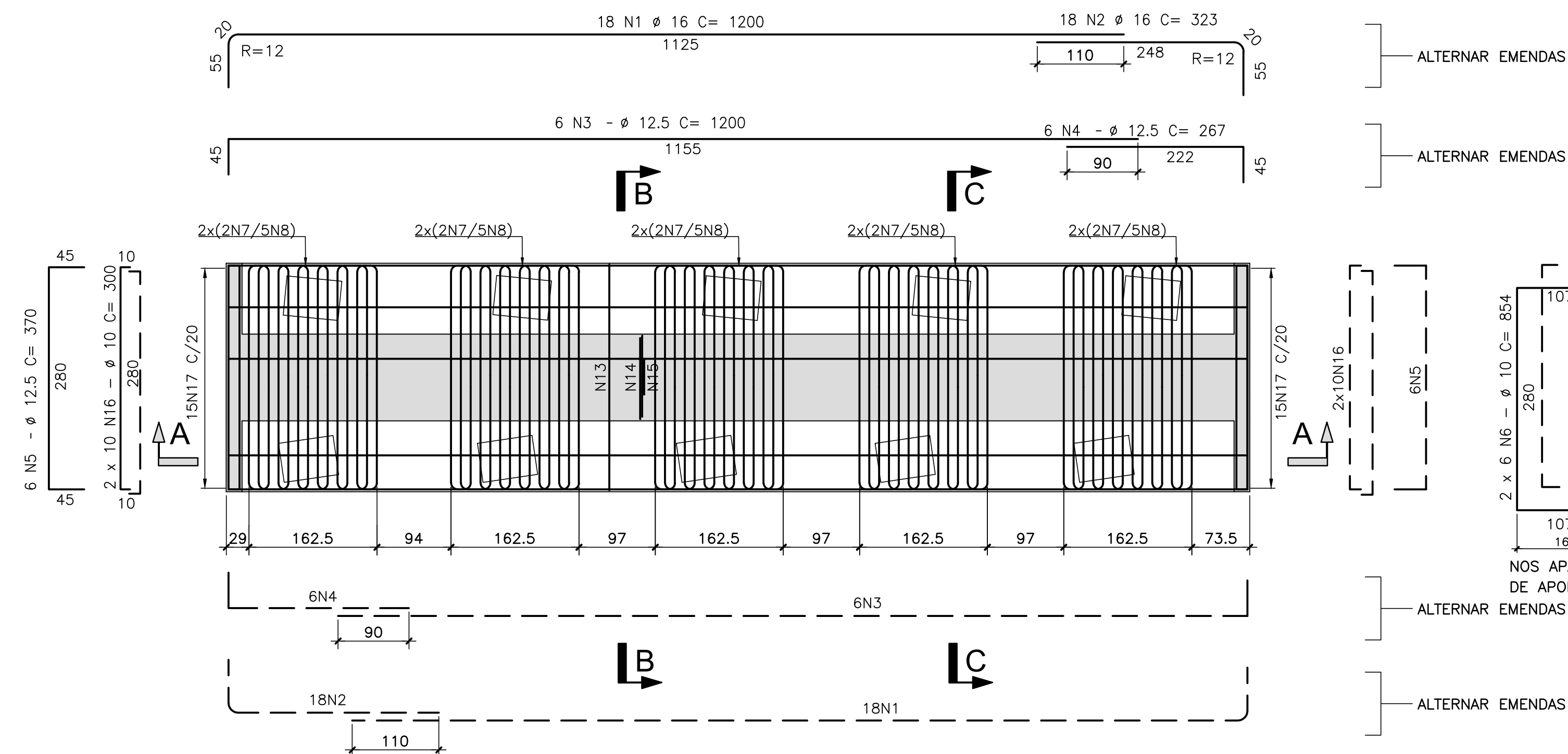
ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1014	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B231014A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
EMPREENHIMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA
TRAVESSA EIXO 2A – RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-129-IV	1

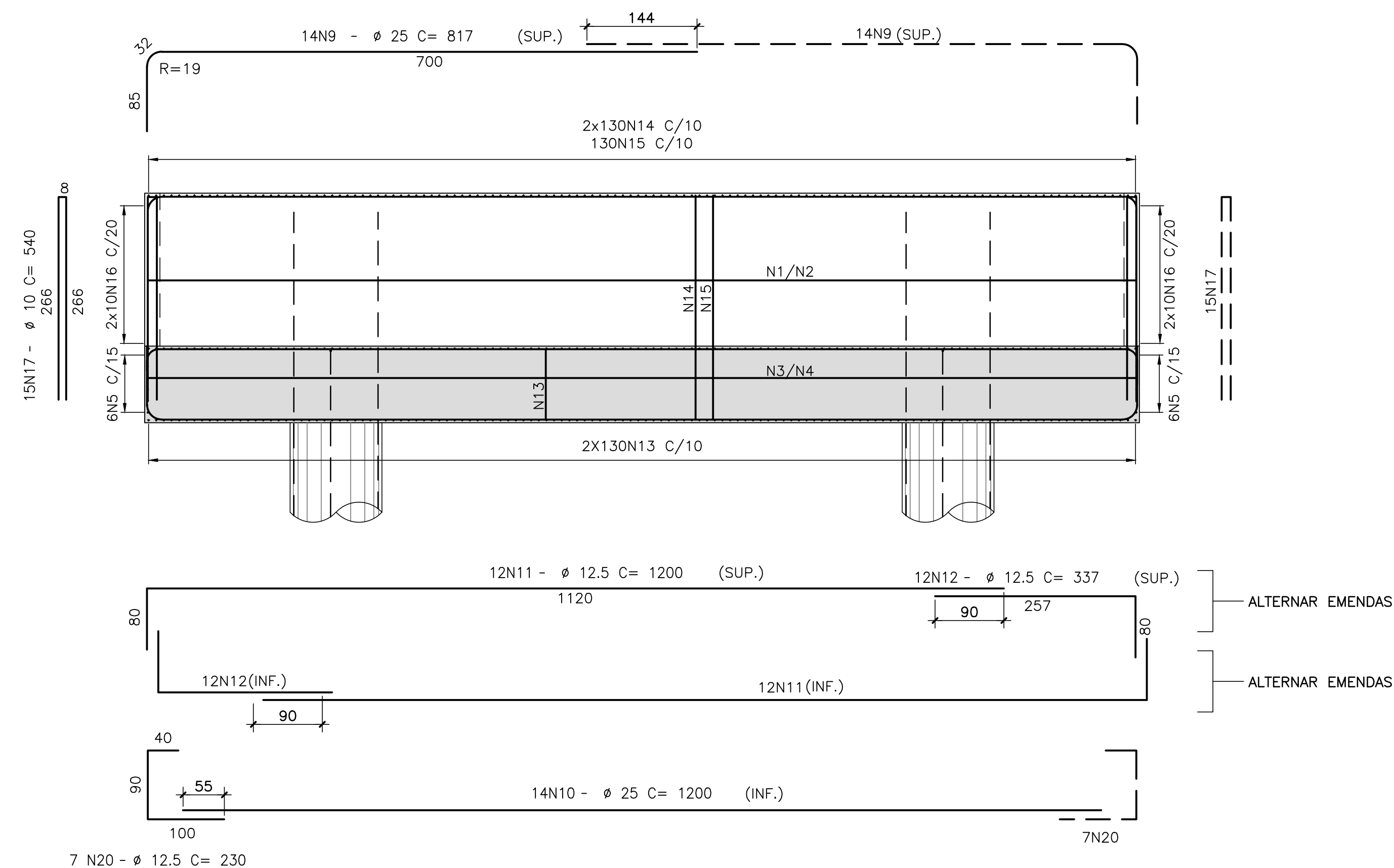
ARMADURA DA TRAVESSA – EIXO 3A – PLANTA

ESCALA=1:50



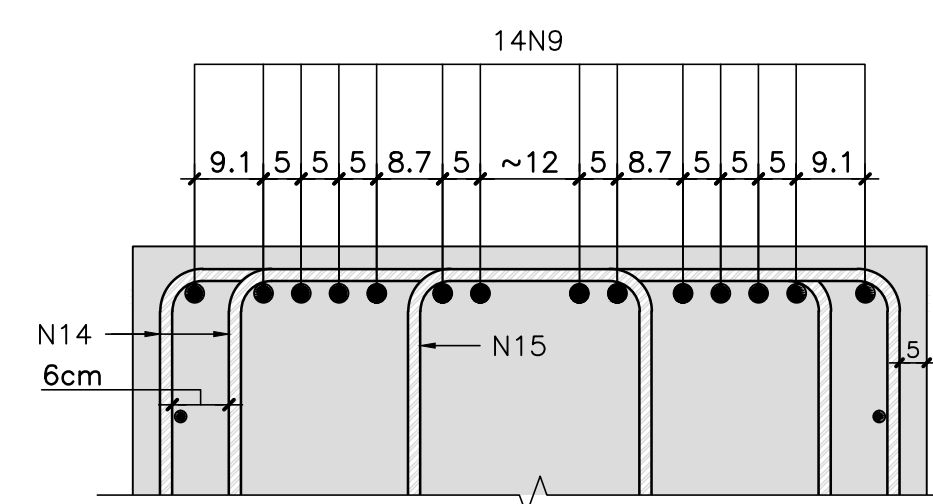
CORTE A-A

ESCALA=1:50



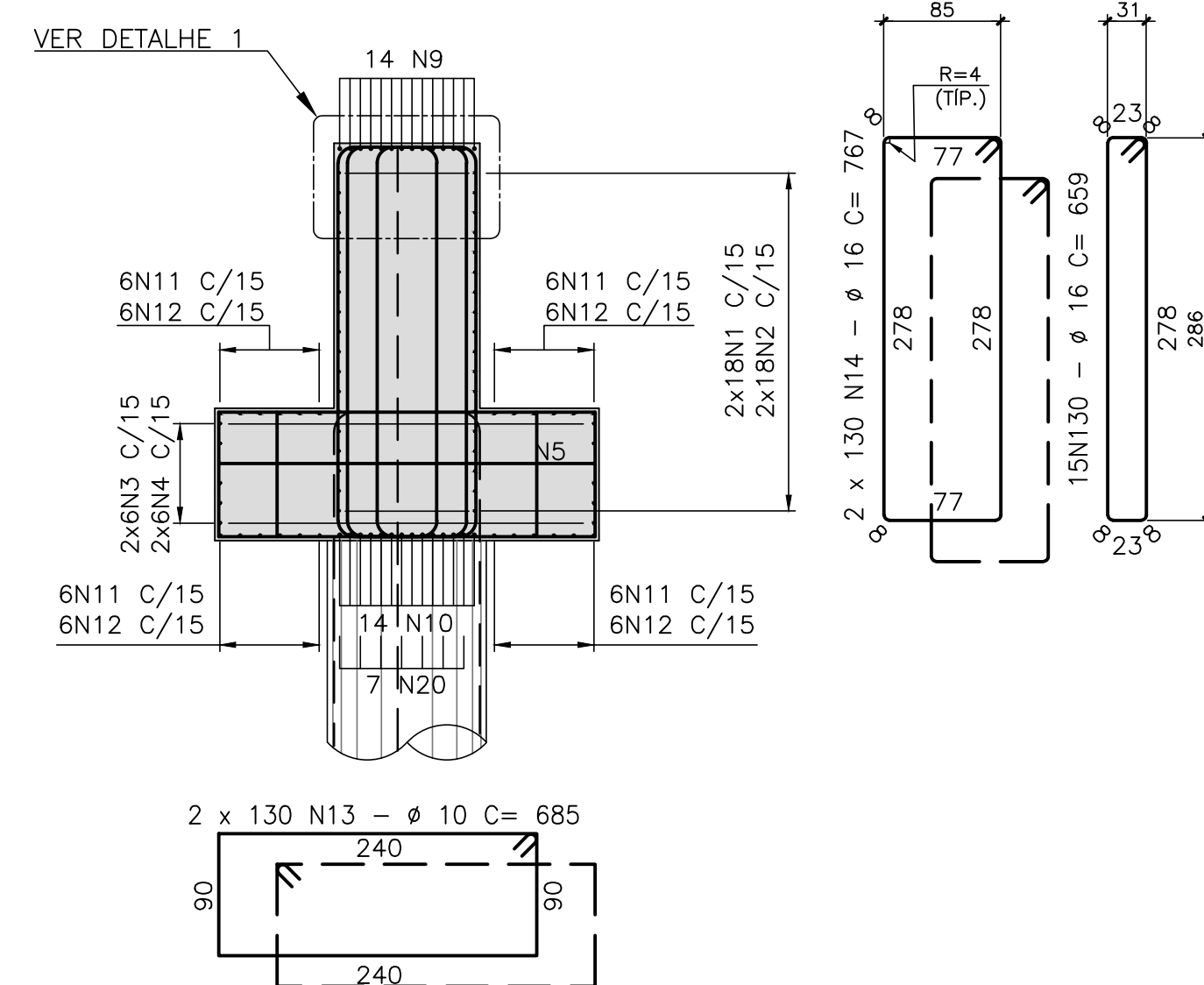
DETALHE 1

ESCALA=1:10



CORTE B-B

ESCALA=1:50



LISTA DE BARRAS

N	ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	16	36	1200	432.00
2	16	36	323	116.28
3	12.5	12	1200	144.00
4	12.5	12	267	32.04
5	12.5	12	370	44.40
6	10	60	854	512.40
7	20	20	720	144.00
8	20	50	746	373.00
9	25	28	817	228.76
10	25	14	1200	168.00
11	12.5	24	1200	288.00
12	12.5	24	337	80.88
13	10	260	685	1781.00
14	16	260	767	1994.20
15	16	130	659	856.70
16	10	40	300	120.00
17	10	30	540	162.00
18	10	30	363	108.90
19	10	30	376	112.80
20	12.5	14	230	32.20

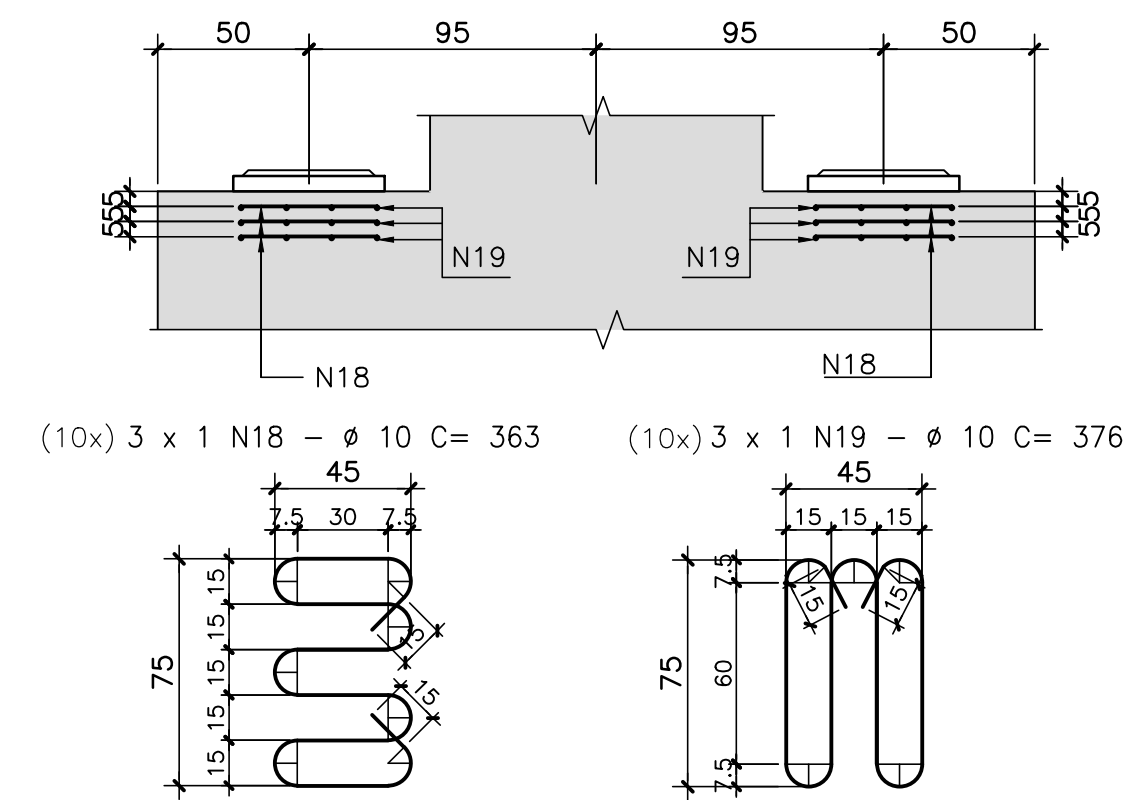
RESUMO AÇO CA-50

ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	2797.10	1762
12.5	621.52	622
16	3399.18	5439
20	517.00	1293
25	396.76	1587
TOTAL	10703	

FRETAGEM DOS APARELHOS DE APOIO (10X)

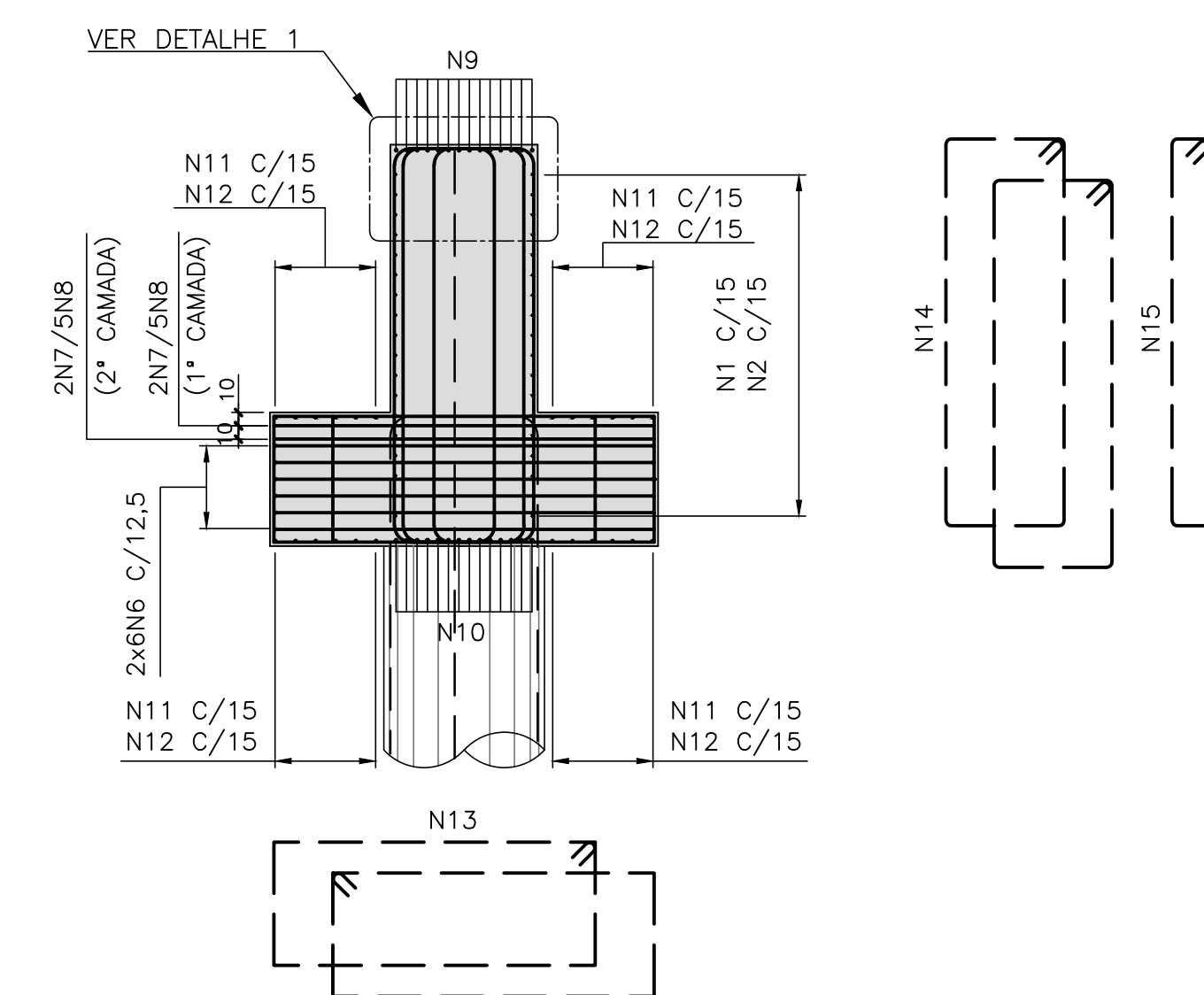
CORTE TRANSVERSAL

ESCALA=1:25



CORTE C-C

ESCALA=1:50



NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTIMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR AGUA/CIMENTO = 0.45;
 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm
 - AÇO CA-50 (fyk=500MPa)

Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigogigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:09:59 -03'00'

LEGENDAS

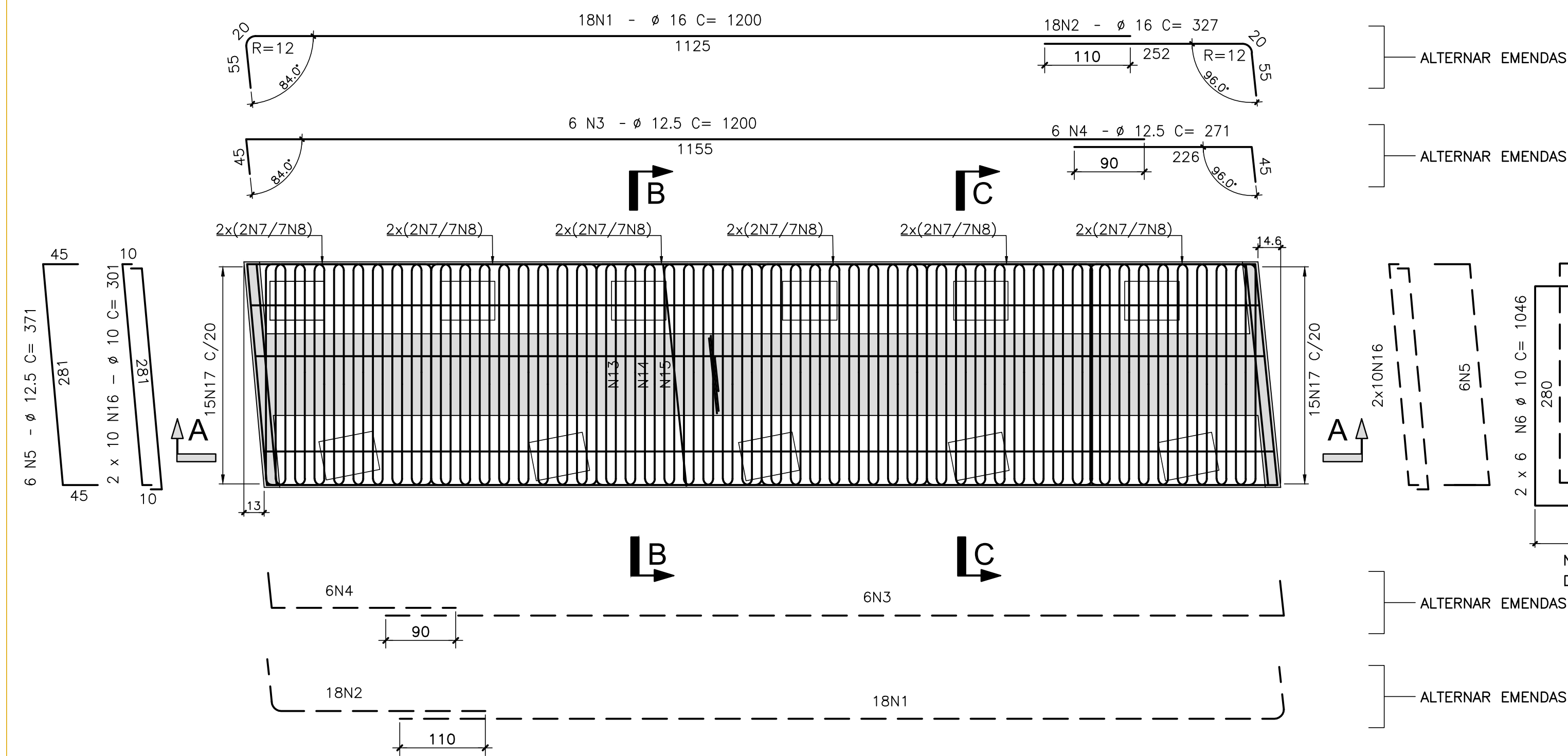
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	21/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	22/07/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231015A1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1015	EMISSÃO:	A

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA			
EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO			
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL			
ARMADURA			
TRAVESSA EIXO 3A – RAMO 2000			
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:	
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-130-IV	1	

ARMADURA DA TRAVESSA EIXO 4A - RAMO 2000 - PLANTA

ESCALA=1:50



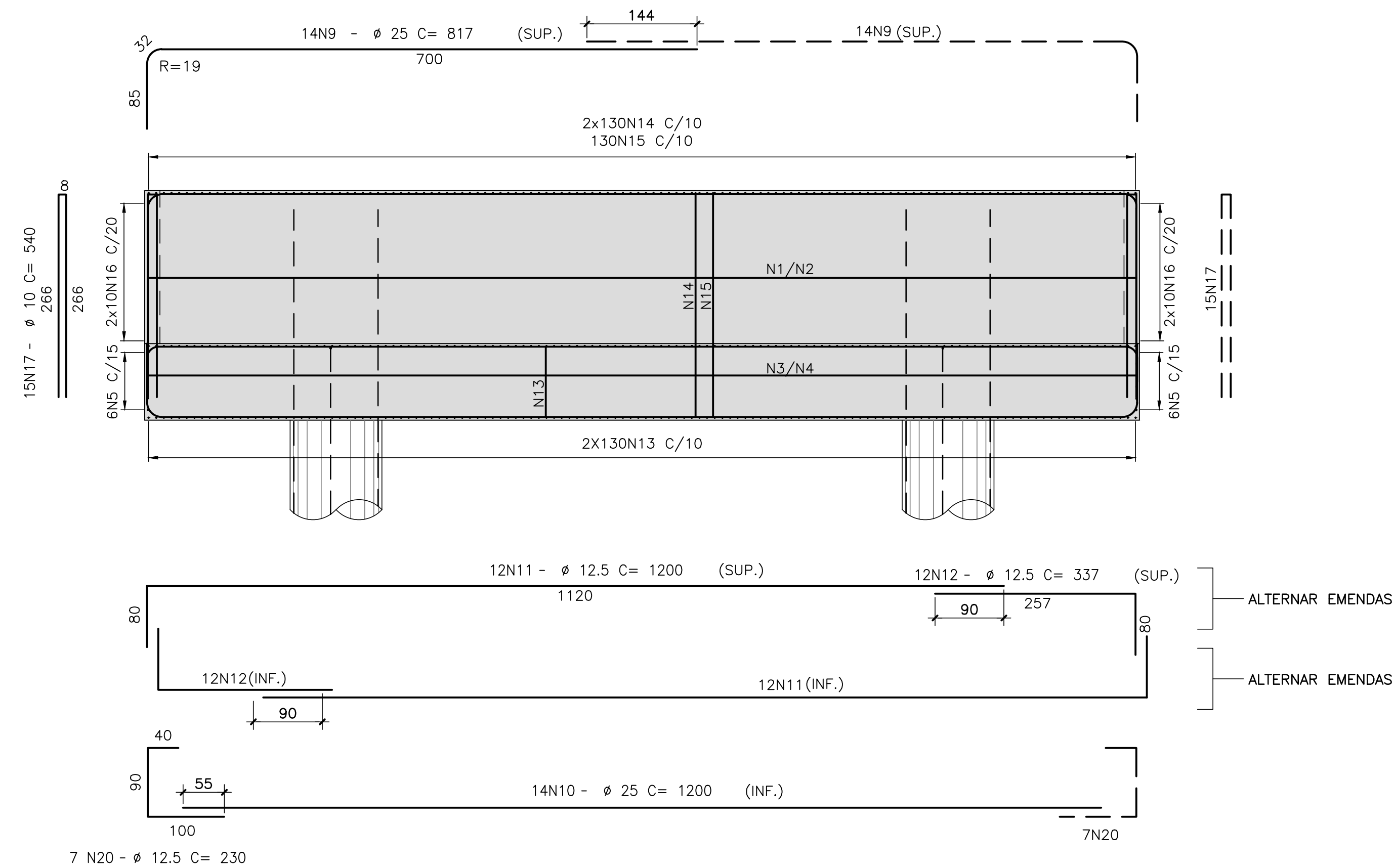
LISTA DE BARRAS

N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	16	36	1200	432.00
2	16	36	327	117.72
3	12.5	12	1200	144.00
4	12.5	12	271	32.52
5	12.5	12	371	44.52
6	10	72	1046	753.12
7	20	20	720	144.00
8	20	84	746	626.64
9	25	28	817	228.76
10	25	14	1200	168.00
11	12.5	24	1200	288.00
12	12.5	24	337	80.88
13	10	260	685	1781.00
14	16	260	767	1994.20
15	16	130	659	856.70
16	10	40	301	120.40
17	10	30	540	162.00
18	10	33	363	119.79
19	10	33	376	124.08
20	12.5	14	230	32.20

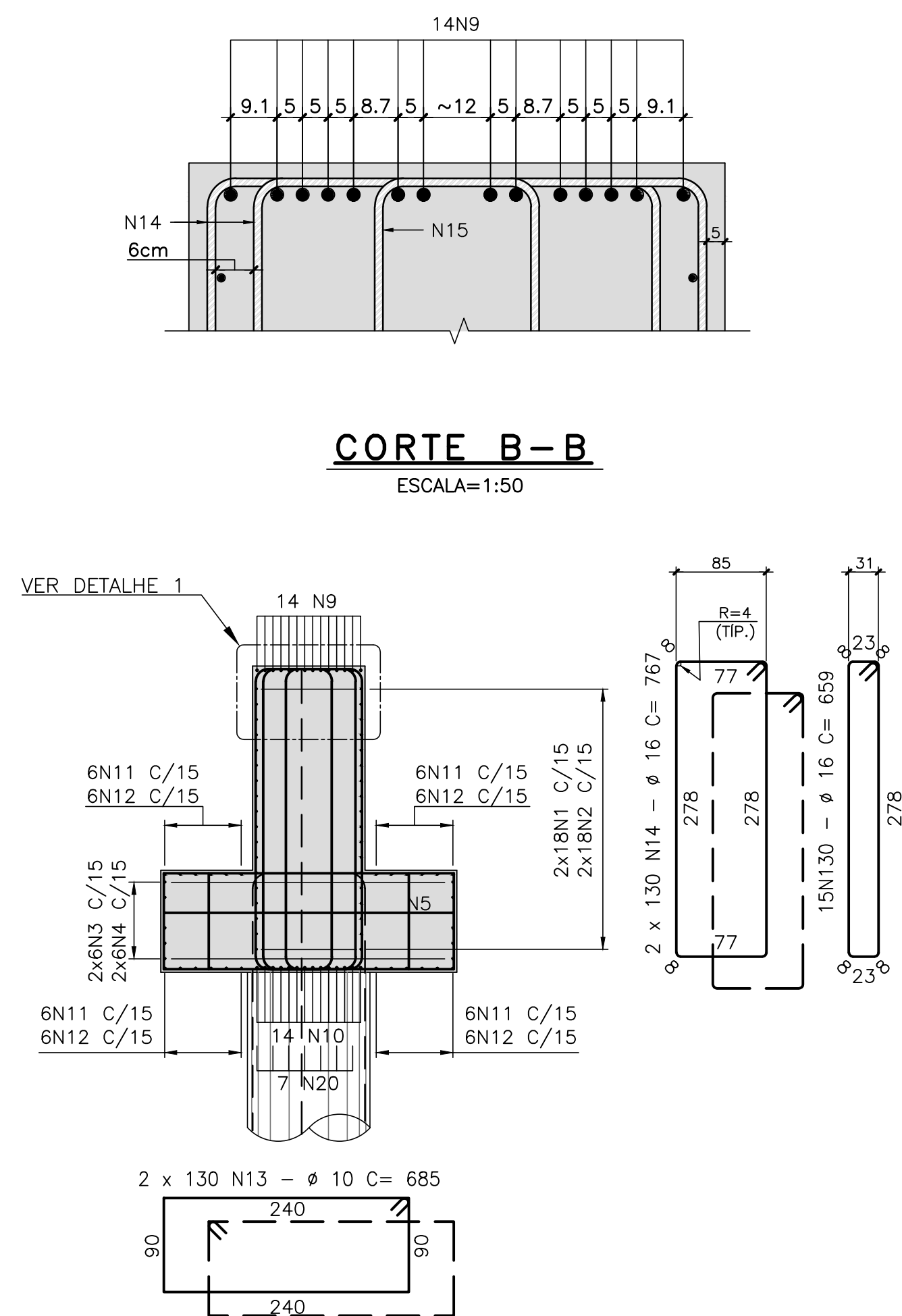
RESUMO AÇO CA-50

Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	3060.39	1928
12.5	622.12	622
16	3400.62	5441
20	770.64	1927
25	396.76	1587
TOTAL		11505

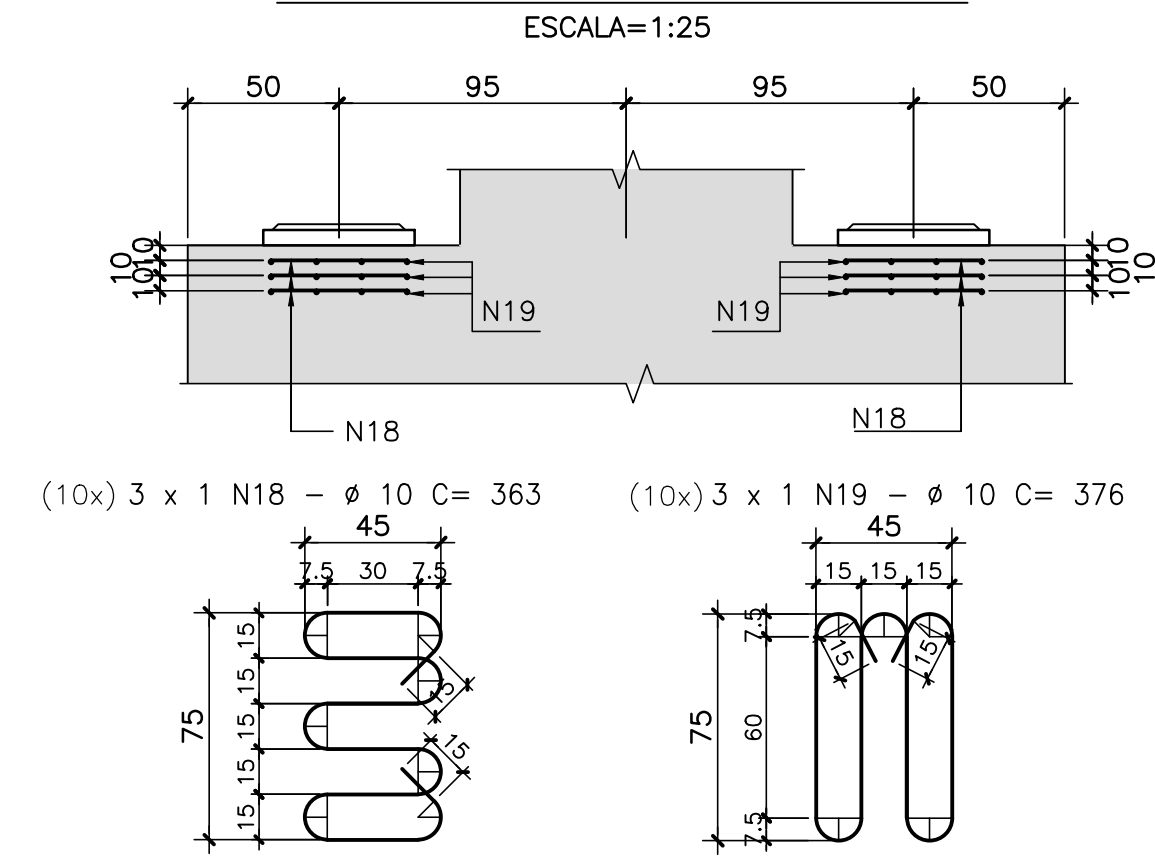
CORTE A-A
ESCALA=1:50



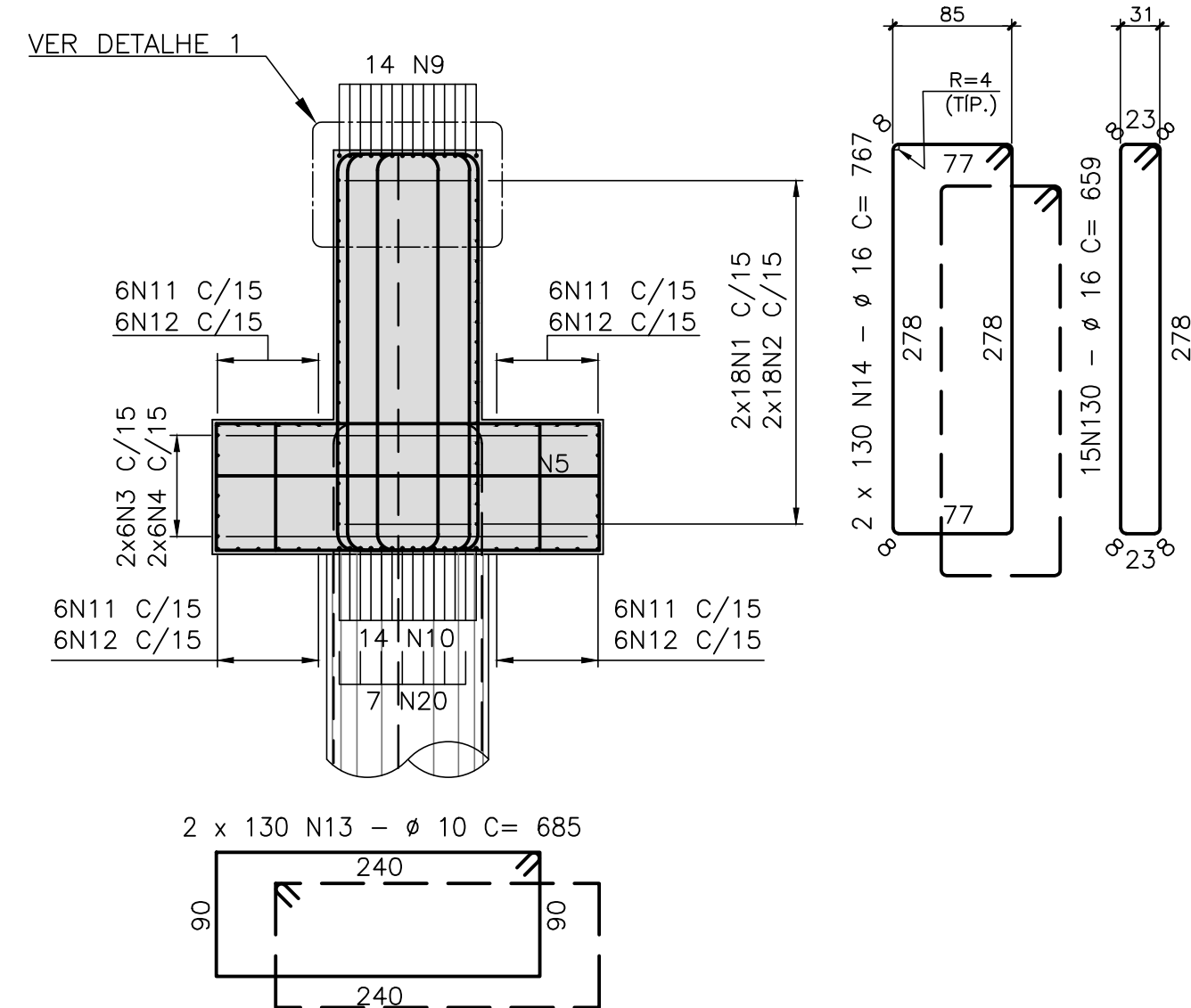
DETALHE 1
ESCALA=1:10



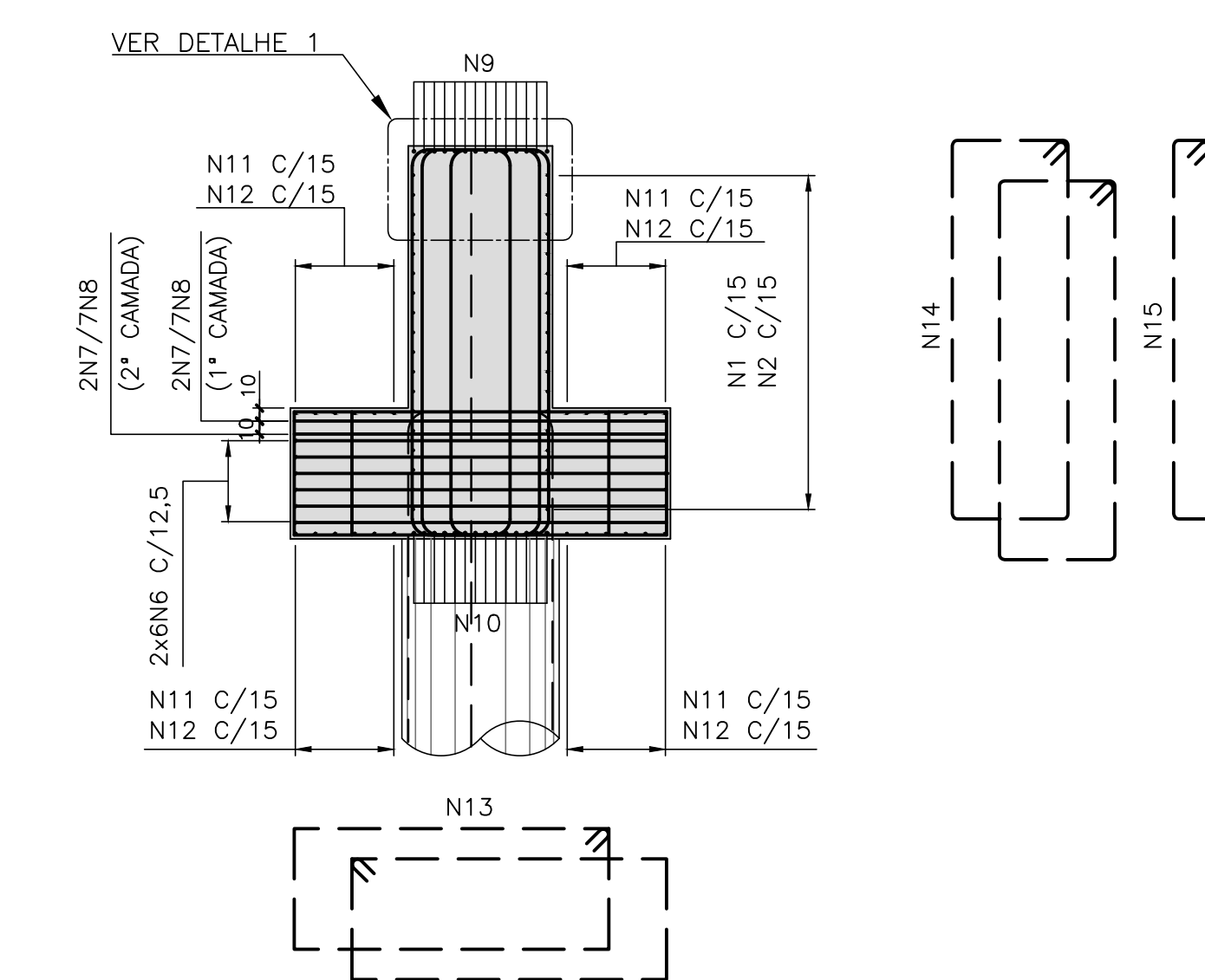
CORTE TRANSVERSAL
ESCALA=1:25



CORTE B-B
ESCALA=1:50



CORTE C-C - SEÇÃO NOS APOIOS
ESCALA=1:50



NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR AGUA/CIMENTO = 0.45;
 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm
 - AÇO CA-50 (fyk=500MPa)

Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:10:20 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	21/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	22/07/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1016	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231016A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

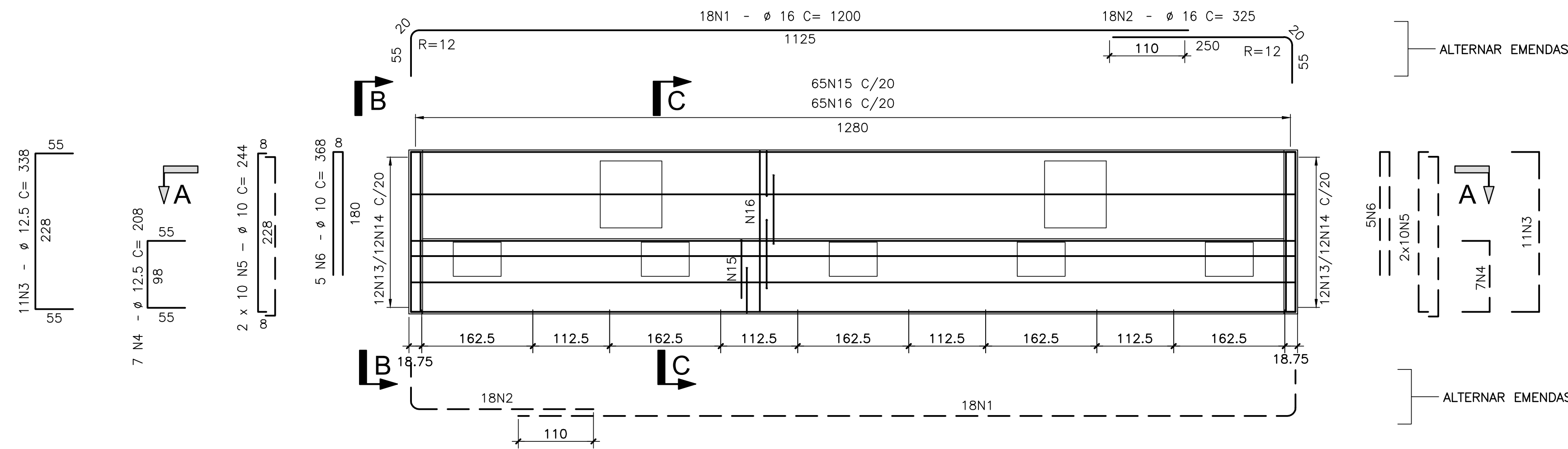
EMPRESA: PLANAVE S.A.
Estudos e Projetos de Engenharia

OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA
TRAVESSA EIXO 4A - RAMO 2000

ESCALA: INDICADA
NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-131-IV
REV: 1

ARMADURA DAS TRAVESSAS EIXO 8 E 11 - PLANTA

ESCALA=1:50

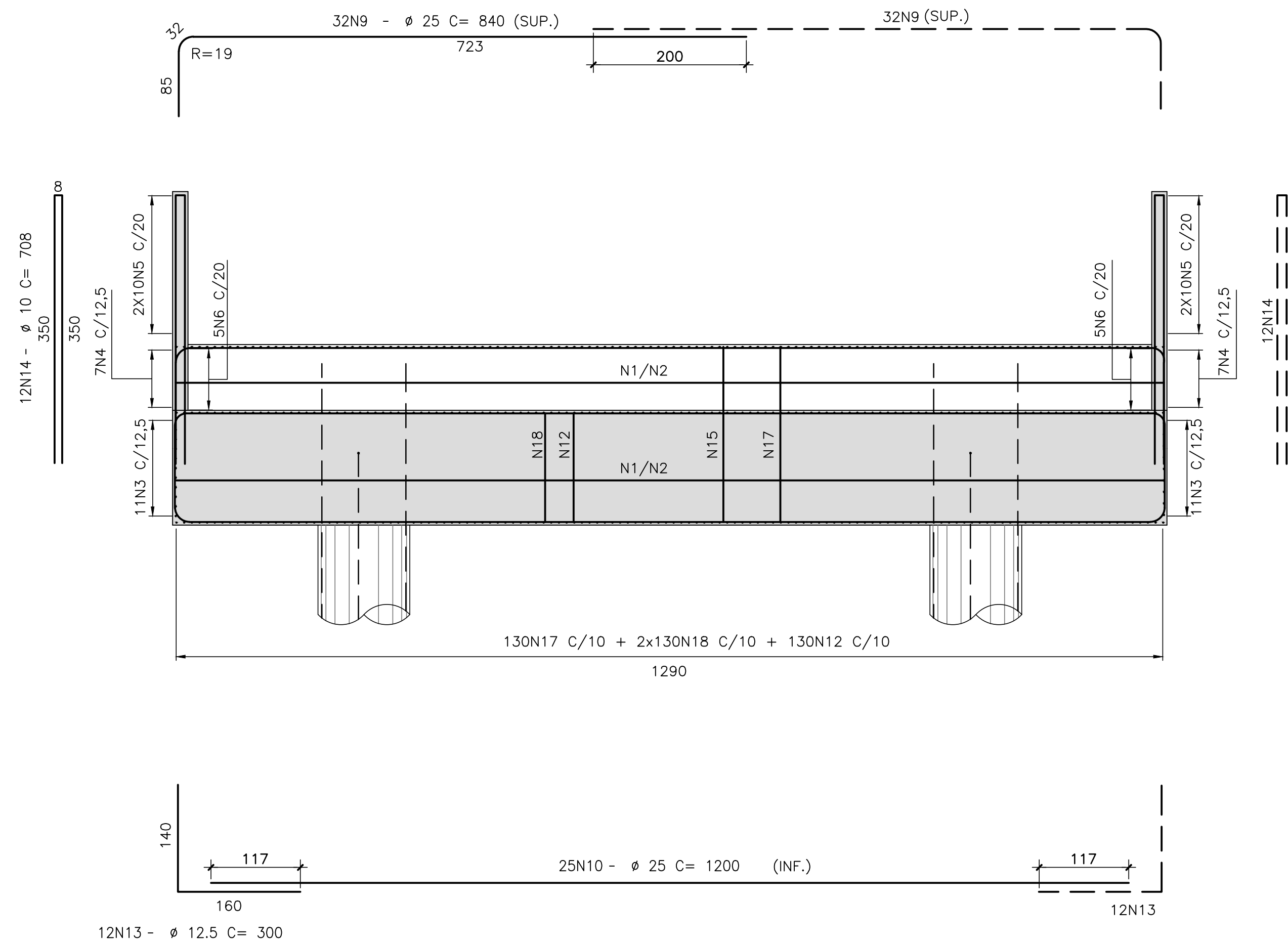


N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	16	36	1200	432.00
2	16	36	325	117.00
3	12.5	22	338	74.36
4	12.5	14	208	29.12
5	10	40	244	97.60
6	10	10	368	36.80
7	10	15	375	56.25
8	10	15	387	58.05
9	25	64	840	537.60
10	25	25	1200	300.00
11	10	12	1200	144.00
12	16	130	417	542.10
13	12.5	24	300	72.00
14	10	24	708	169.92
15	12.5	65	642	417.30
16	12.5	65	300	195.00
17	16	130	587	763.10
18	16	260	493	1281.80

RESUMO P/ 1 TRAVESSA		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	562.62	354
12.5	787.78	788
16	3136.00	5018
25	837.60	3350
TOTAL	9510	
TOTAL P/ 4 REPETIÇÕES	38.040	

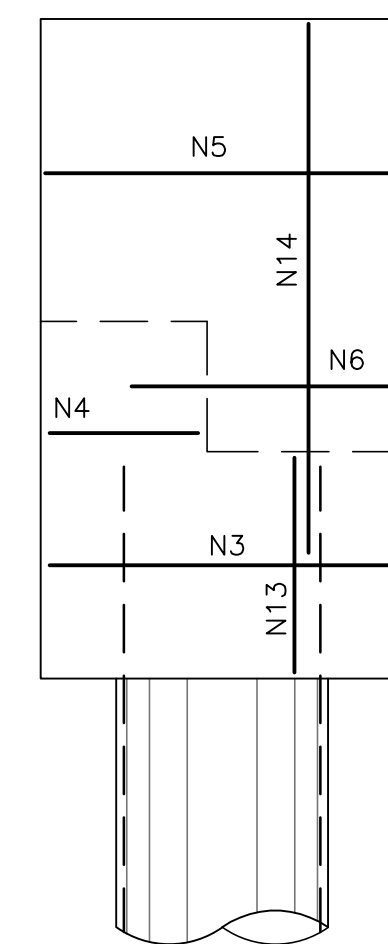
CORTE A-A

ESCALA=1:50



VISTA B-B

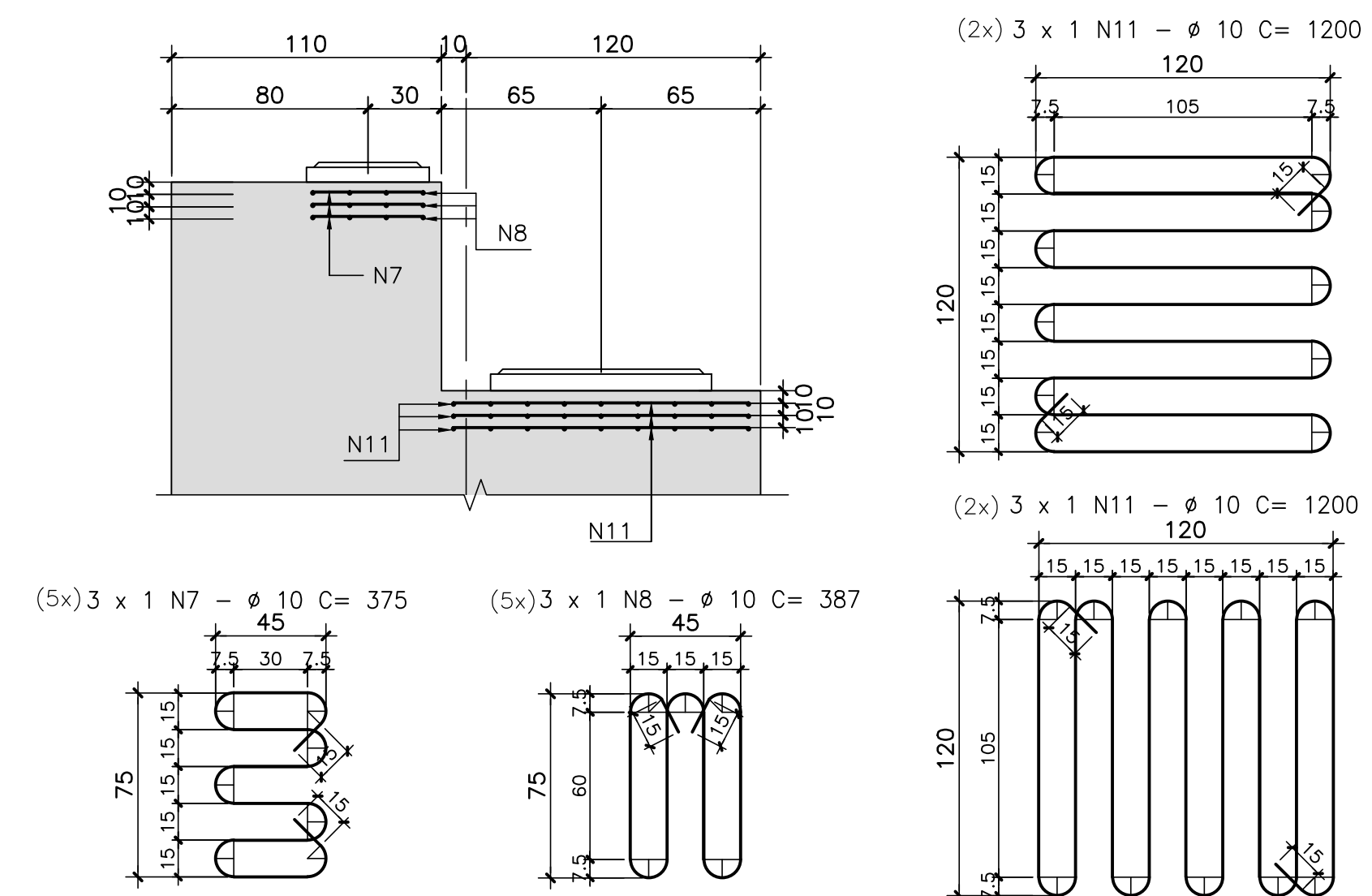
ESCALA=1:50



FRETAGEM DOS APARELHOS DE APOIO (5X)

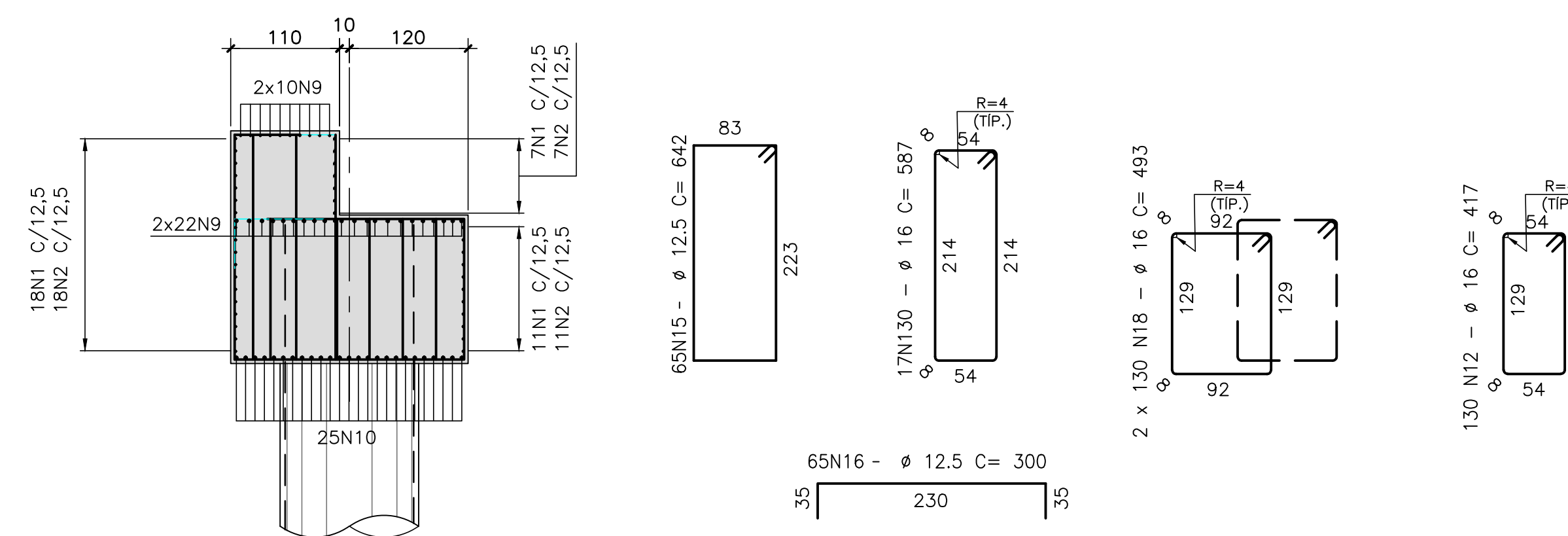
CORTE TRANSVERSAL

ESCALA=1:25



CORTE C-C

ESCALA=1:50



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa - FATOR AGUA/CEMENTO = 0.45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm
- AÇO CA-50 (f_{yk}=500MPa)

Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou=, email=rodrigossilva@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:11:18 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	21/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	22/07/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1017	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B231017A1.dwg	
158/2016			

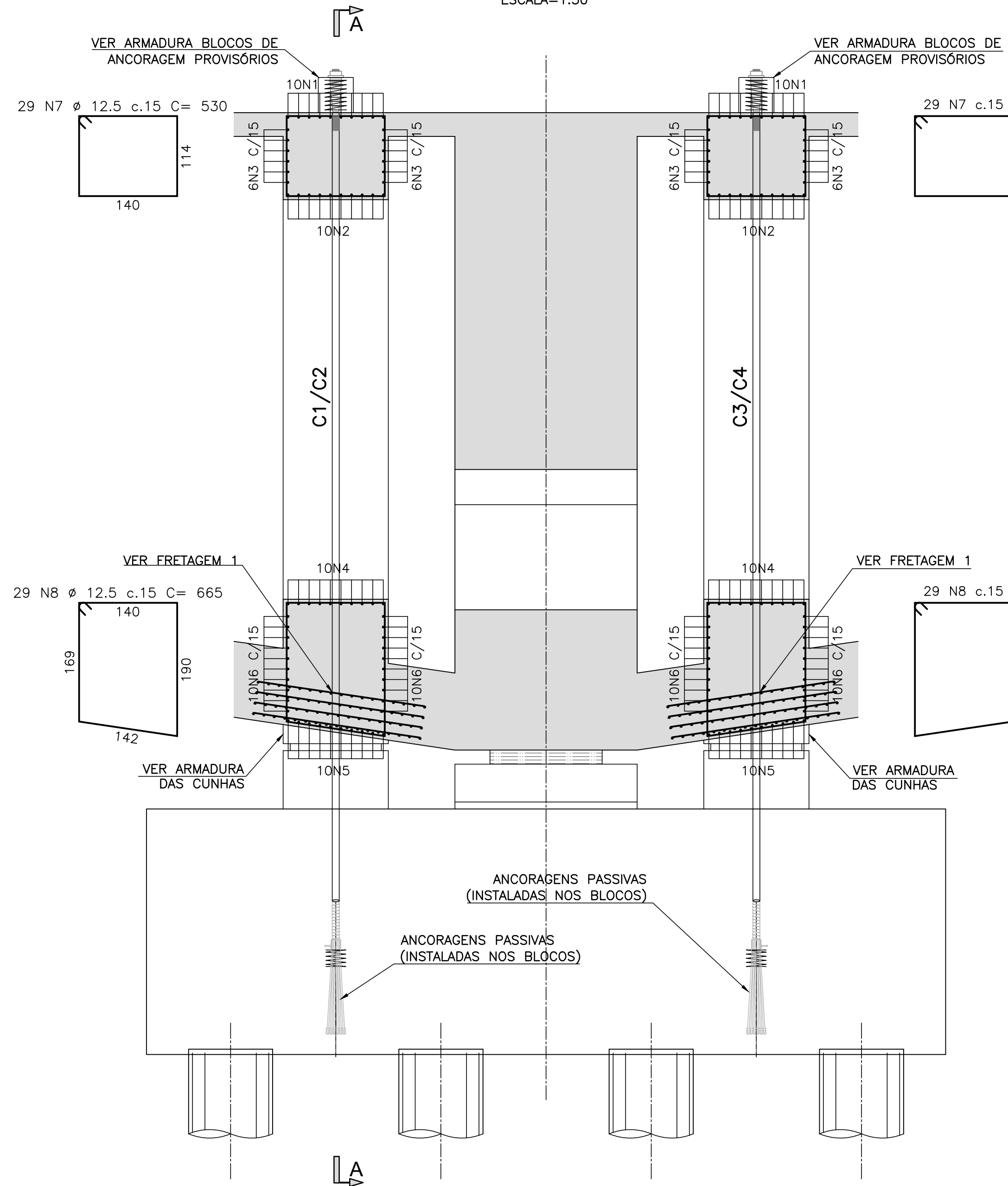
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA
TRAVESSAS EIXOS 8 E 11 - RAMOS 1000 E 2000

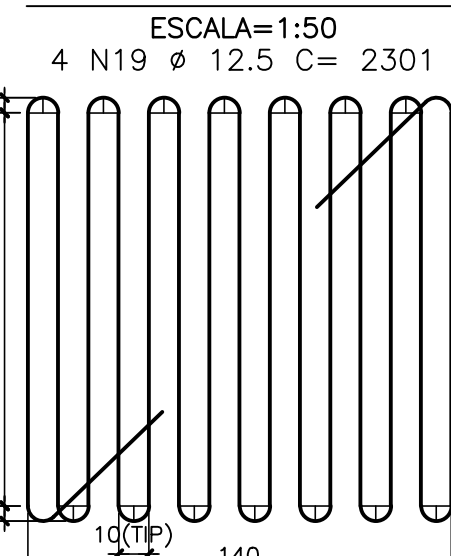
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-132-IV	1

ARMADURA DO SEPTO DOS TRAVAMENTOS PROVISÓRIOS

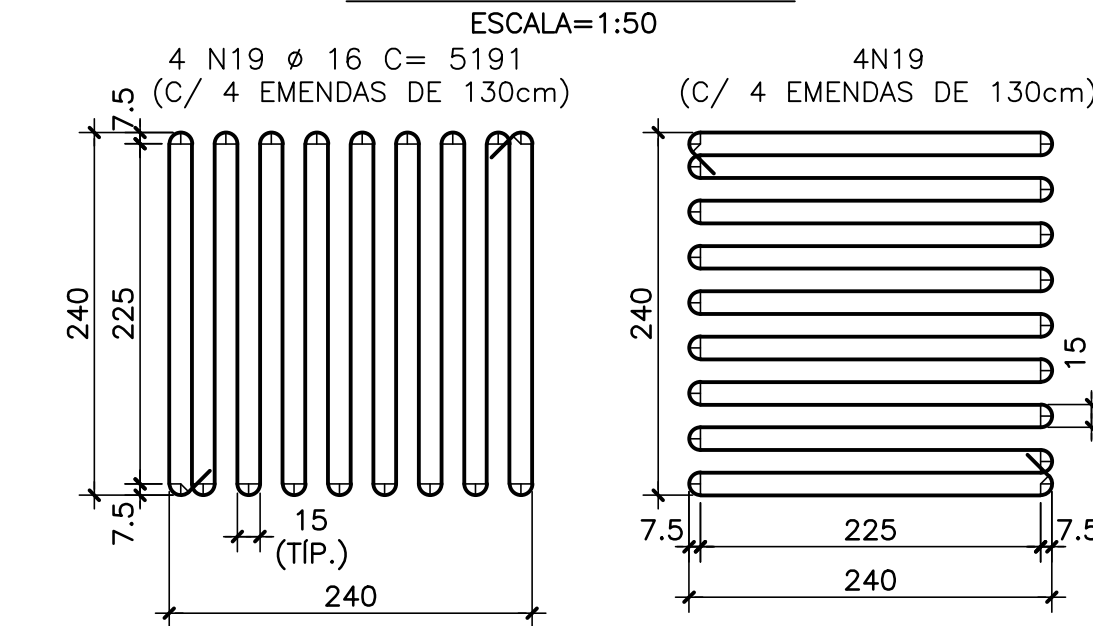
ESCALA=1:50



FRETAGEM 1



FRETAGEM 1

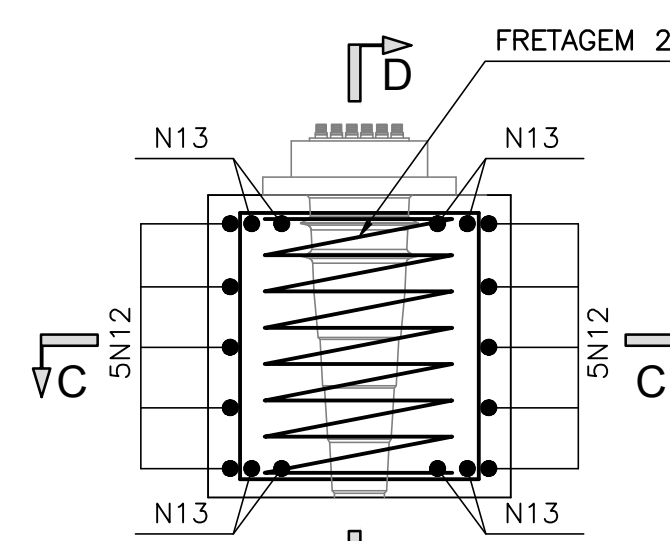


ARMADURA DAS CUNHAS

ESCALA=1:25

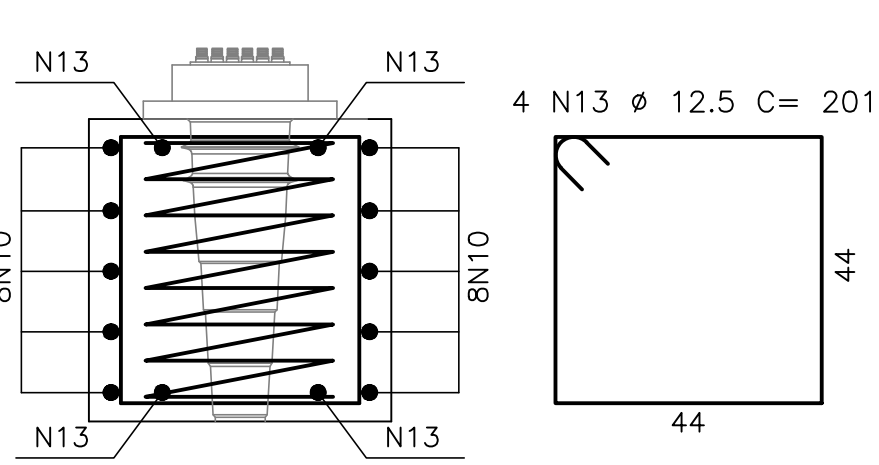
ARMADURA DOS BLOCOS DE ANCORAGEM PROVISÓRIOS (4x)

ESCALA=1:50



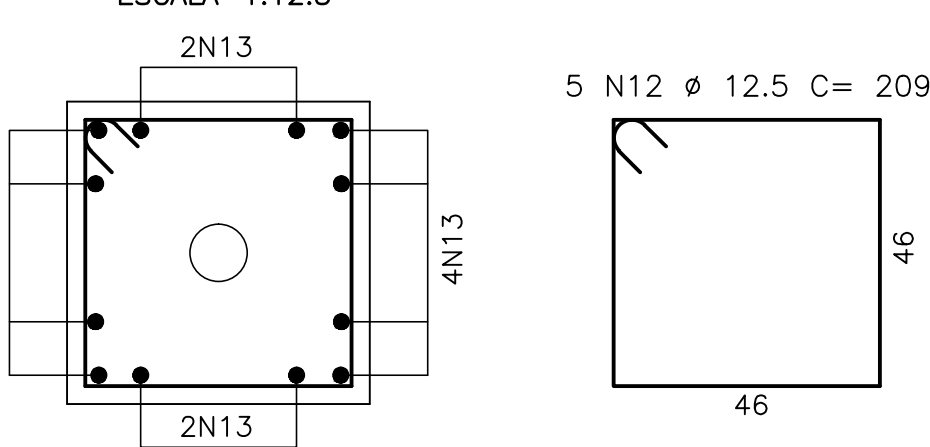
CORTE D-D

ESCALA=1:12.5



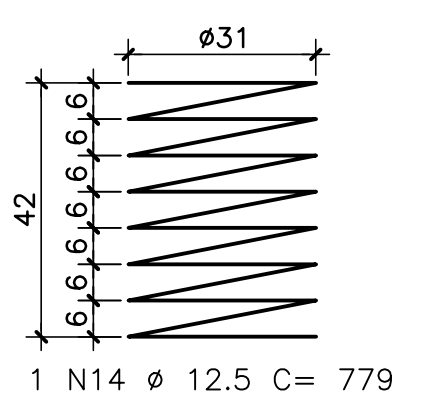
CORTE C-C

ESCALA=1:12.5



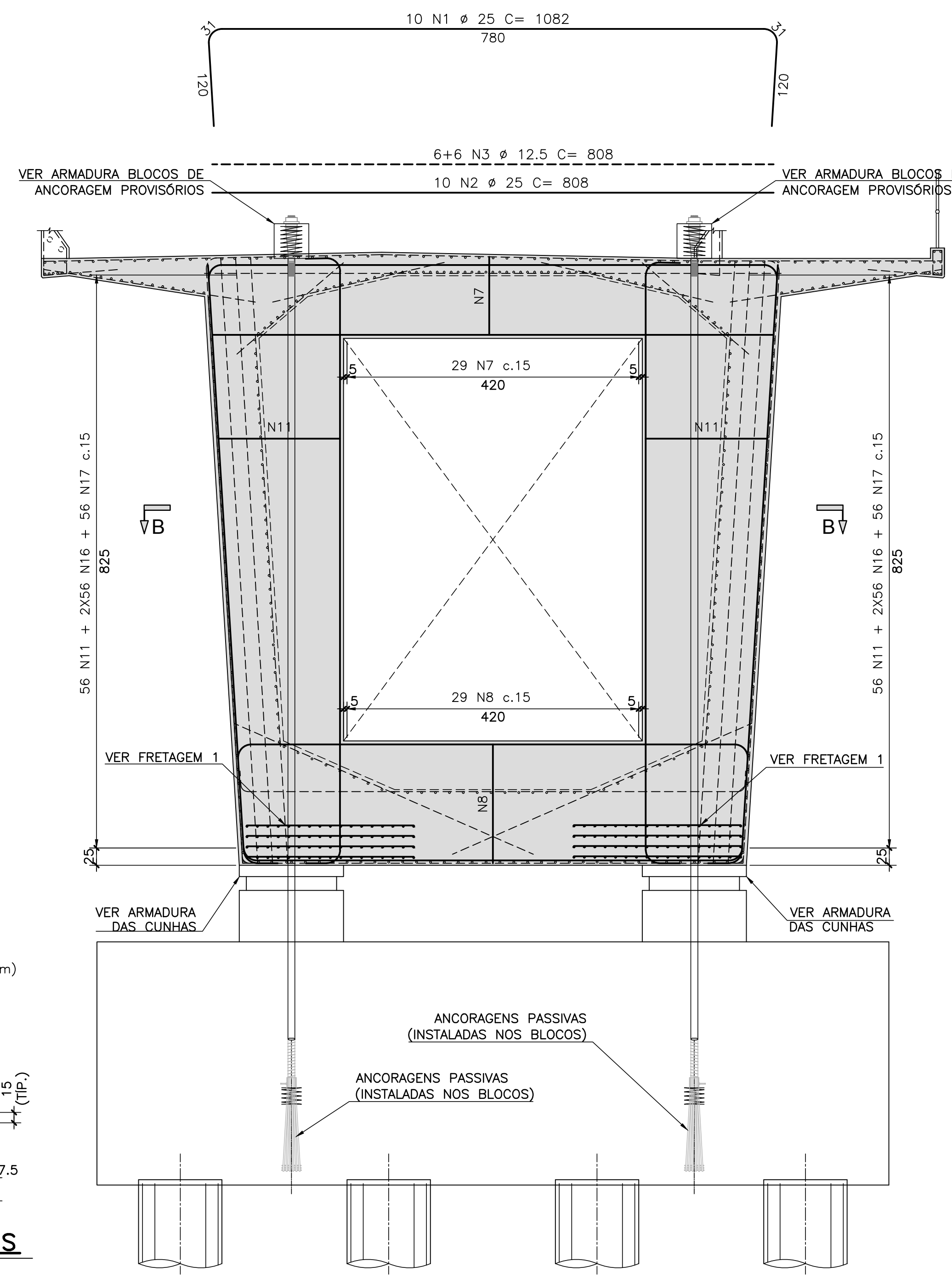
FRETAGEM 2

ESCALA=1:25



CORTE A-A

ESCALA=1:50



LISTA DE BARRAS

N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	25	20	1082	216.40
2	25	20	808	161.60
3	12.5	24	808	193.92
4	25	20	1011	202.20
5	25	20	991	198.20
6	12.5	40	691	276.40
7	12.5	58	530	307.40
8	12.5	58	665	385.70
9	25	32	904	289.28
10	25	88	953	838.64
11	10	224	645	1444.80
12	12.5	20	209	41.80
13	12.5	24	201	48.24
14	12.5	4	779	31.16
15	12.5	120	201	241.20
16	12.5	448	206	922.88
17	12.5	224	176	394.24
19	16	32	5191	1661.12
19	12.5	16	2301	368.16

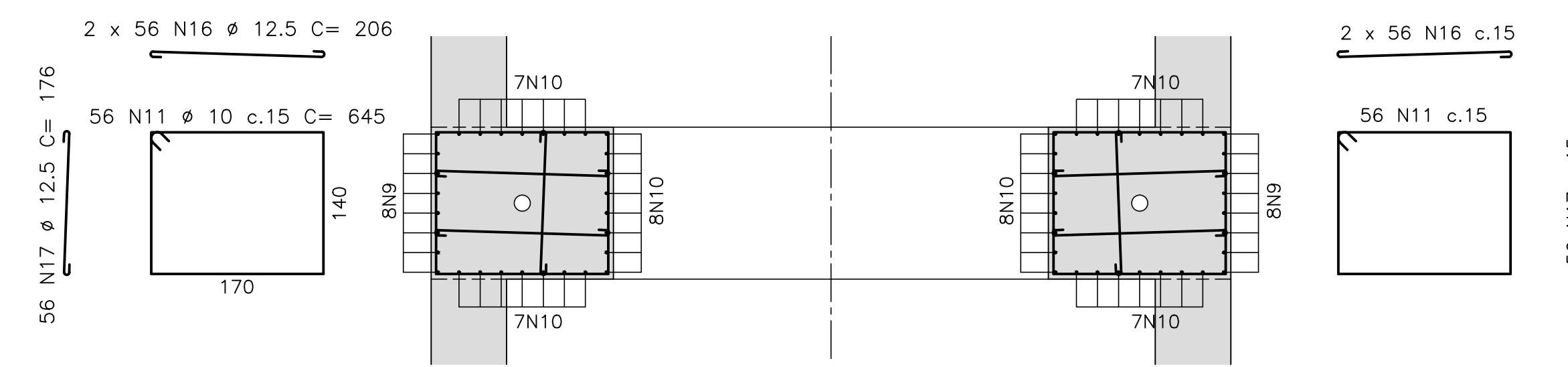
RESUMO AÇO CA-50

Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	1444.80	910
12.5	3211.10	3211
16	1661.12	2658
25	1906.32	7625
TOTAL	14404	

TOTAL PARA 4 ARRANQUES = 57.616 kg

CORTE B-B

ESCALA=1:50



NOTAS

PLANO DE PROTENSÃO

- Força de protensão aplicada no cabo: P máx. = 3730 kN para 19Ø15,2mm.
- Alongamento teórico: 99mm.
- Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.
- Módulo de deformação longitudinal da aço: 195GPa
- Coefficiente atrito : cabo/bainha = 0,20
- As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.
- Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 100mm.
- Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.
- Protender em 3 dias, desde que f_{cj} ≥ 30MPa
- A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

LISTA DE CABOS PARA 1 ARRANQUE

AÇO DURO CP - 190 RB - 15,2				
CABO	Ø	Q	C	T
19Ø15,2mm	C1 a C4	4	14,75	59,00

RESUMO PARA 1 VIGA

CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
19Ø15,2mm	59,0	1.235,3
PESO TOTAL	=	1.235,3 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 ARRANQUE

ANCORAGENS ATIVAS (19 Ø 15,2mm) = 4 unid.
ANCORAGENS PASSIVAS (19 Ø 15,2mm) = 4 unid.

RESUMO PARA 4 ARRANQUES

AÇO CP - 190 RB = 4.941,37 kg
ANCORAGENS ATIVAS (19 Ø 15,2mm) = 16 unid.
ANCORAGENS PASSIVAS (19 Ø 15,2mm) = 16 unid.

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=50 MPa - FATOR AGUA/CEMENTO ≤ 0,45;
- AÇO CA-50 - F_{yk} = 500 MPa
- VOLUME DE CONCRETO E ÁREA DE FORMA INSERIDOS NOS DESENHOS DE FORMA I-OAESV-X-R0/16-85-IV E I-OAESV-X-R0/16-86-IV

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:11:37 -03'00'

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	08/01/20	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	02/01/20	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES					
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/OSA:	01/00	NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1076
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231076A1.dwg	EMISSÃO:	A

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESA: PLANAVE S.A.
OBRA: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL

TRECHO EM BALANÇO - DETALHE DOS TRAVAMENTOS PROVISÓRIOS

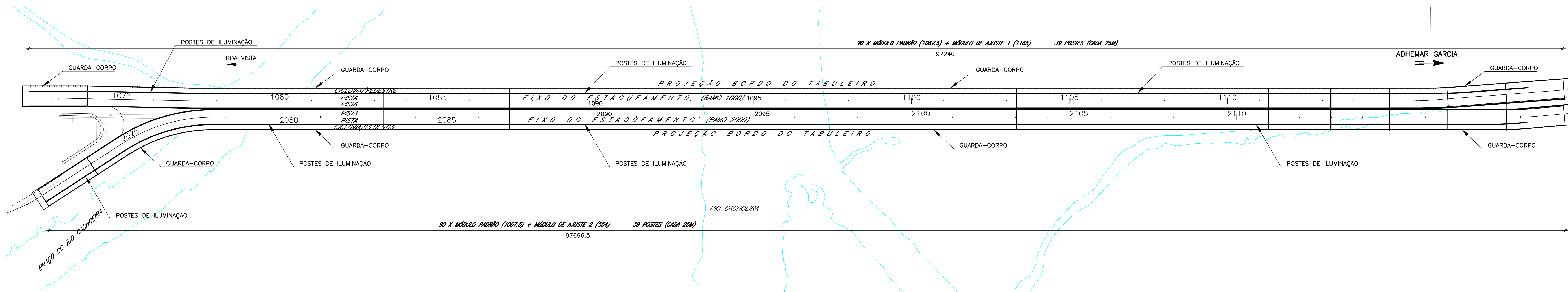
ESCALA: INDICADA

NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-191-IV

REV: 1

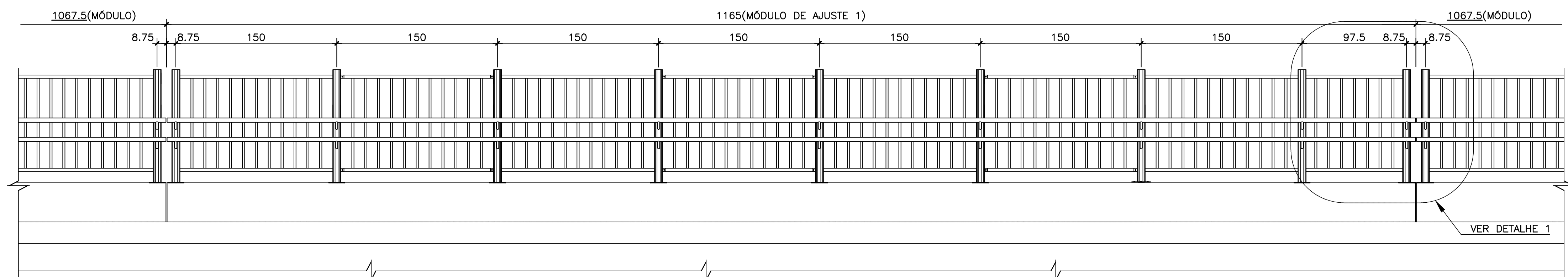
PLANTA DE LOCAÇÃO DOS MÓDULOS DO GUARDA-CORPO E DOS POSTES

ESCALA=1:1000



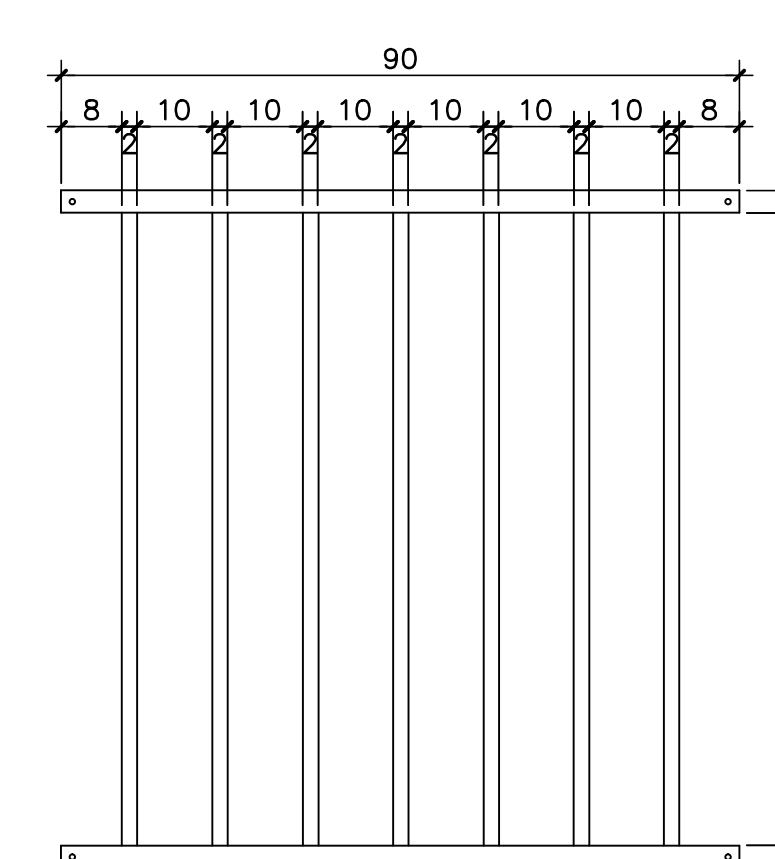
VISTA DO MÓDULO DE AJUSTE 1 DO GUARDA-CORPO

ESCALA=1:25



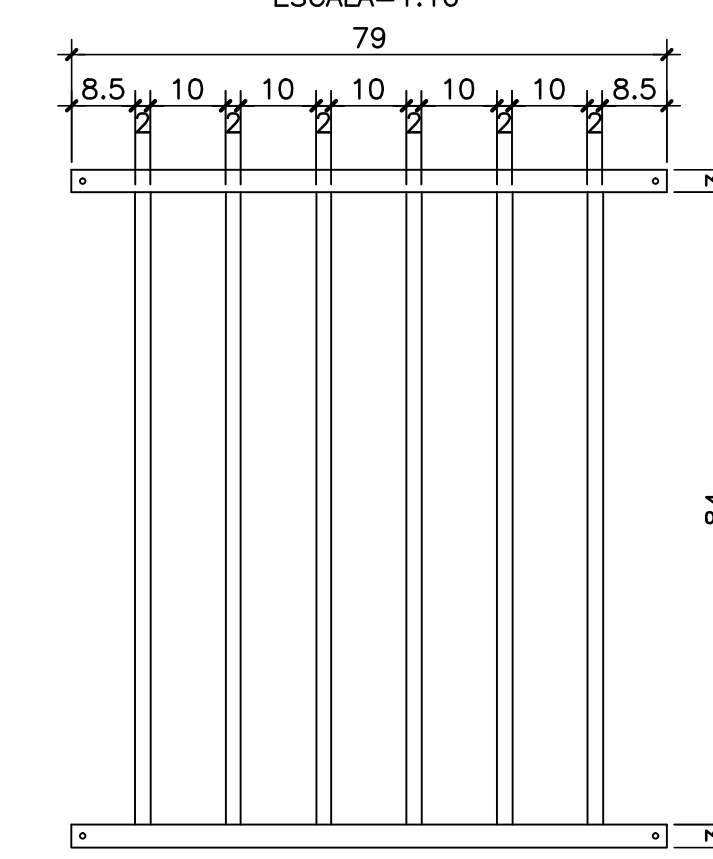
DETALHE 1

ESCALA=1:10



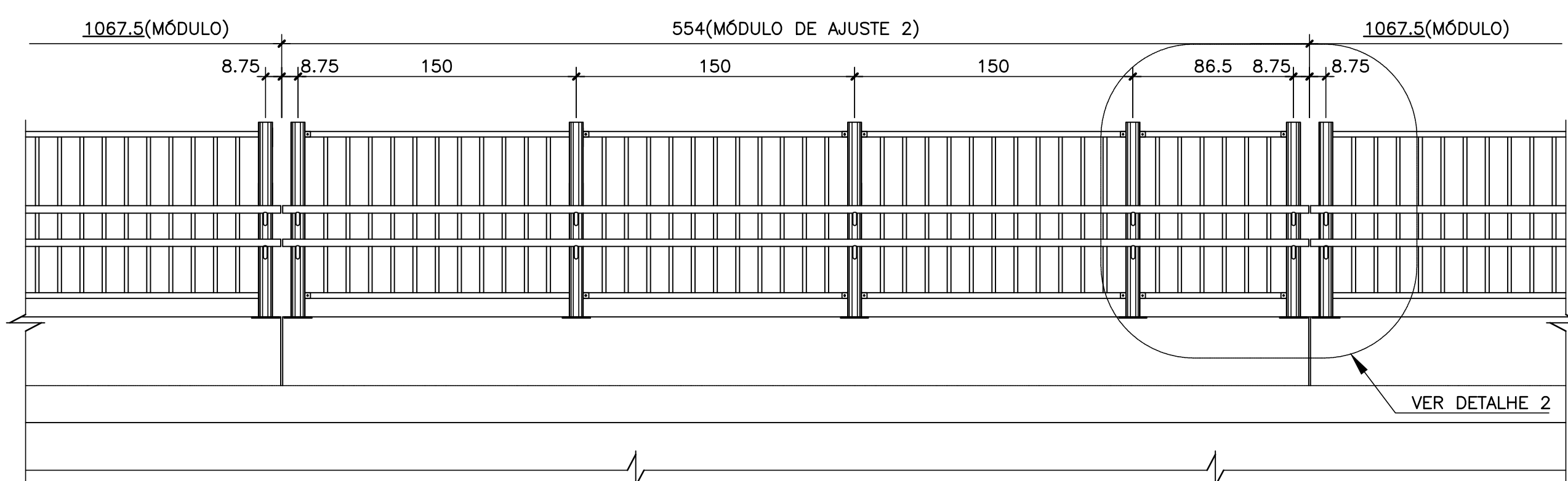
DETALHE 2

ESCALA=1:10



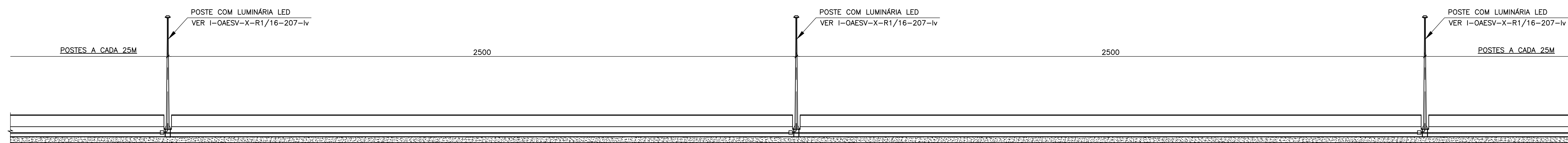
VISTA DO MÓDULO DE AJUSTE 2 DO GUARDA-CORPO

ESCALA=1:25



VISTA DO MÓDULO DE AJUSTE 2 DO GUARDA-CORPO

ESCALA=1:25



NOTAS GERAIS

1. PARA DETALHES DOS GUARDA-CORPOS, E DO MÓDULO PADRÃO, VER DESENHO I-OAESV-X-R1/16-206-IV
2. PARA DETALHES DOS POSTES VER DESENHO I-OAESV-X-R1/16-207-IV
3. NÃO SERÁ PERMITIDA A EXECUÇÃO DE SOLDAS NO CAMPO. CADA MÓDULO DO GUARDA-CORPO DEVERÁ CHEGAR AO CAMPO TOTALMENTE EXECUTADO E ENTÃO SIMPLEMENTE FIXADO NOS CUMBADORES 'PRÉ-INSTALADOS NA ESTRUTURA
4. POSTES INSTALADOS A CADA 25m EM AMBOS OS LADOS DA VIA.

Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com.br, c=BR
Dados: 2020.07.13 16:40:06 -03'00'

LEGENDAS

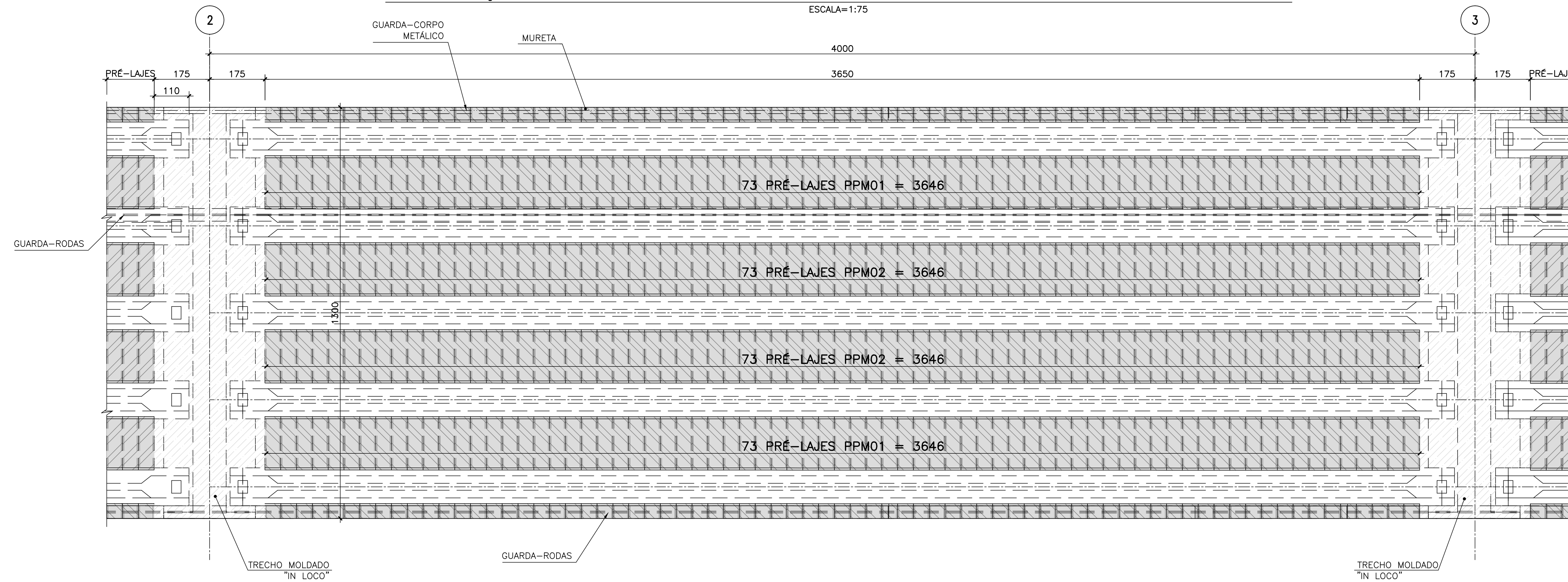
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	30/03/20	APROVADO	MAS	AEFA	BRF
O	27/03/20	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/BSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	PROJETO:	DE-F01-B04-1002
EMPRESA:	PLANAVE S.A. Estudos e Projetos de Engenharia	ARQUIVO:	DEF01B041002A1.dwg
EMISSÃO:	A		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
EMPRESAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS
LOCAÇÃO DOS POSTES E GUARDA-CORPO
ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-208-IV REV: 1

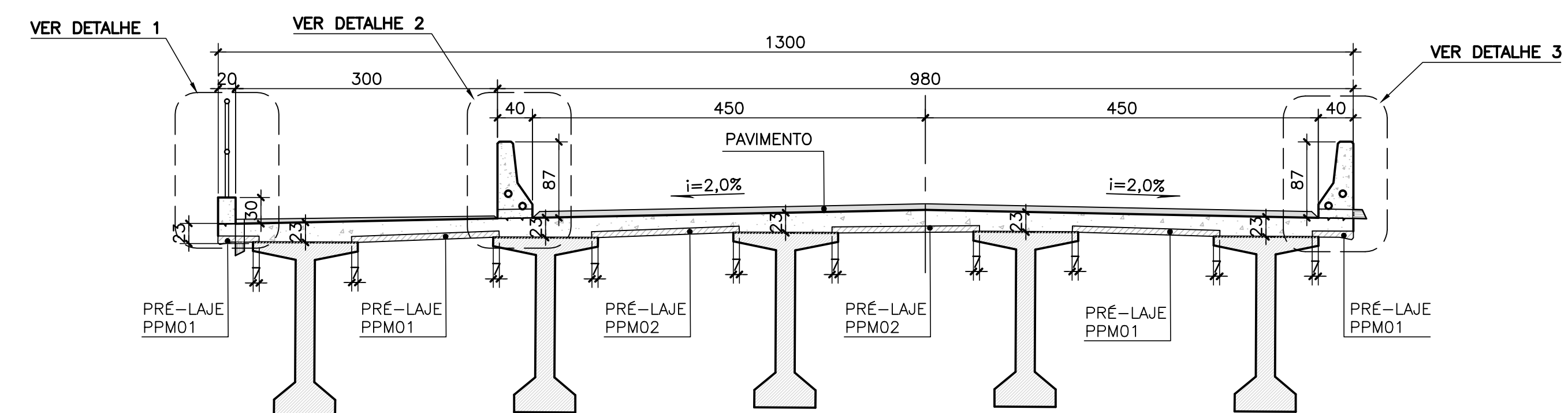
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 2 E 3 - RAMO 1000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

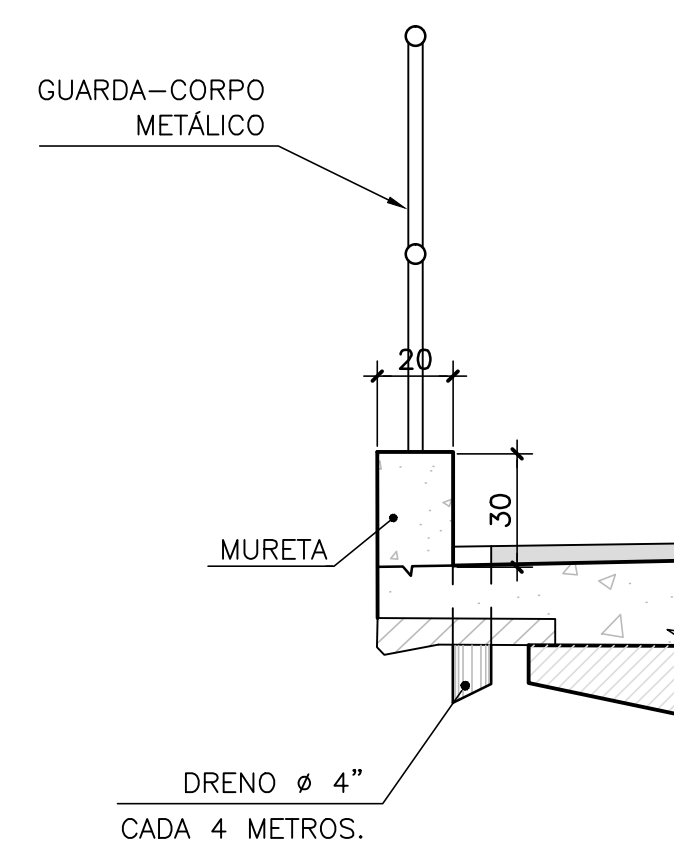
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	79,81

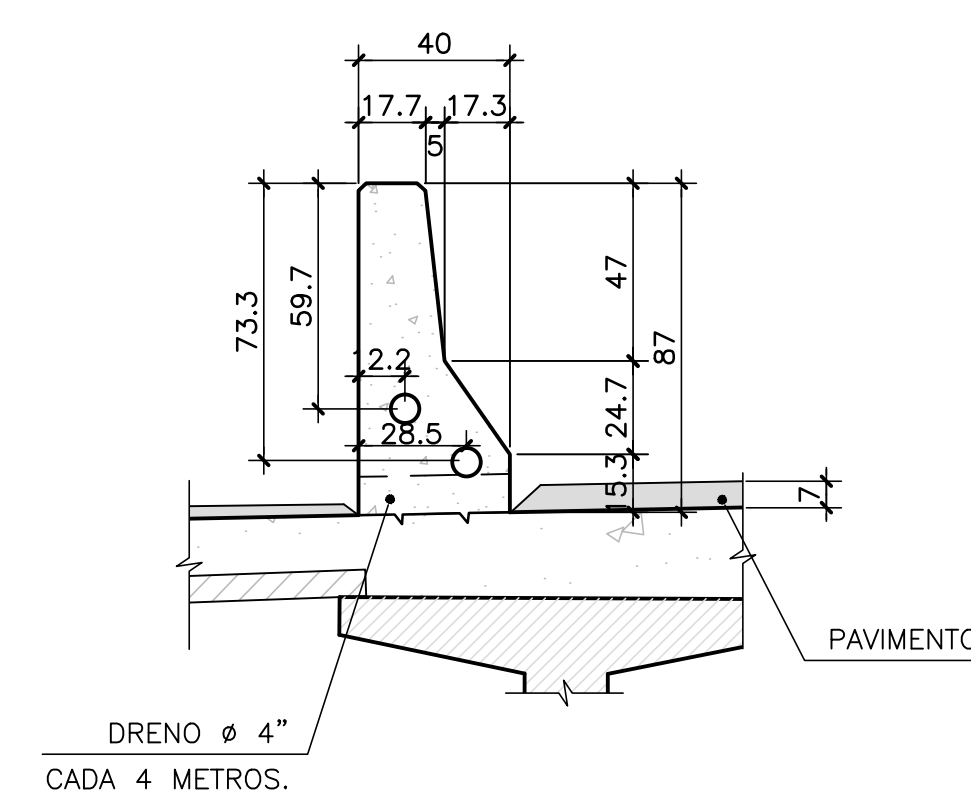
DETALHE 1

ESCALA=1:20



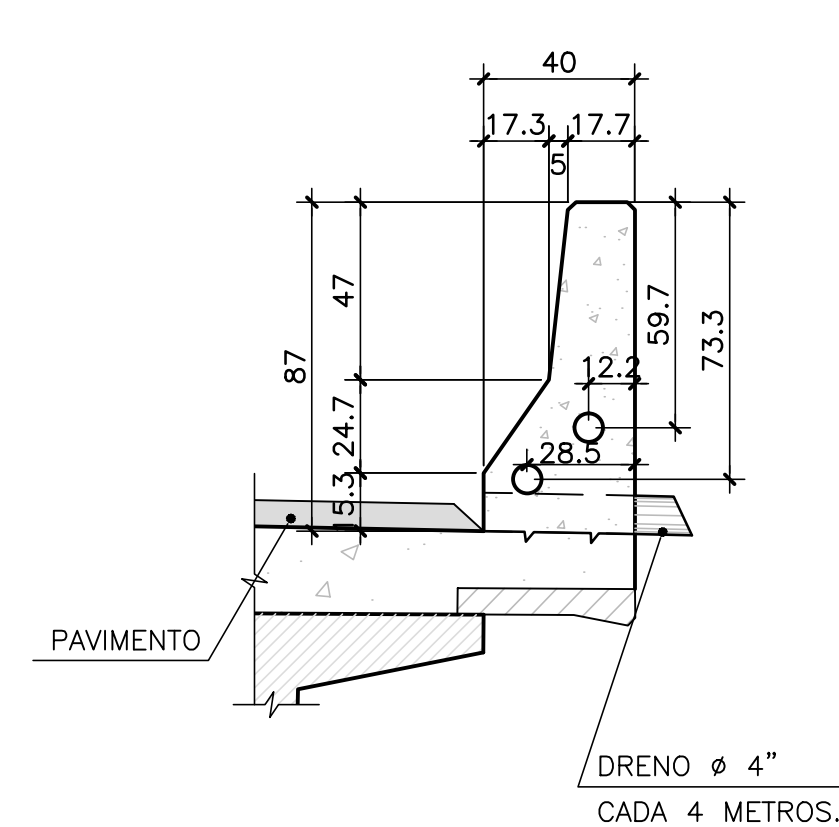
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
 - ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
 - ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
 - ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:11:56 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
o	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1050	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221050A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

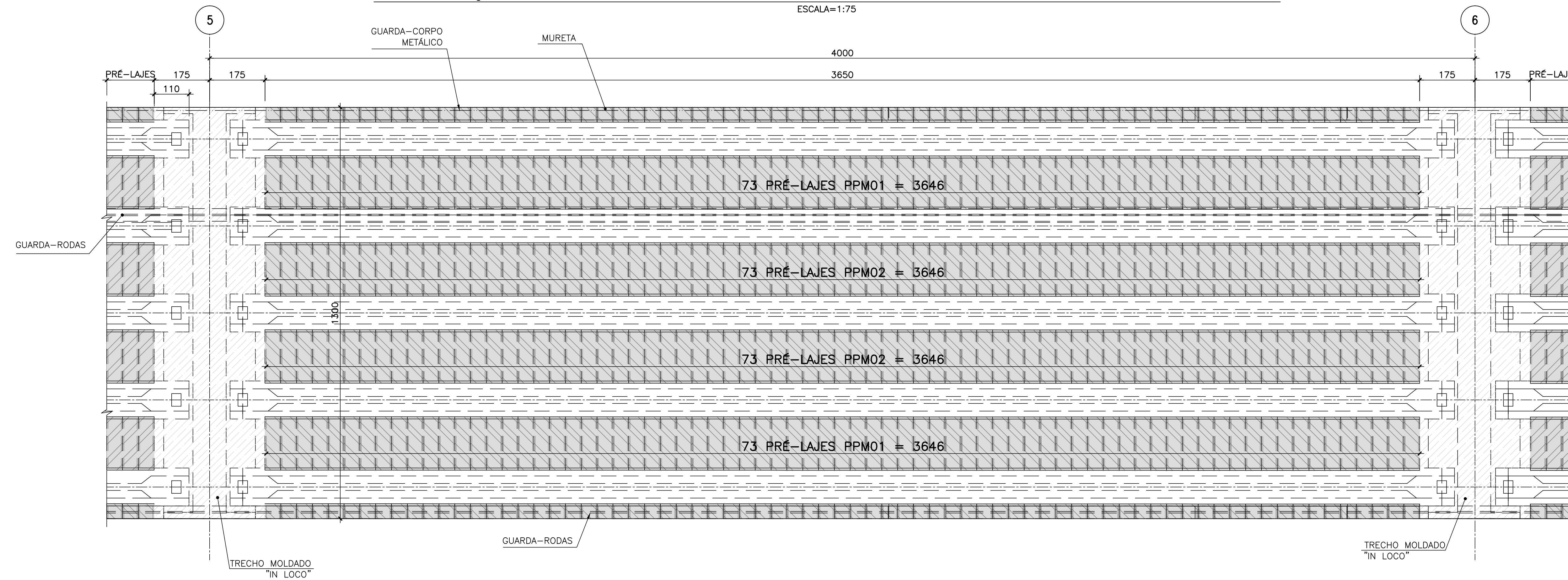
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
FORMA

FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 2 E 3 - RAMO 1000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-400-IV REV: 1

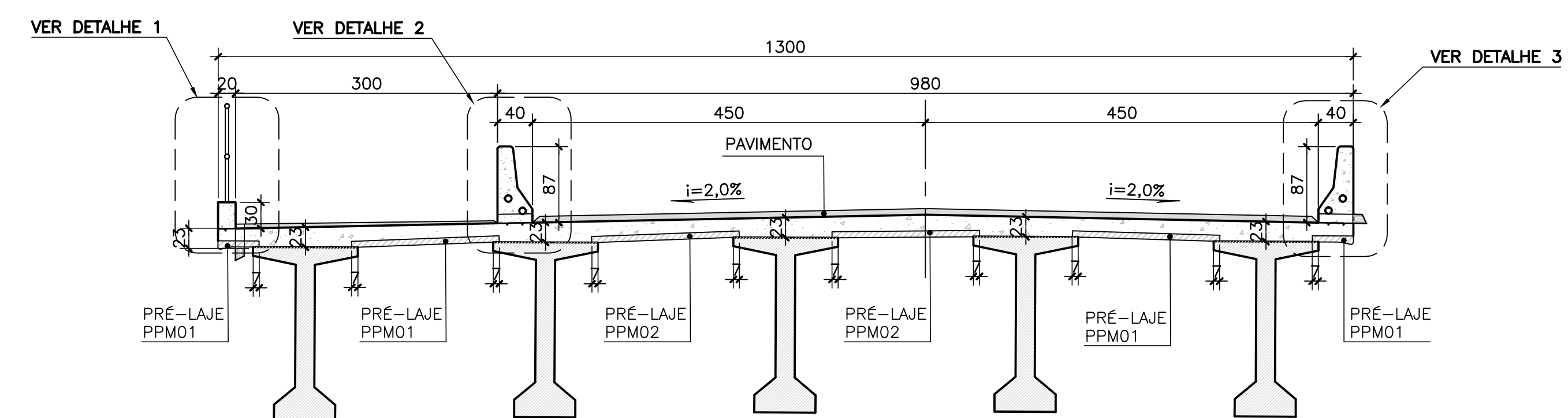
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 5 E 6 - RAMO 1000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

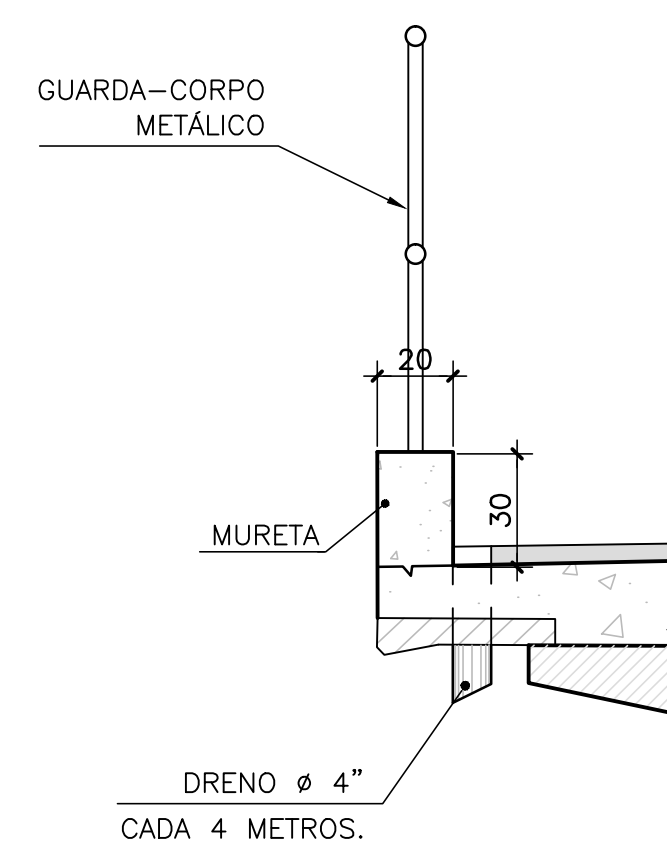
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	79,81

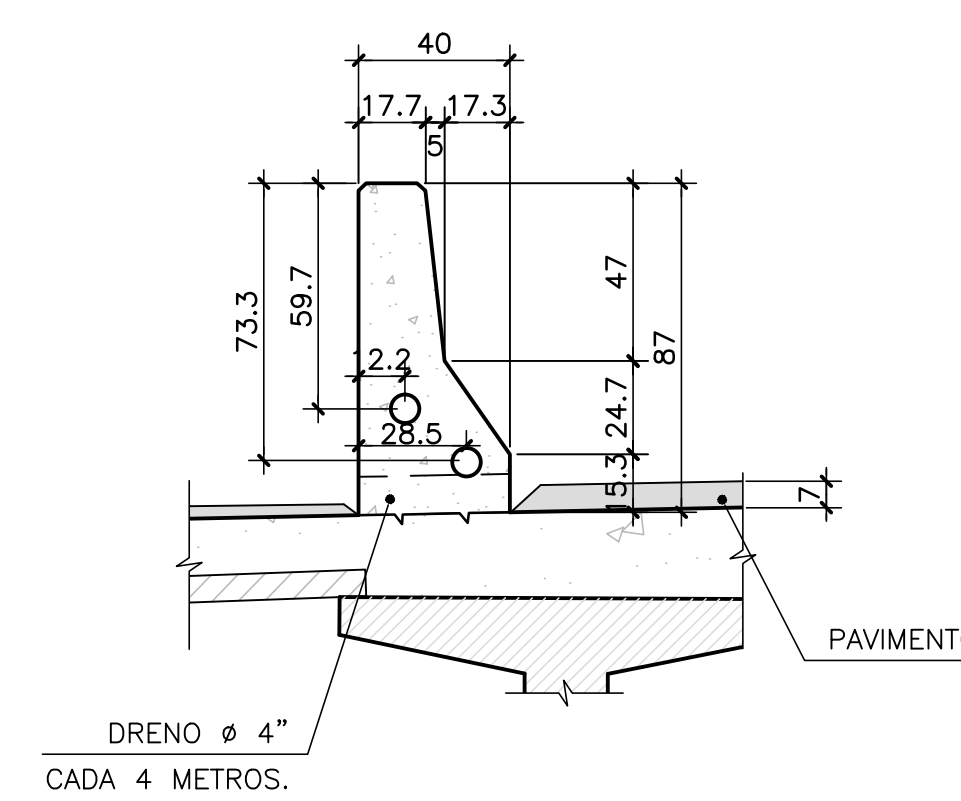
DETALHE 1

ESCALA=1:20



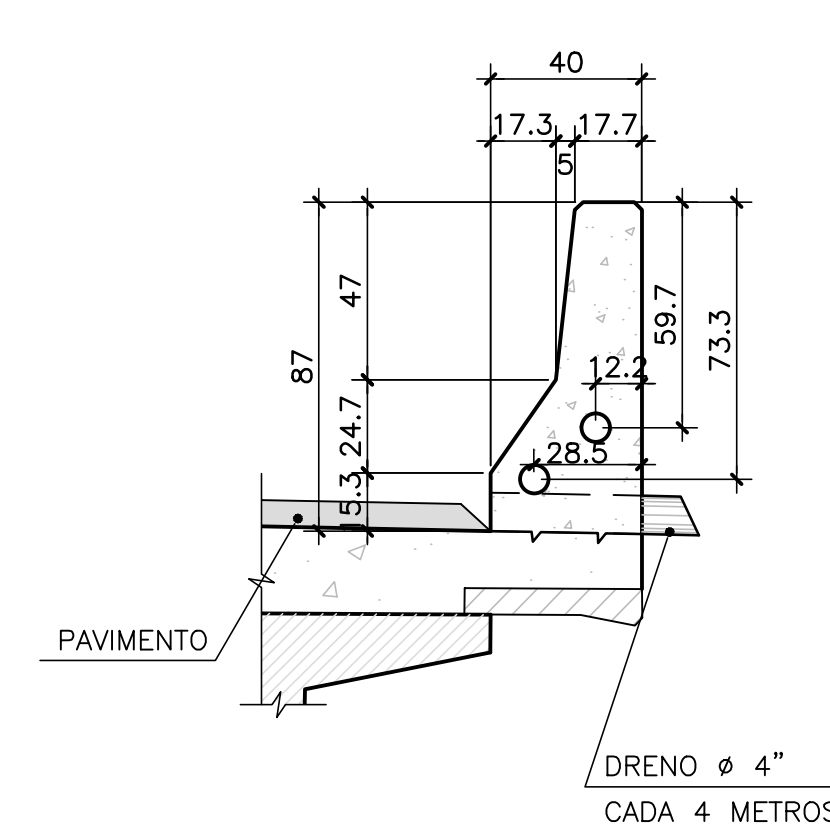
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
 - ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
 - ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
 - ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo
Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo
Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud,
o=Planave s.a Estudos e Projetos de
Engenharia, ou,
email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:12:14 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
o	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1051	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221051A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL

FORMA

FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 5 E 6 - RAMO 1000

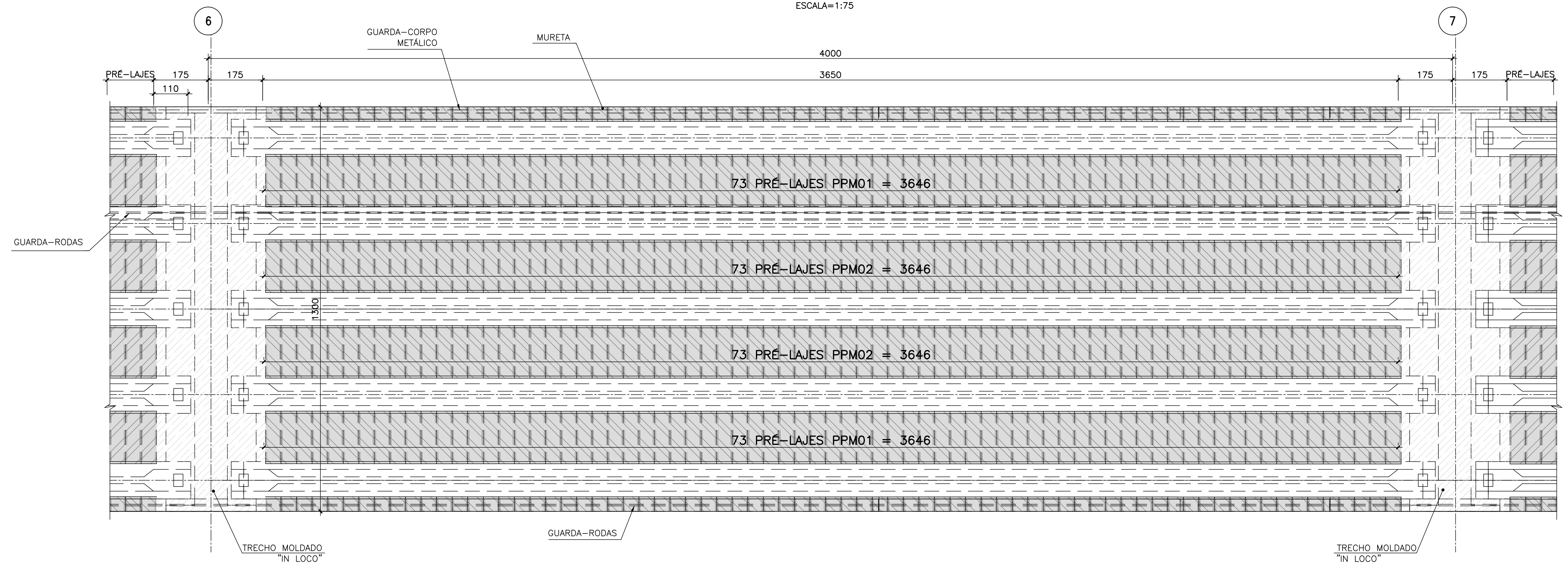
ESCALA: INDICADA

NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-401-IV

REV: 1

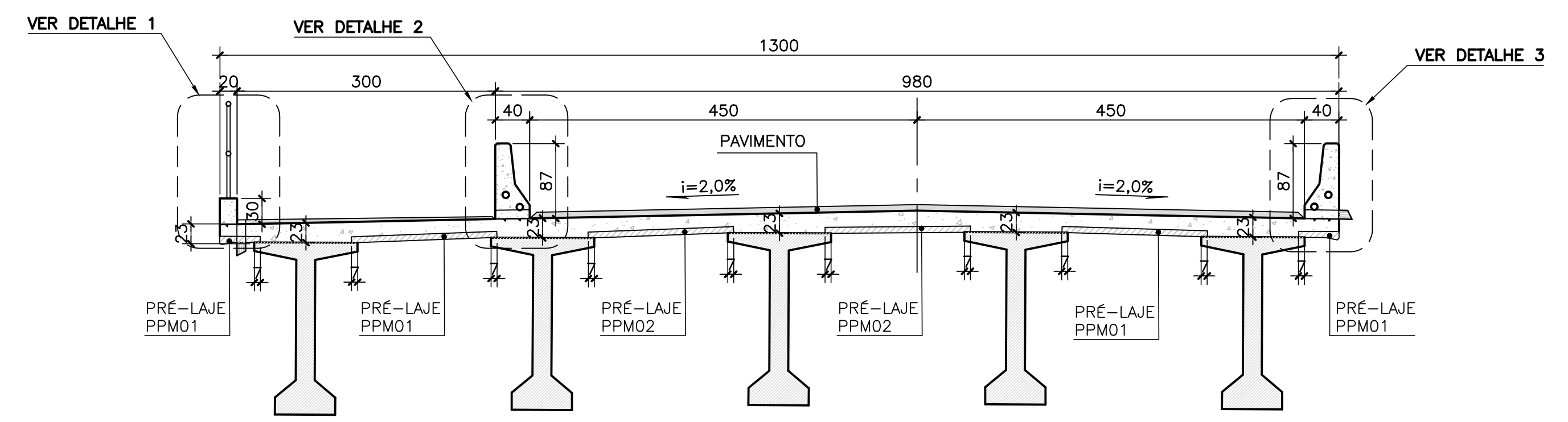
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES – VÃO DE 40m – EIXOS 6 E 7 – RAMO 1000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

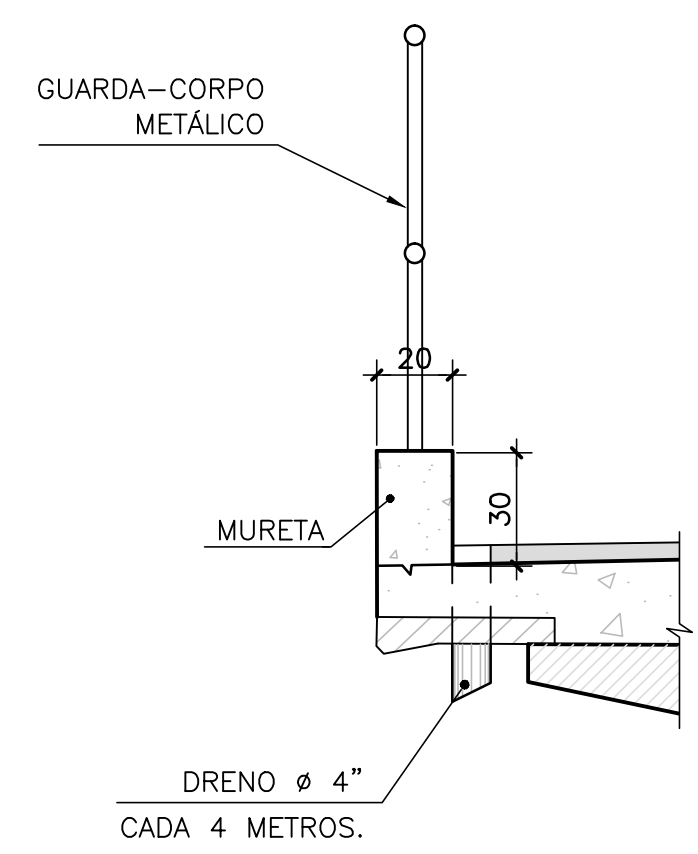
ESCALA=1:50



	Vc (m ³)	Af (m ²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	79,81

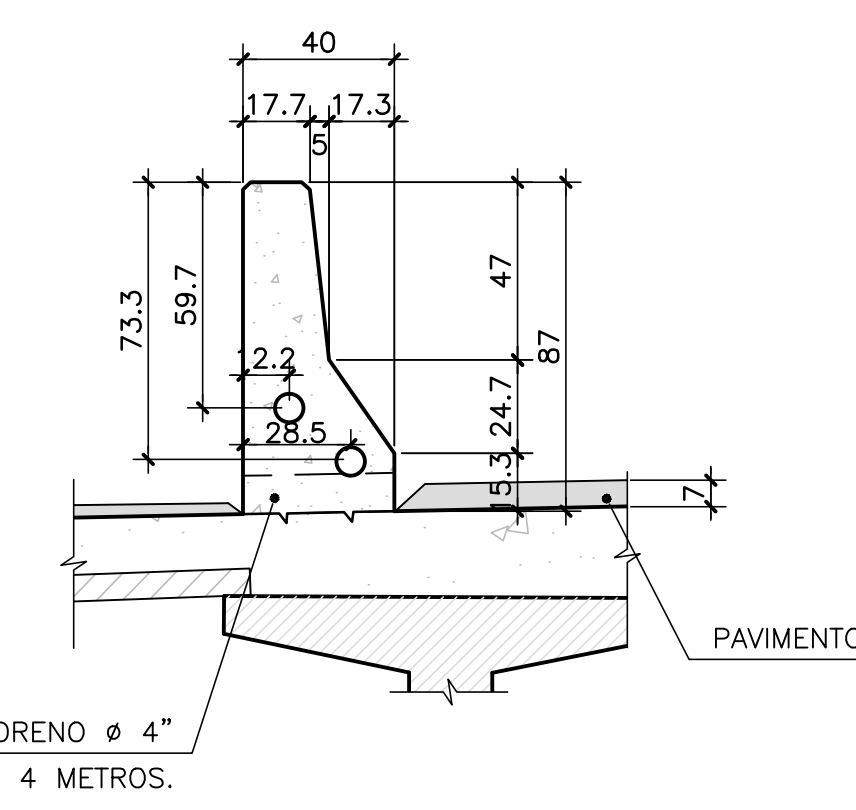
DETALHE 1

ESCALA=1:20



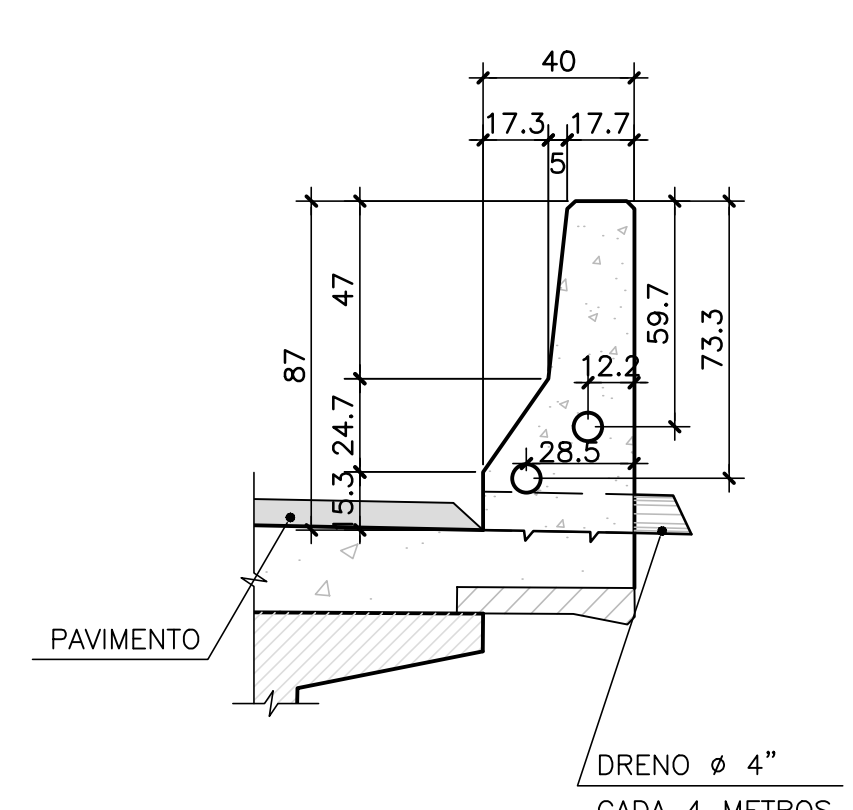
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave SA Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigogigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:12:32 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1052	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221052A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

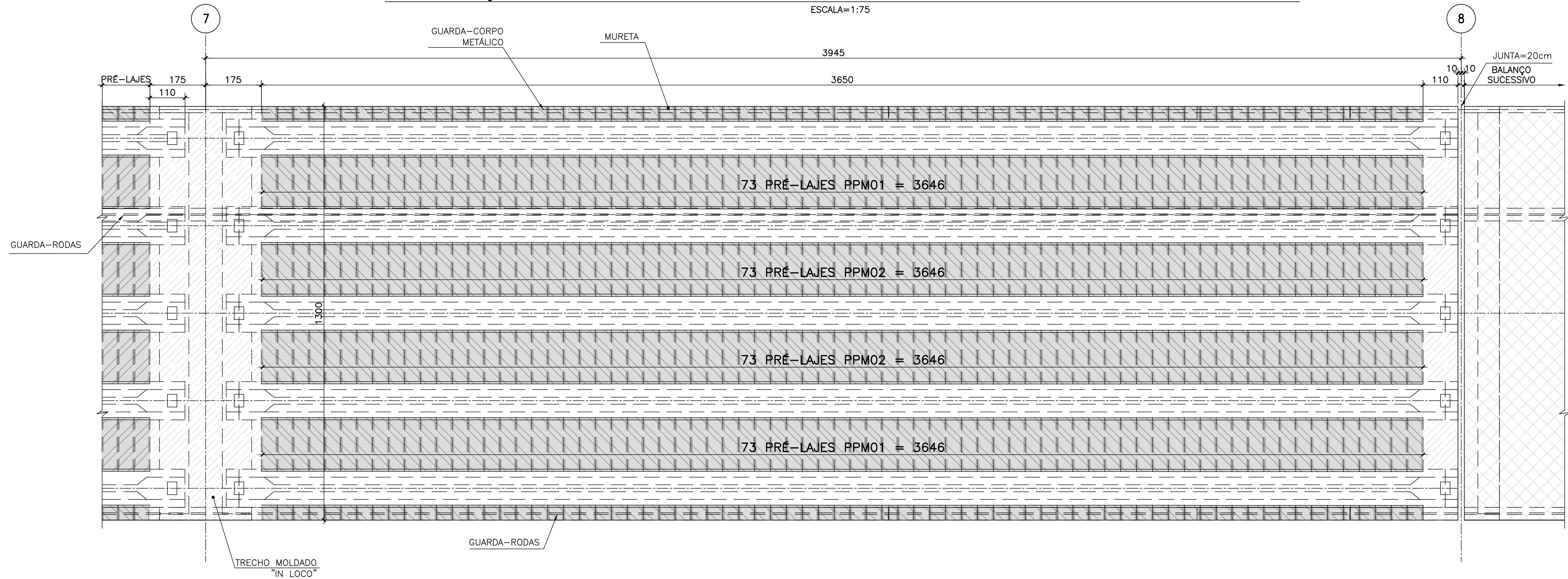
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMA

FORMA DA LAJE – VÃO DE 40m – EIXOS 6 E 7 – RAMO 1000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-402-IV	1

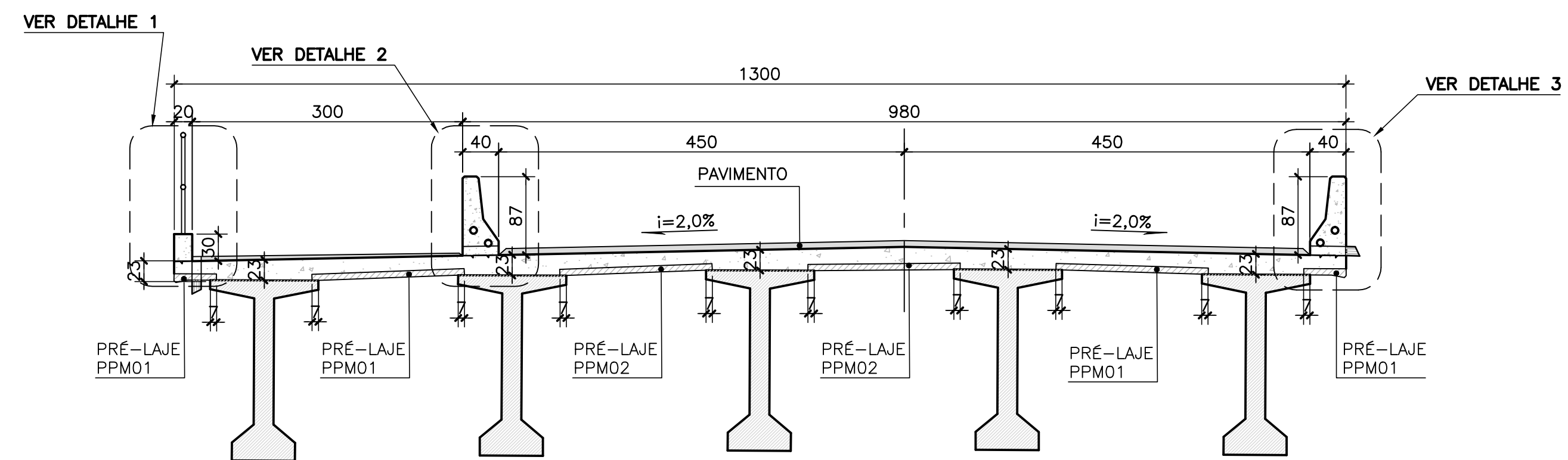
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 7 E 8 - RAMO 1000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

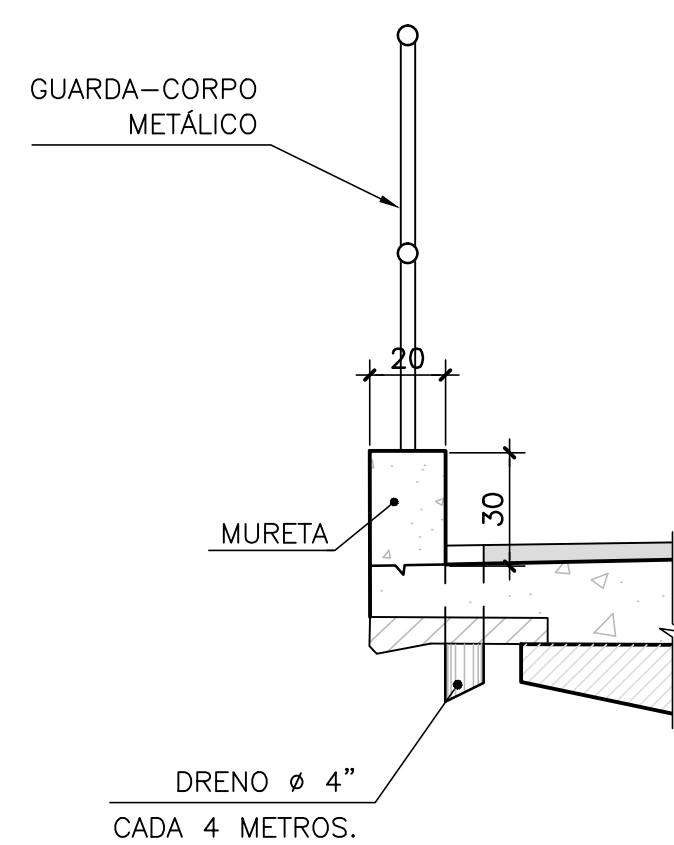
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	107,11	75,14

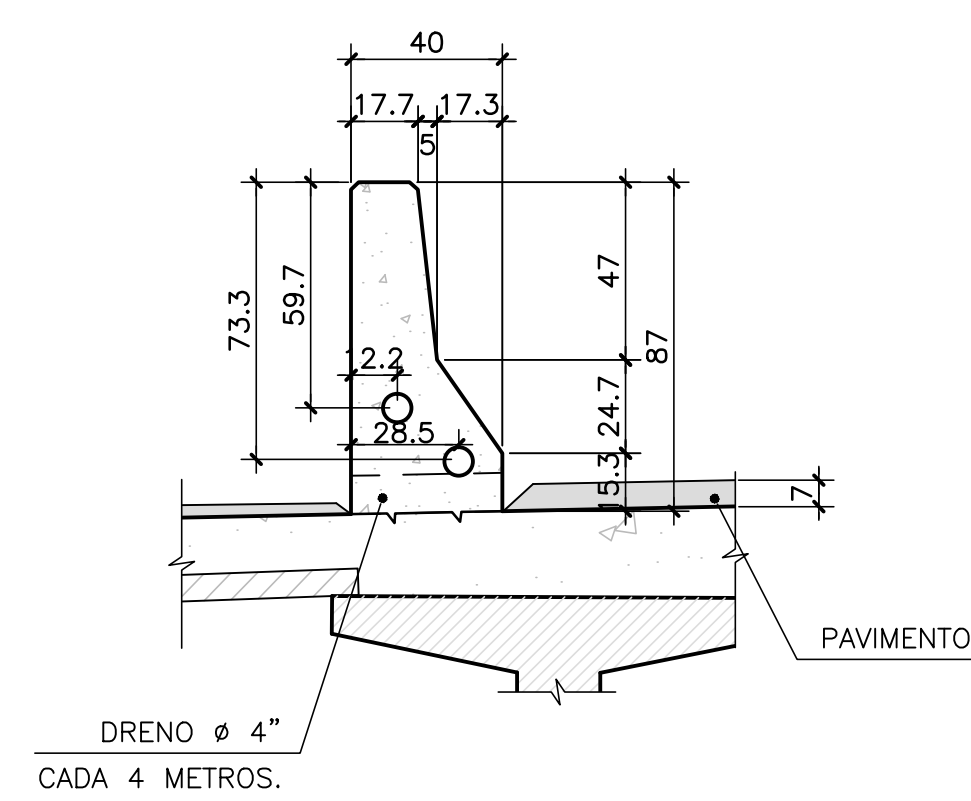
DETALHE 1

ESCALA=1:20



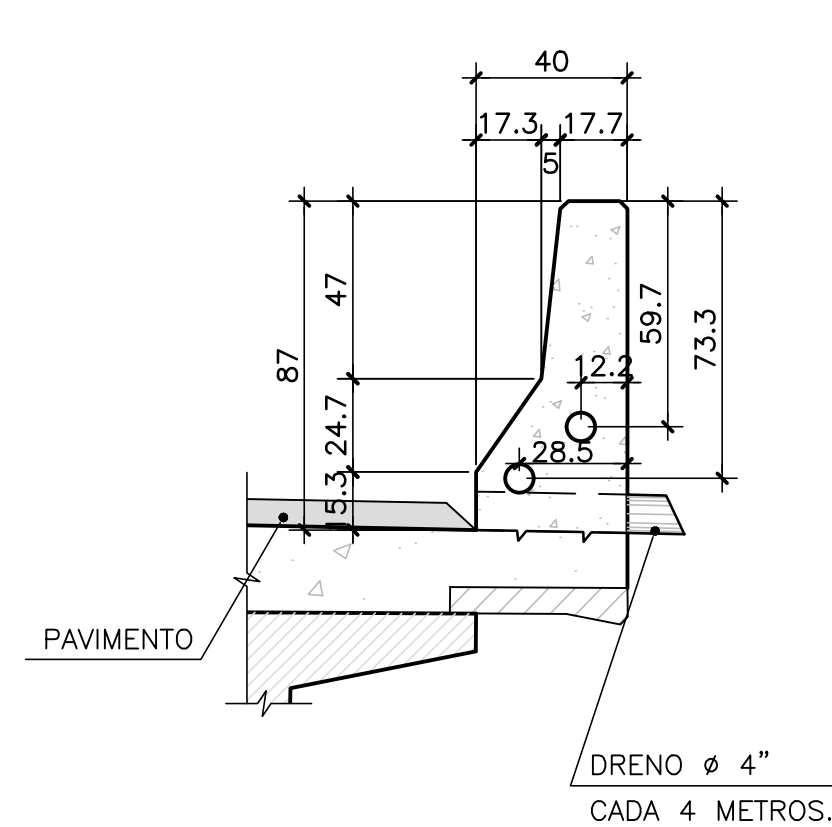
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:12:59 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1053	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221053A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

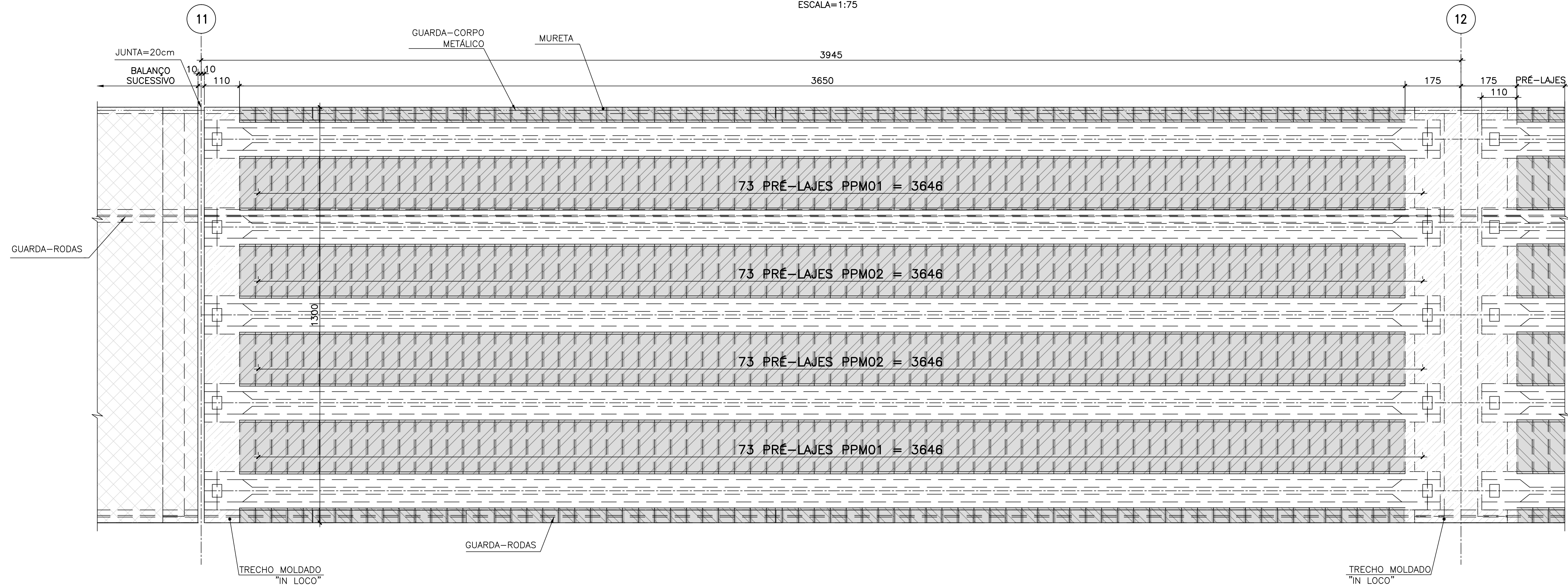
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMA

FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 7 E 8 - RAMO 1000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-403-IV REV: 1

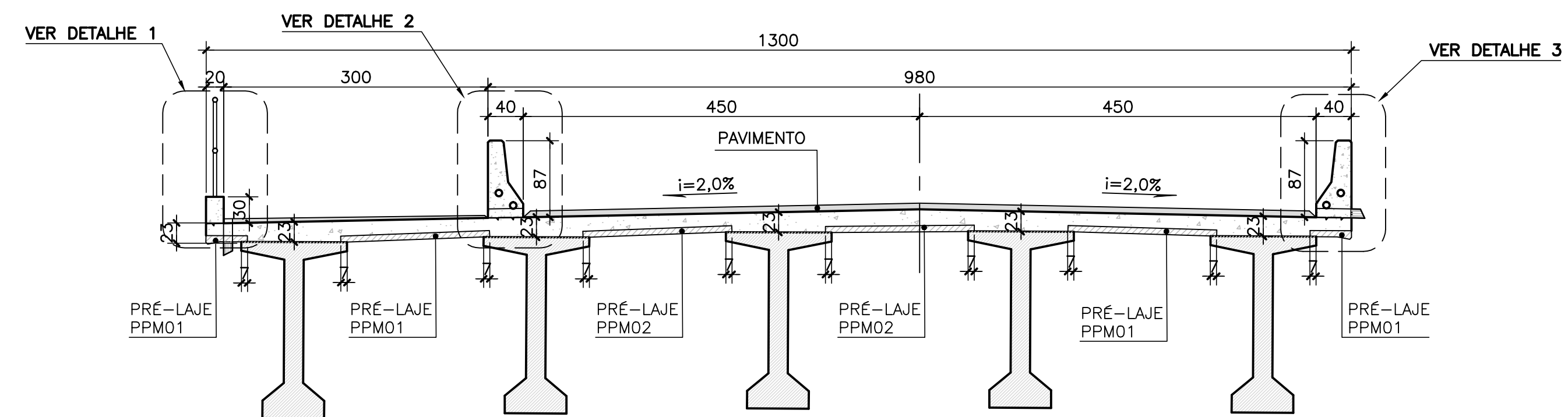
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 11 E 12 - RAMO 1000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

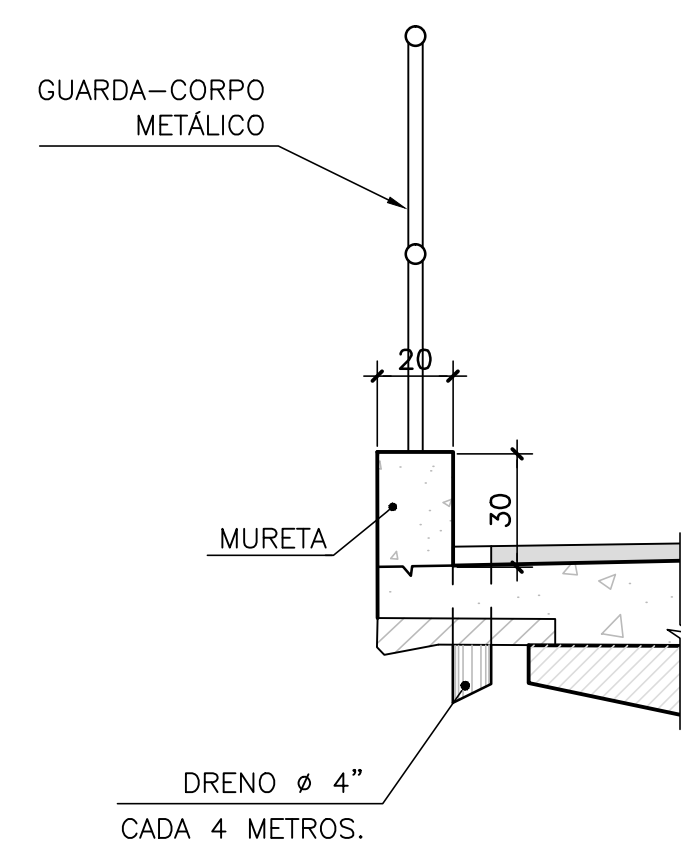
ESCALA=1:50



	Vc (m ³)	Af (m ²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	107,11	75,14

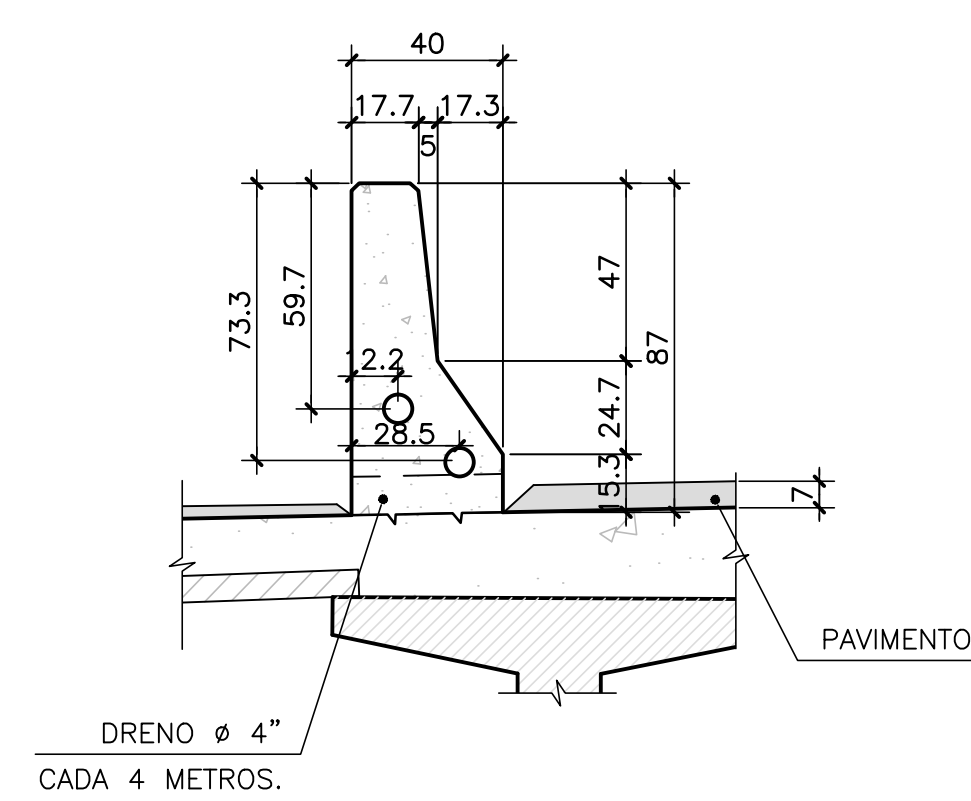
DETALHE 1

ESCALA=1:20



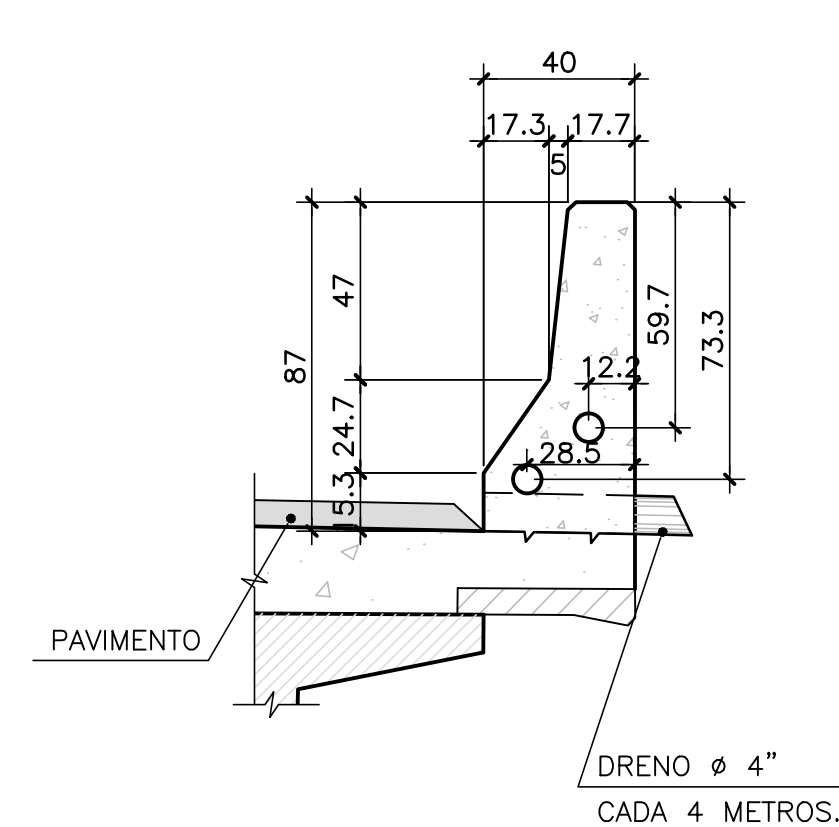
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
 - ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
 - ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
 - ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:13:19 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1054	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221054A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL

FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 11 E 12 - RAMO 1000

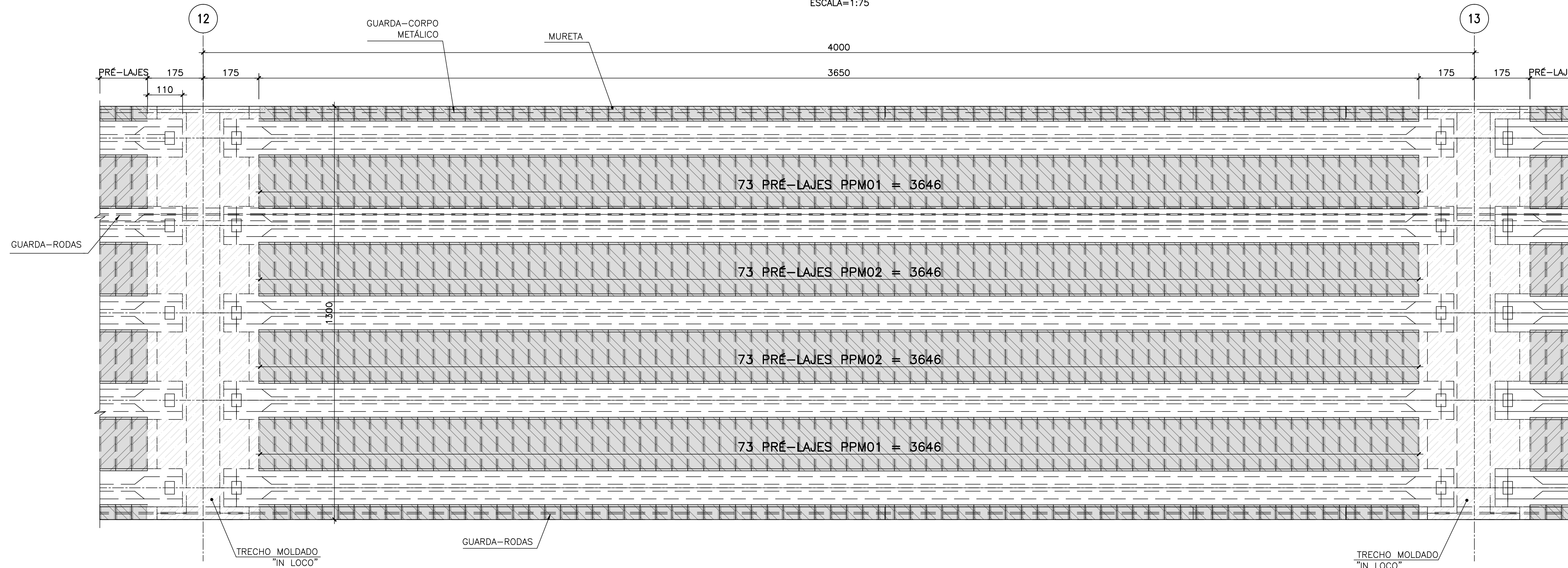
ESCALA: INDICADA

NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-404-IV

REV: 1

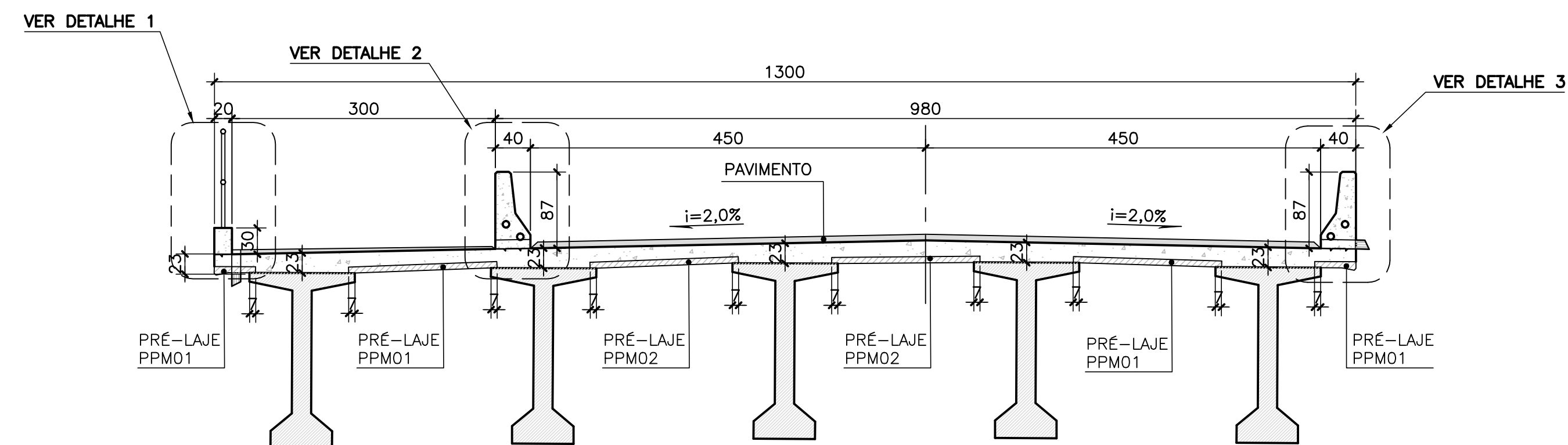
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 12 E 13 - RAMO 1000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

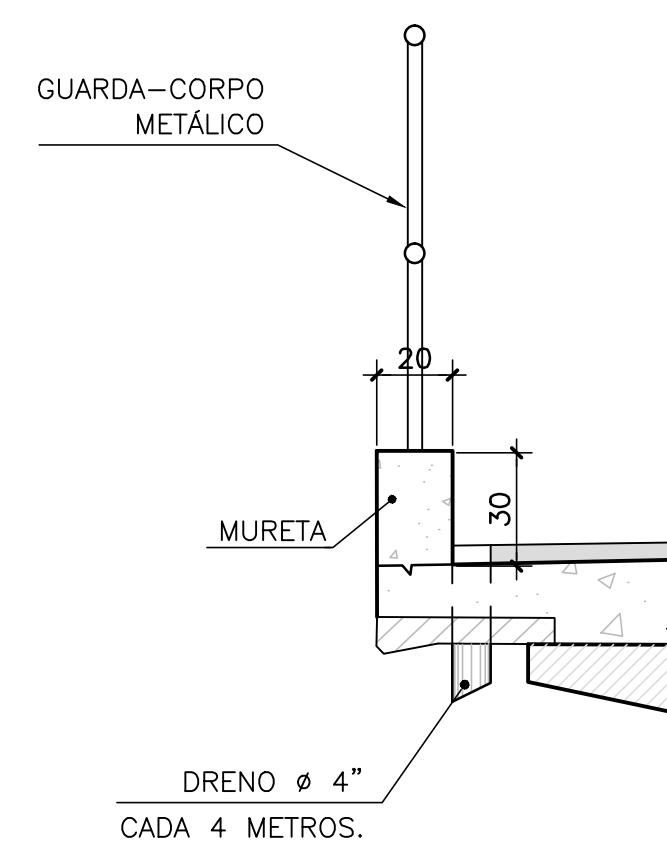
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	79,81

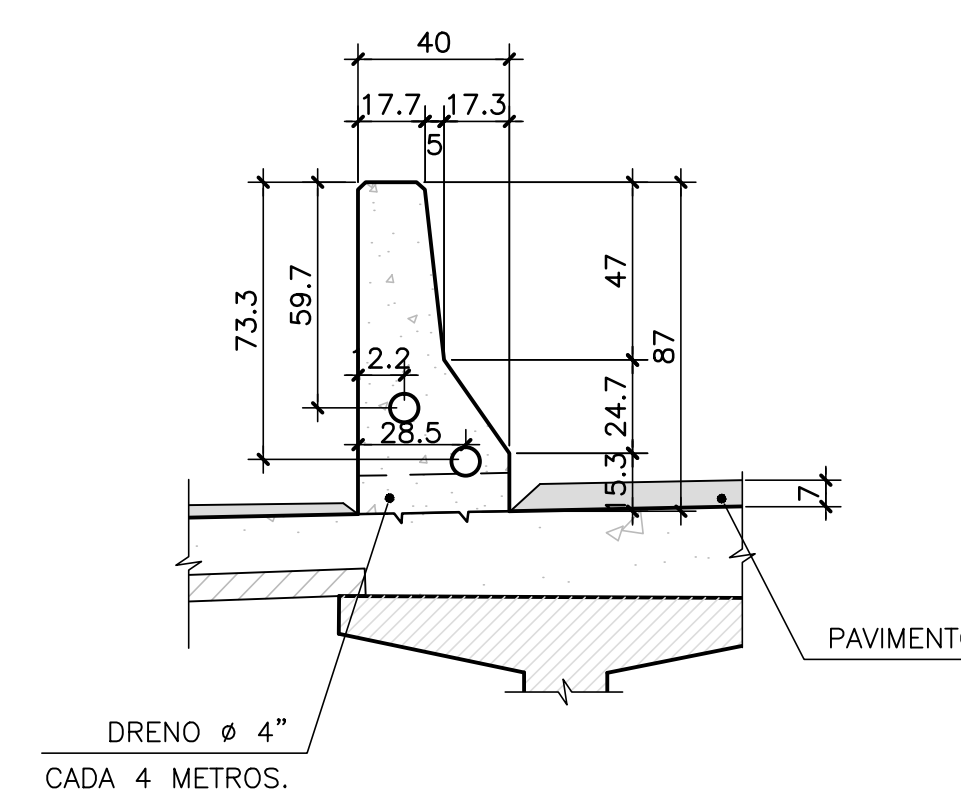
DETALHE 1

ESCALA=1:20



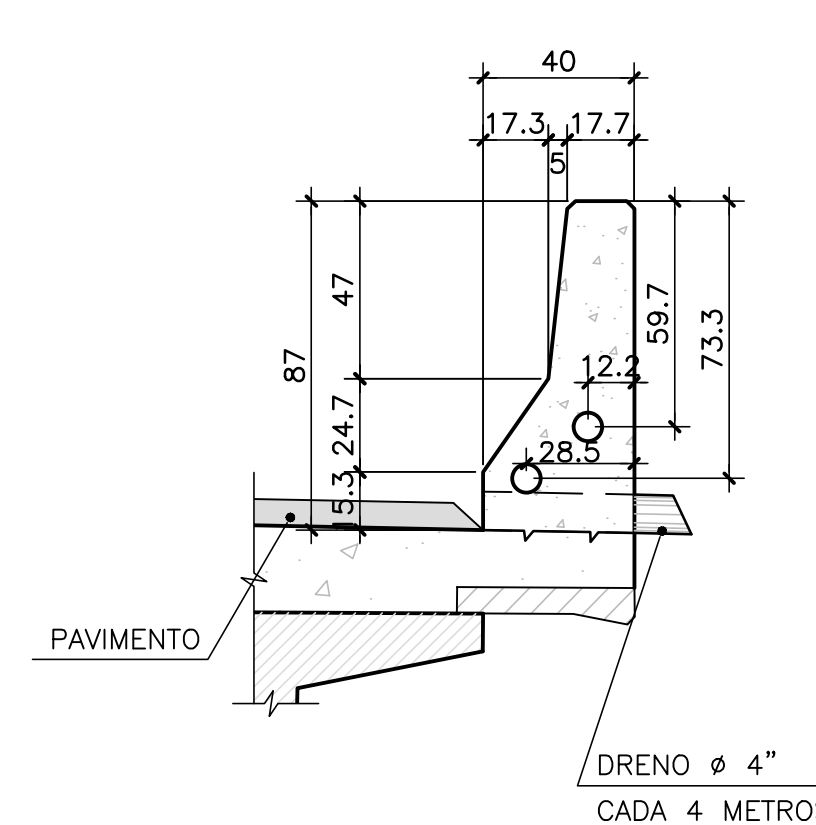
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S/A Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:13:39 -03'00'

LEGENDAS

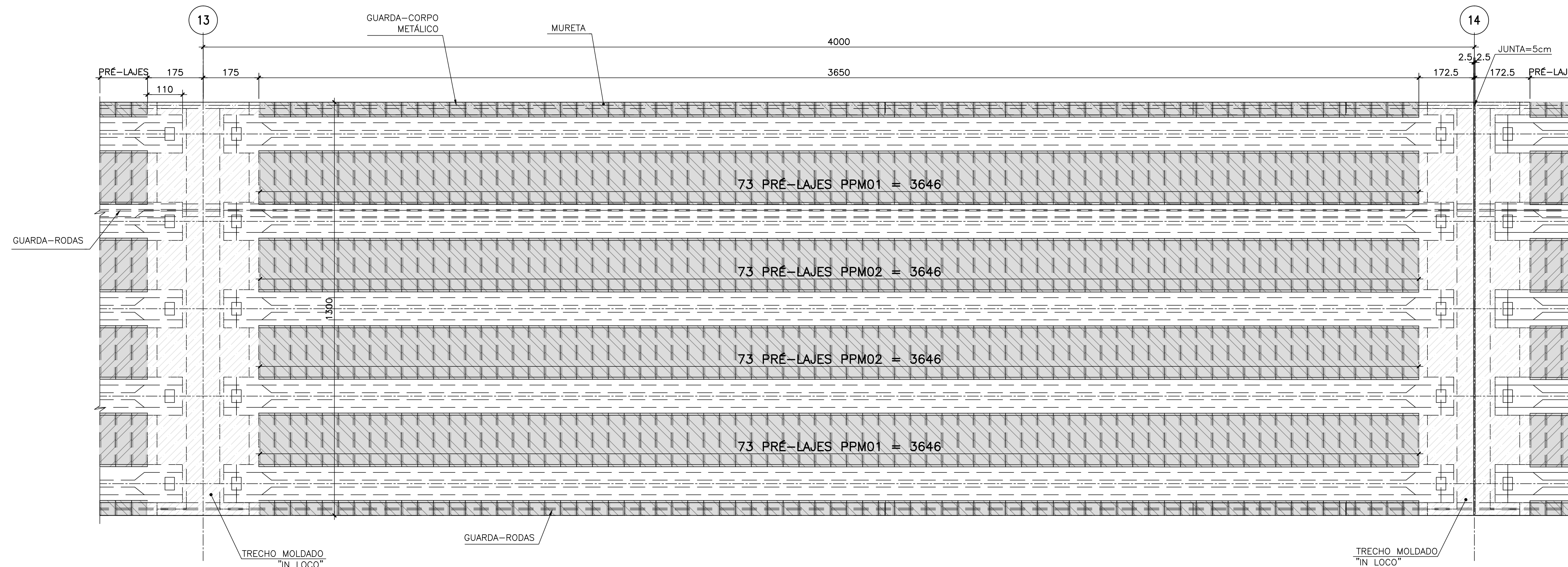
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES				
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:	
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1055	A	
CONTRATO:	ARQUIVO:			
158/2016	DEF01B221055A1.dwg			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA				
EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO				
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL				
FORMA				
FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 12 E 13 - RAMO 1000				
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:		
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-405-IV	1		

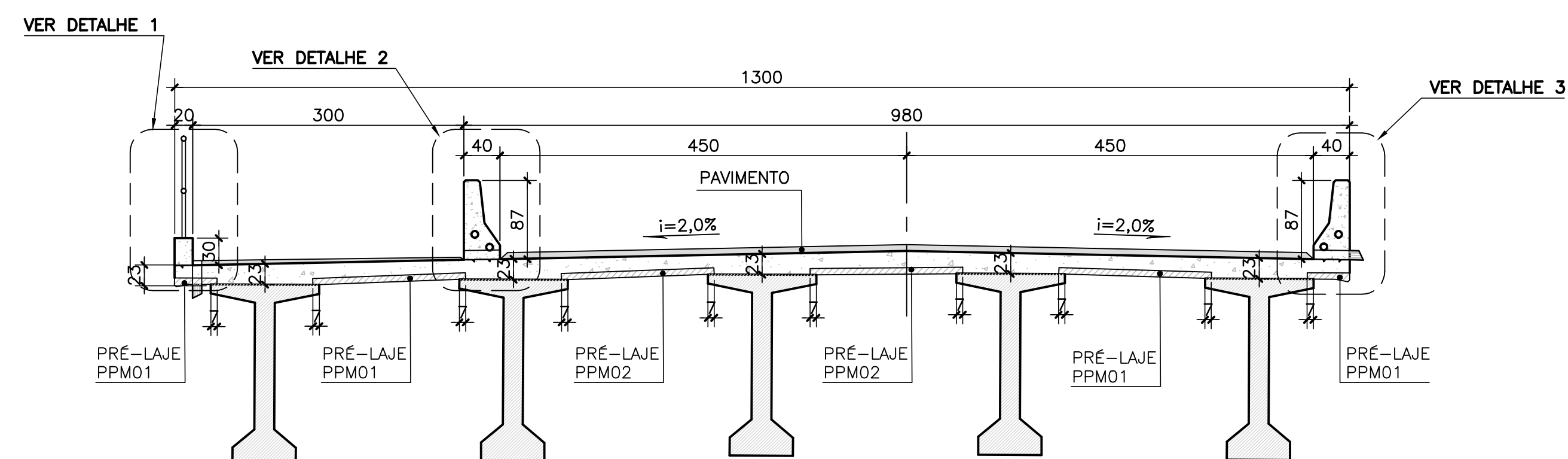
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 13 E 14 - RAMO 1000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

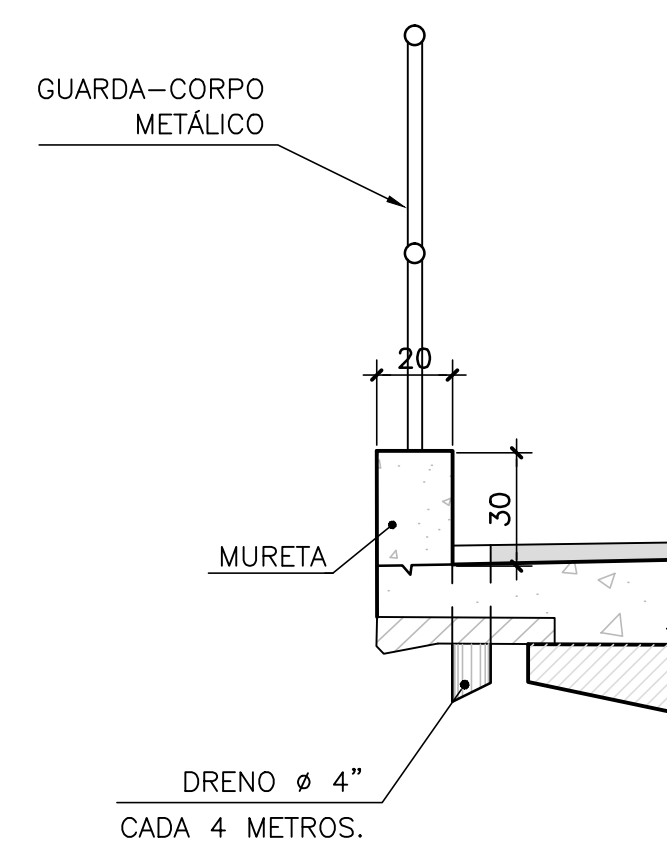
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	82,87

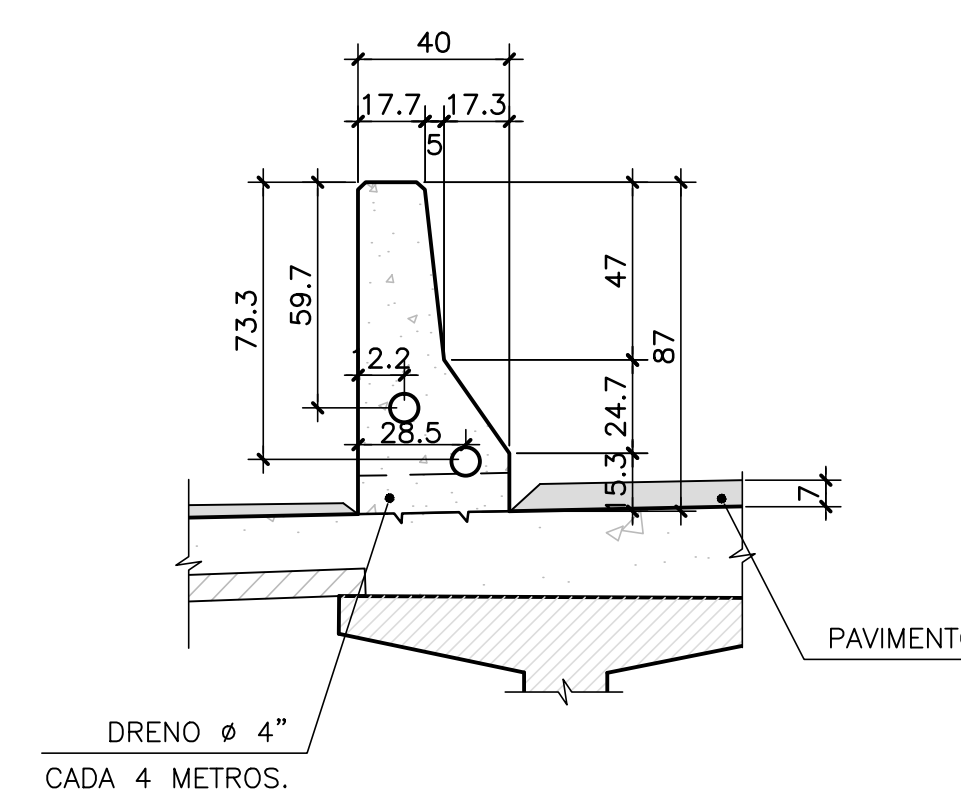
DETALHE 1

ESCALA=1:20



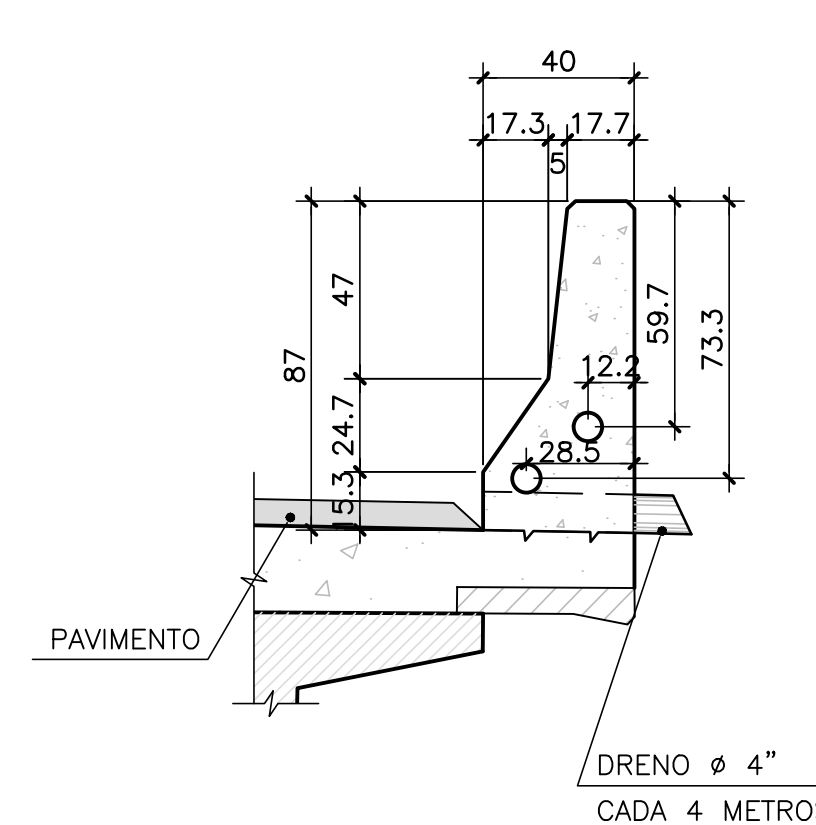
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0.45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
 - 1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
 - 2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
 - 3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
 - 4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
 - 5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
 - 6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
 - 7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:15:14 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1056	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221056A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL

FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 13 E 14 - RAMO 1000

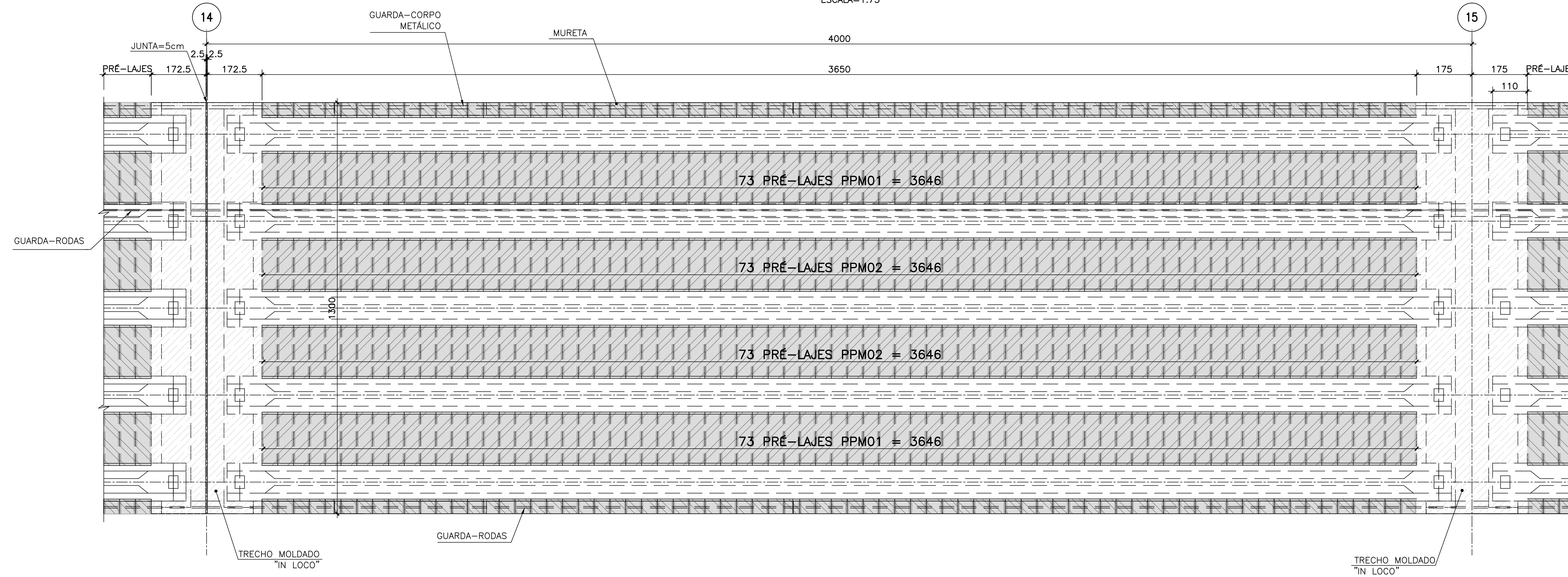
ESCALA: INDICADA

NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-406-IV

REV: 1

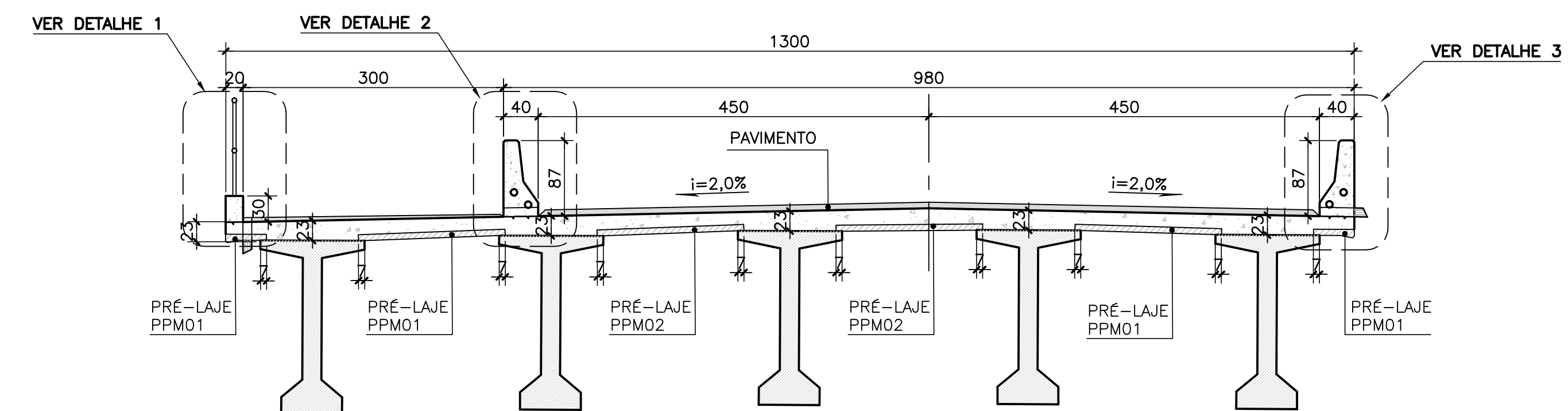
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES – VÃO DE 40m – EIXOS 14 E 15 – RAMO 1000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

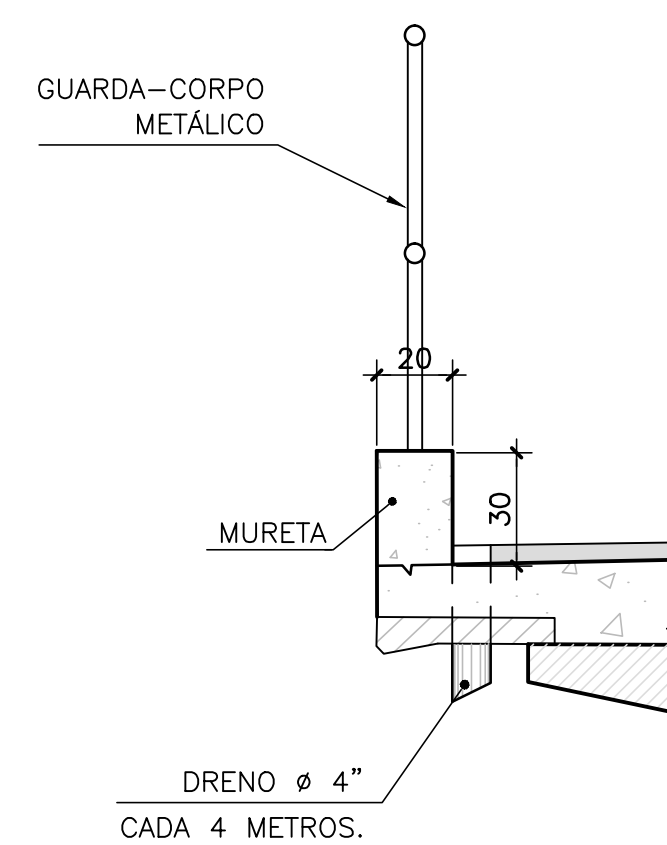
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	82,87

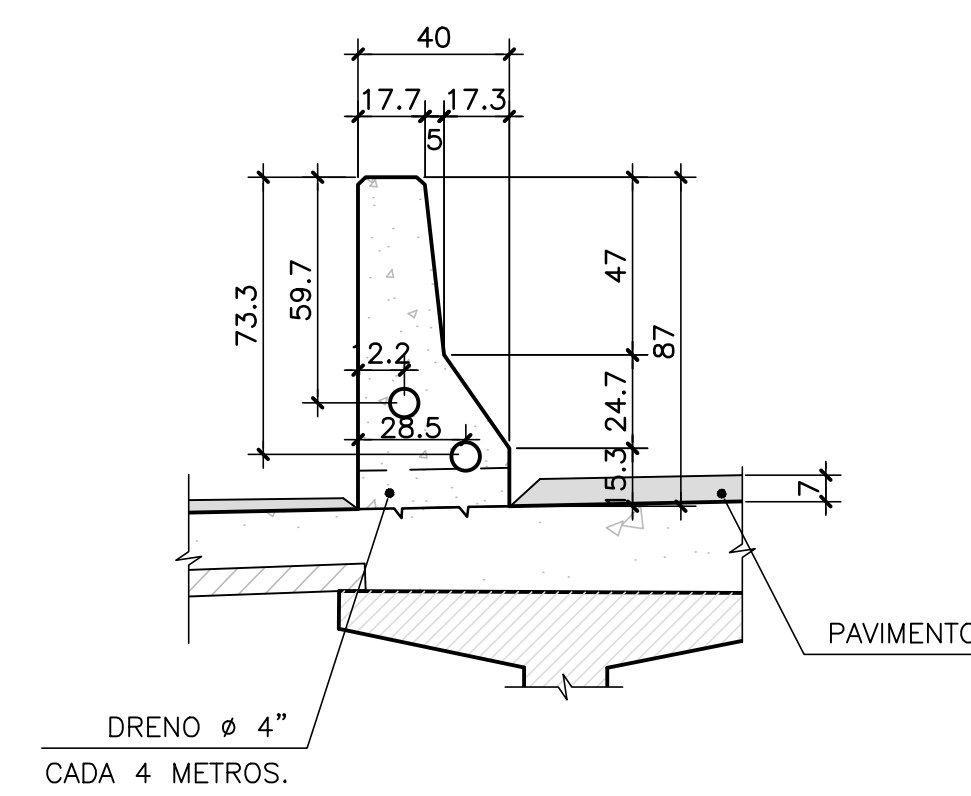
DETALHE 1

ESCALA=1:20



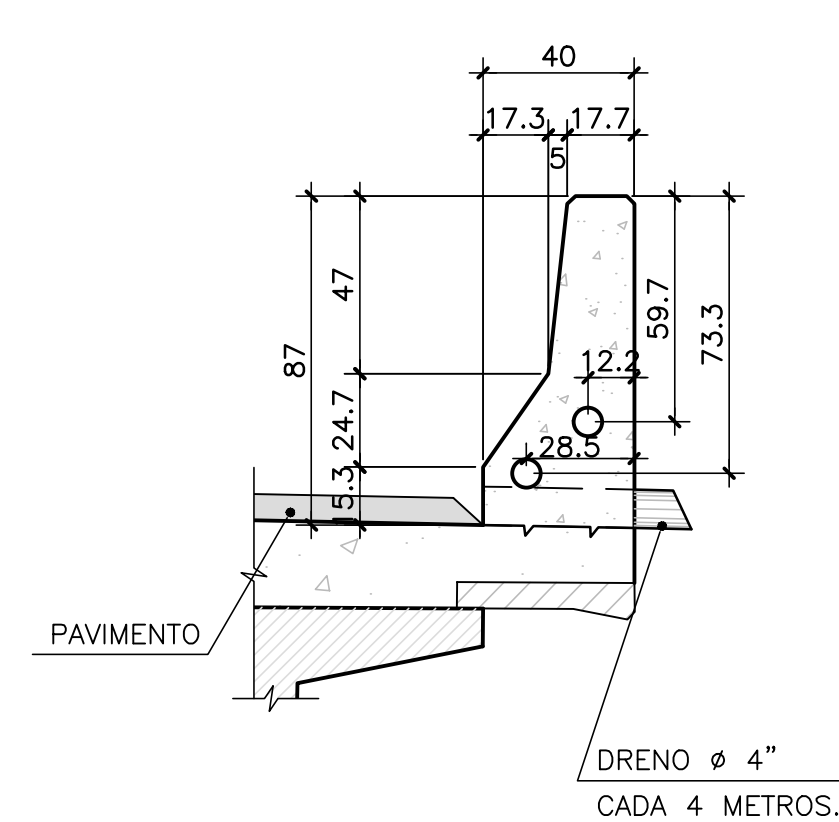
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
 - 1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
 - 2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
 - 3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
 - 4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
 - 5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
 - 6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
 - 7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:15:33 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1057	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221057A1.dwg		

PLANAVE S.A.
Estudos e Projetos de Engenharia

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

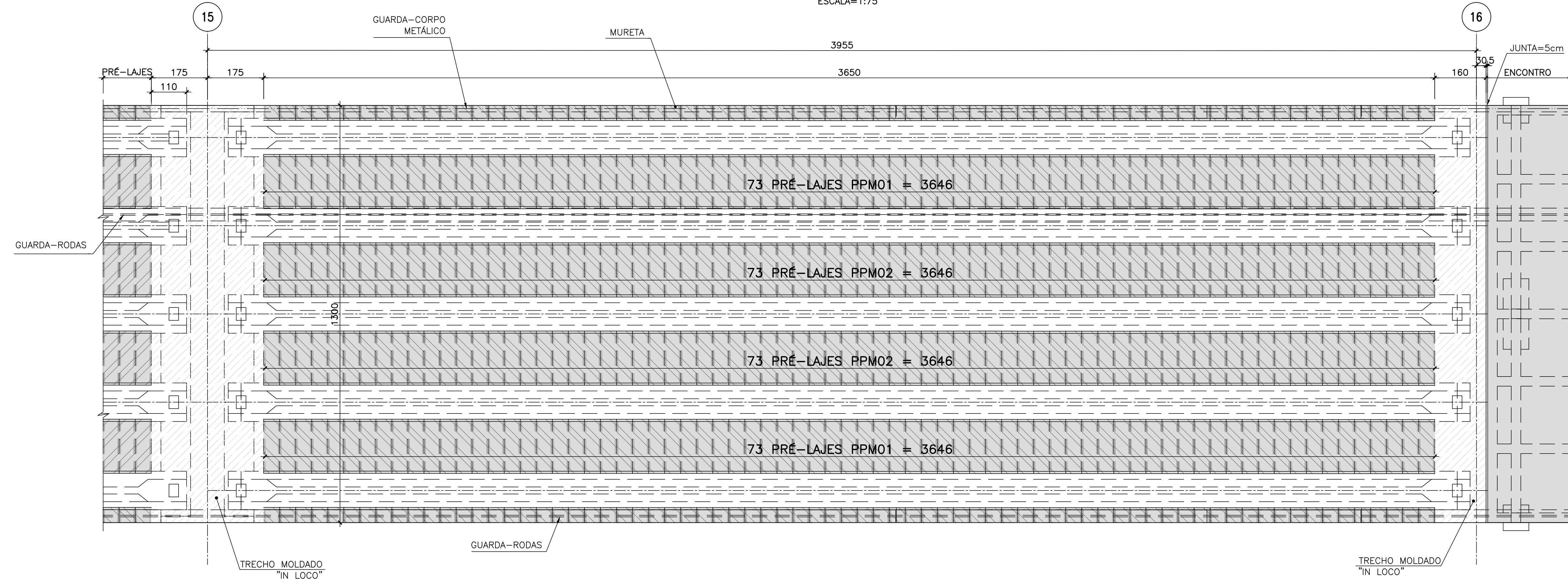
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
FORMA

FORMA DA LAJE – VÃO DE 40m – EIXOS 14 E 15 – RAMO 1000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-407-IV REV: 1

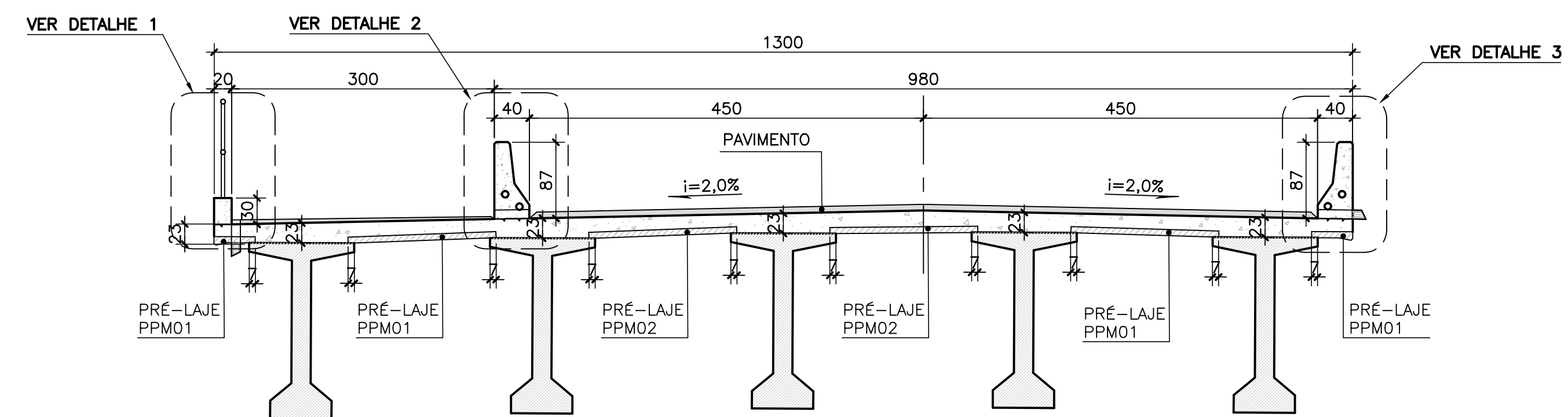
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 15 E 16 - RAMO 1000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

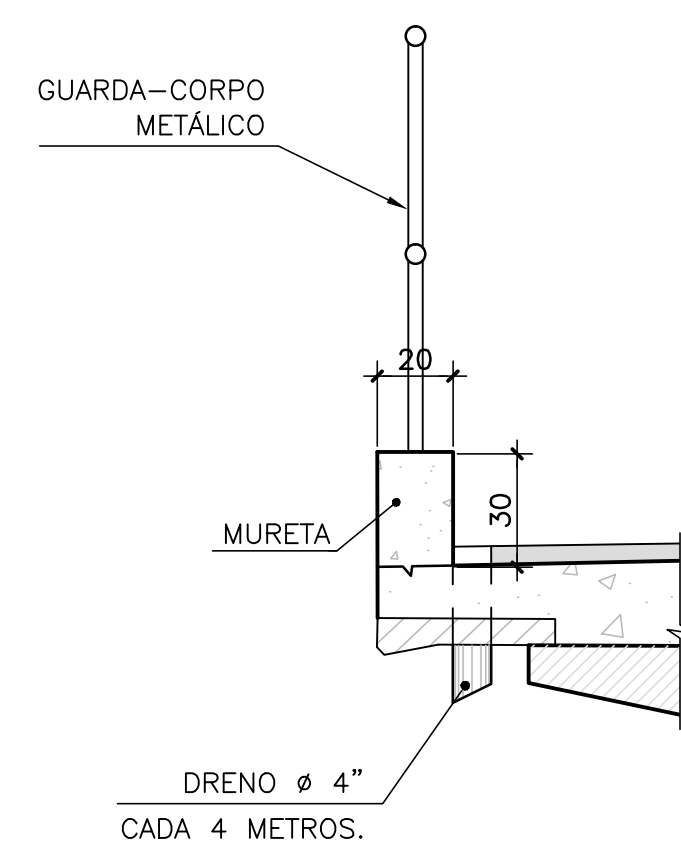
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	107,45	76,54

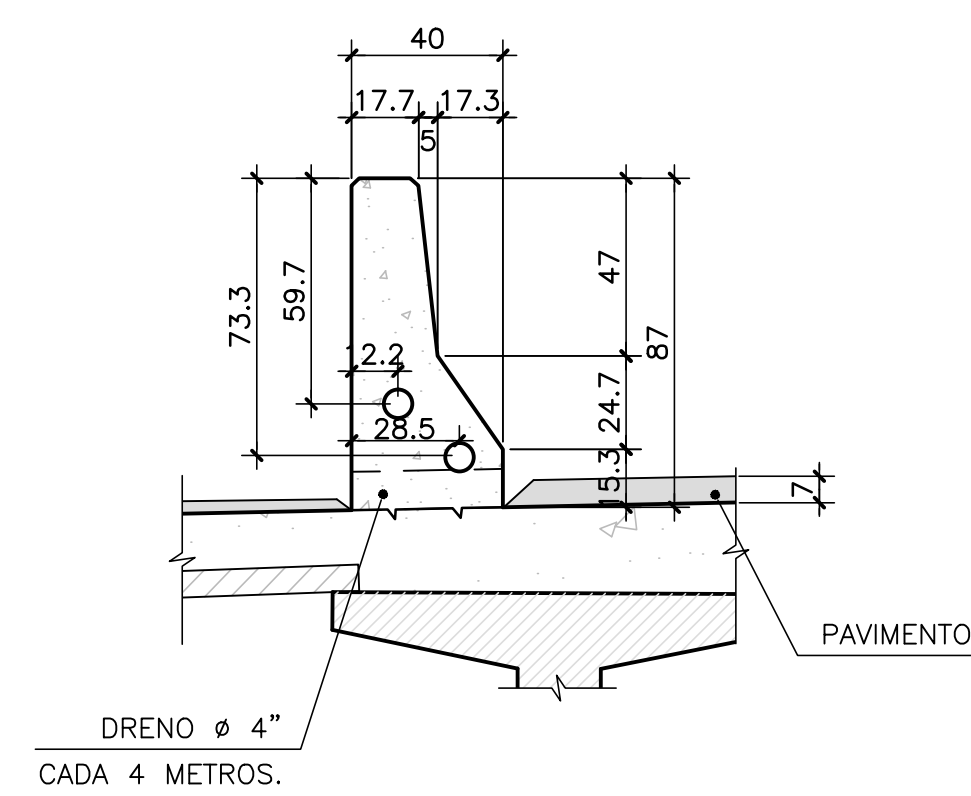
DETALHE 1

ESCALA=1:20



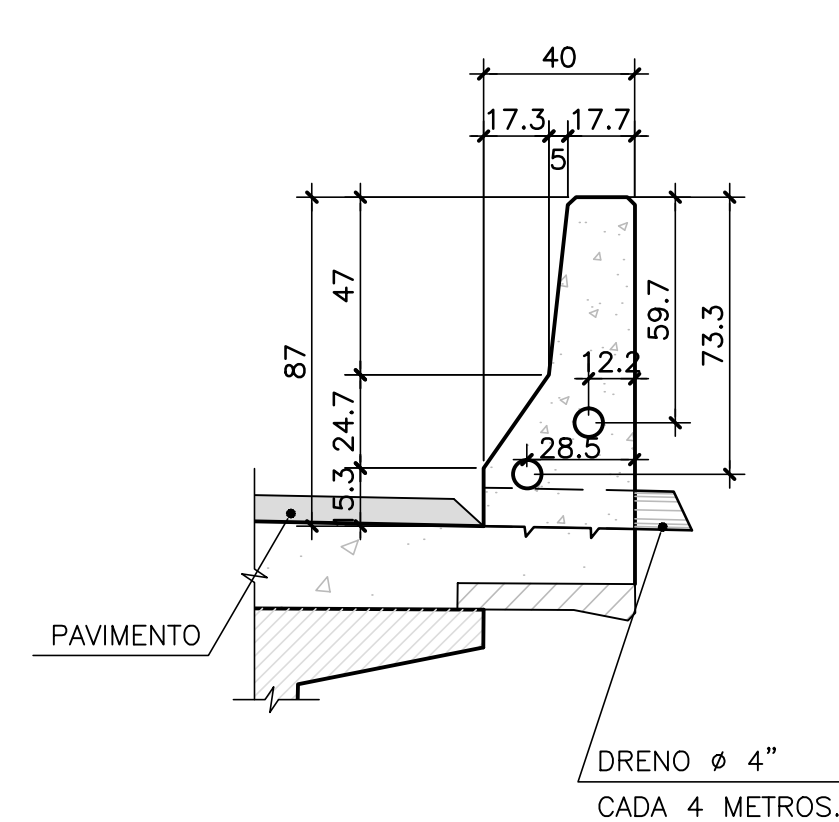
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:15:52 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1058	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221058A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
FORMA

FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 15 E 16 - RAMO 1000

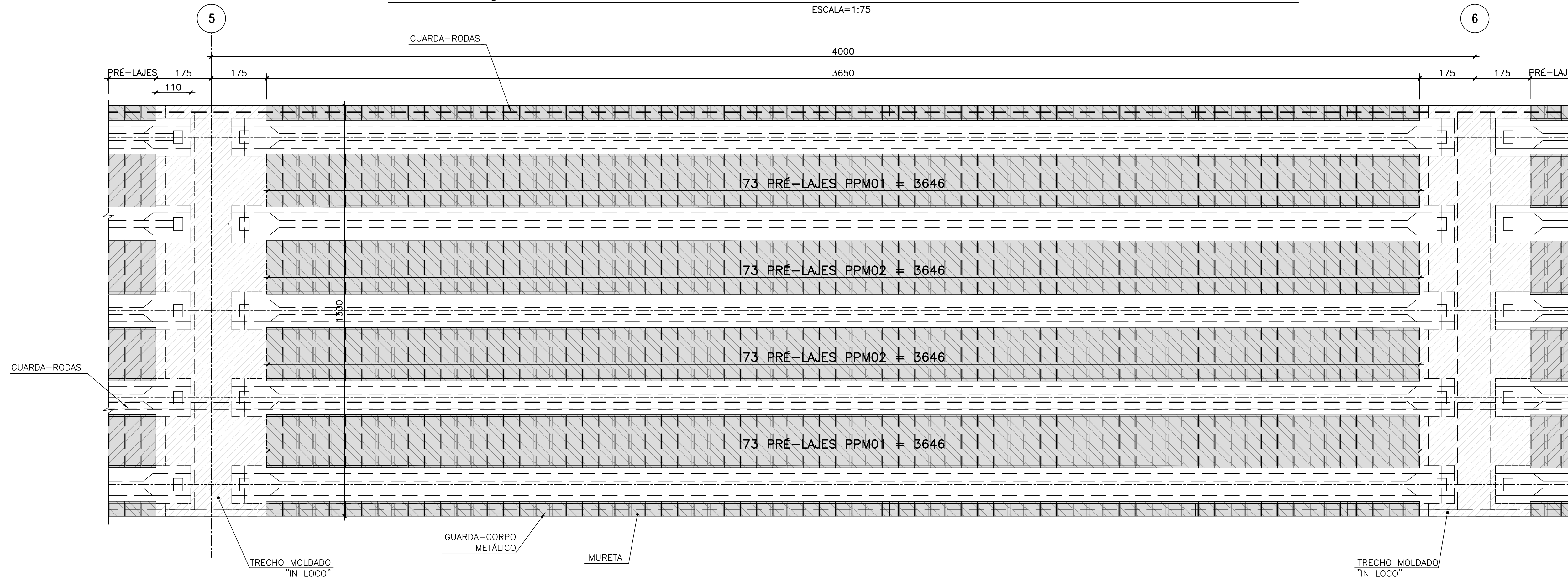
ESCALA:
INDICADA

NÚMERO CLIENTE:
I-OAESV-X-R1/16-408-IV

REV.:
1

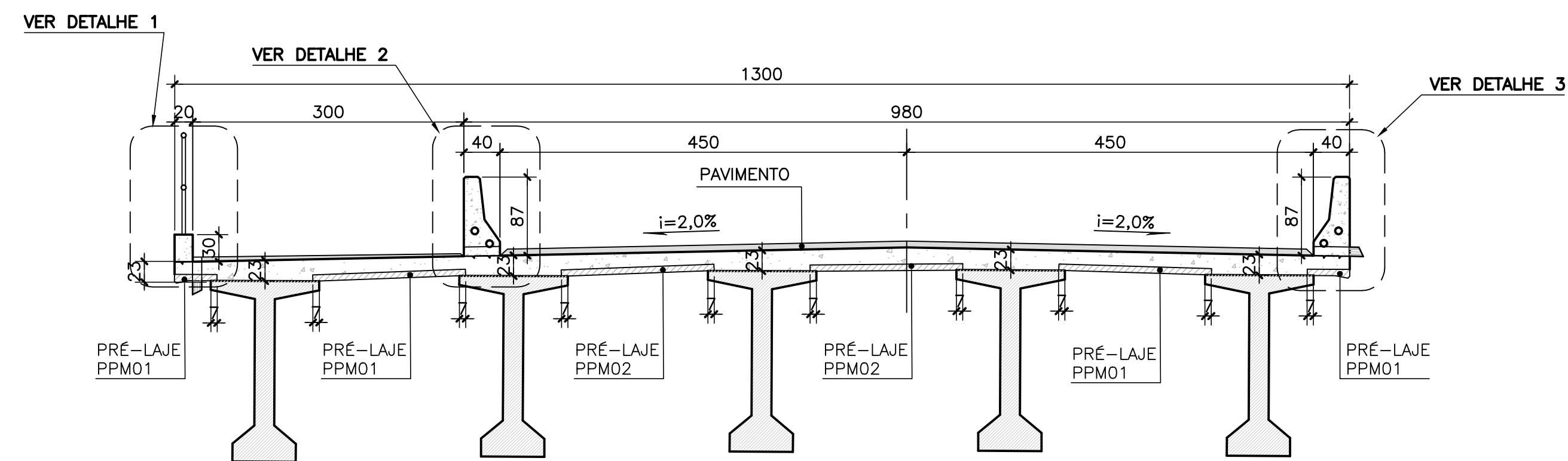
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES – VÃO DE 40m – EIXOS 5 E 6 – RAMO 2000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

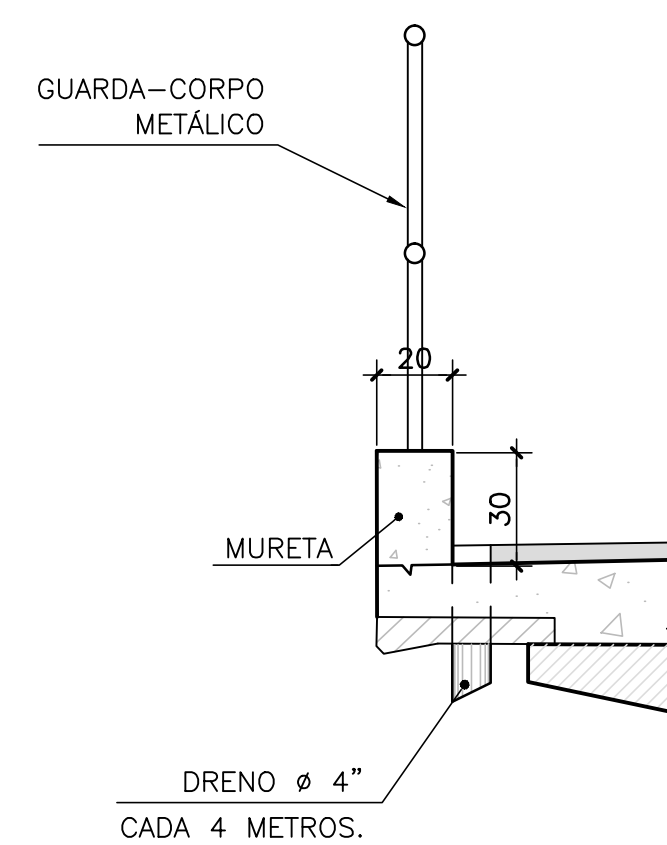
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	79,81

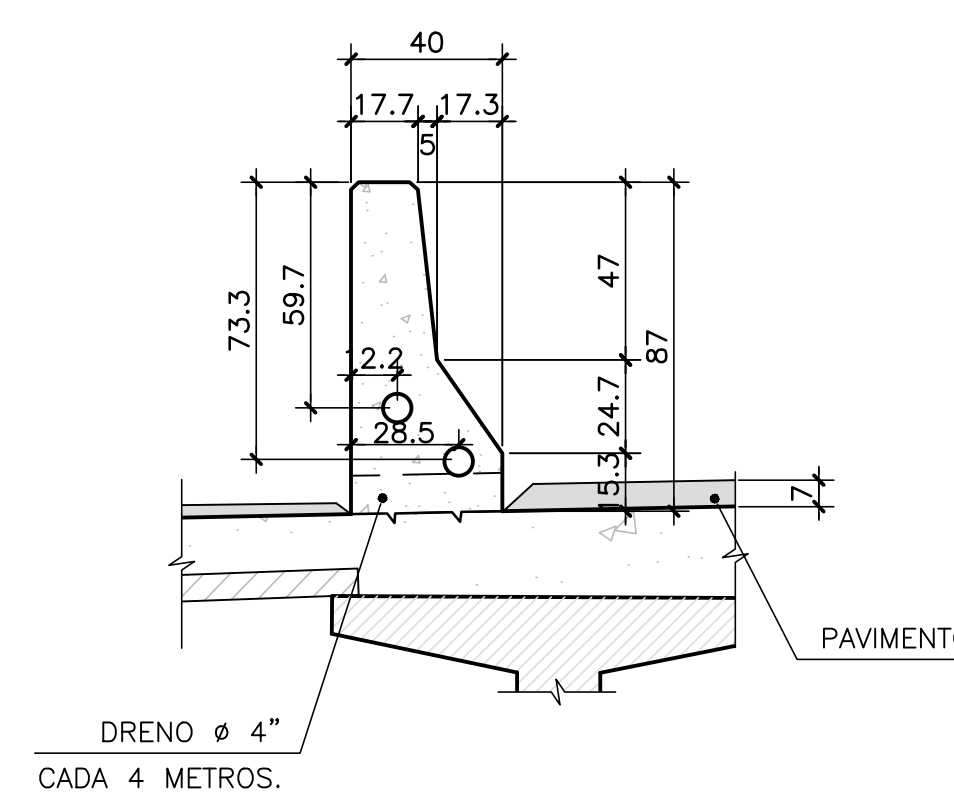
DETALHE 1

ESCALA=1:20



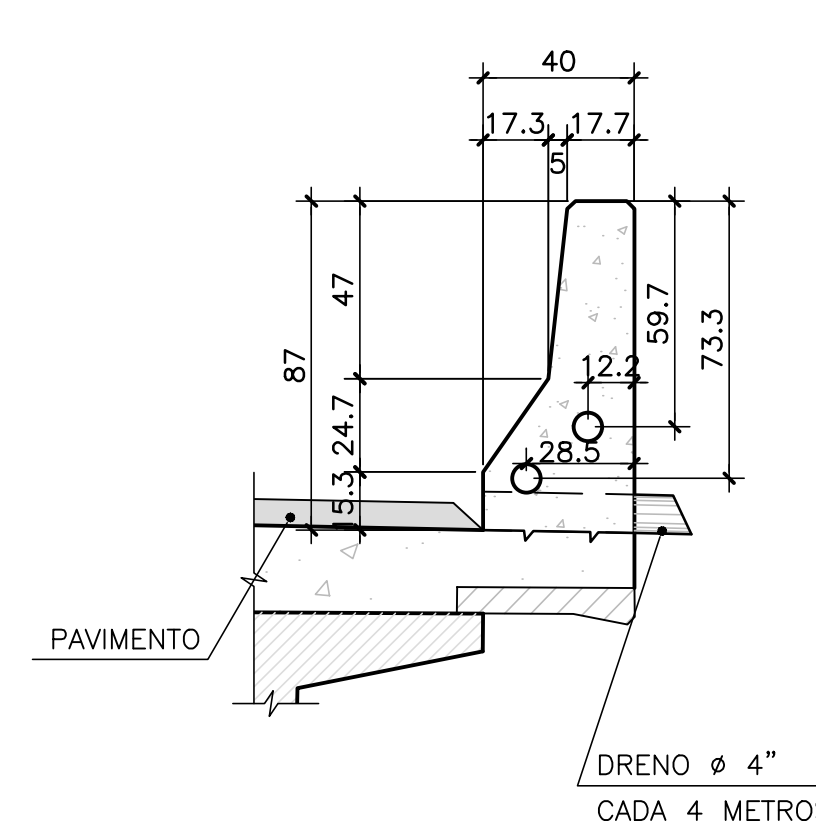
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
 - ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
 - ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
 - ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigogaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:16:16 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1059	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221059A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

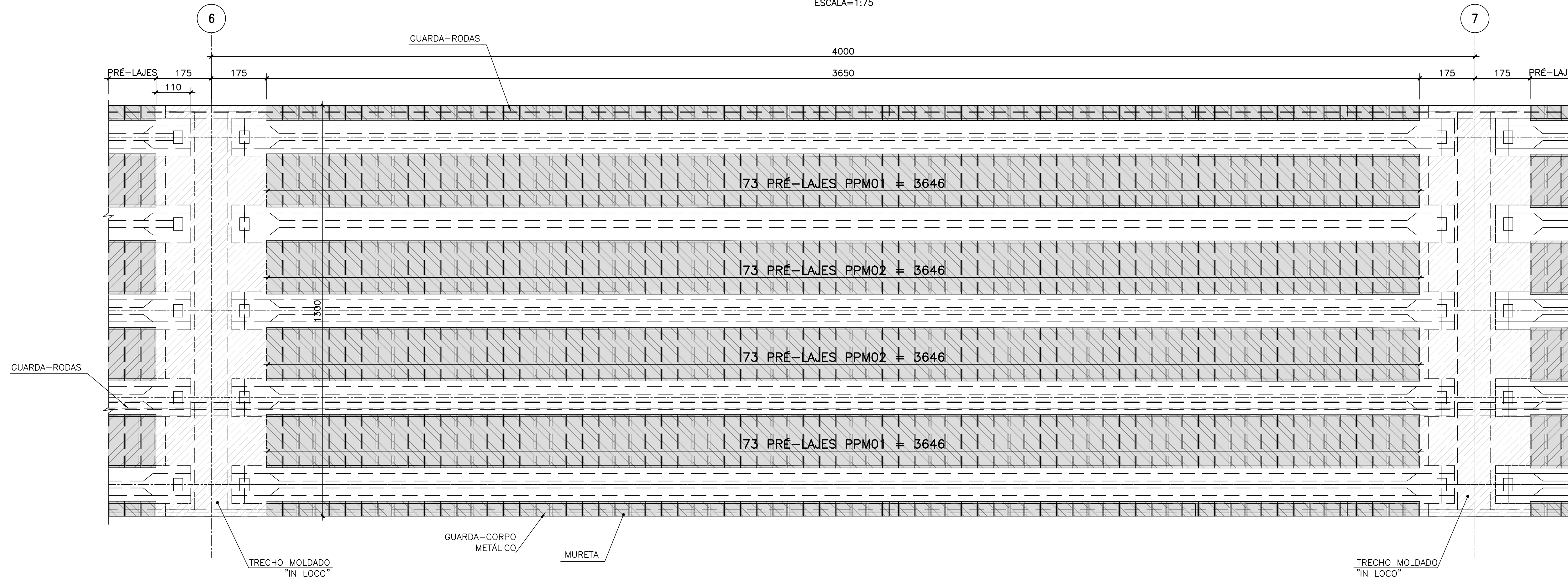
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMA

FORMA DA LAJE – VÃO DE 40m – EIXOS 5 E 6 – RAMO 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-409-IV REV: 1

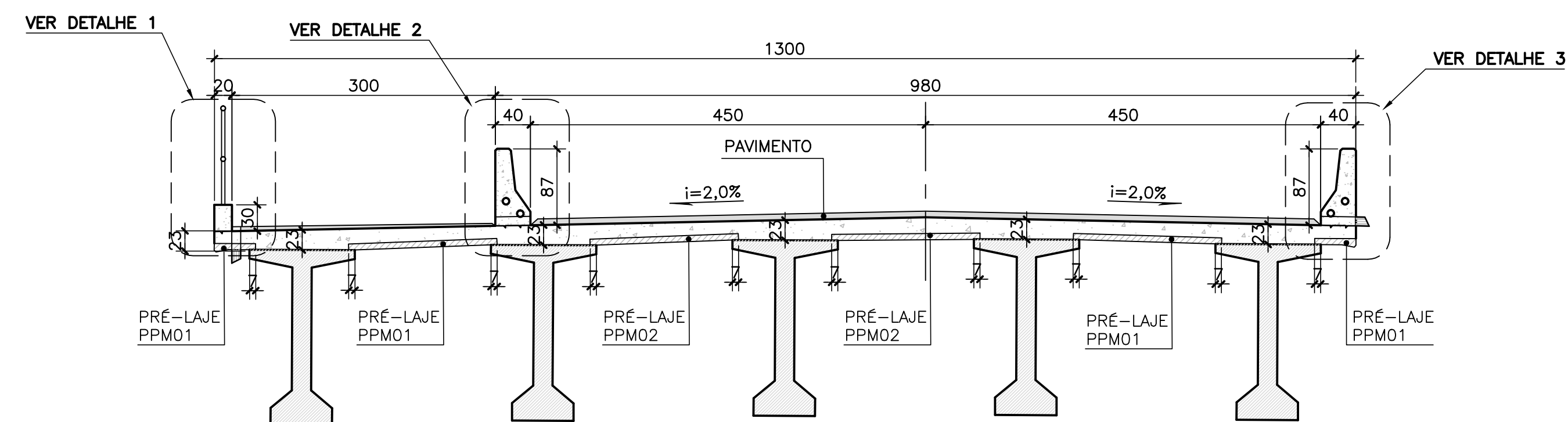
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 6 E 7 - RAMO 2000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

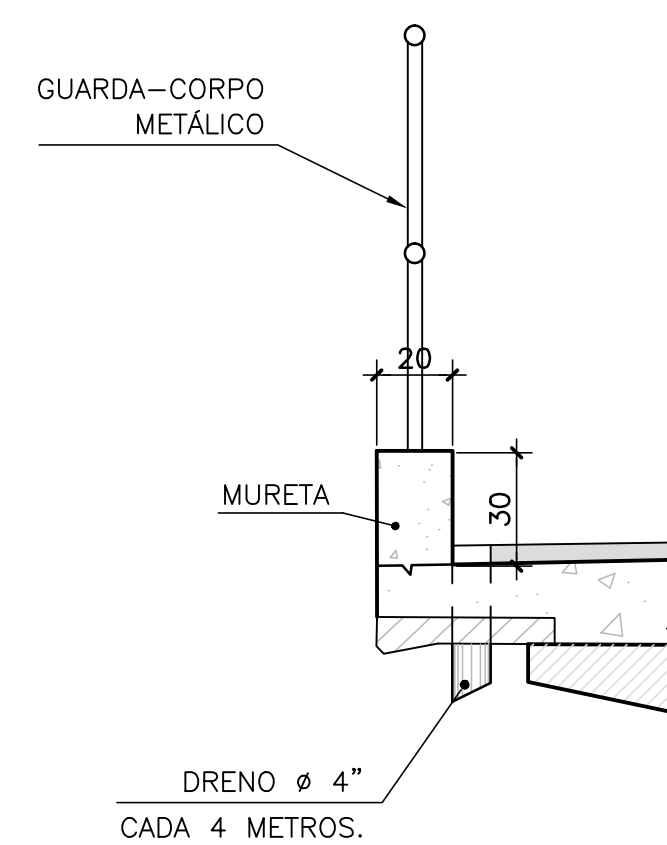
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	79,81

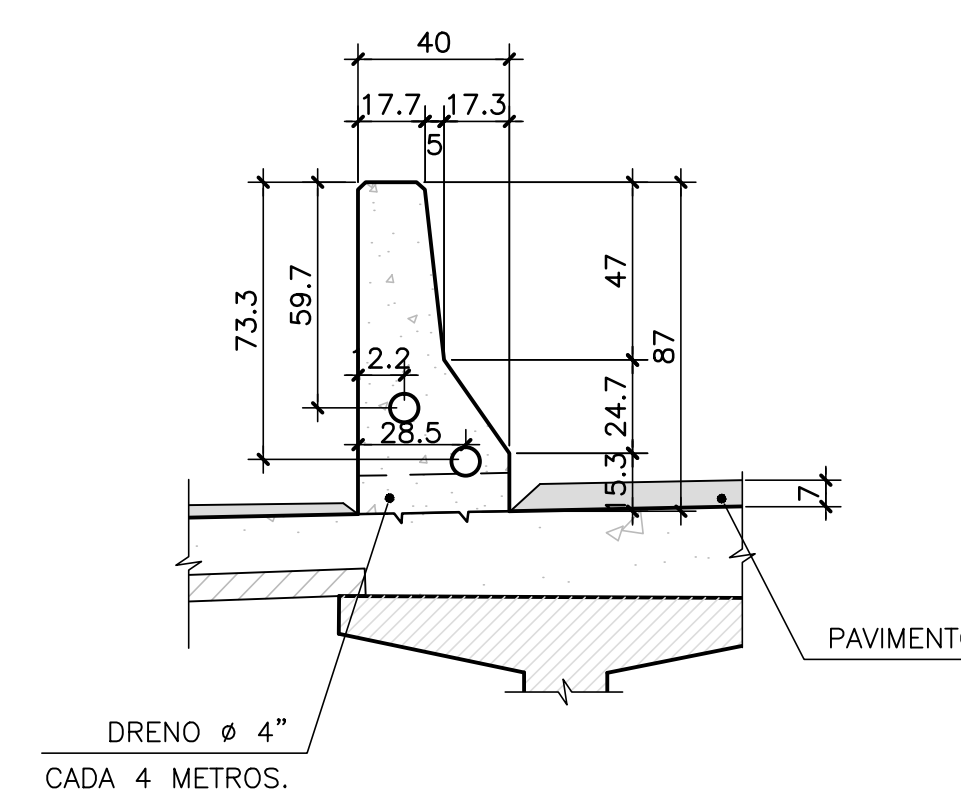
DETALHE 1

ESCALA=1:20



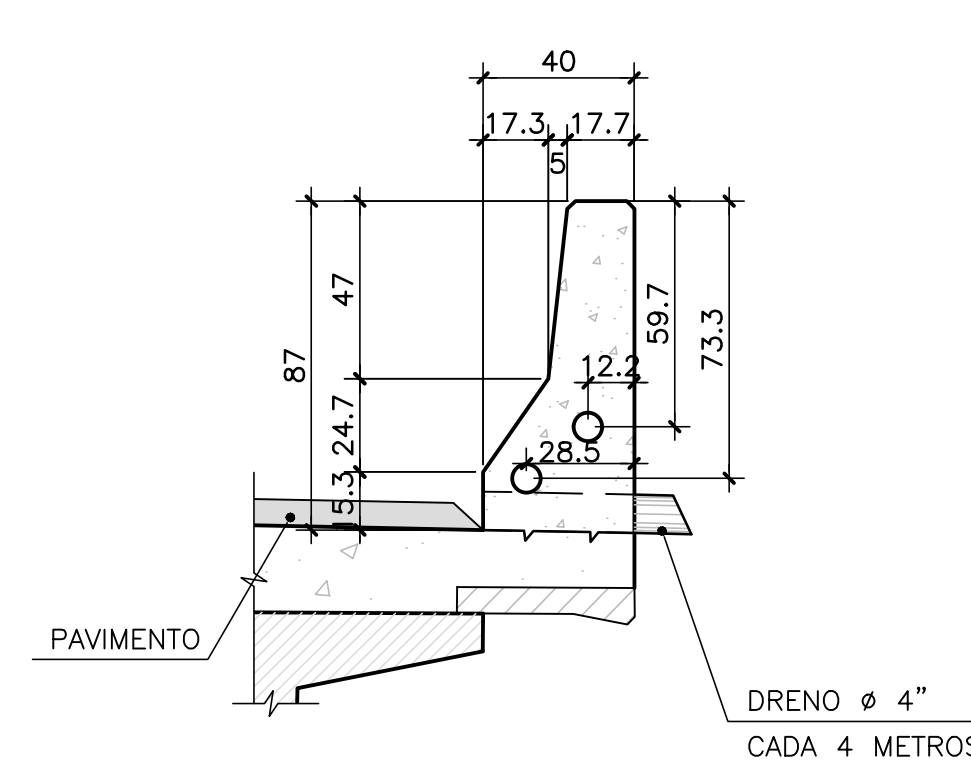
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:16:35 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1060	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221060A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMA

FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 6 E 7 - RAMO 2000

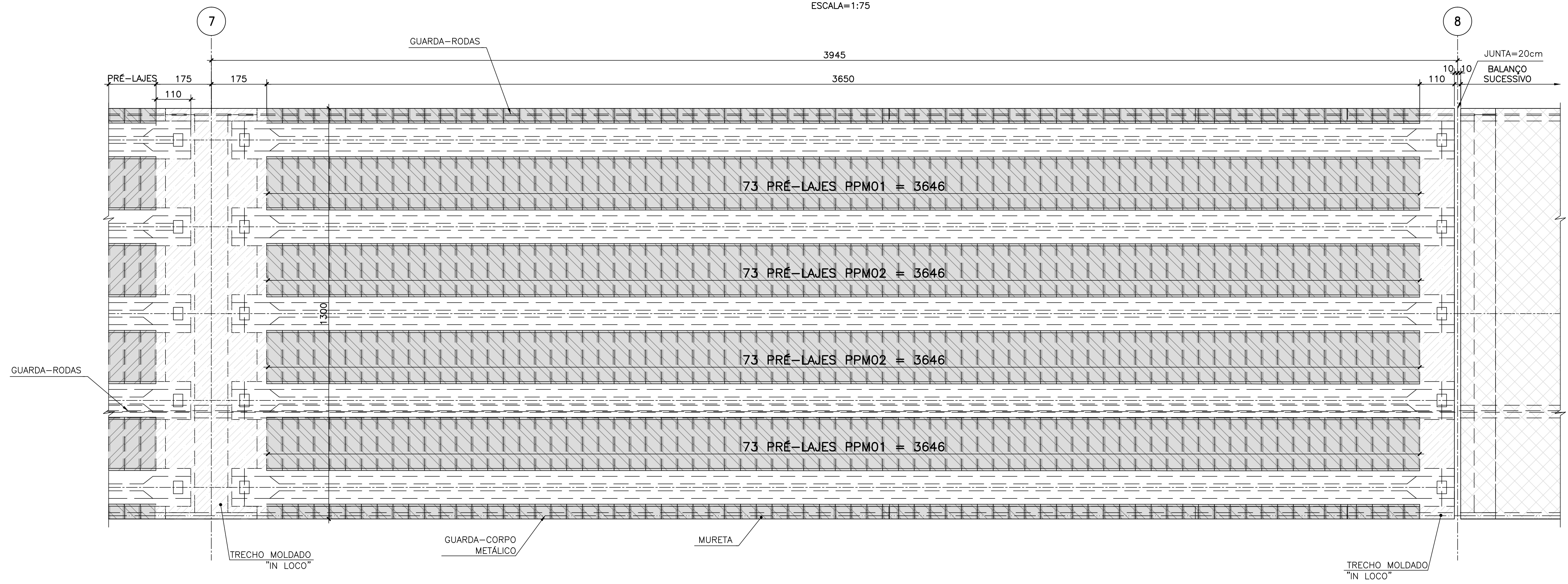
ESCALA: INDICADA

NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-410-IV

REV: 1

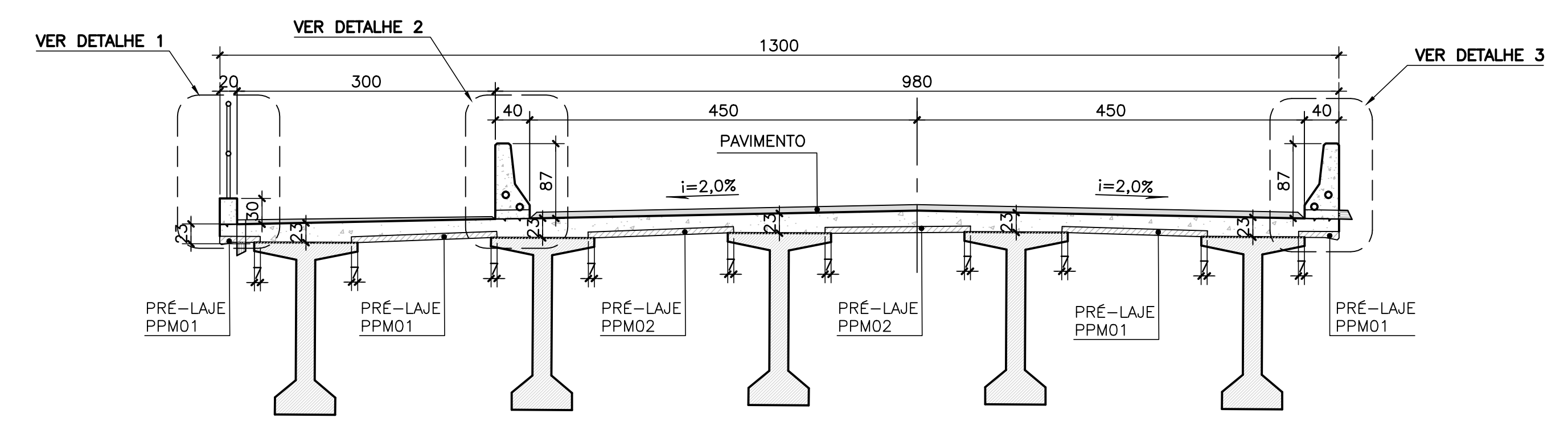
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 7 E 8 - RAMO 2000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

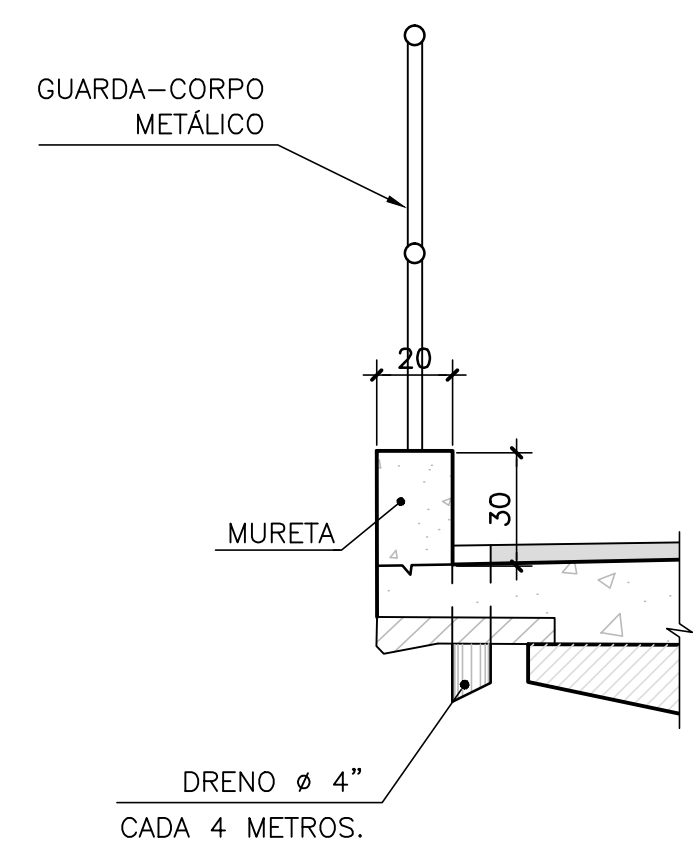
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	107,11	75,14

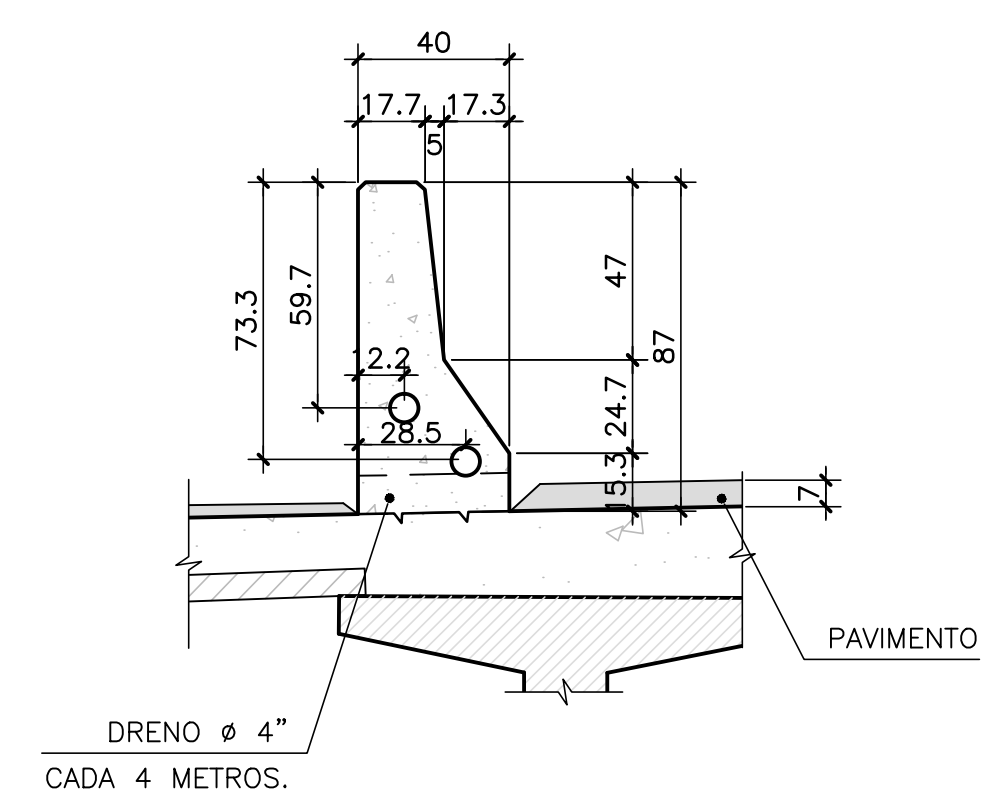
DETALHE 1

ESCALA=1:20



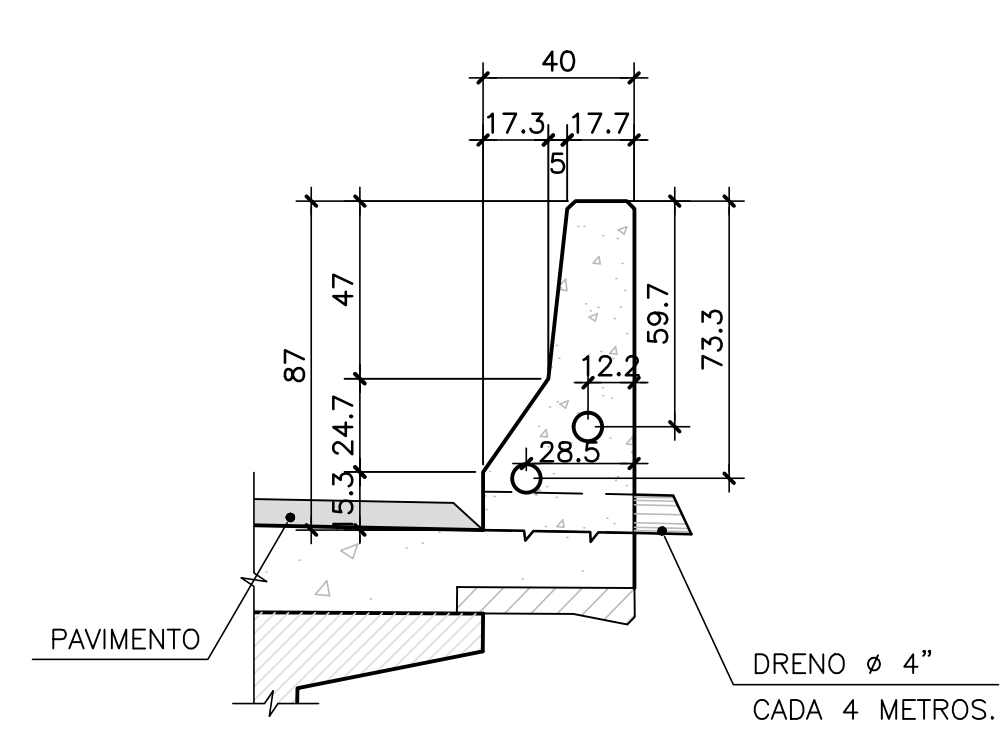
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou=email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:17:17 -03'00'

LEGENDAS

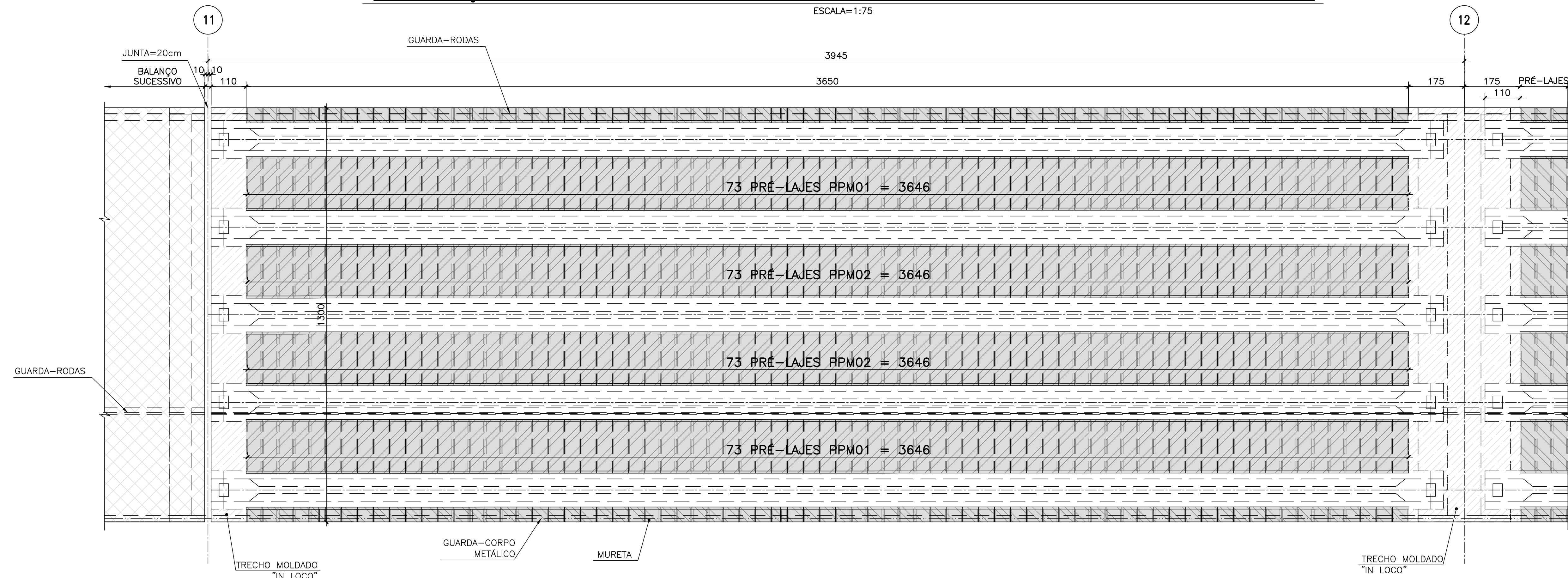
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1061	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221061A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA			
EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO			
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMA			
FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 7 E 8 - RAMO 2000			
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:	
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-411-IV	1	

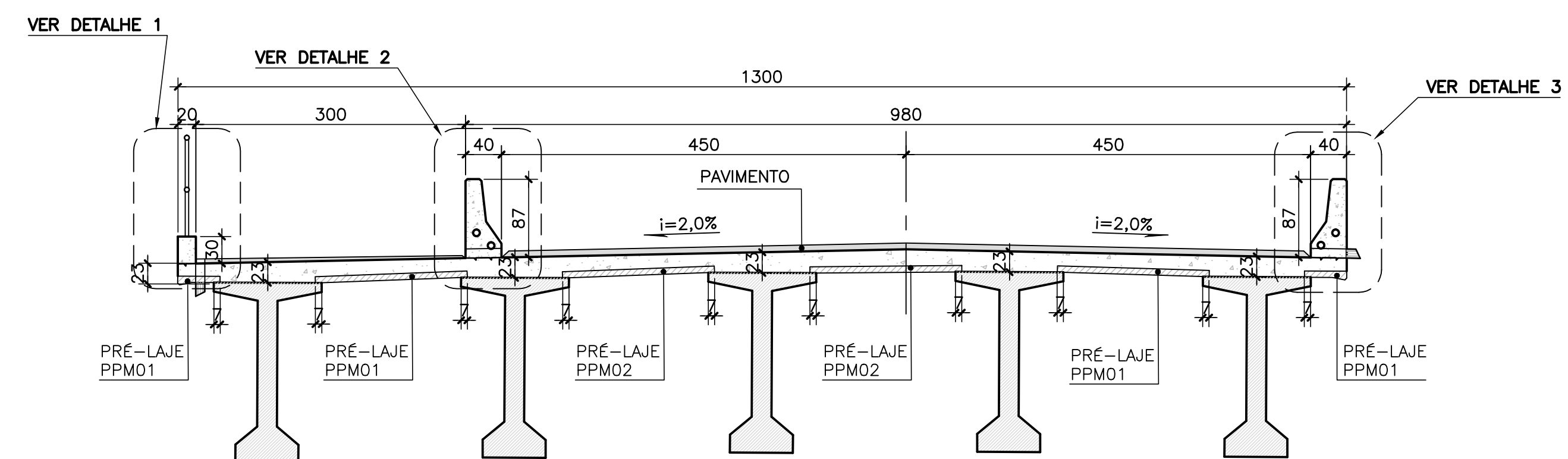
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 11 E 12 - RAMO 2000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

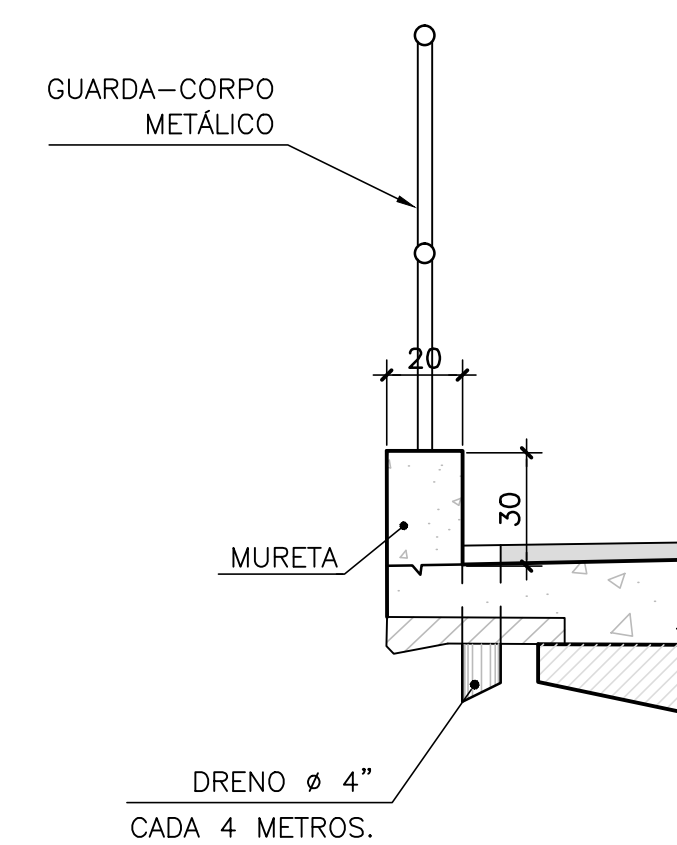
ESCALA=1:50



	Vc (m ³)	Af (m ²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	107,11	75,14

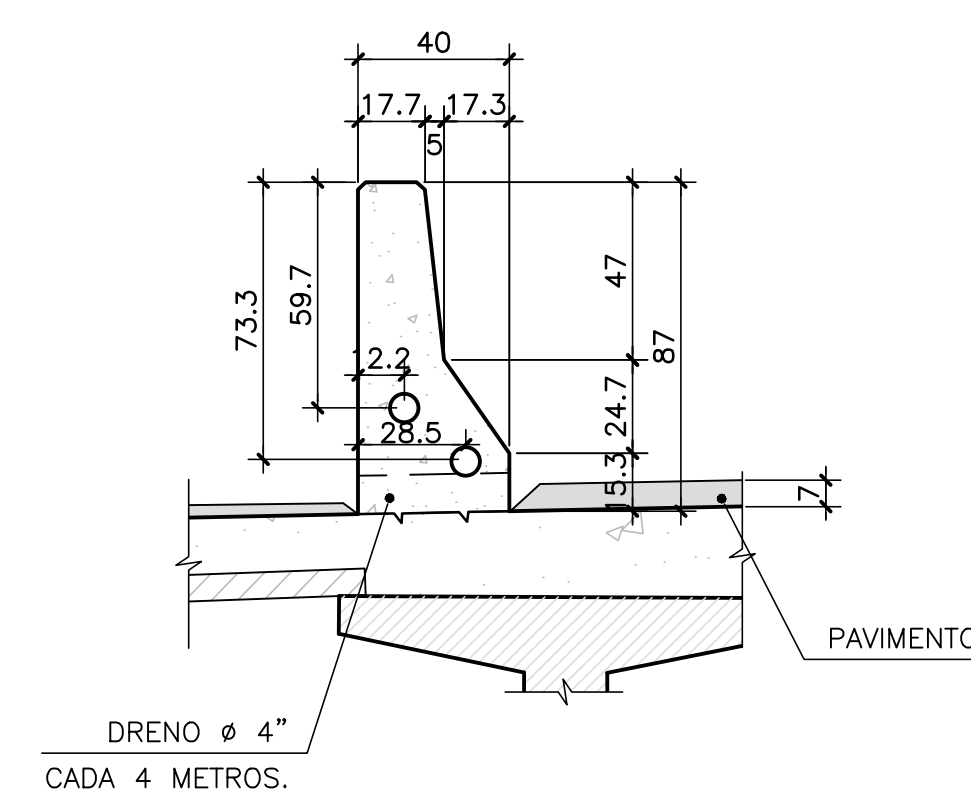
DETALHE 1

ESCALA=1:20



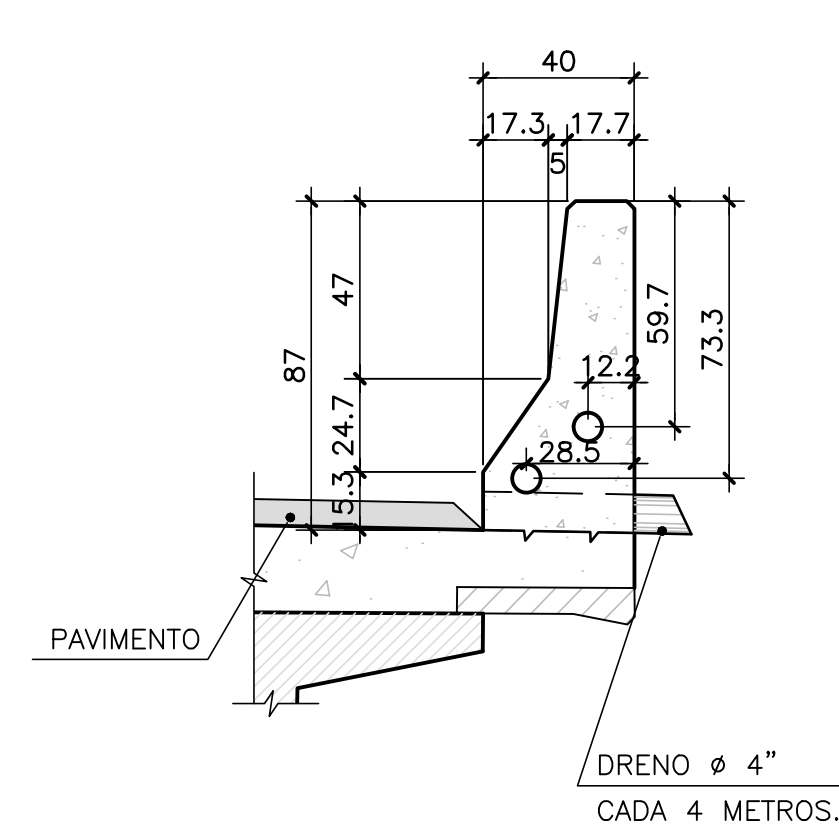
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
 - ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
 - ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
 - ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por
Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud,
o=Planave s.a Estudos e Projetos de
Engenharia, ou,
email=rodrigossigaud@planave.com
, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:17:37 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	EAF	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1062	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221062A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL

FORMA

FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 11 E 12 - RAMO 2000

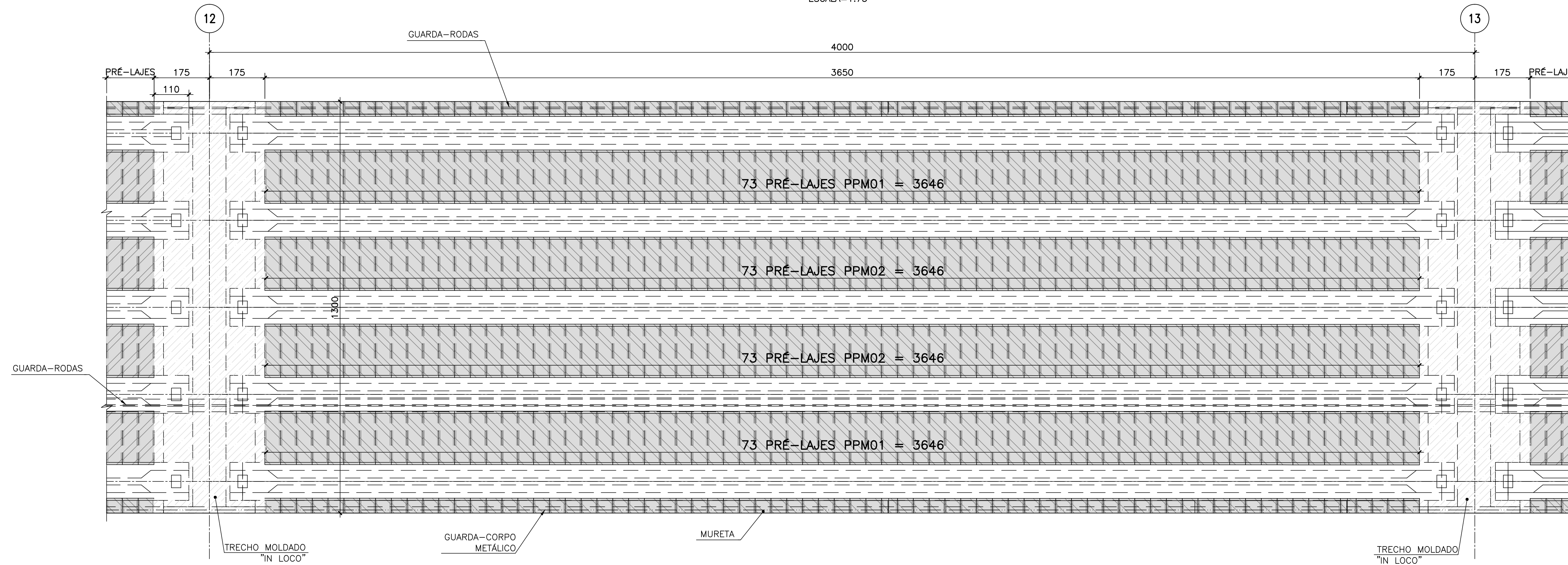
ESCALA: INDICADA

NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-412-IV

REV: 1

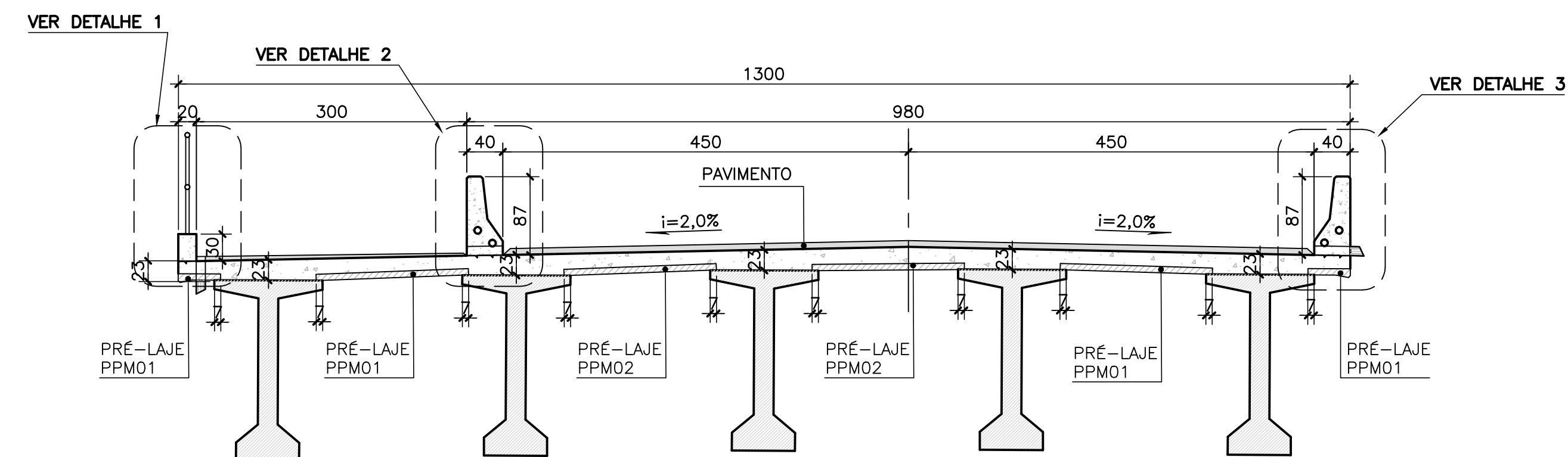
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 12 E 13 - RAMO 2000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

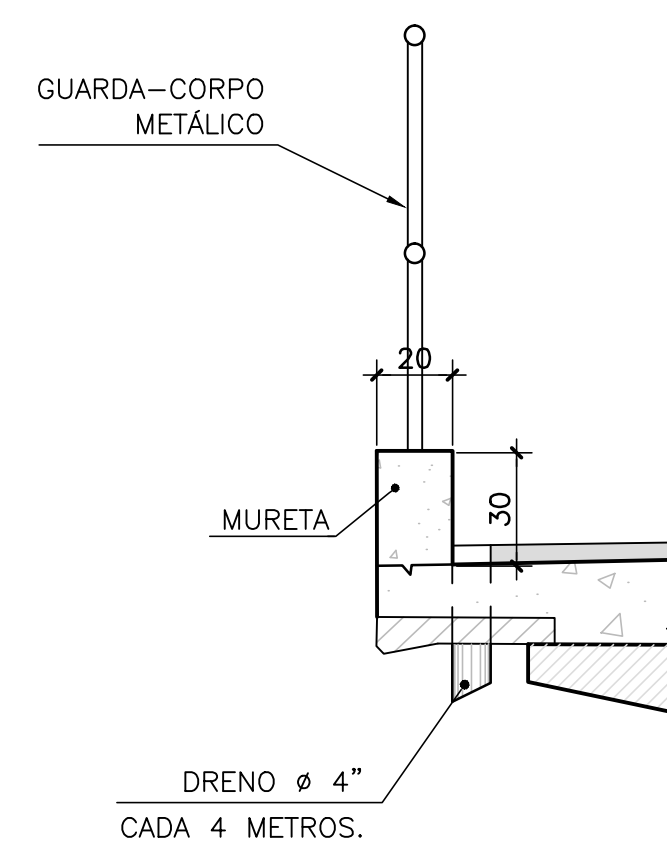
ESCALA=1:50



	Vc (m ³)	Af (m ²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	79,81

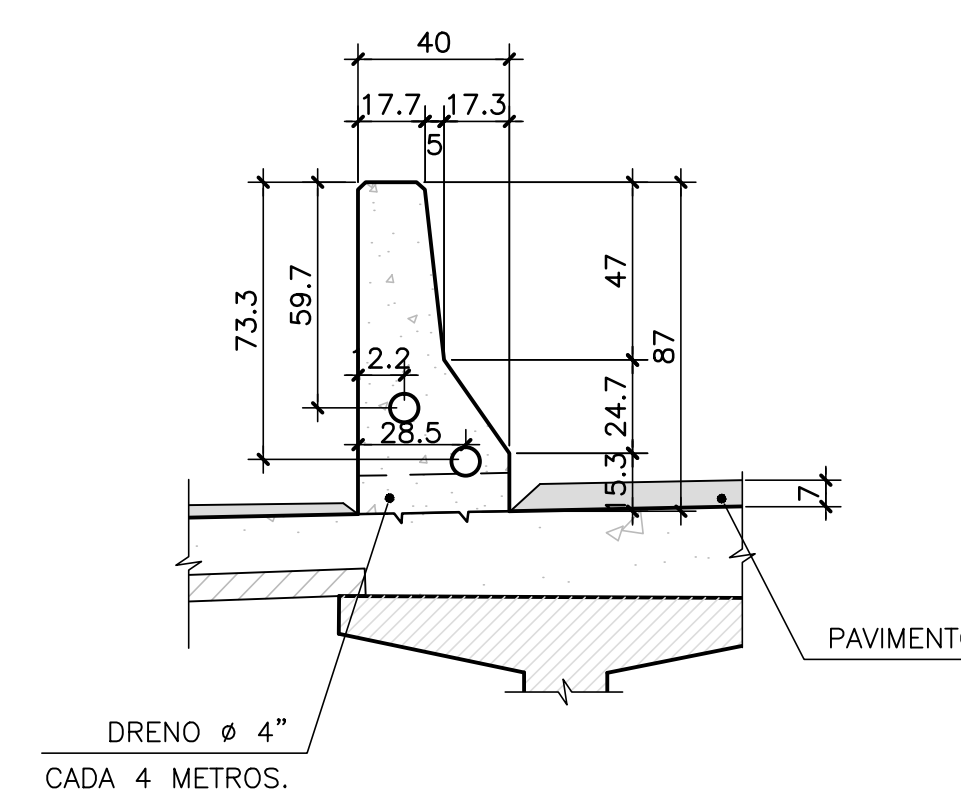
DETALHE 1

ESCALA=1:20



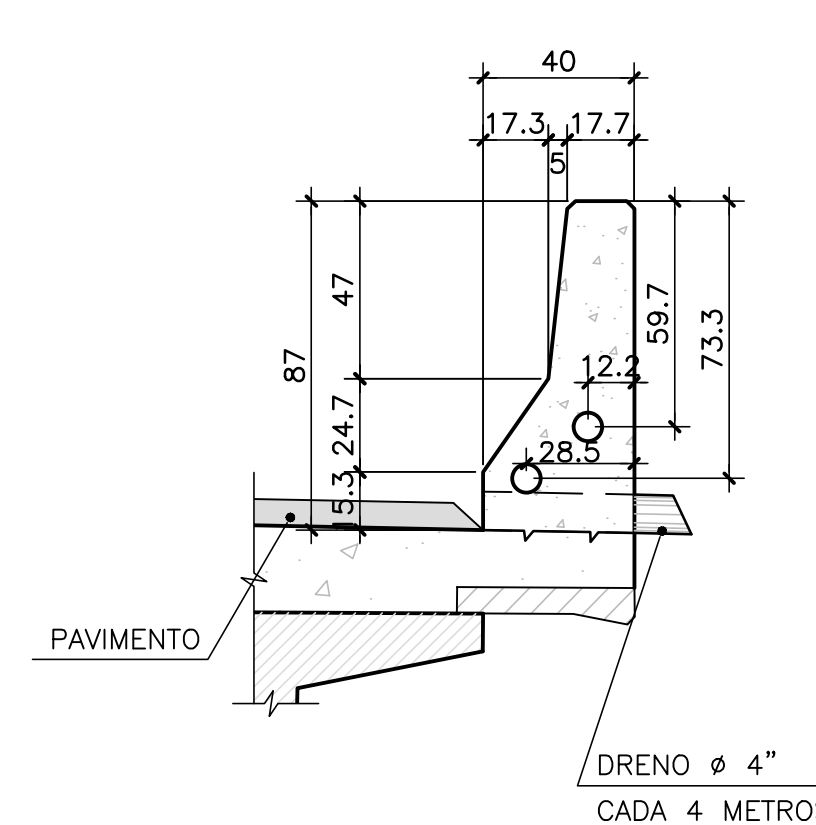
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:17:55 -03'00'

LEGENDAS

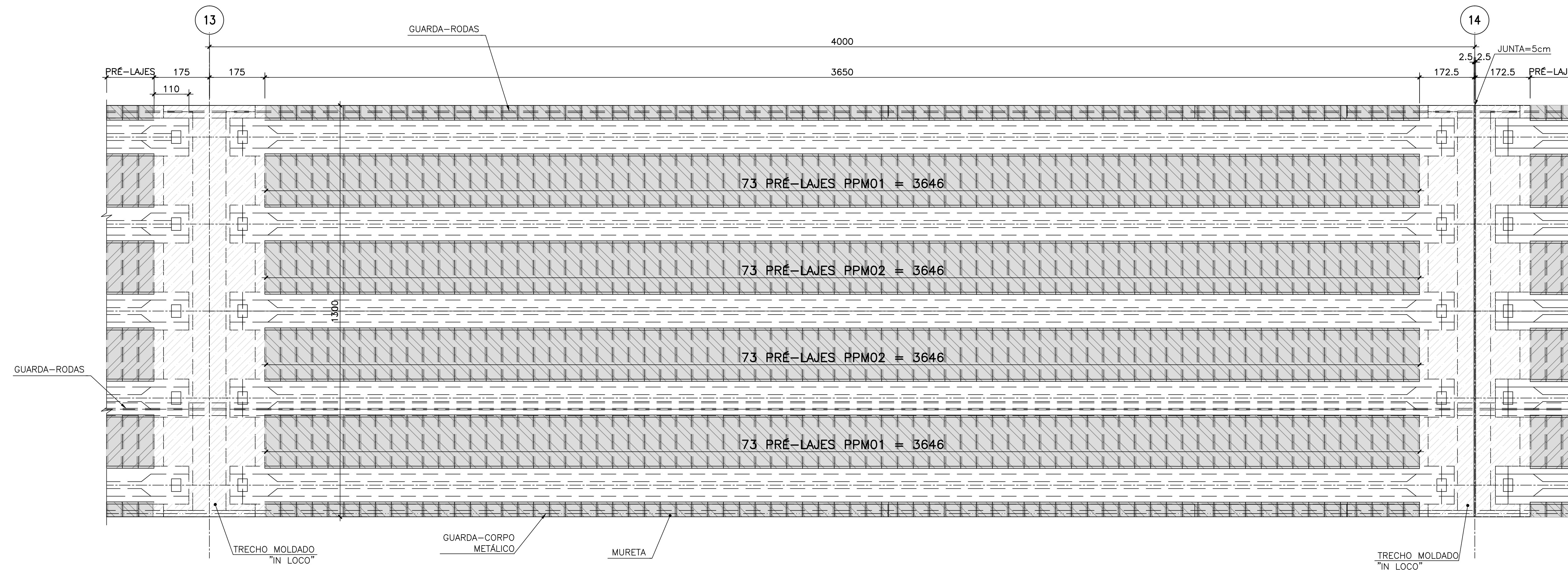
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1063	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221063A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA			
EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO			
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMA			
FORMA DA LAJE - VÃOS DE 40m - EIXOS 12 E 13 - RAMO 2000			
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:	
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-413-IV	1	

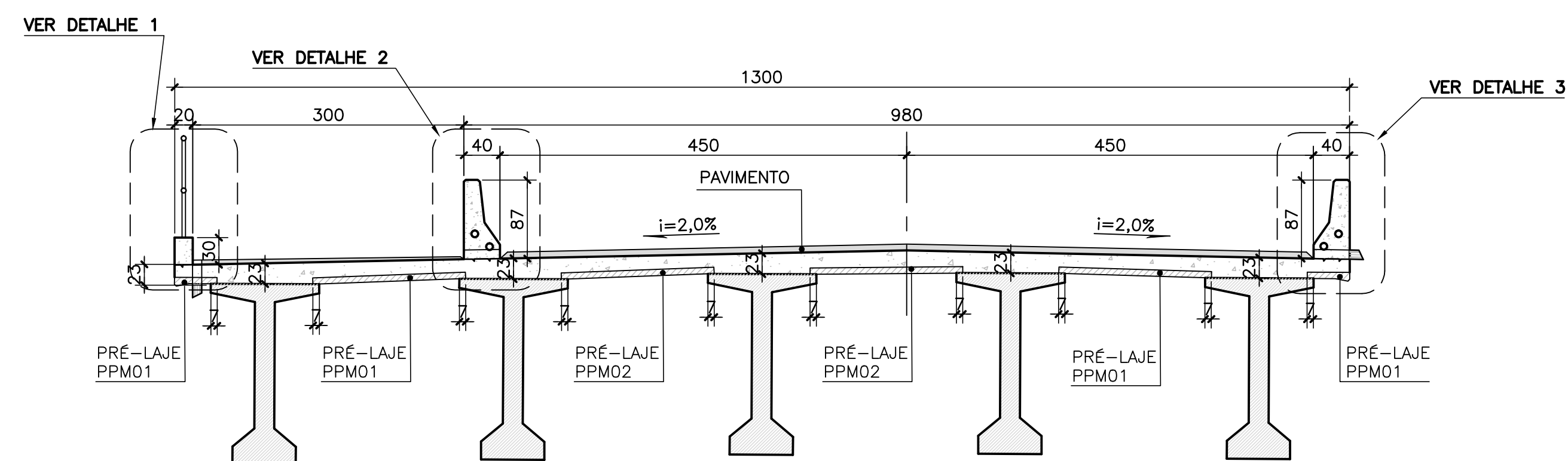
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 13 E 14 - RAMO 2000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

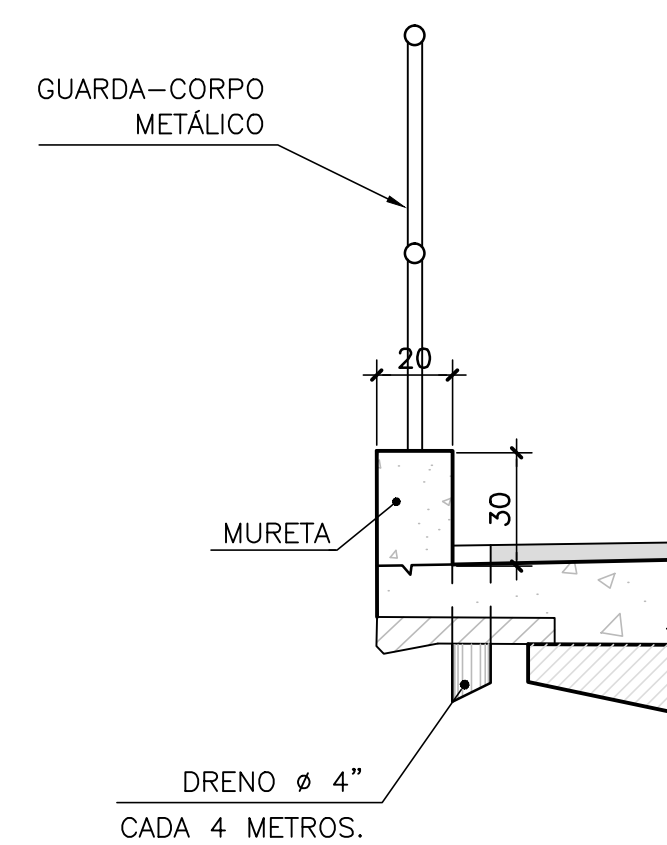
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	82,87

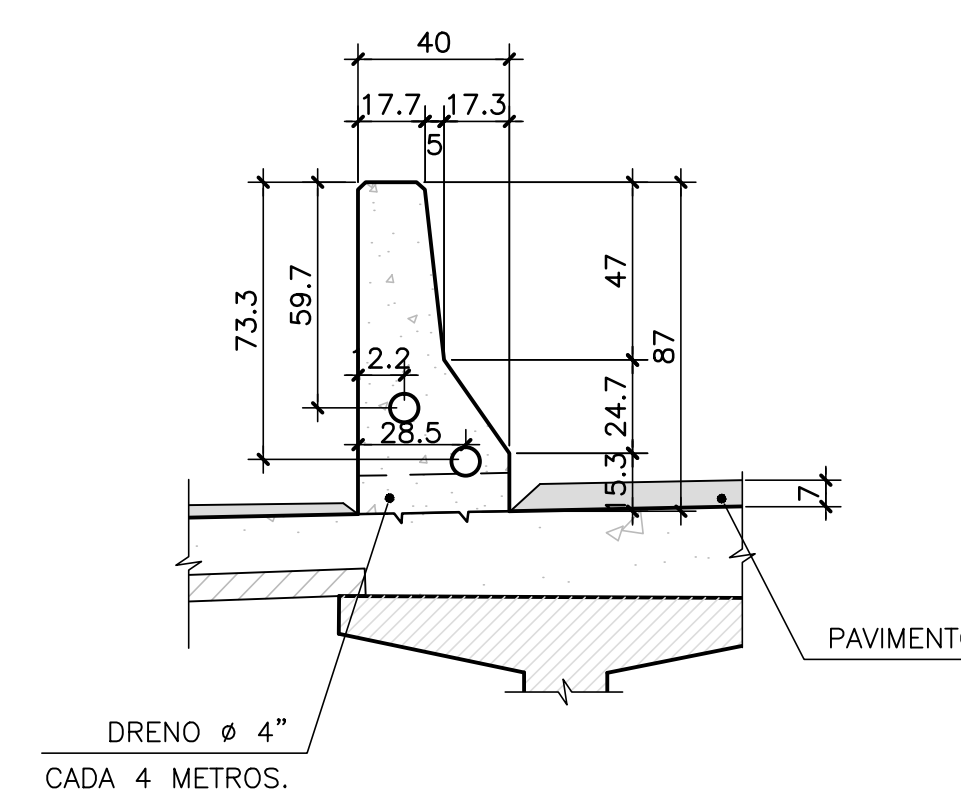
DETALHE 1

ESCALA=1:20



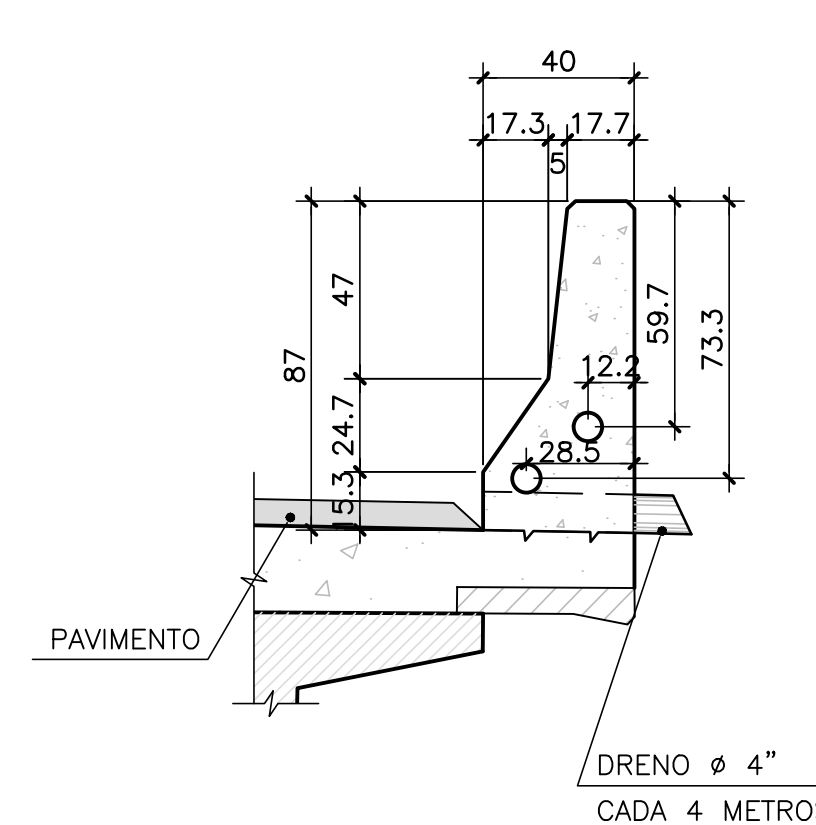
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A Estudos e Projetos de Engenharia, ou=email=rodrigosisigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:20:10 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
o	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES							
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00	NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B22-1064	EMISSÃO:	A
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B221064A1.dwg				

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL

FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 13 E 14 - RAMO 2000

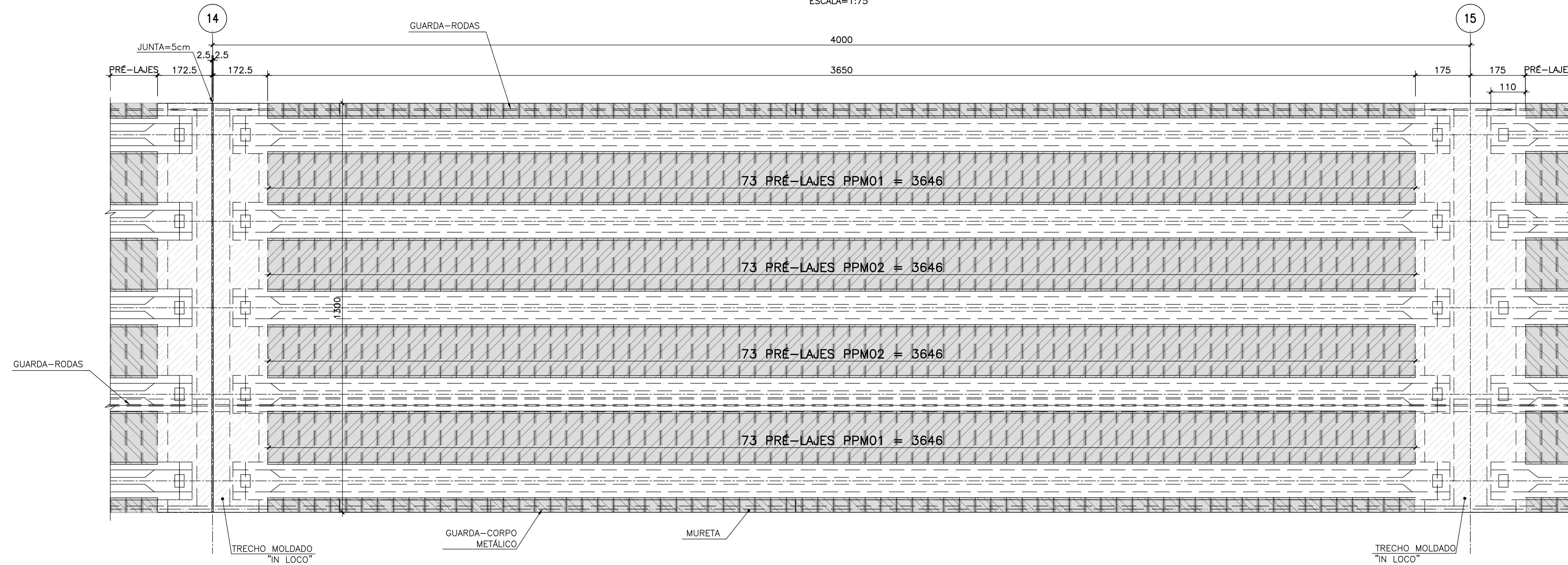
ESCALA: INDICADA

NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-414-IV

REV: 1

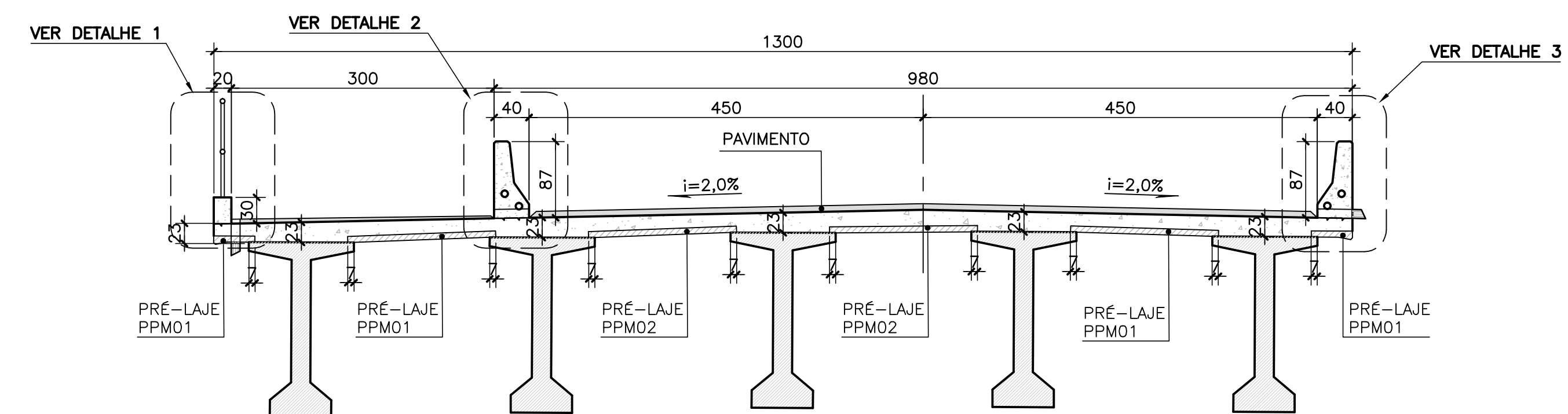
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 14 E 15 - RAMO 2000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

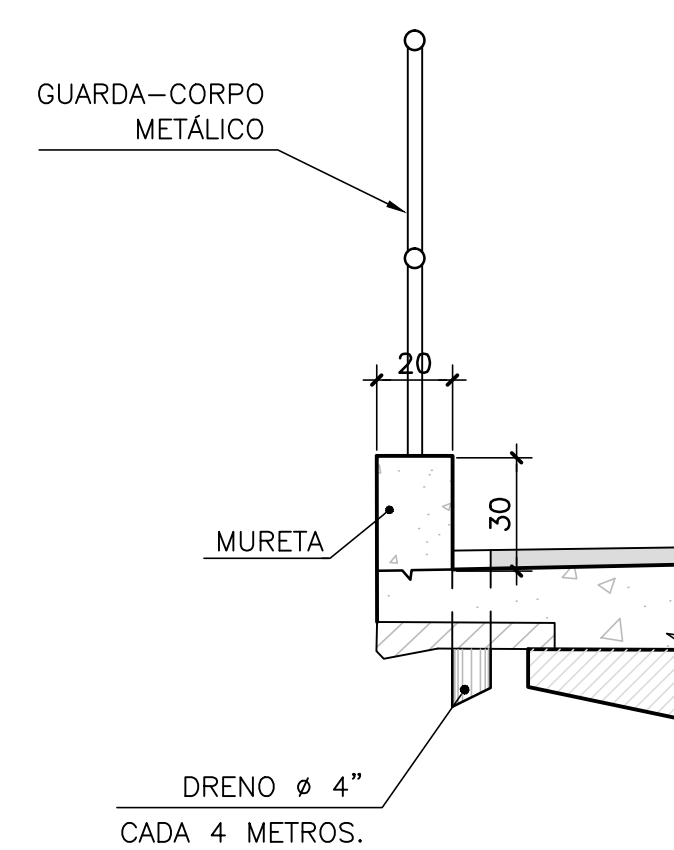
ESCALA=1:50



	Vc (m ³)	Af (m ²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	108,96	82,87

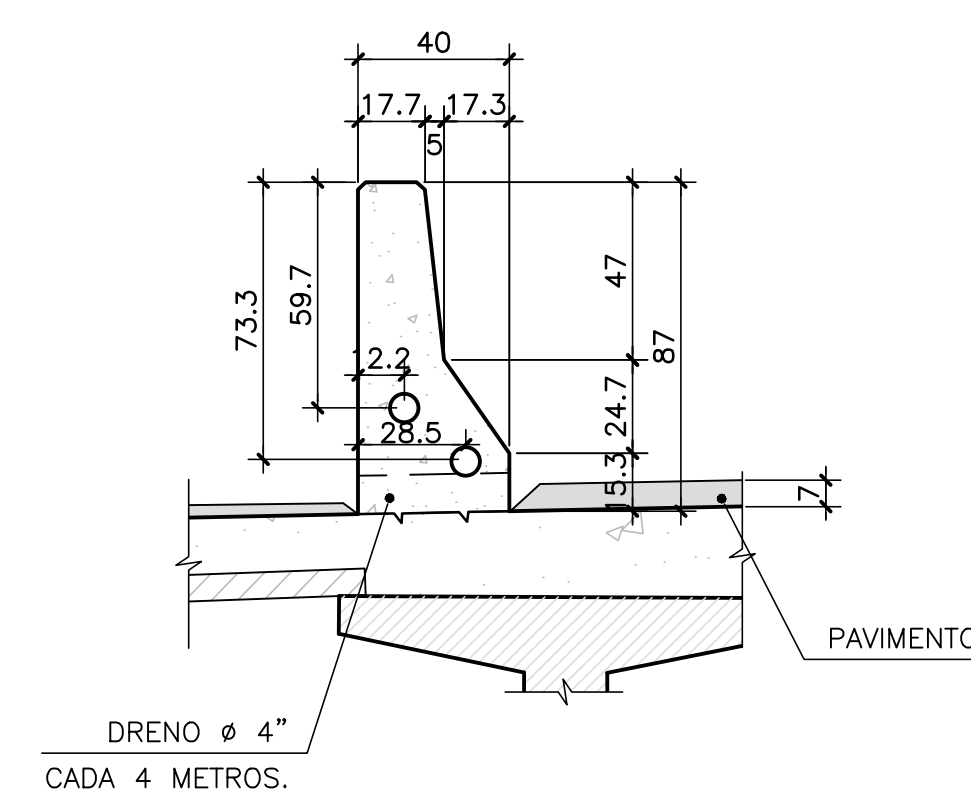
DETALHE 1

ESCALA=1:20



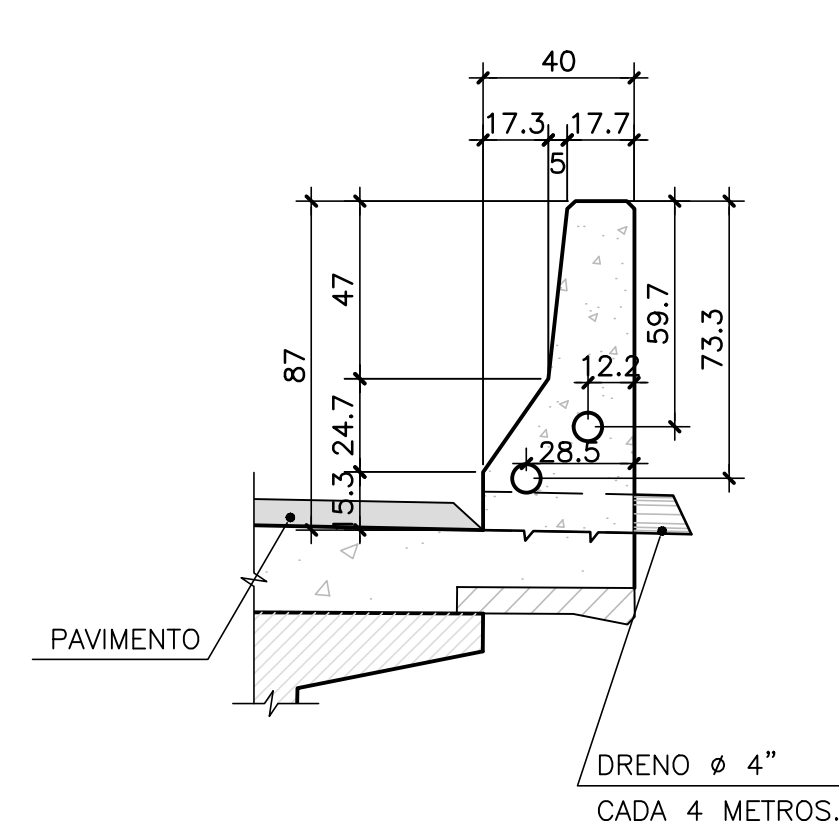
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
 - ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
 - ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
 - ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo
Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo
Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud,
o=Planave S.A. Estudos e Projetos de
Engenharia, ou,
email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:20:29 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1065	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221065A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

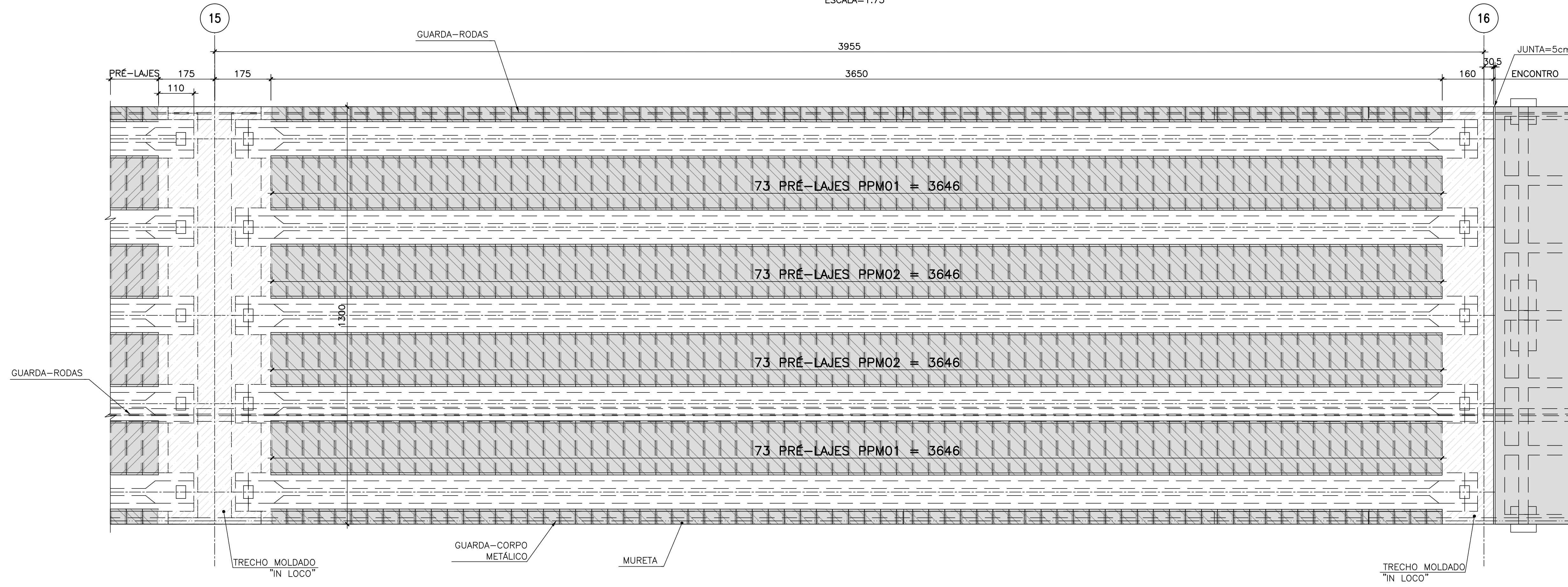
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
FORMA

FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 14 E 15 - RAMO 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-415-IV REV: 1

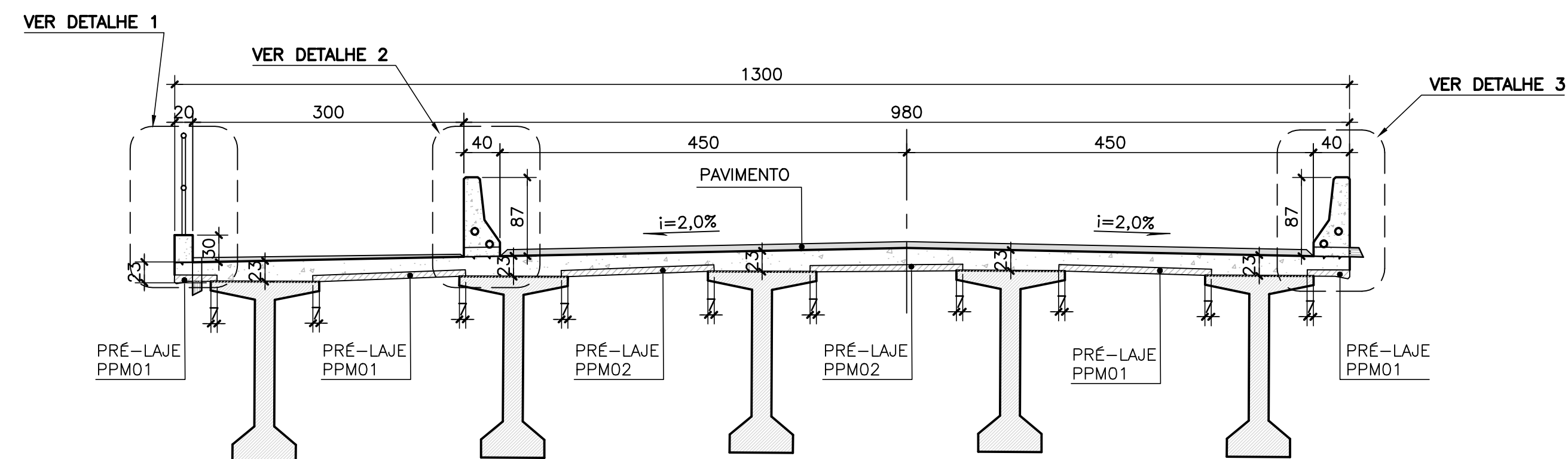
DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 40m - EIXOS 15 E 16 - RAMO 2000

ESCALA=1:75



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO

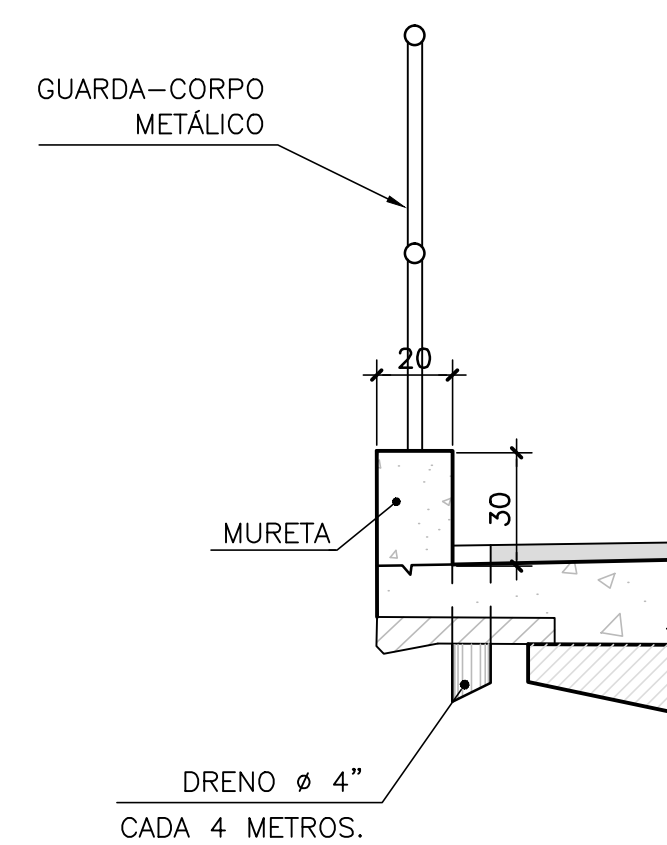
ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	25,46	435,46
LAJE "IN LOCO"	107,45	76,54

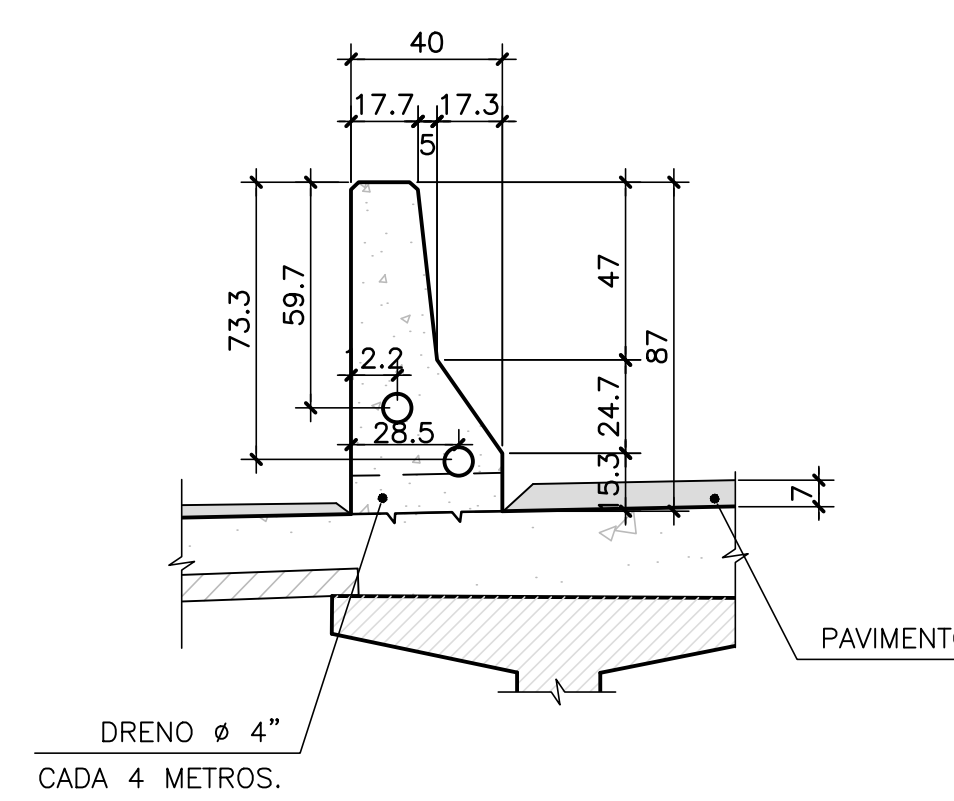
DETALHE 1

ESCALA=1:20



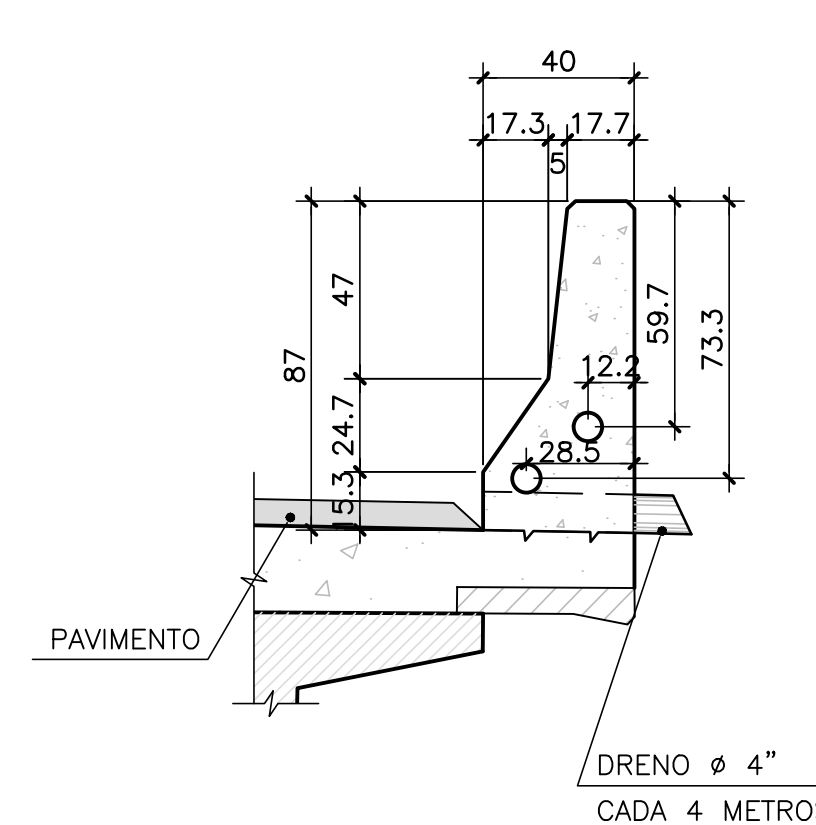
DETALHE 2

ESCALA=1:20



DETALHE 3

ESCALA=1:20



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0.45;
- SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
1ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
2ª ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
3ª ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
4ª ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
5ª ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
6ª ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
7ª ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:20:54 -03'00'

LEGENDAS

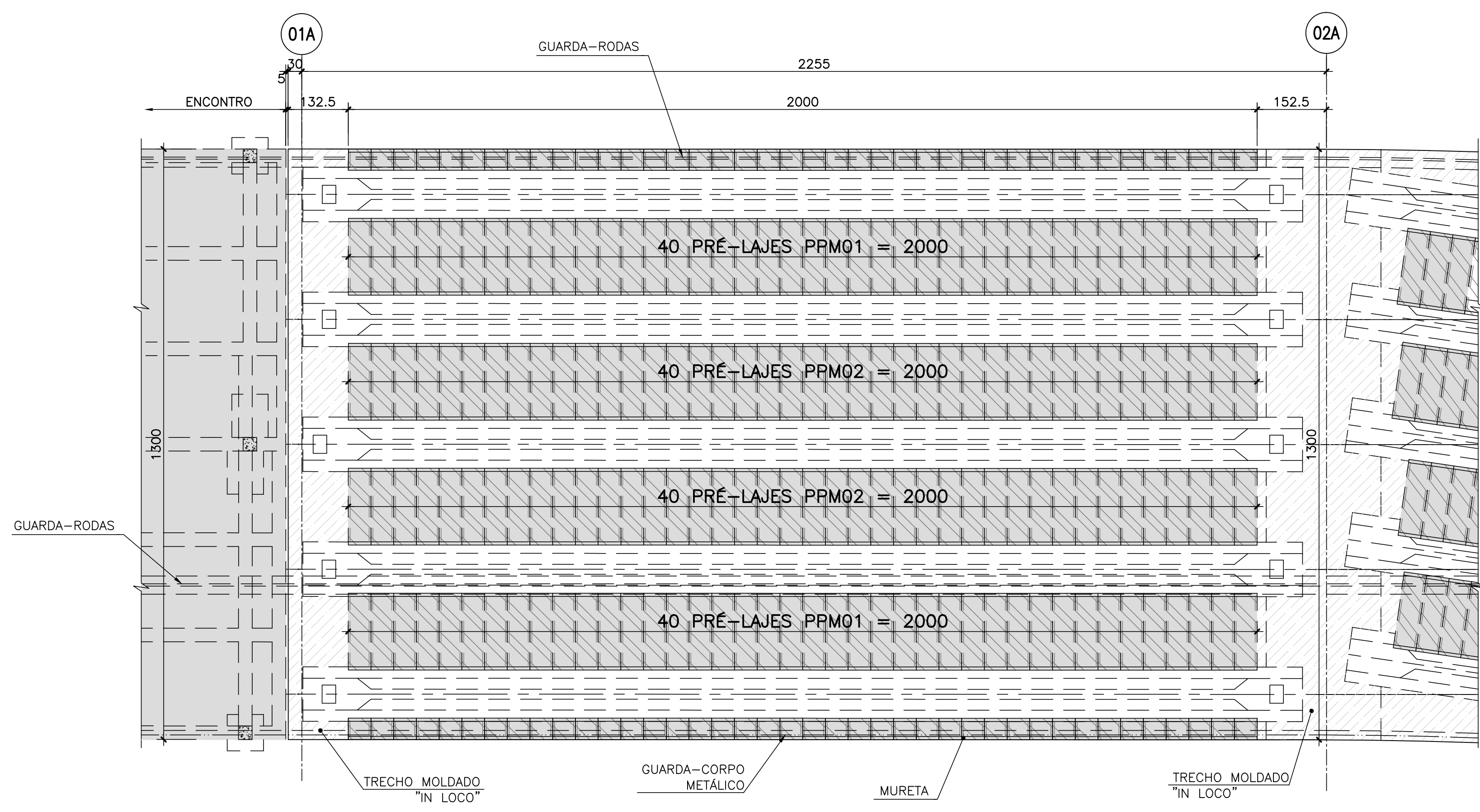
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES					
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00	NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B22-1066
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B221066A1.dwg	EMISSÃO:	A

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA					
EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO					
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL					
FORMA					
FORMA DA LAJE - VÃO DE 40m - EIXOS 15 E 16 - RAMO 2000					
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	I-OAESV-X-R1/16-416-IV		REV.:	1
INDICADA					

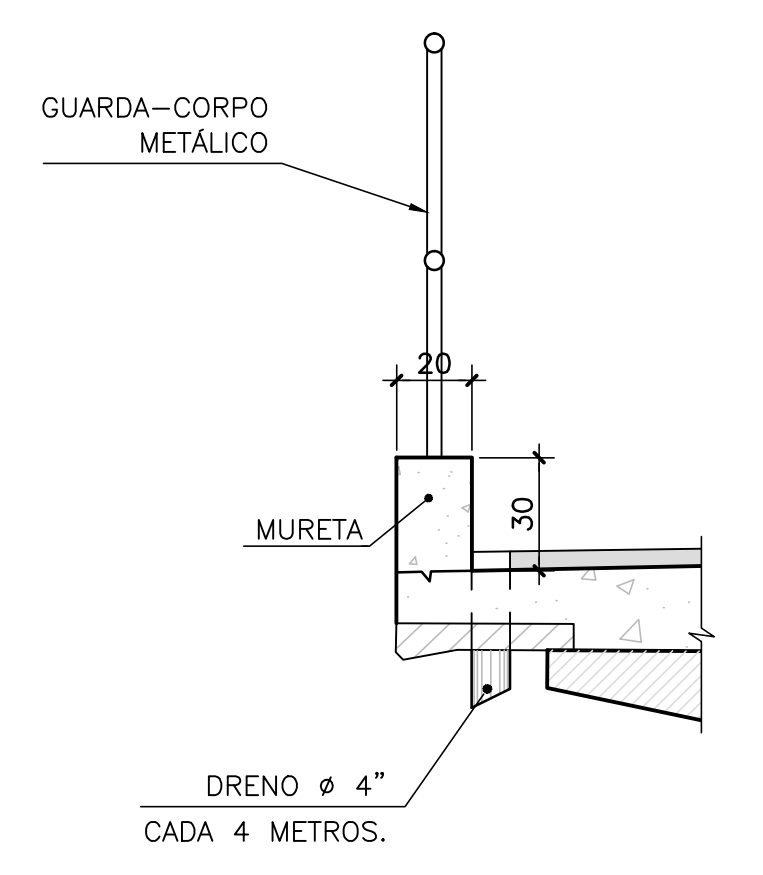
DISTRIBUIÇÃO DAS PRÉ-LAJES - VÃO DE 23m - EIXOS 01A E 02A - RAMO 2000

ESCALA=1:75



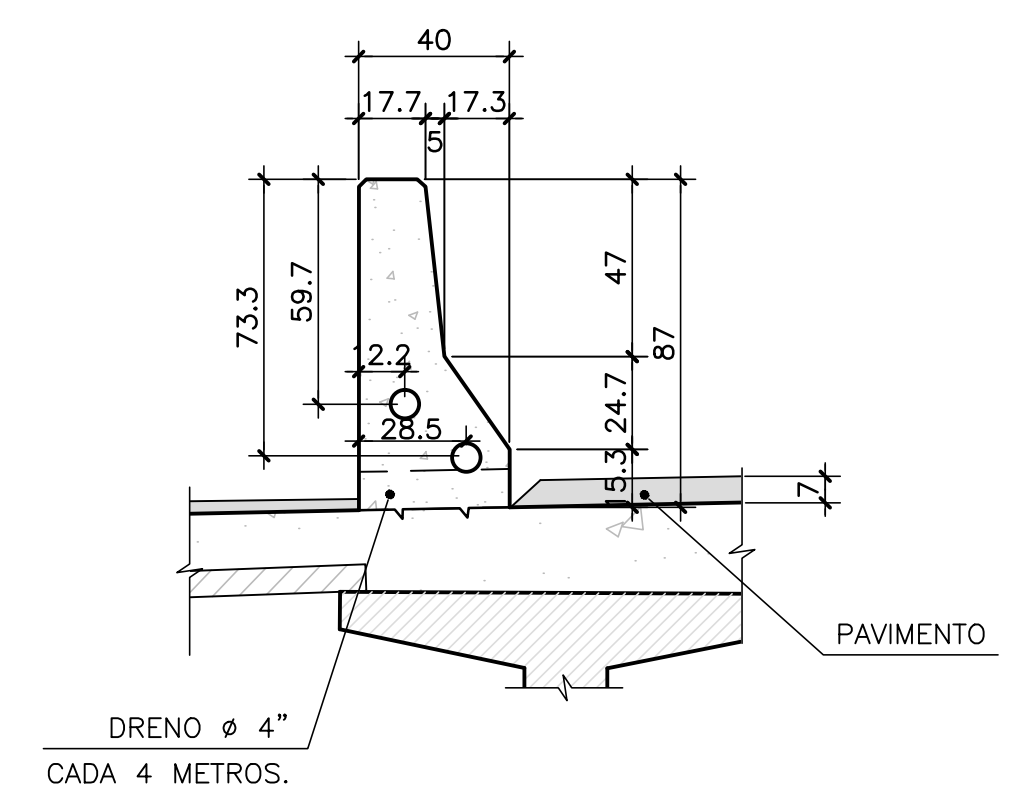
DETALHE 1

ESCALA=1:20



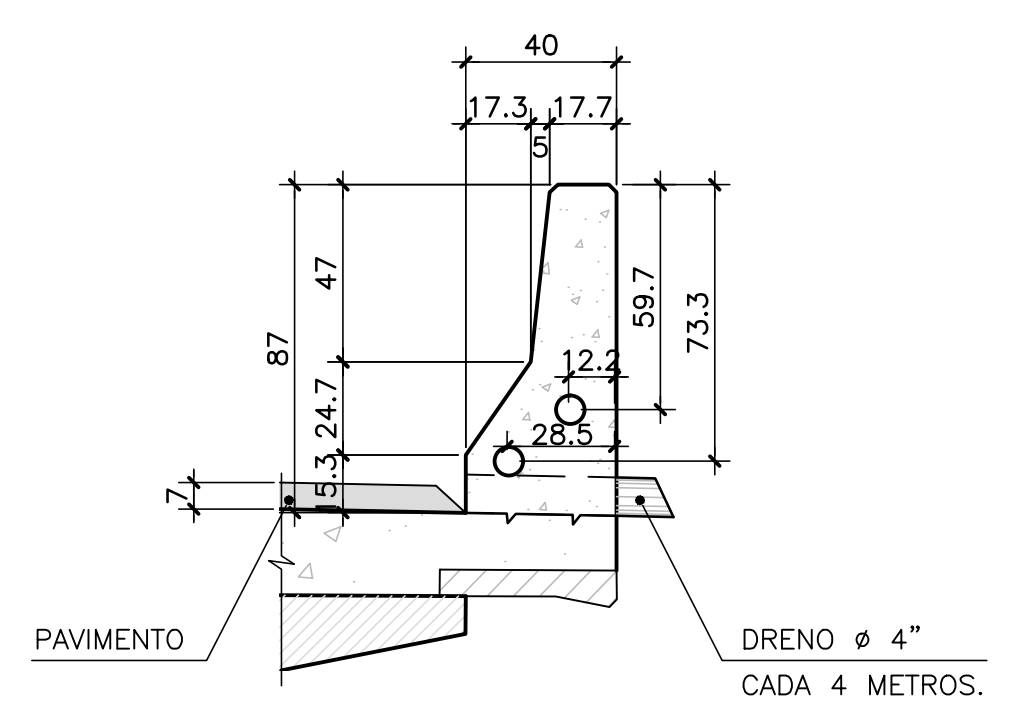
DETALHE 2

ESCALA=1:20



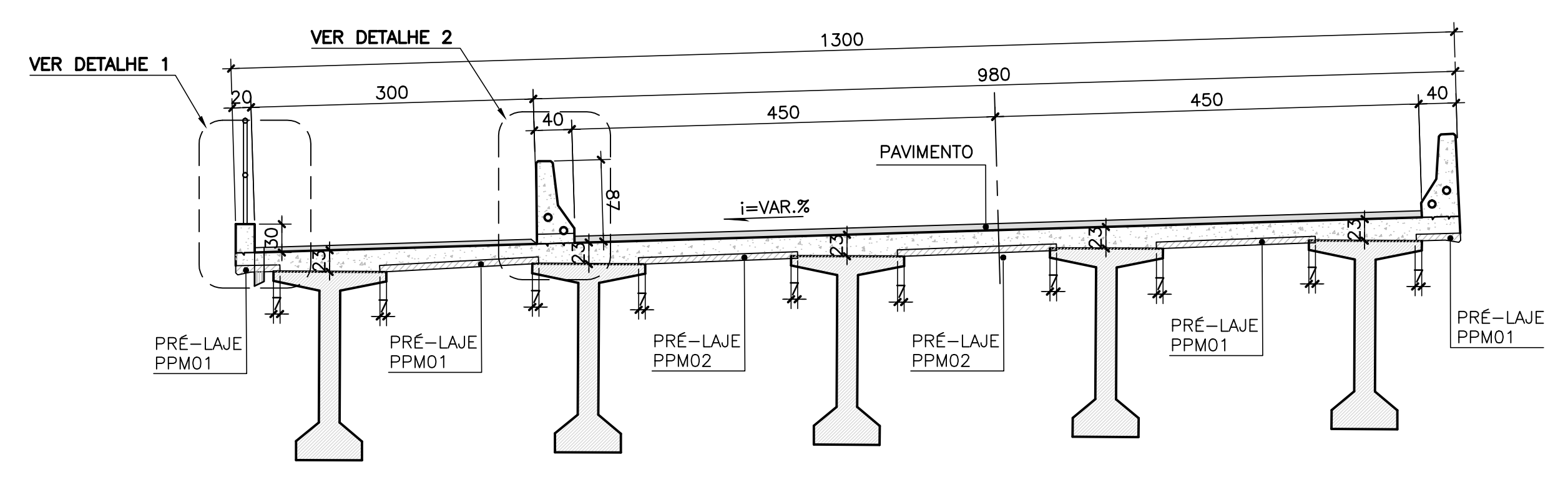
DETALHE 3

ESCALA=1:20



SEÇÃO TRANSVERSAL NO MEIO DO VÃO - RAMO 2000

ESCALA=1:50



	Vc (m³)	Af (m²)
PRÉ-LAJES	13,95	238,61
LAJE "IN LOCO"	61,83	52,71

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS, NÍVEIS E COORDENADAS EM METRO, EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR AGUA/CIMENTO ≤ 0.45;
 - SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE:
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS VIGAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS
 - ETAPA: LANÇAMENTO DAS PRÉ-LAJES
 - ETAPA: CONCRETAGEM DA LAJE
 - ETAPA: EXECUÇÃO DOS FUROS DOS DRENOS
 - ETAPA: POSICIONAMENTO DOS DRENOS DO GUARDA-RODAS
 - ETAPA: EXECUÇÃO DO GUARDA-RODAS E GUARDA-CORPO

Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:21:13 -03'00'

LEGENDAS

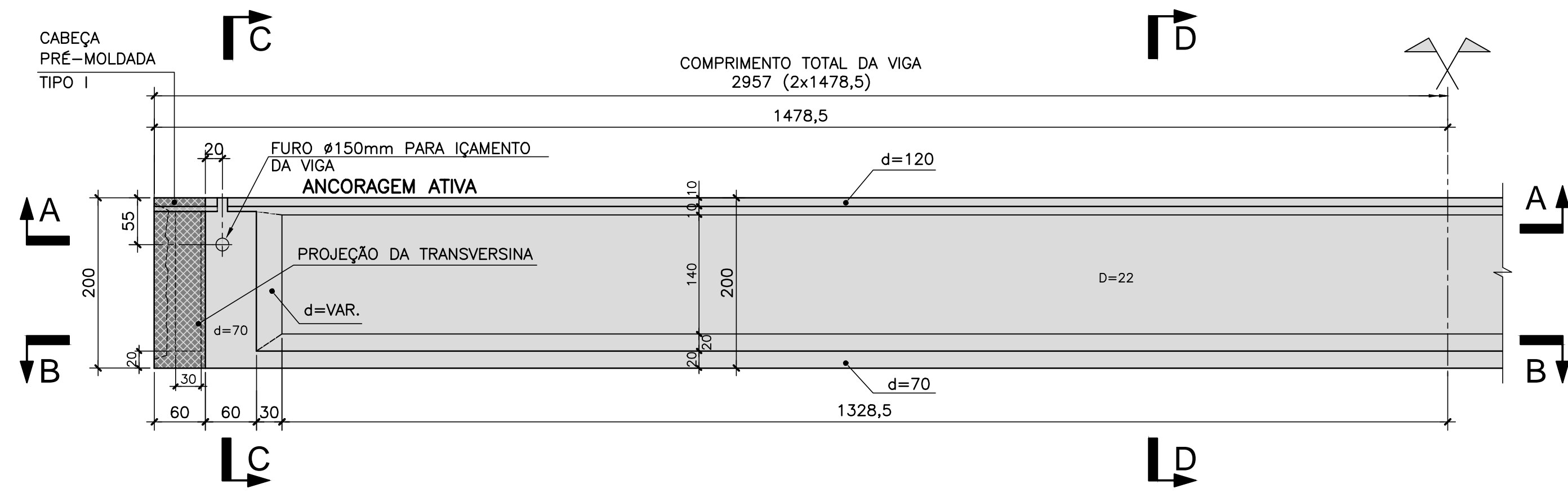
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
0	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1067	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221067A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA	
EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO	
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL	
FORMA DA LAJE - VÃO DE 23m - EIXOS 01A E 02A - RAMO 2000	
ESCALA: INDICADA	NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-417-IV
	REV.: 1

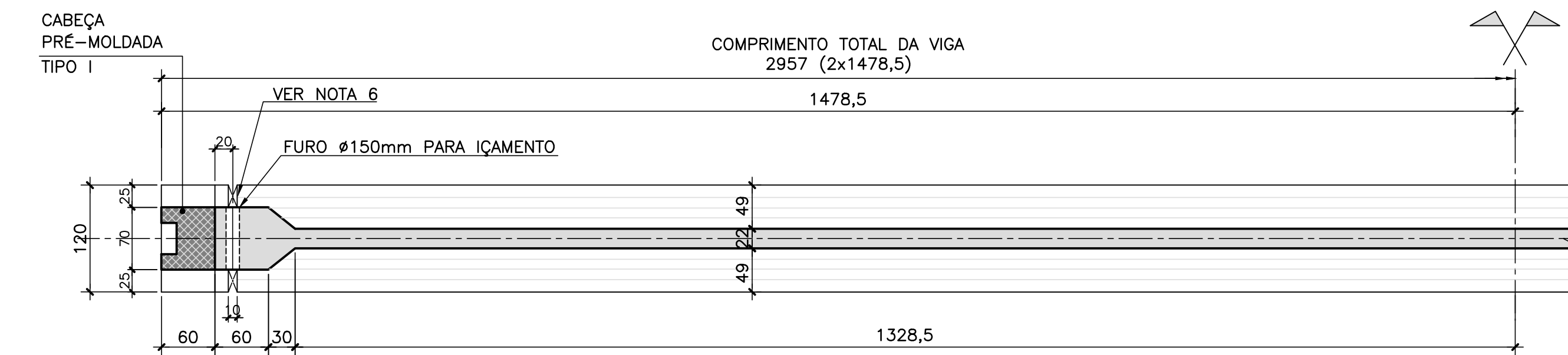
FORMA DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS V2 DO VÃO ENTRE AP2A E AP3A (2V02) – RAMO 2000 – ELEVÇÃO EM VISTA

ESCALA=1:50



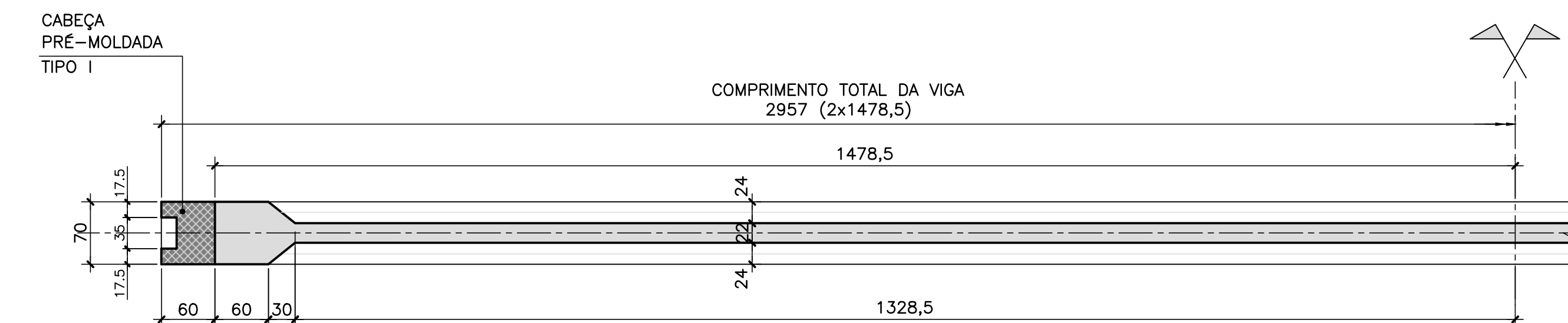
CORTE A-A

ESCALA=1:50



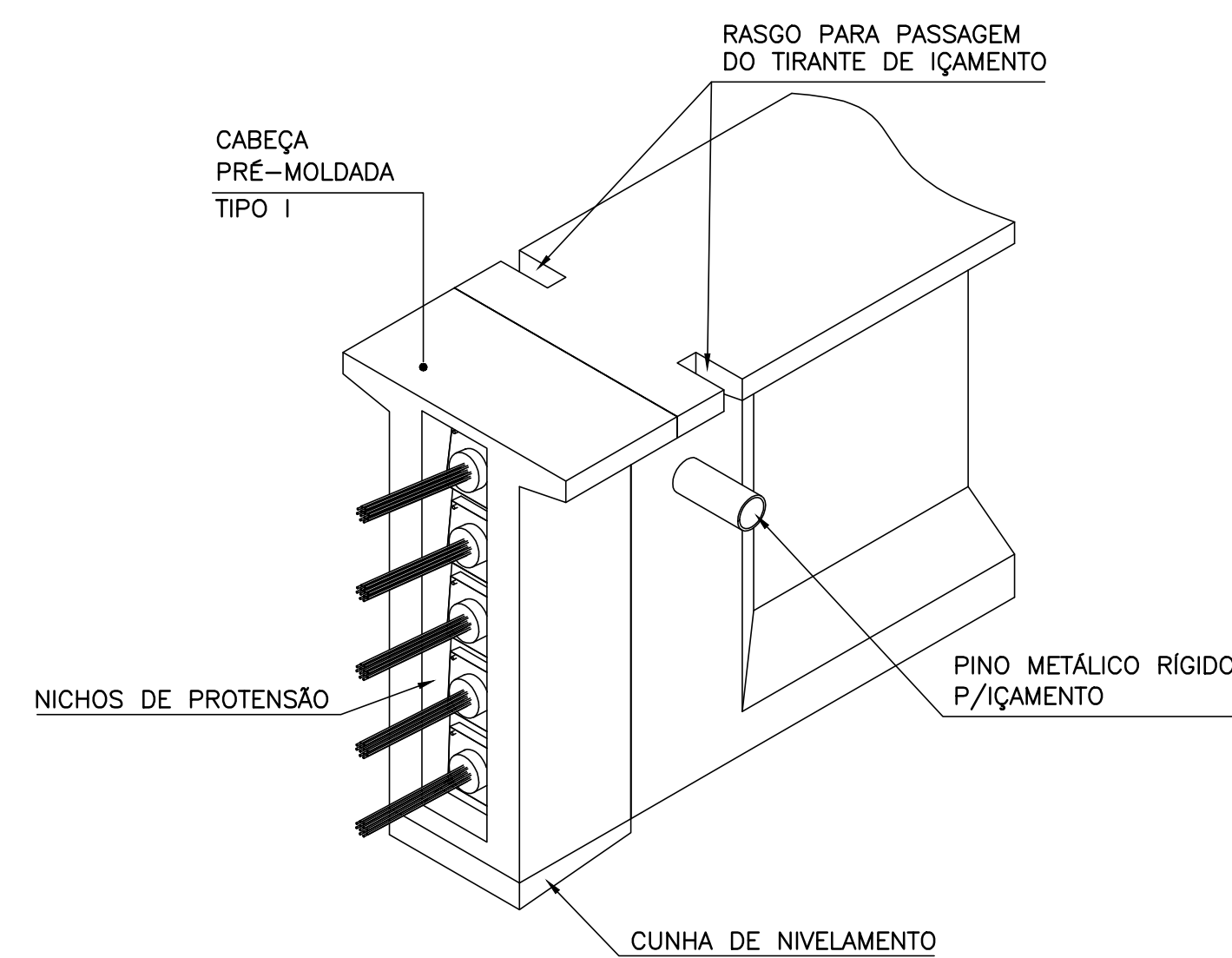
CORTE B-B

ESCALA=1:50



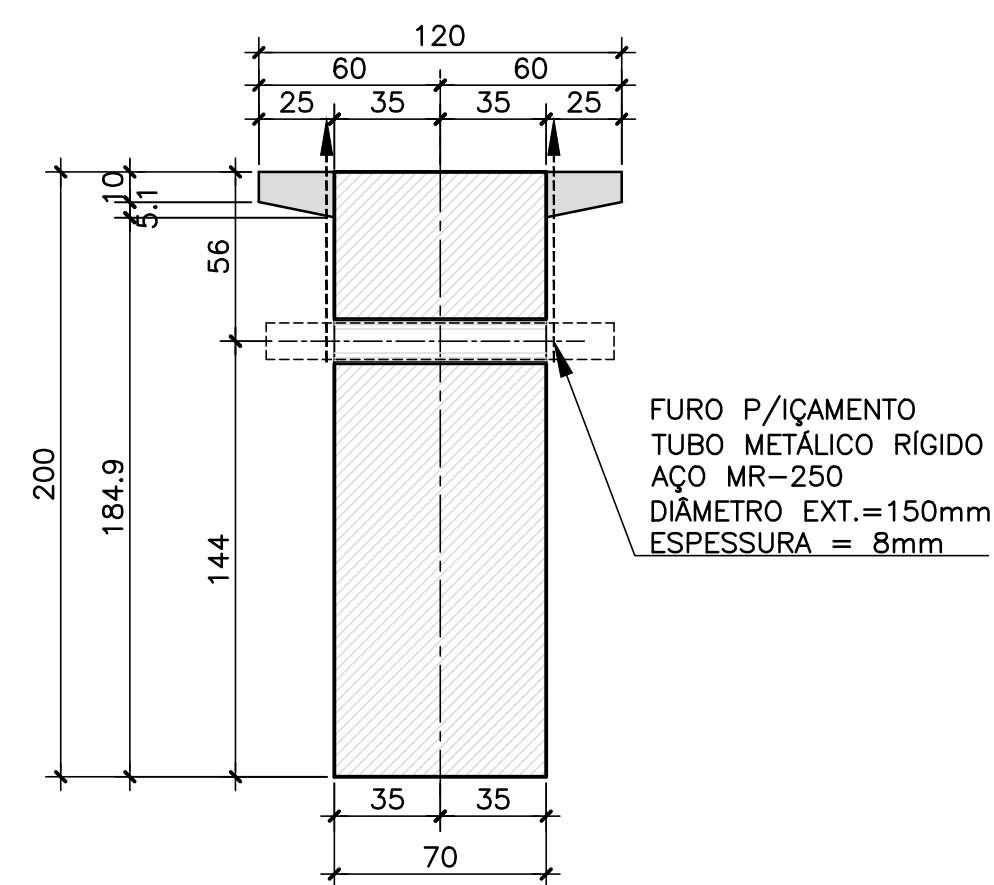
PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



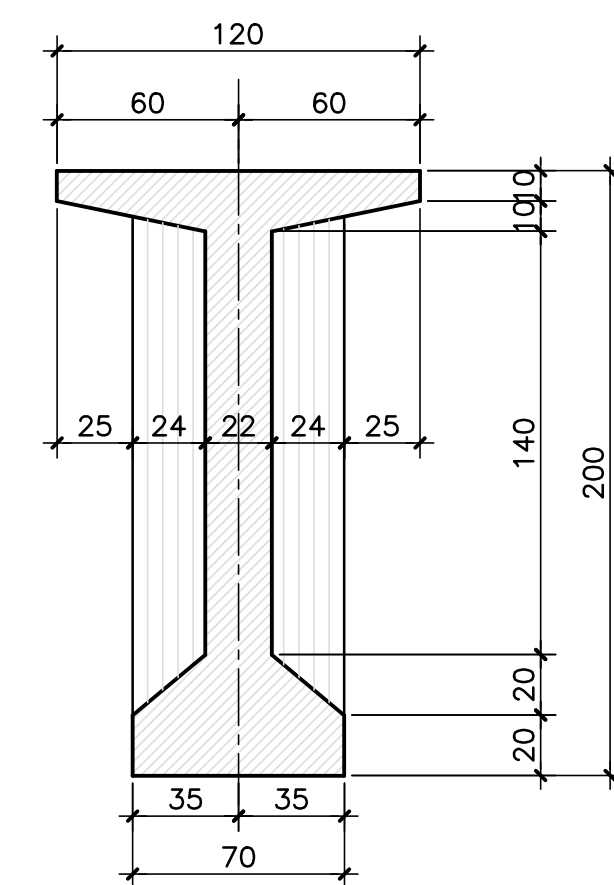
CORTE C-C

ESCALA=1:25



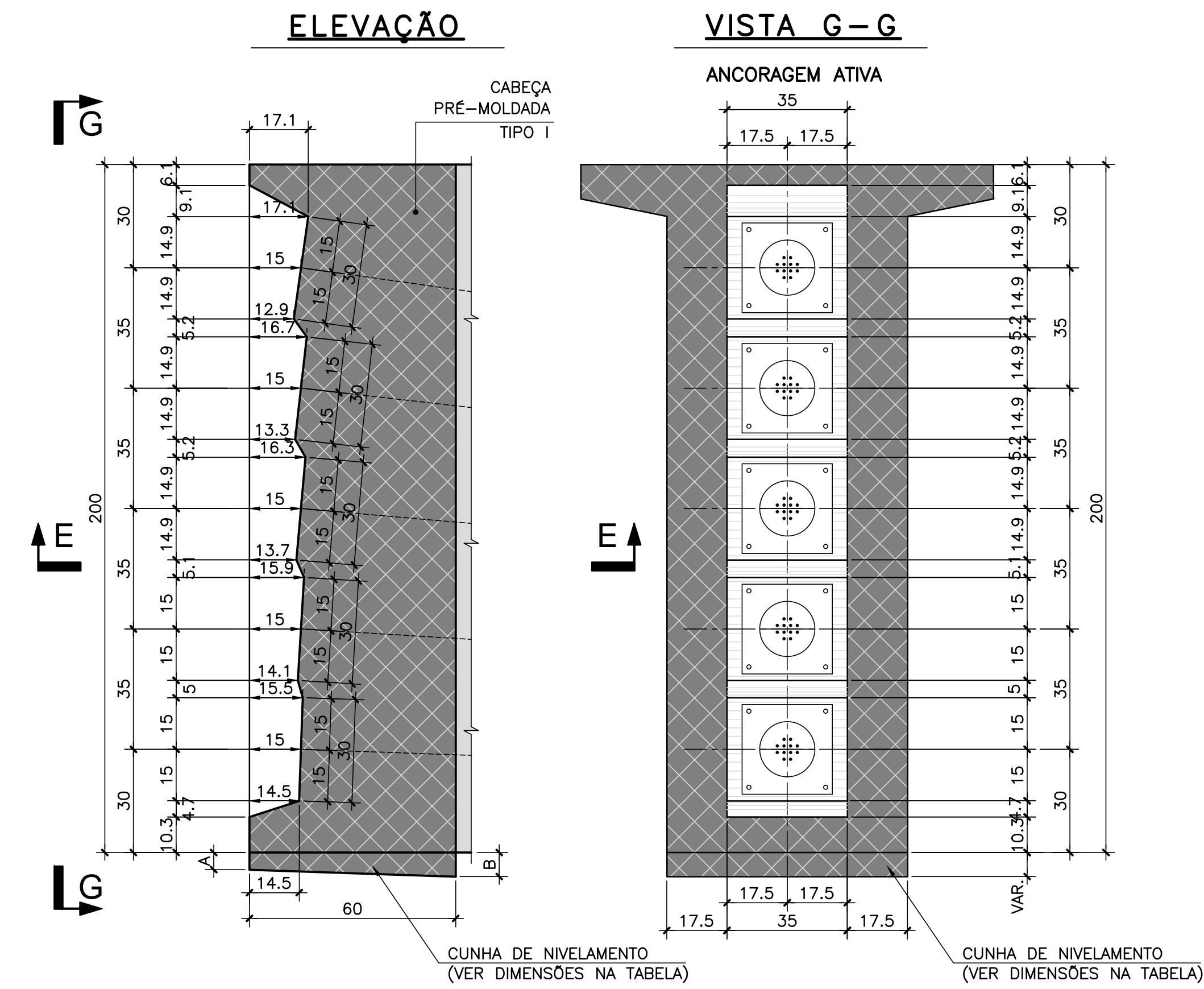
CORTE D-D

ESCALA=1:25



DETALHE DOS NICHOS

ESCALA=1:12,5

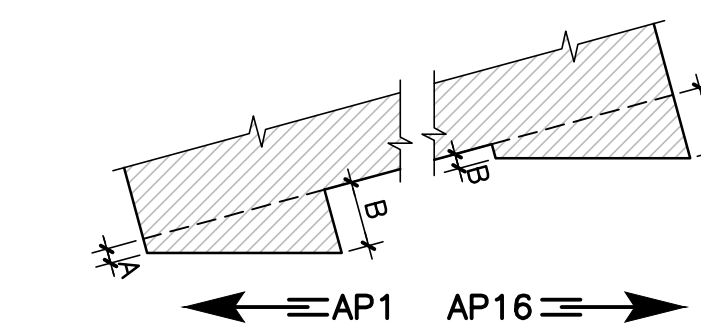


RESUMO PARA 1 VIGA

VIGA	VOLUME	PESO	FÔRMA
V2	23,59 (m³)	59,0 (tf)	170,55 (m²)

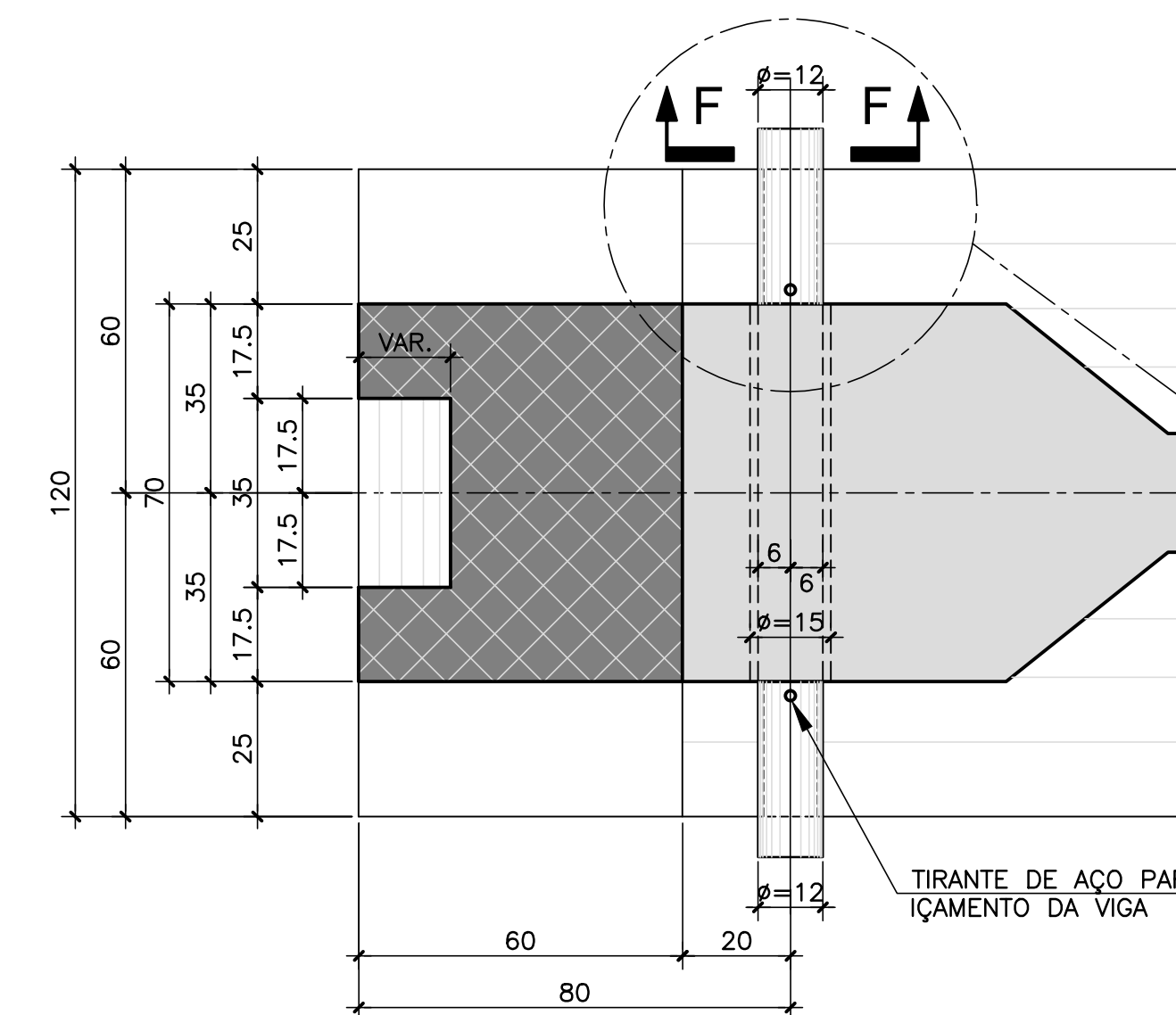
ALTURA DAS CUNHAS DE NIVELAMENTO

VÃO	LADO AP1		LADO AP16	
	A(cm)	B(cm)	A(cm)	B(cm)
AP2A-AP3A	5,0	9,5	9,5	5,0



CORTE E-E

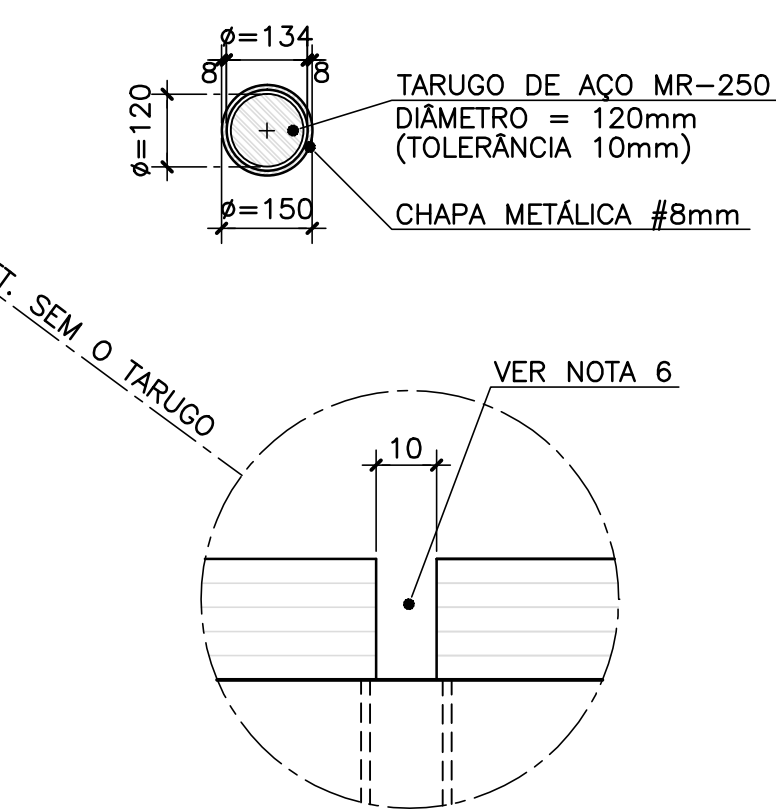
ESCALA=1:12,5



CORTE F-F

ESCALA=1:12,5

DIMENSÃO EM MILÍMETRO



NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 1_ (VIGAS) _____ fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - A FACE SUPERIOR DA VIGA E AS SUPERFÍCIES DE INTERSEÇÃO ENTRE A VIGA E AS TRANSVERSINAS DEVEM SER INTENCIONALMENTE ÁSPERAS COM RUGOSIDADE QUE GARANTA O ATRITO APÓS A CONCRETAGEM DAS LAJES E TRANSVERSINAS;
 - APÓS O LANÇAMENTO DAS VIGAS, TRAVAR PROVISORIAMENTE ATÉ A EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS.
 - DEIXAR RASGO E CONCRETAR POSTERIORMENTE PARTE DO TALÃO SUPERIOR DA VIGA PARA PASSAGEM DO TIRANTE DE IÇAMENTO.

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:21:33 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1068	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B221068A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

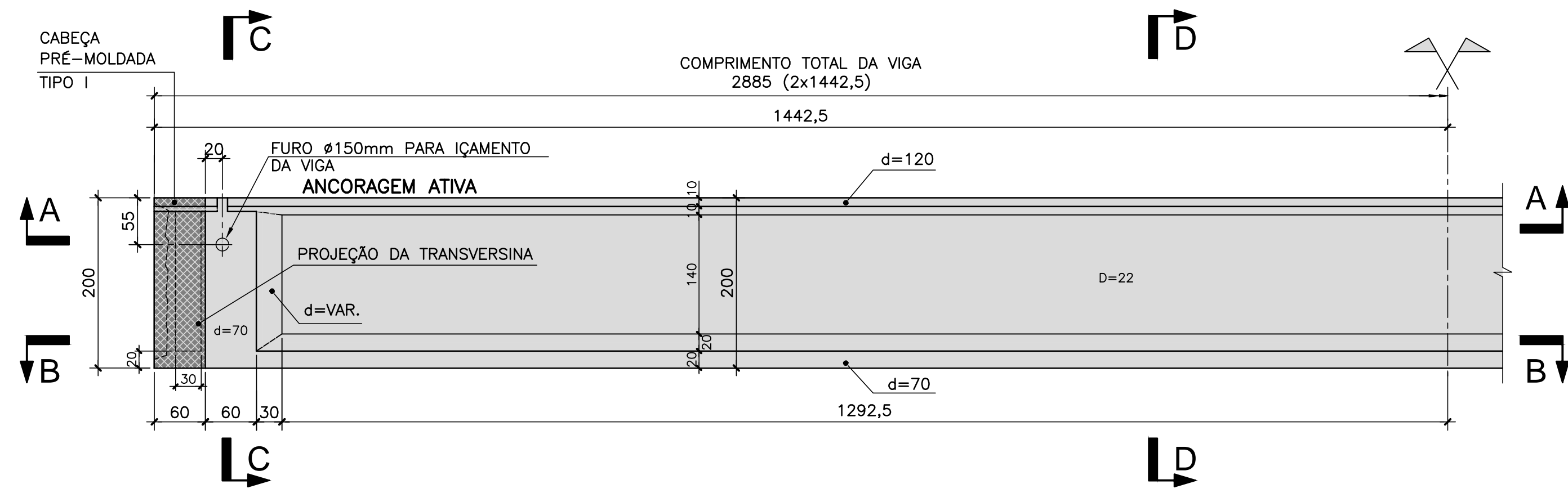
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS

VIGA PRÉ-MOLDADA V2 DO VÃO ENTRE AP2A E AP3A (2V02) – RAMO 2000

INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-418-IV REV: 1

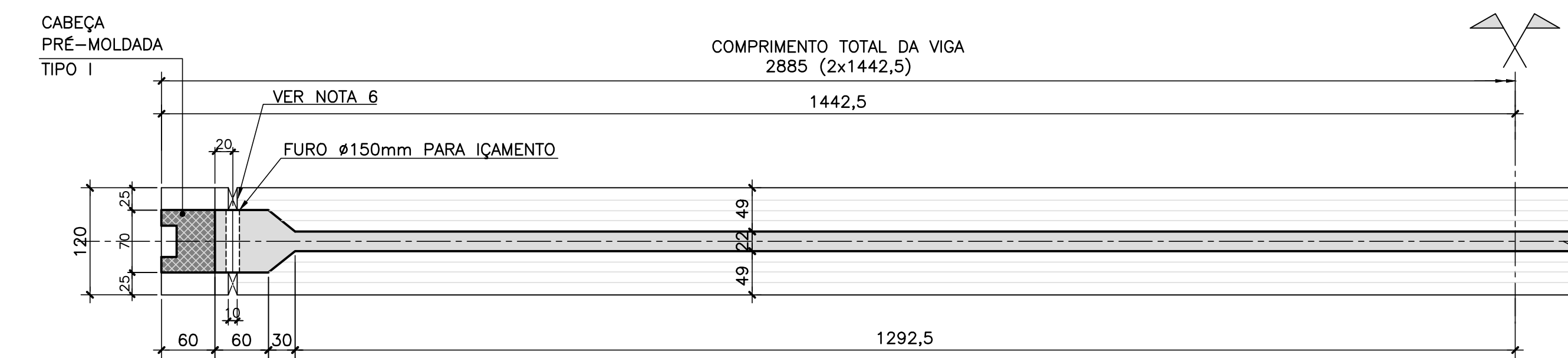
FORMA DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS V3 DO VÃO ENTRE AP2A E AP3A (2V02) – RAMO 2000 – ELEVÇÃO EM VISTA

ESCALA=1:50



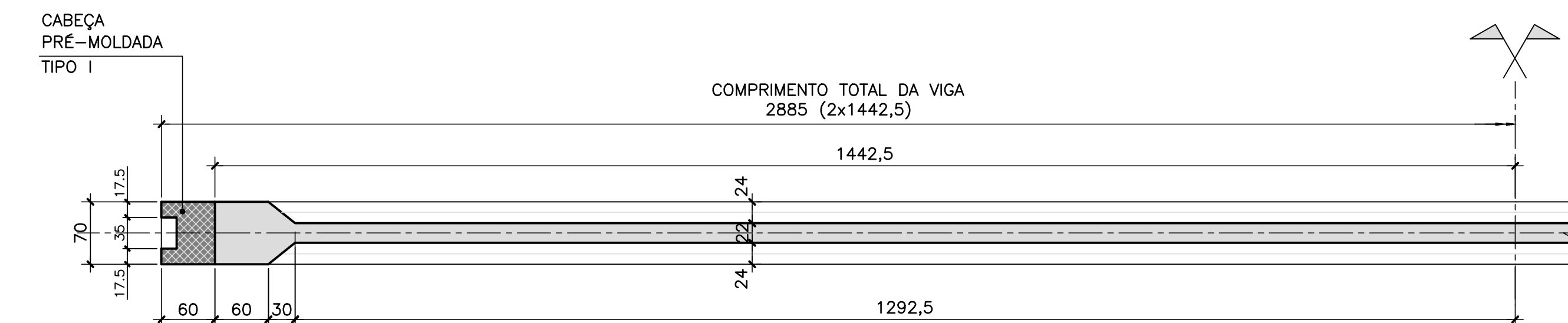
CORTE A-A

ESCALA=1:50



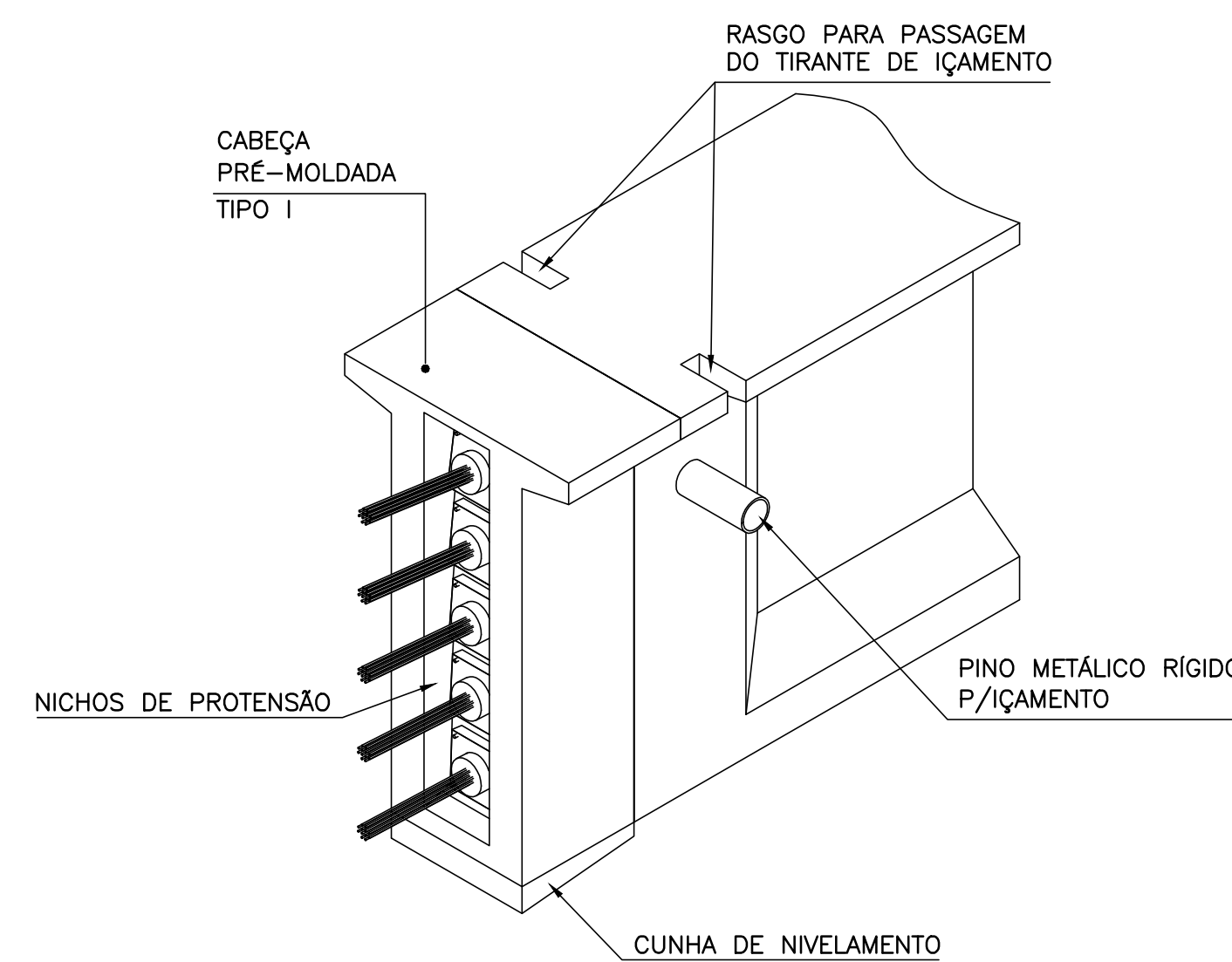
CORTE B-B

ESCALA=1:50



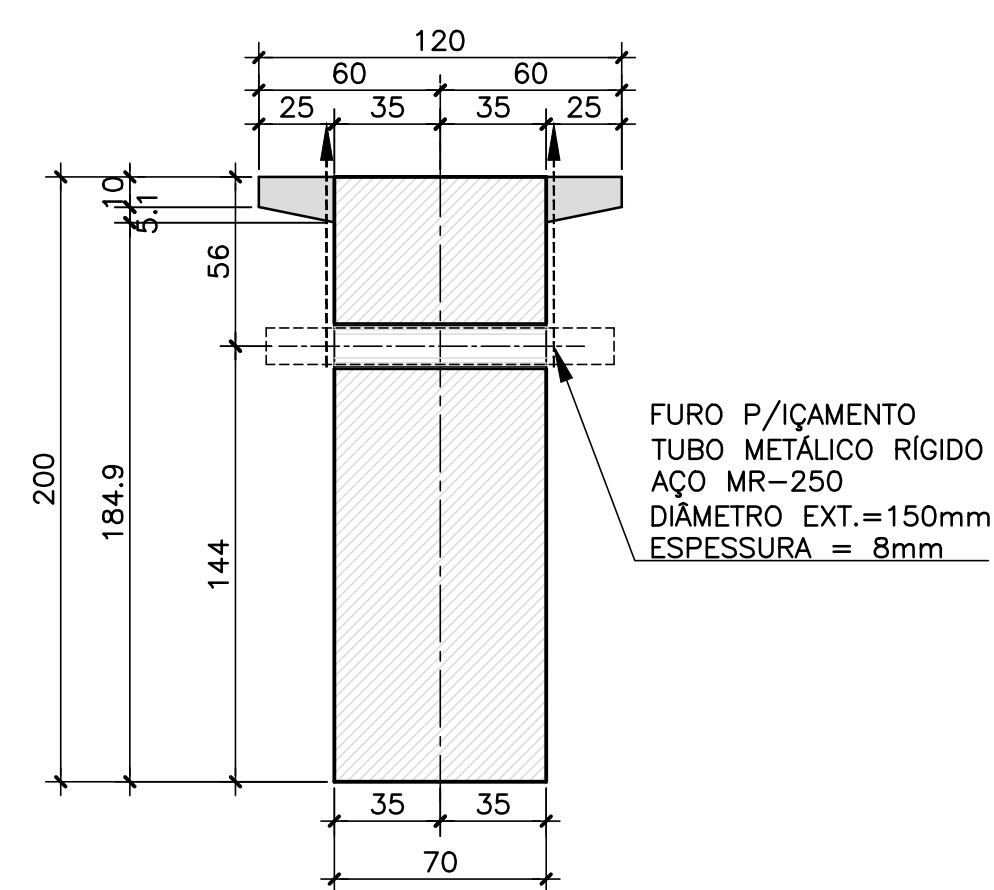
PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



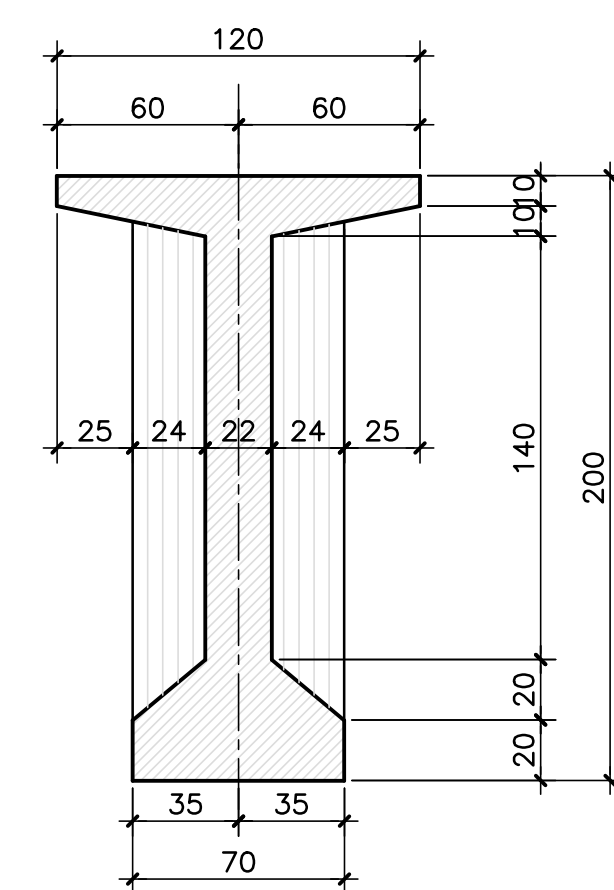
CORTE C-C

ESCALA=1:25



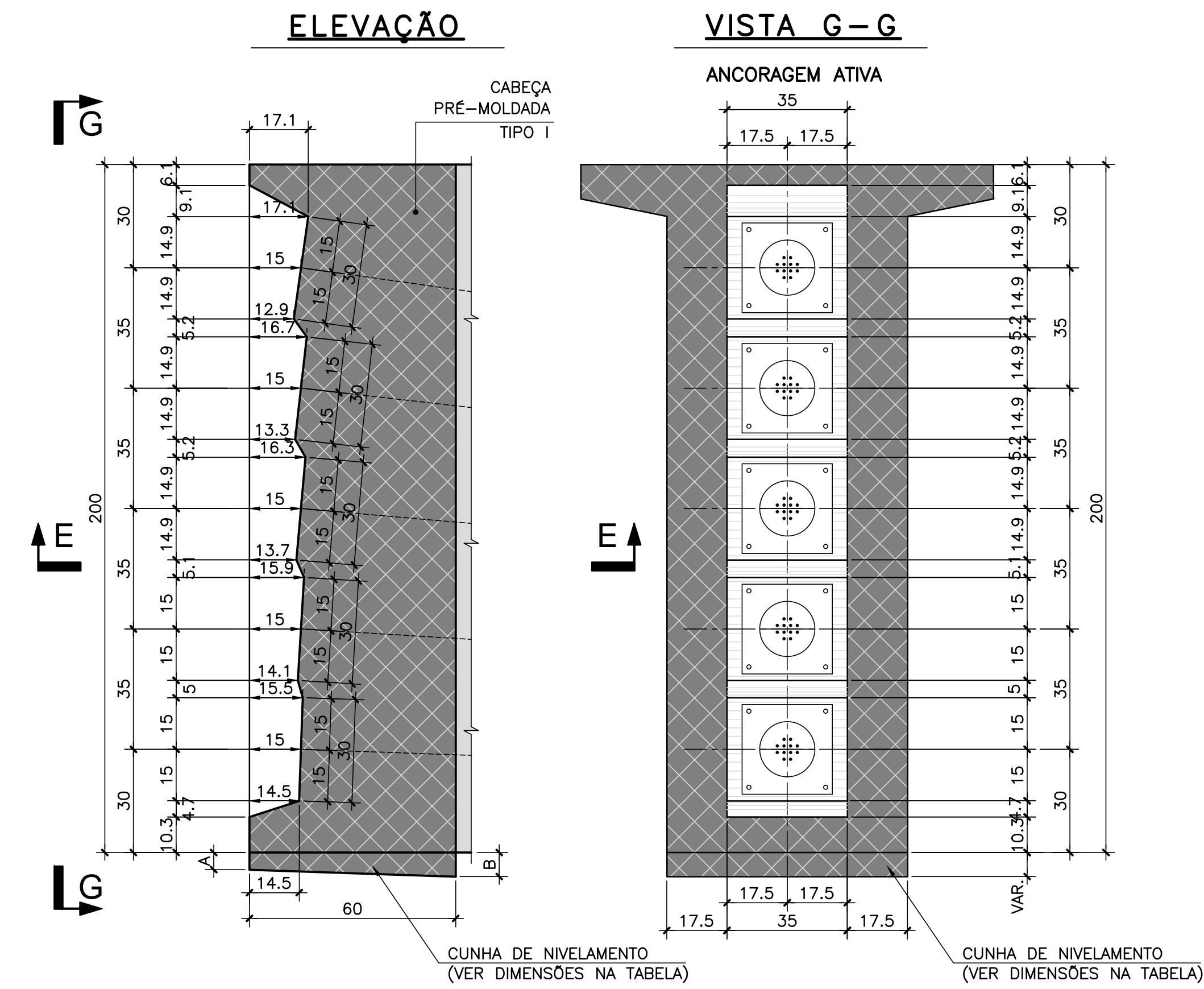
CORTE D-D

ESCALA=1:25



DETALHE DOS NICHOS

ESCALA=1:12,5



RESUMO PARA 1 VIGA			
VIGA	VOLUME	PESO	FÔRMA
V3	23,07 (m ³)	57,7 (tf)	166,43(m ²)

VÃO	ALTURA DAS CUNHAS DE NIVELAMENTO			
	LADO AP1	LADO AP16	LADO AP16	LADO AP1
	A(cm)	B(cm)	A(cm)	B(cm)
AP2A-AP3A	5,0	9,5	9,5	5,0

NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 1_ (VIGAS) _____ f_{ck}=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - A FACE SUPERIOR DA VIGA E AS SUPERFÍCIES DE INTERSEÇÃO ENTRE A VIGA E AS TRANSVERSINAS DEVEM SER INTENCIONALMENTE ÁSPERAS COM RUGOSIDADE QUE GARANTA O ATRITO APÓS A CONCRETAGEM DAS LAJES E TRANSVERSINAS;
 - APÓS O LANÇAMENTO DAS VIGAS, TRAVAR PROVISORIAMENTE ATÉ A EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS.
 - DEIXAR RASGO E CONCRETAR POSTERIORMENTE PARTE DO TALÃO SUPERIOR DA VIGA PARA PASSAGEM DO TIRANTE DE IÇAMENTO.

Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:21:54 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OS:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1069	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B221069A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

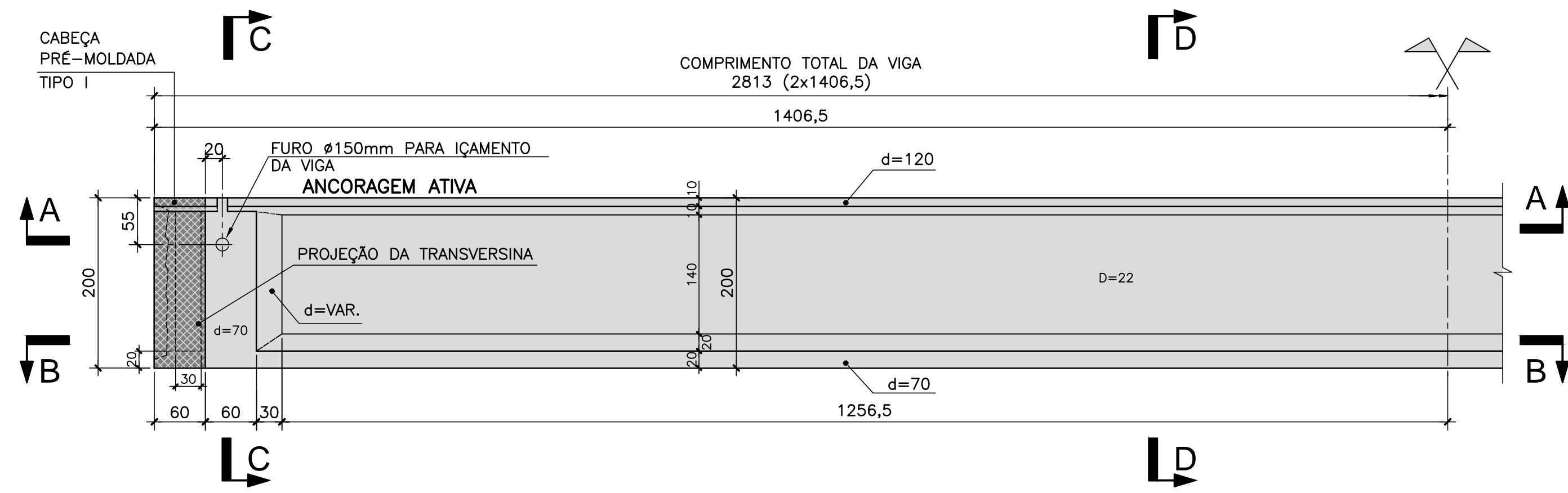
EMPREENHAMENTO:
 OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS

VIGA PRÉ-MOLDADA V3 DO VÃO ENTRE AP2A E AP3A (2V02) – RAMO 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-419-IV REV.: 1

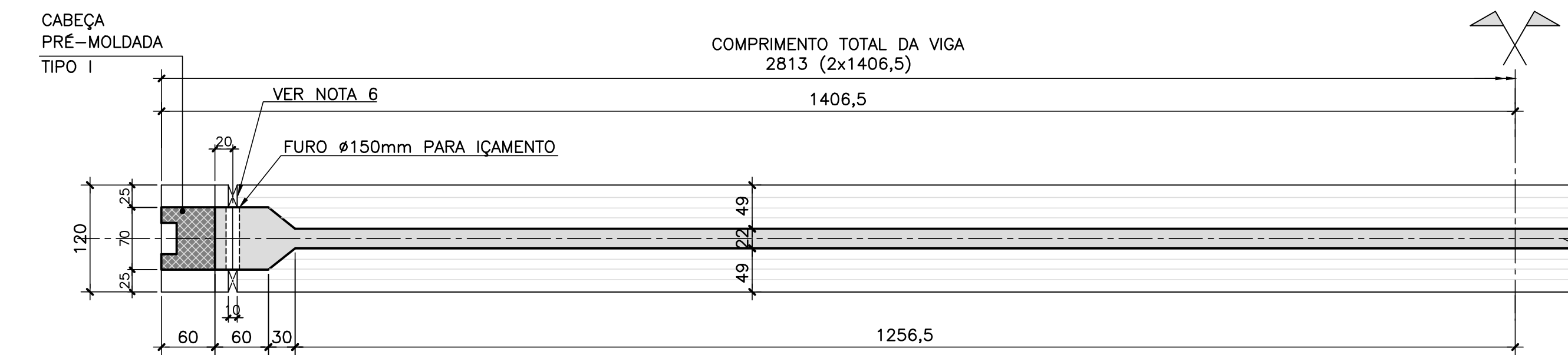
FORMA DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS V4 DO VÃO ENTRE AP2A E AP3A (2V02) – RAMO 2000 – ELEVÇÃO EM VISTA

ESCALA=1:50



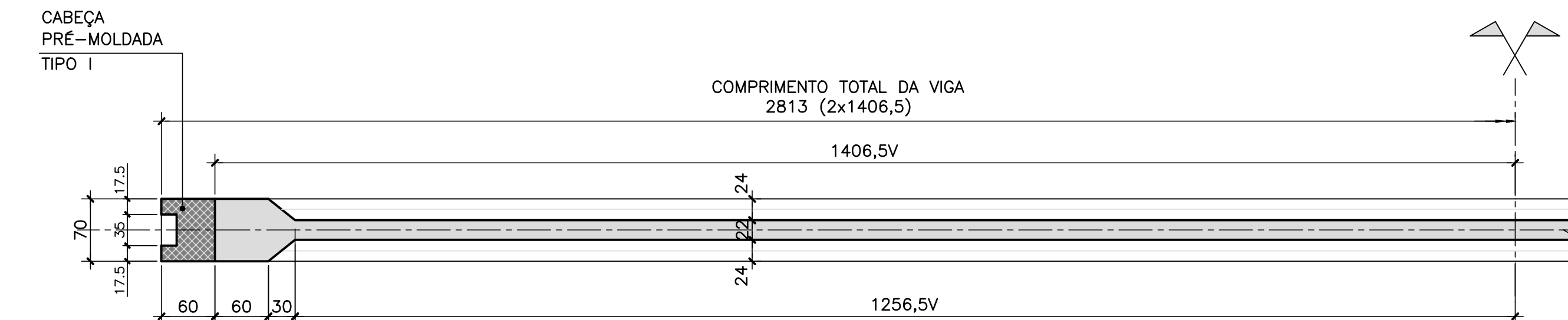
CORTE A-A

ESCALA=1:50



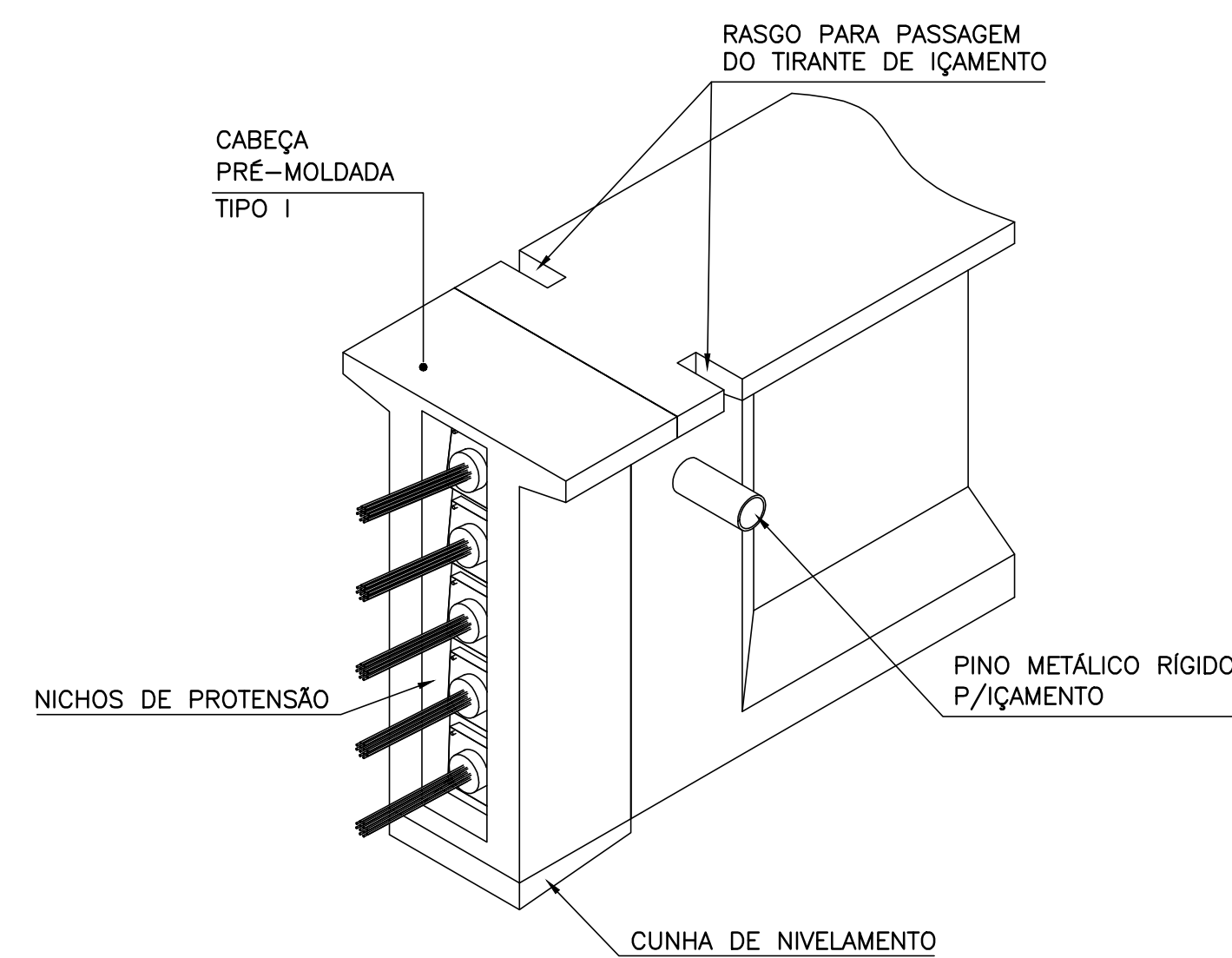
CORTE B-B

ESCALA=1:50



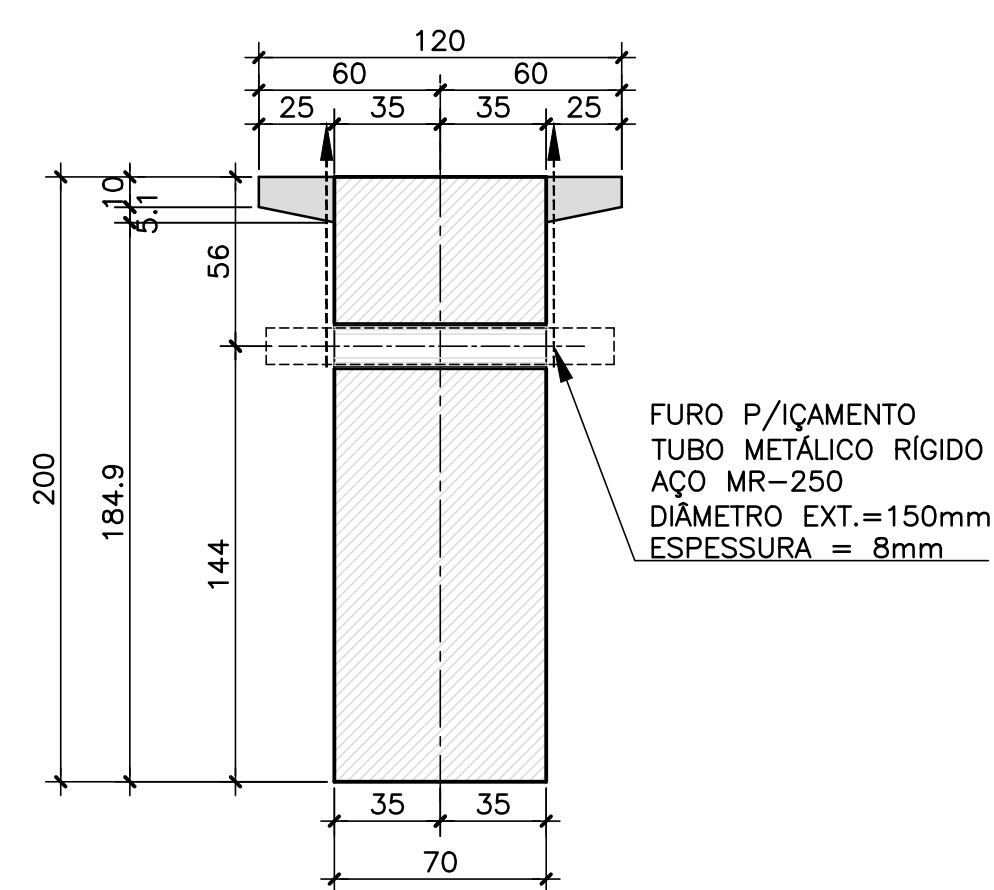
PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



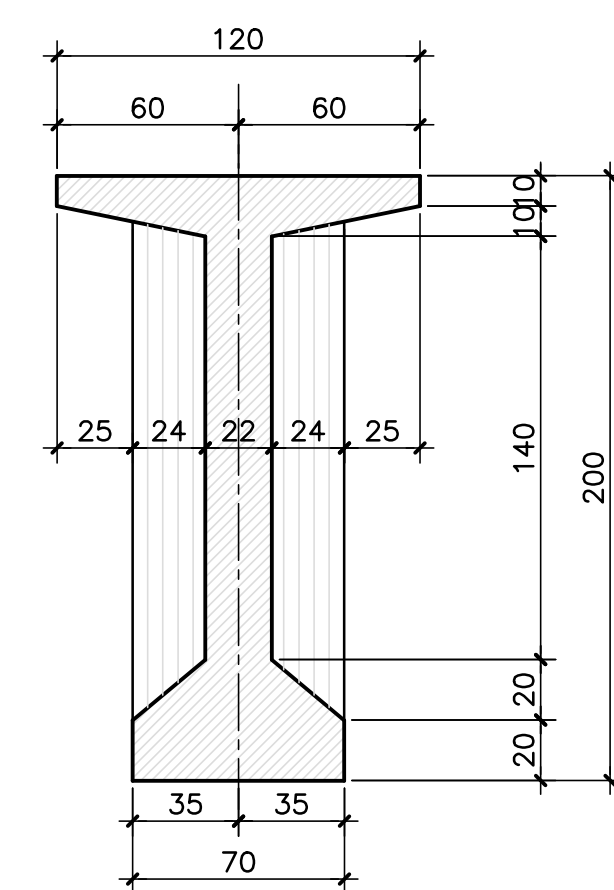
CORTE C-C

ESCALA=1:25



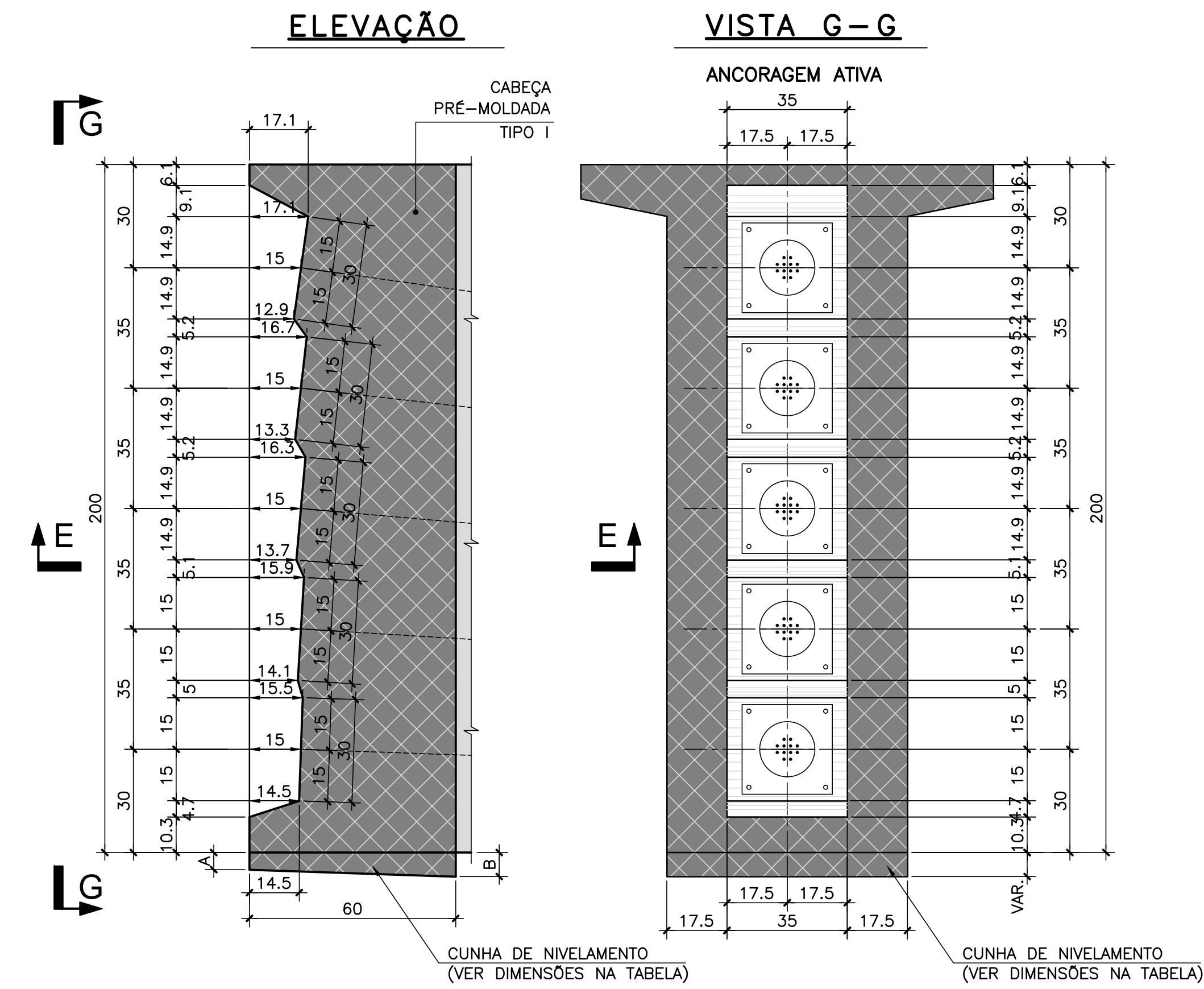
CORTE D-D

ESCALA=1:25



DETALHE DOS NICHOS

ESCALA=1:12,5

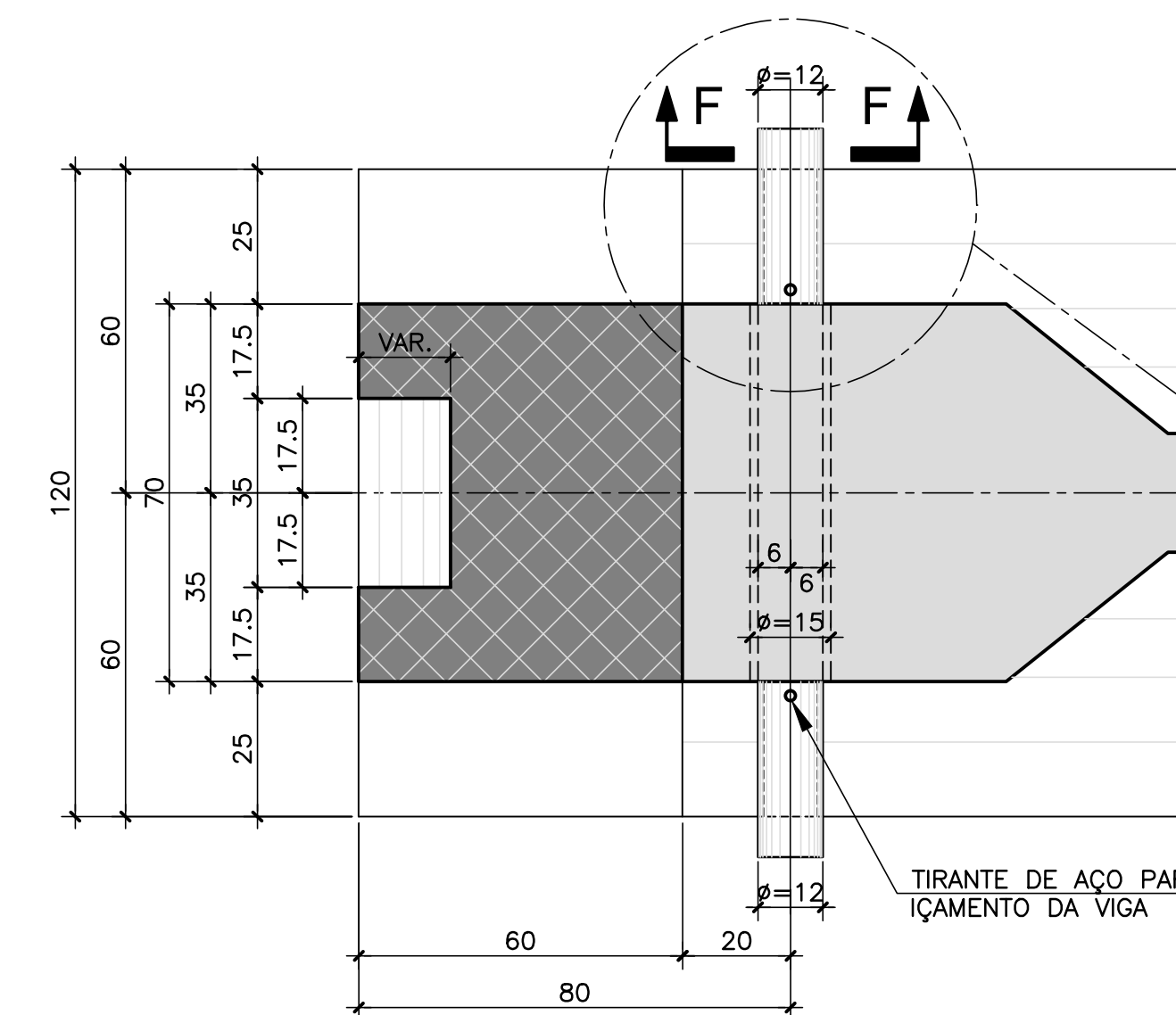


RESUMO PARA 1 VIGA			
VIGA	VOLUME	PESO	FÔRMA
V4	22,54 (m³)	56,4 (tf)	162,30(m²)

VÃO	ALTURA DAS CUNHAS DE NIVELAMENTO			
	LADO AP1 A(cm)	LADO AP16 B(cm)	LADO AP16 A(cm)	LADO AP16 B(cm)
AP2A-AP3A	5,0	9,5	9,5	5,0

CORTE E-E

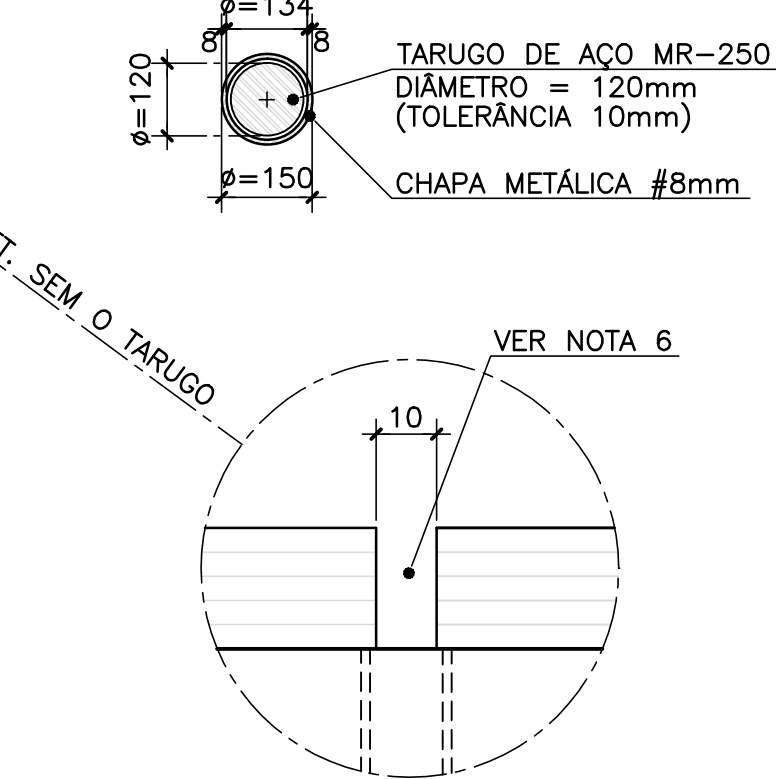
ESCALA=1:12,5



CORTE F-F

ESCALA=1:12,5

DIMENSÃO EM MILÍMETRO



NOTAS GERAIS

- NOTAS :**
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 1_ (VIGAS) _____ fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - A FACE SUPERIOR DA VIGA E AS SUPERFÍCIES DE INTERSEÇÃO ENTRE A VIGA E AS TRANSVERSINAS DEVEM SER INTENCIONALMENTE ÁSPERAS COM RUGOSIDADE QUE GARANTA O ATRITO APÓS A CONCRETAGEM DAS LAJES E TRANSVERSINAS;
 - APÓS O LANÇAMENTO DAS VIGAS, TRAVAR PROVISORIAMENTE ATÉ A EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS.
 - DEIXAR RASGO E CONCRETAR POSTERIORMENTE PARTE DO TALÃO SUPERIOR DA VIGA PARA PASSAGEM DO TIRANTE DE IÇAMENTO.

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:22:17 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1070	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221070A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

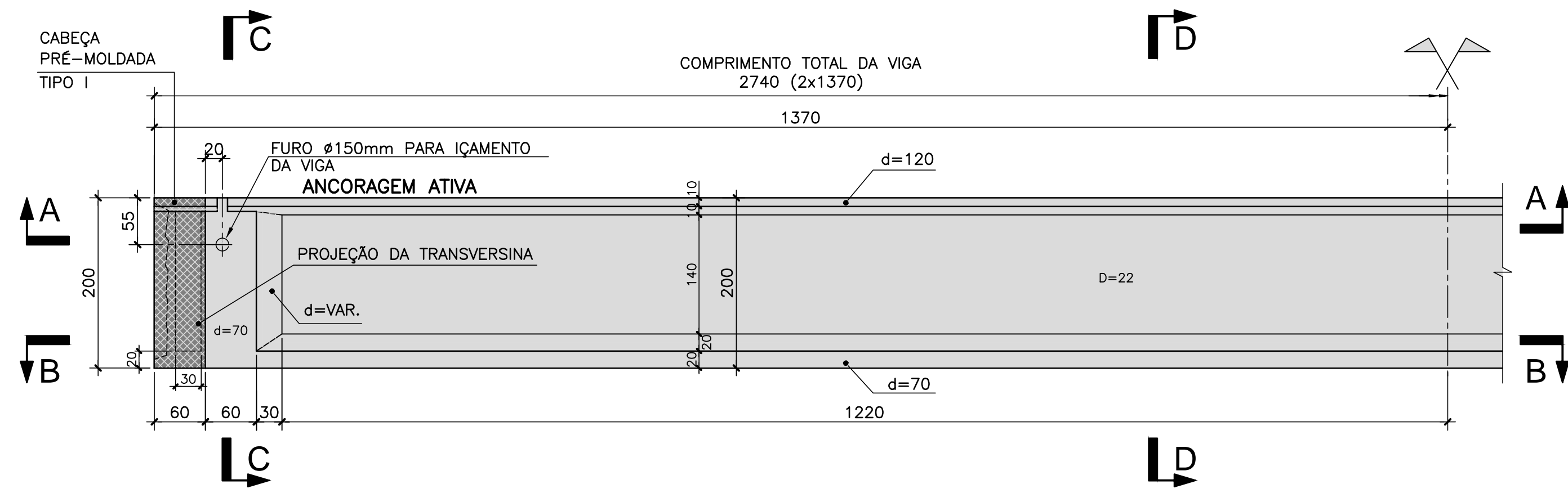
EMPREENHIMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS

VIGA PRÉ-MOLDADA V4 DO VÃO ENTRE AP2A E AP3A (2V02) – RAMO 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-420-IV REV: 1

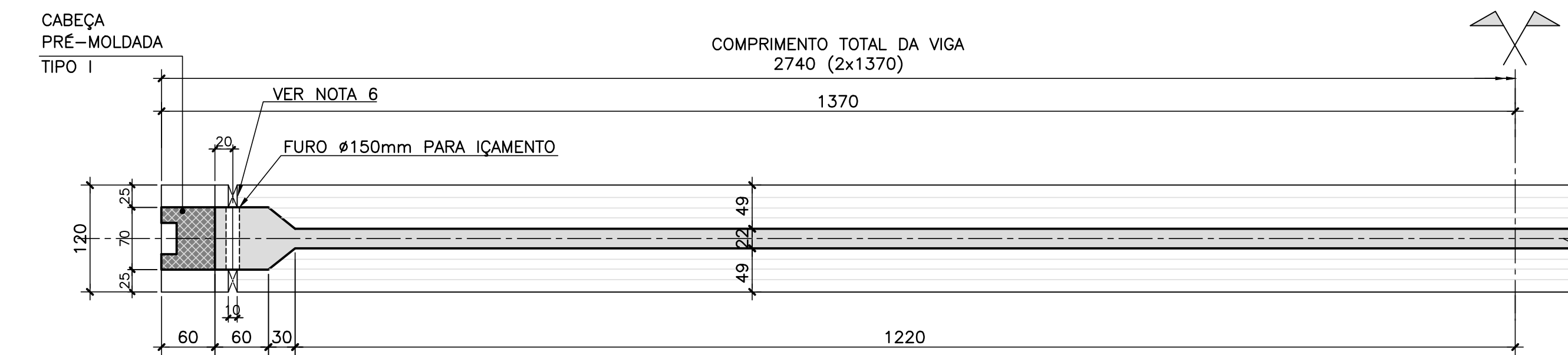
FORMA DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS V5 DO VÃO ENTRE AP2A E AP3A (2V02) – RAMO 2000 – ELEVÇÃO EM VISTA

ESCALA=1:50



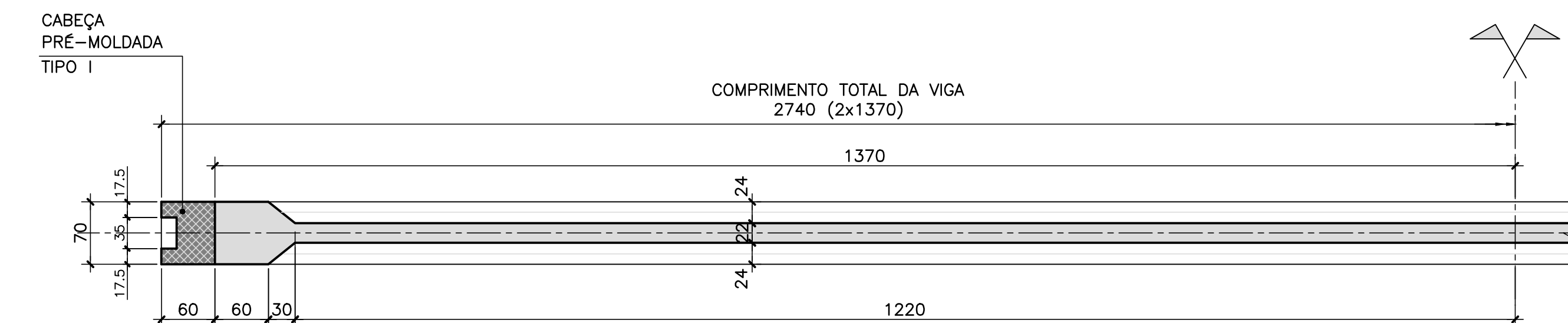
CORTE A-A

ESCALA=1:50



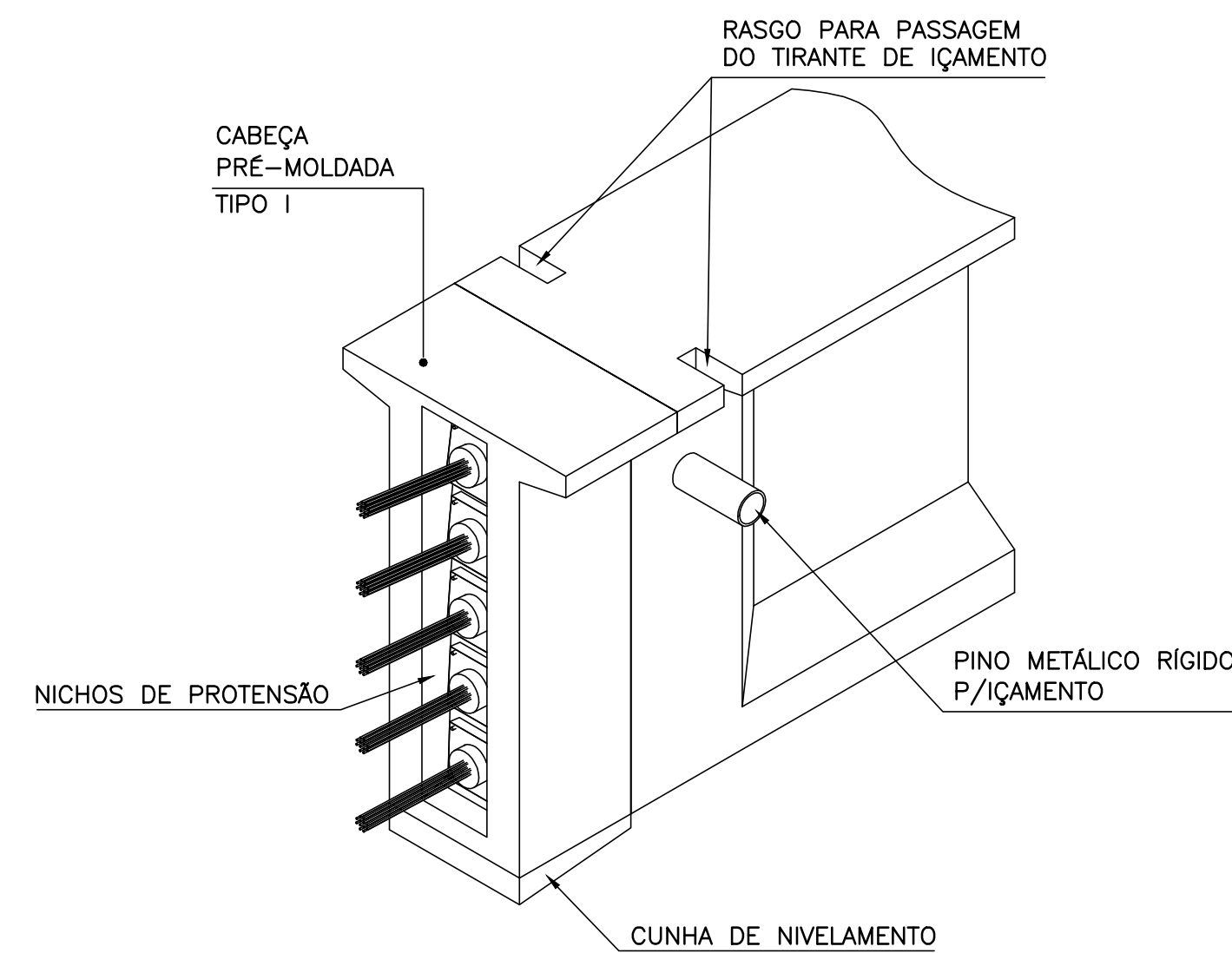
CORTE B-B

ESCALA=1:50



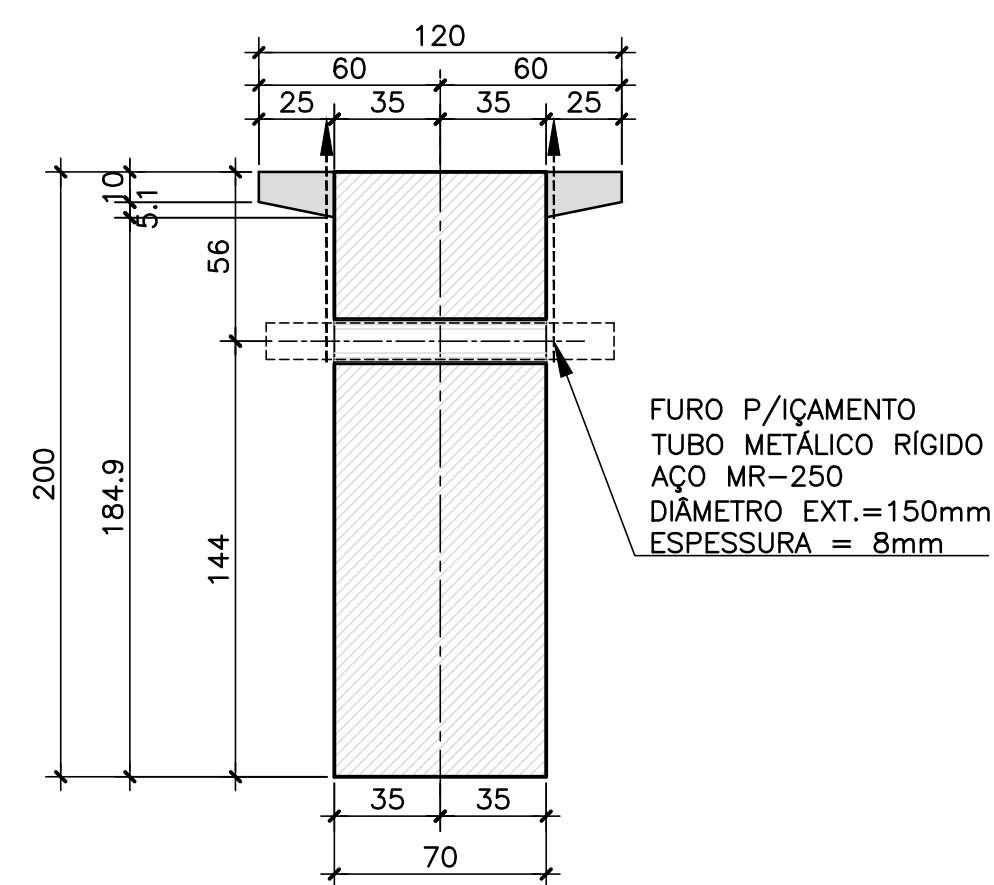
PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



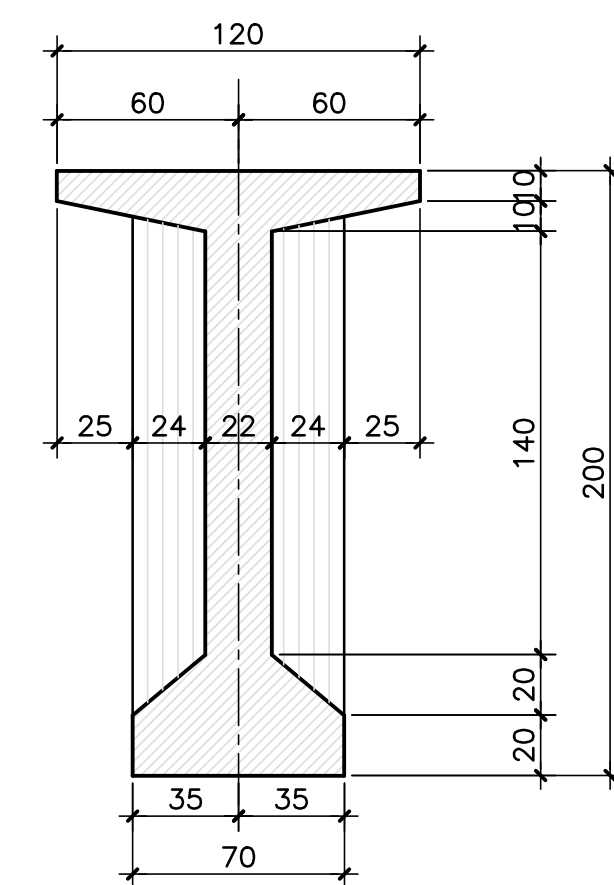
CORTE C-C

ESCALA=1:25



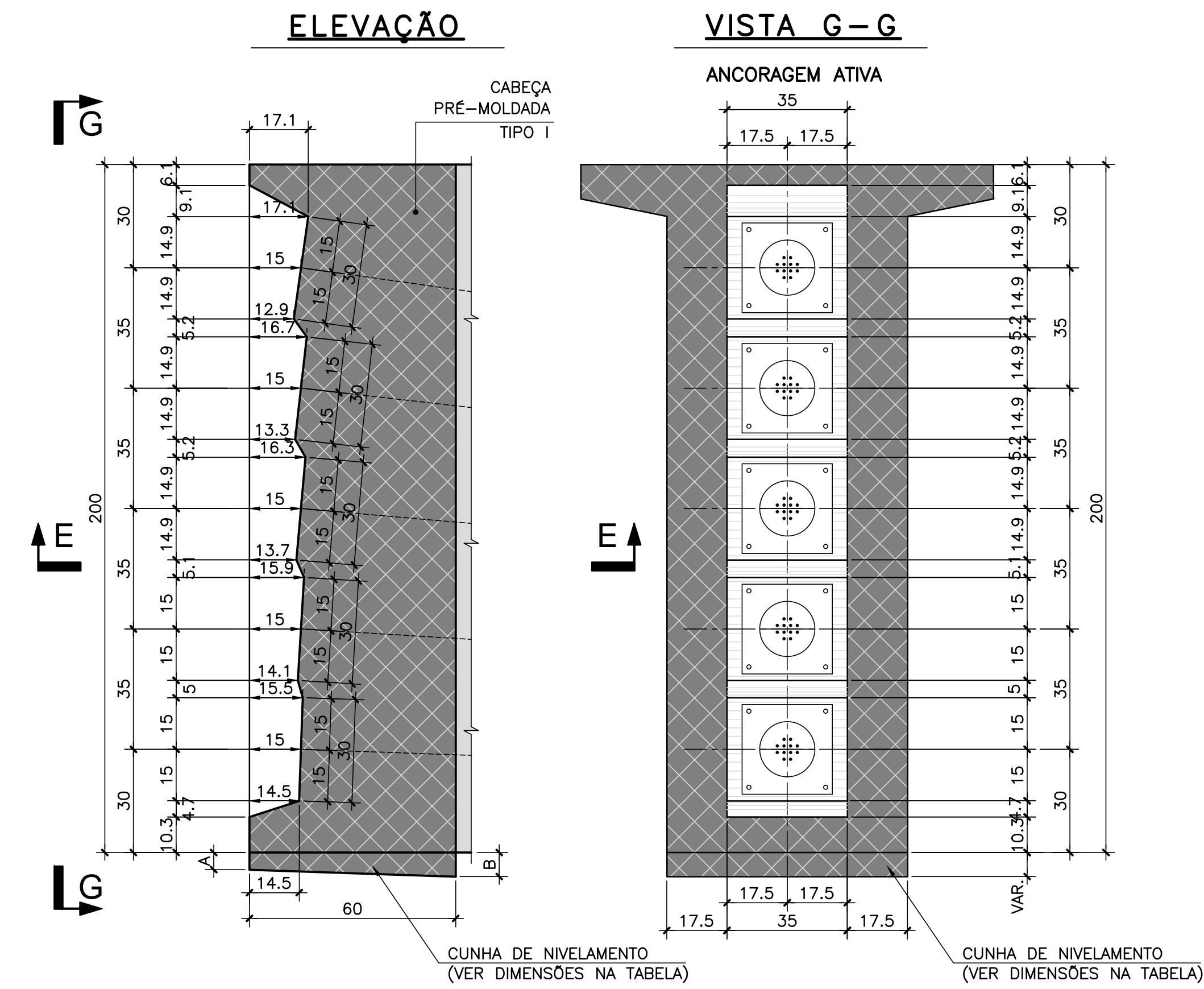
CORTE D-D

ESCALA=1:25



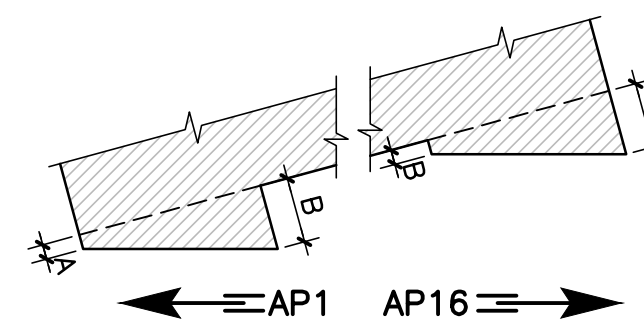
DETALHE DOS NICHOS

ESCALA=1:12,5



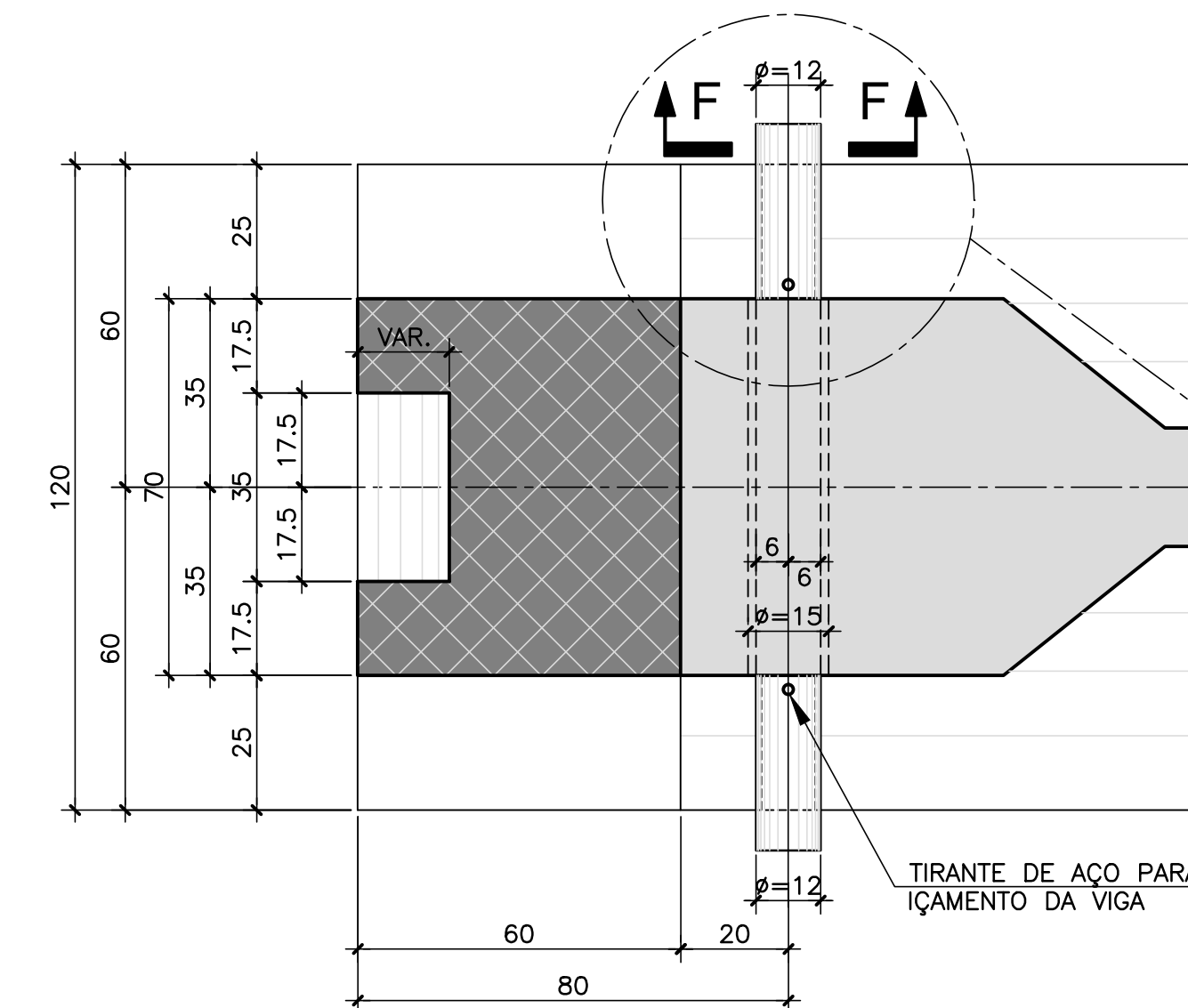
RESUMO PARA 1 VIGA			
VIGA	VOLUME	PESO	FÔRMA
V5	22,01 (m³)	55,0 (tf)	158,13(m²)

VÃO	ALTURA DAS CUNHAS DE NIVELAMENTO			
	LADO AP1	LADO AP16		
	A(cm)	B(cm)	A(cm)	B(cm)
AP2A-AP3A	5,0	9,5	9,5	5,0



CORTE E-E

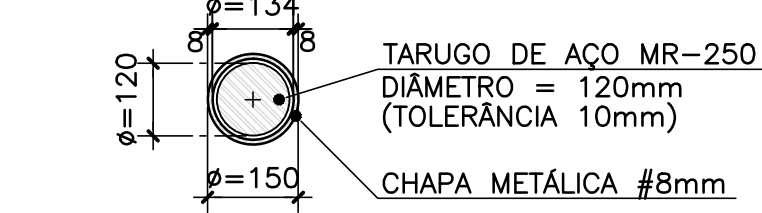
ESCALA=1:12,5



CORTE F-F

ESCALA=1:12,5

DIMENSÃO EM MILÍMETRO



NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 1_ (VIGAS) _____ fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - A FACE SUPERIOR DA VIGA E AS SUPERFÍCIES DE INTERSEÇÃO ENTRE A VIGA E AS TRANSVERSINAS DEVEM SER INTENCIONALMENTE ÁSPERAS COM RUGOSIDADE QUE GARANTA O ATRITO APÓS A CONCRETAGEM DAS LAJES E TRANSVERSINAS;
 - APÓS O LANÇAMENTO DAS VIGAS, TRAVAR PROVISORIAMENTE ATÉ A EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS.
 - DEIXAR RASGO E CONCRETAR POSTERIORMENTE PARTE DO TALÃO SUPERIOR DA VIGA PARA PASSAGEM DO TIRANTE DE IÇAMENTO.

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosgaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:22:37 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OS:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1071	A
CONTRATO:	ARGUIN:	DEF01B221071A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

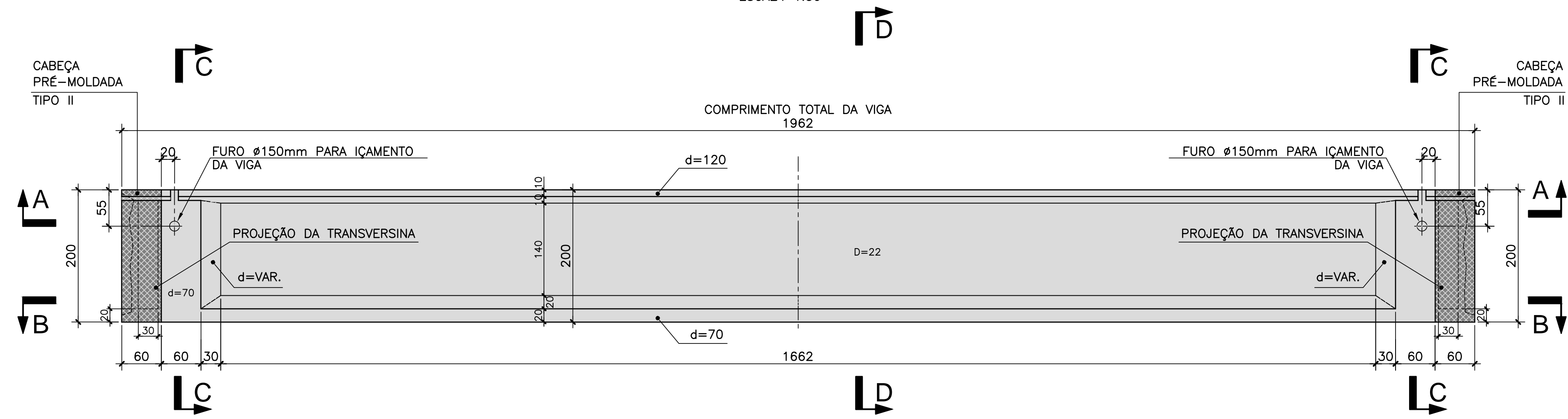
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS

VIGA PRÉ-MOLDADA V5 DO VÃO ENTRE AP2A E AP3A (2V02) – RAMO 2000

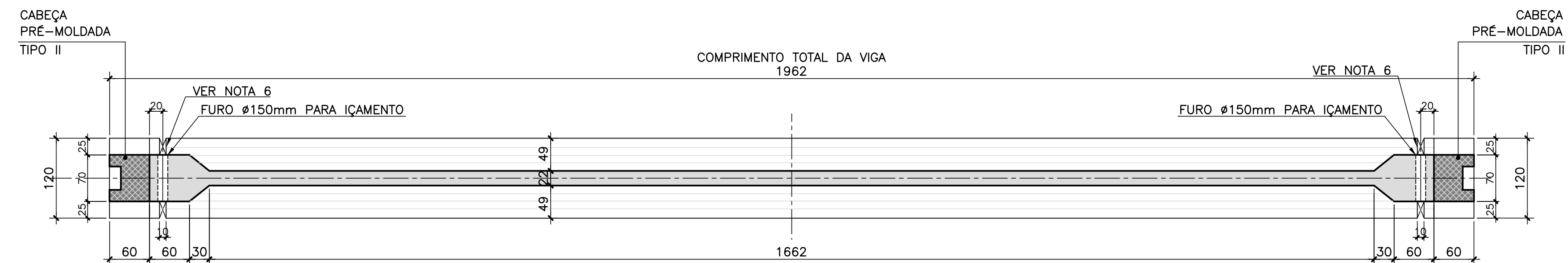
INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-421-IV REV.: 1

FORMA DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS V2 DO VÃO ENTRE AP3A-AP4A (2V03) – RAMO 2000 – ELEVÇÃO EM VISTA

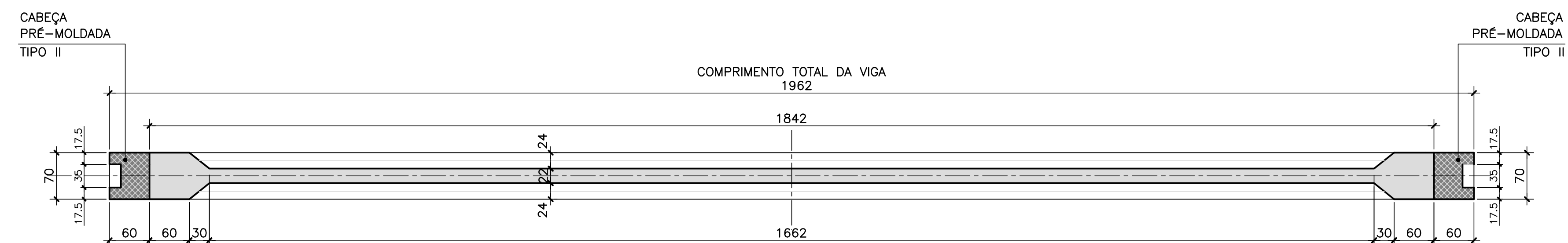
ESCALA=1:50



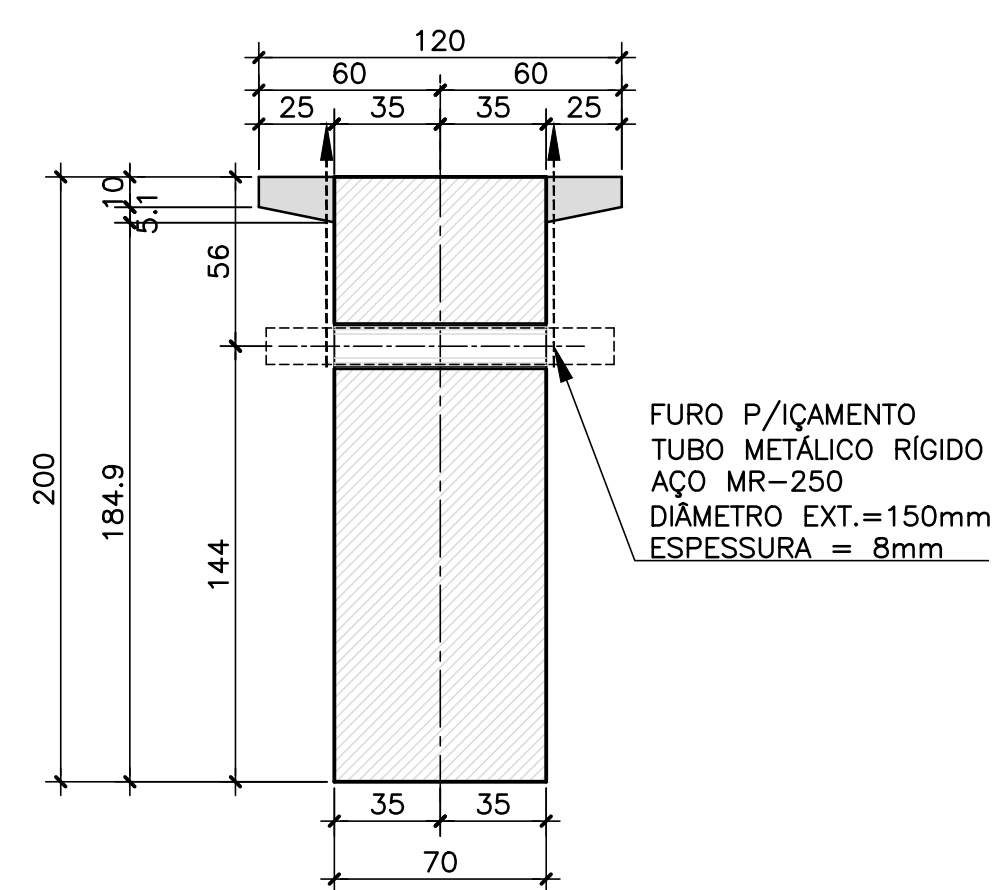
CORTE A-A
ESCALA=1:50



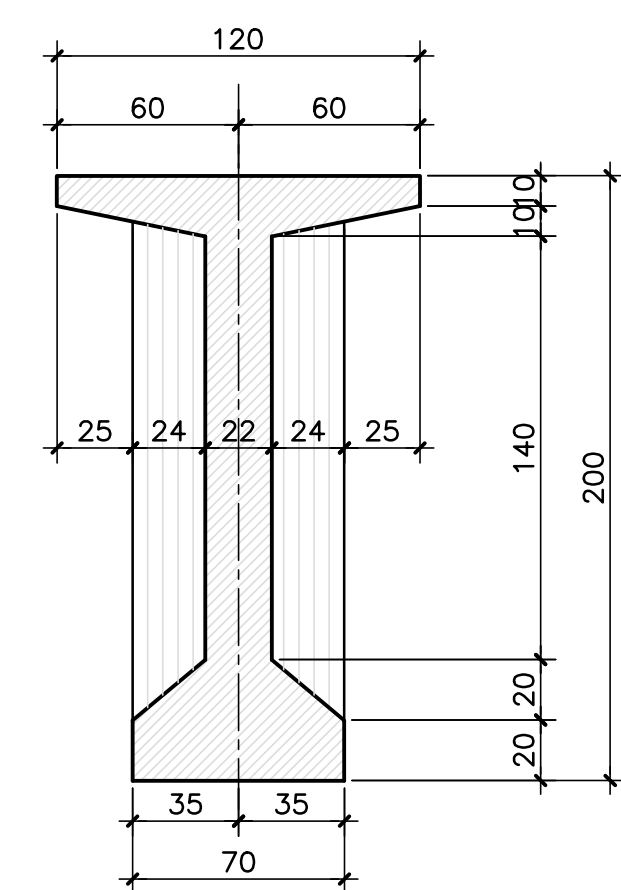
CORTE B-B
ESCALA=1:50



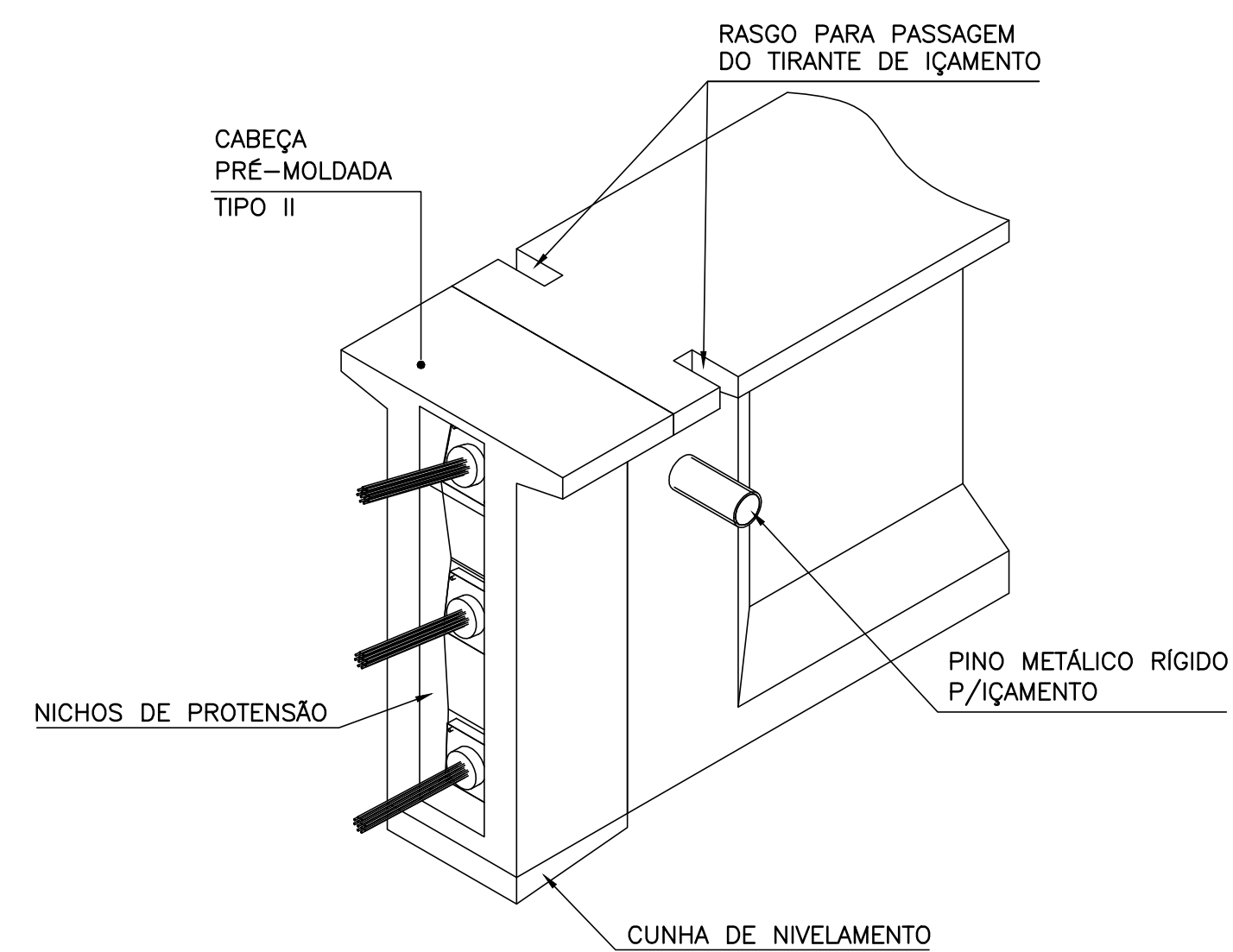
CORTE C-C
ESCALA=1:25



CORTE D-D
ESCALA=1:25

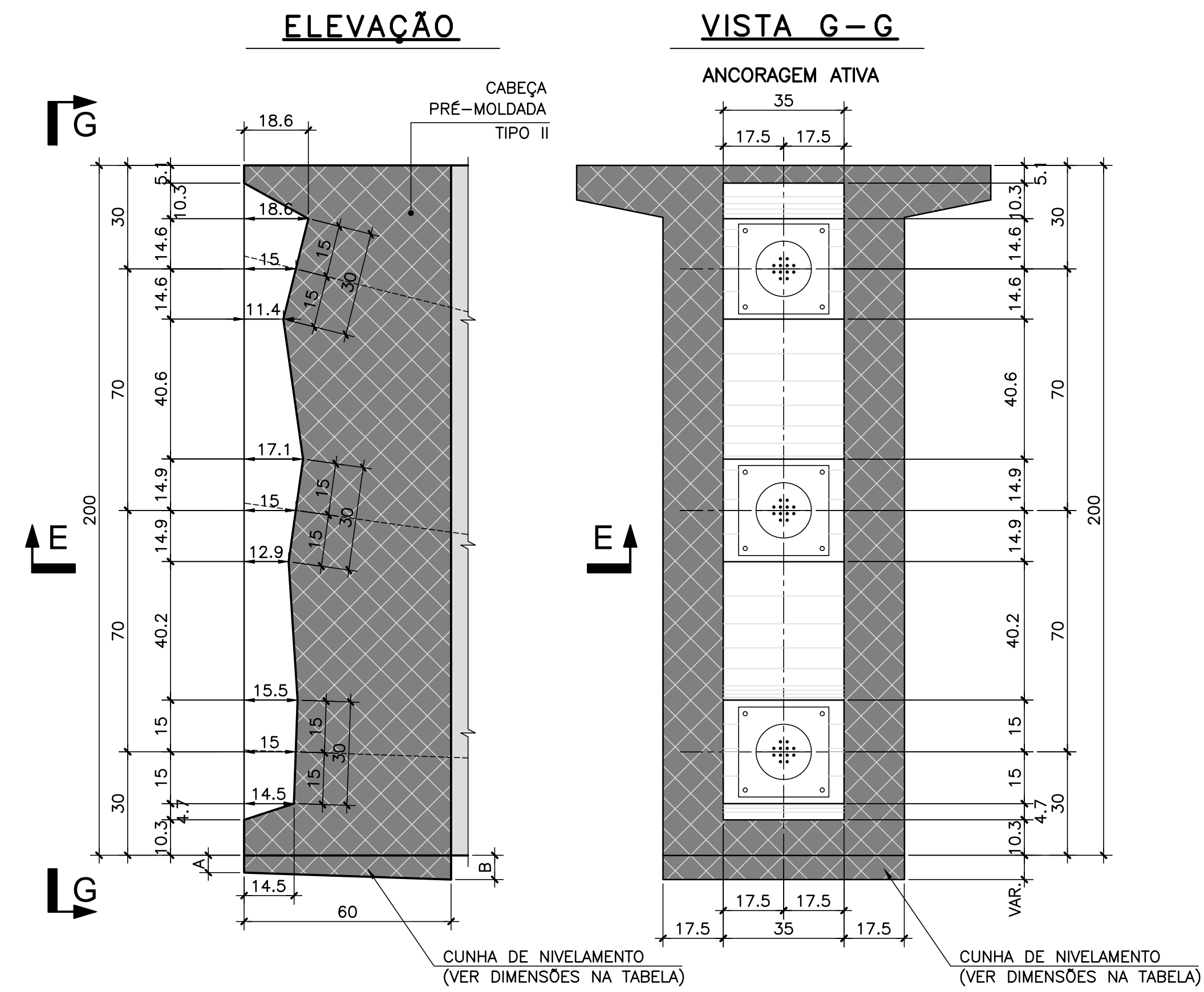


PERSPECTIVA
ESCALA=1:25



DETALHE DOS NICHOS

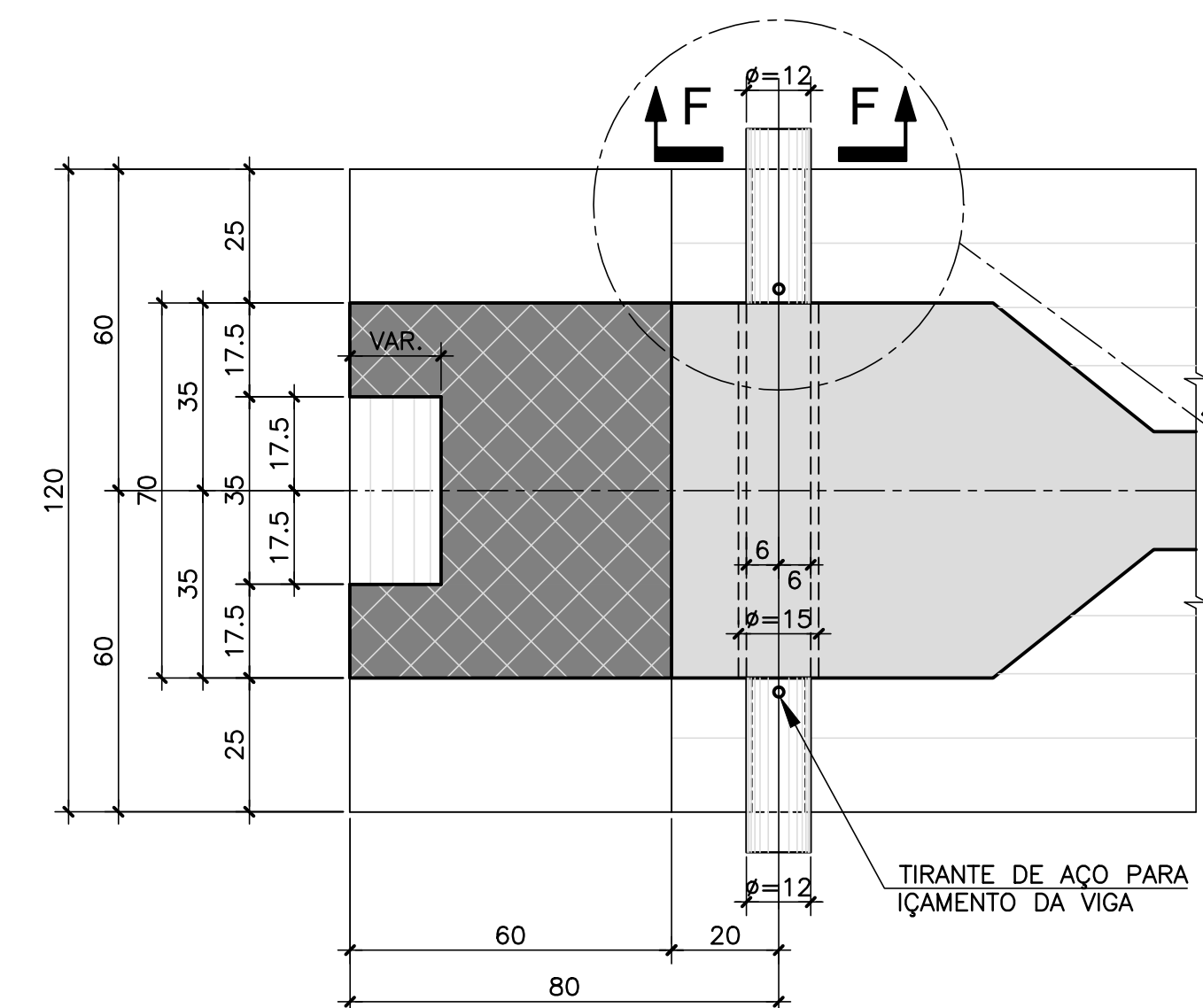
ESCALA=1:12,5



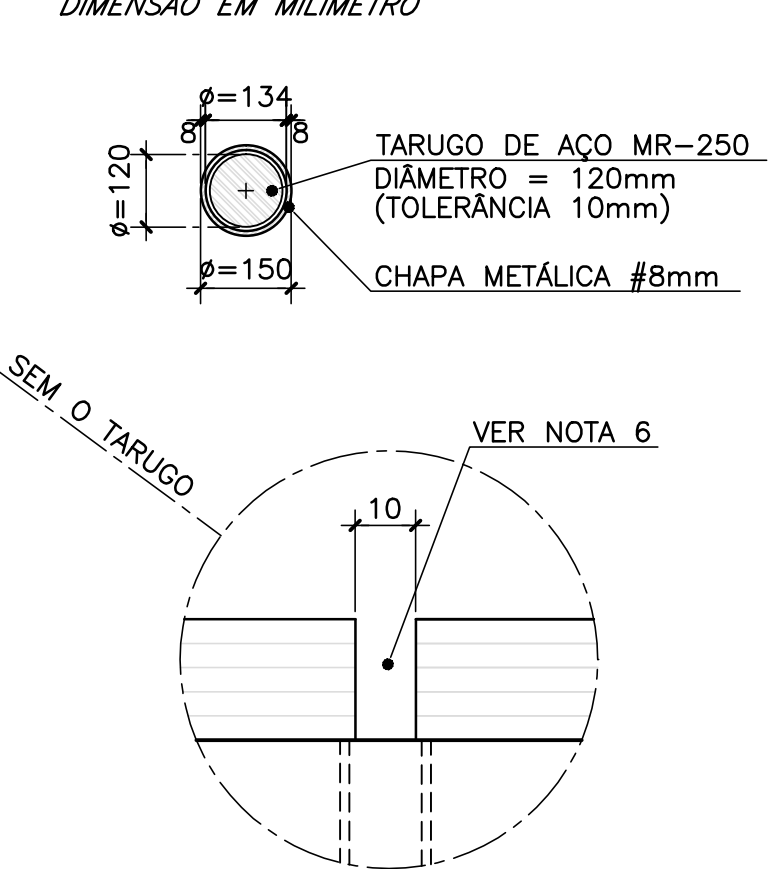
RESUMO PARA 1 VIGA			
VIGA	VOLUME	PESO	FORMA
V2	16,32 (m³)	40,8 (tf)	113,59(m²)

VÃO	ALTURA DAS CUNHAS DE NIVELAMENTO			
	LADO AP1	LADO AP16		
	A(cm)	B(cm)	A(cm)	B(cm)
AP3A-AP4A	5,0	9,0	9,0	5,0

CORTE E-E
ESCALA=1:12,5



CORTE F-F
ESCALA=1:12,5
DIMENSÃO EM MILÍMETRO



NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 1_ (VIGAS) _____ fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - A FACE SUPERIOR DA VIGA E AS SUPERFÍCIES DE INTERSEÇÃO ENTRE A VIGA E AS TRANSVERSINAS DEVEM SER INTENCIONALMENTE ASPÉRAS COM RUGOSIDADE QUE GARANTA O ATRITO APÓS A CONCRETAGEM DAS LAJES E TRANSVERSINAS;
 - APÓS O LANÇAMENTO DAS VIGAS, TRAVAR PROVISORIAMENTE ATÉ A EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS.
 - DEIXAR RASGO E CONCRETAR POSTERIORMENTE PARTE DO TALÃO SUPERIOR DA VIGA PARA PASSAGEM DO TIRANTE DE IÇAMENTO.

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:22:56 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES				
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:	
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1072		A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B221072A1.dwg		
158/2016				

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

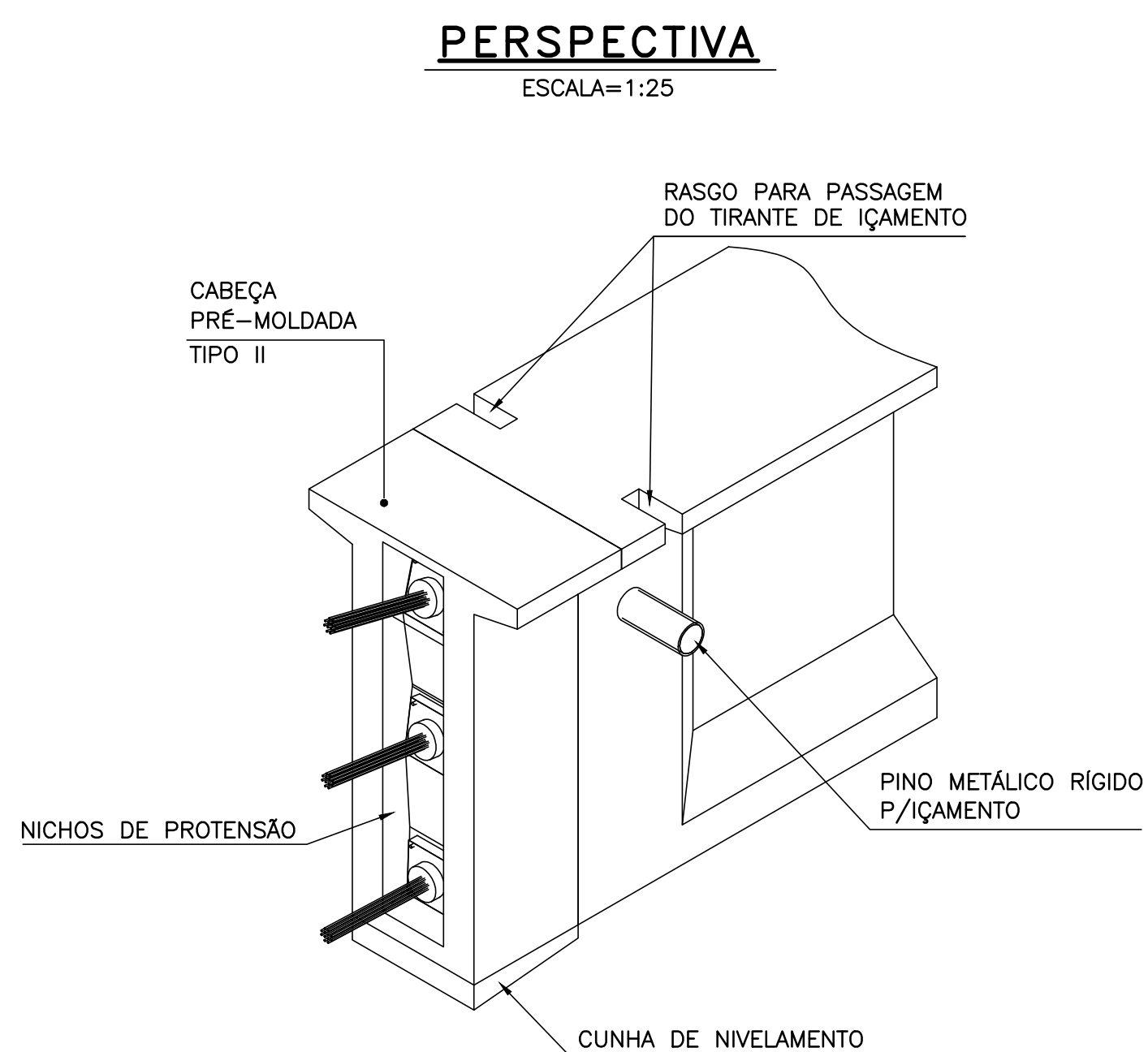
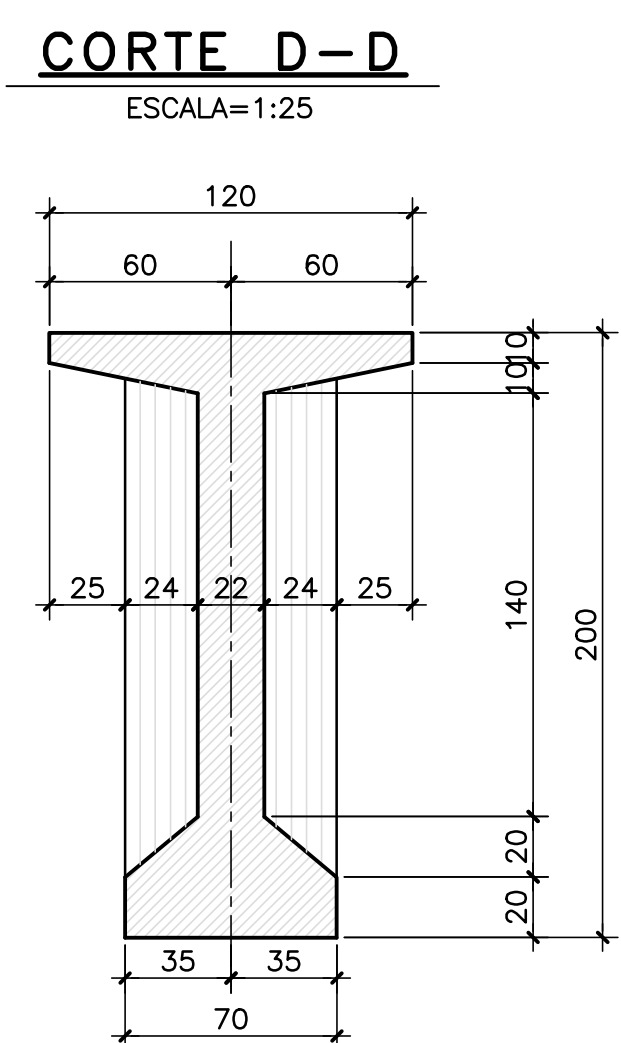
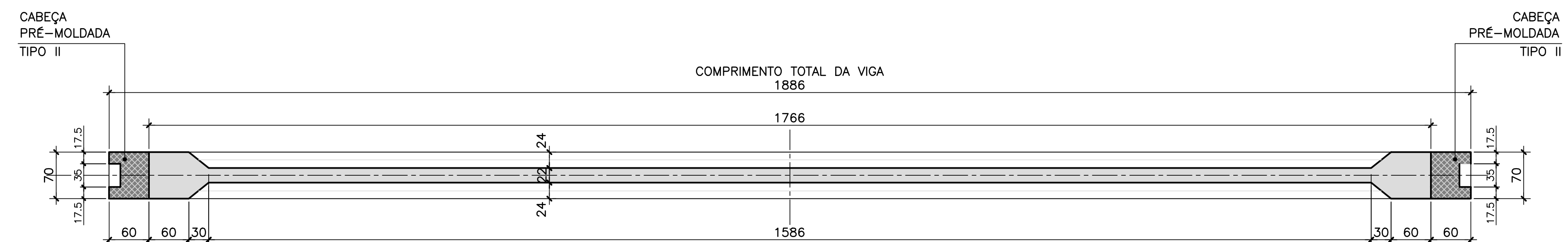
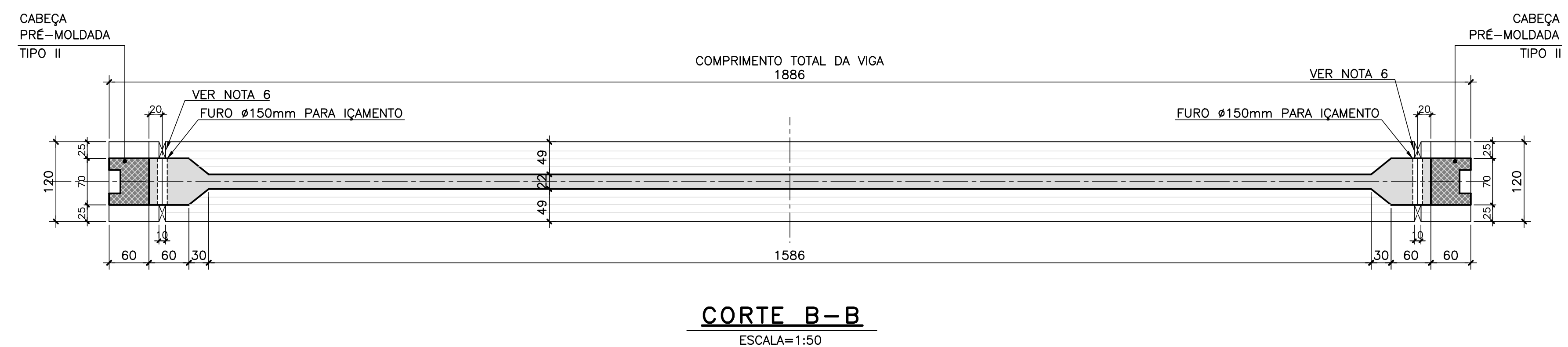
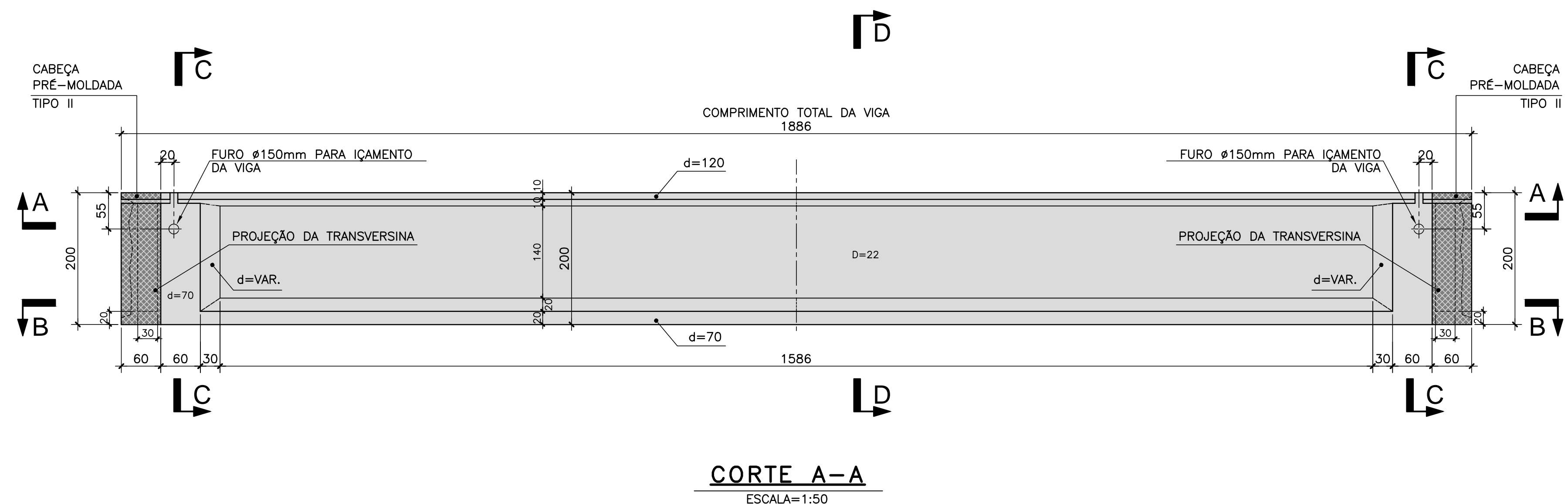
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS

VIGA PRÉ-MOLDADA V2 DO VÃO ENTRE AP3A-AP4A (2V03) – RAMO 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-422-IV REV.: 1

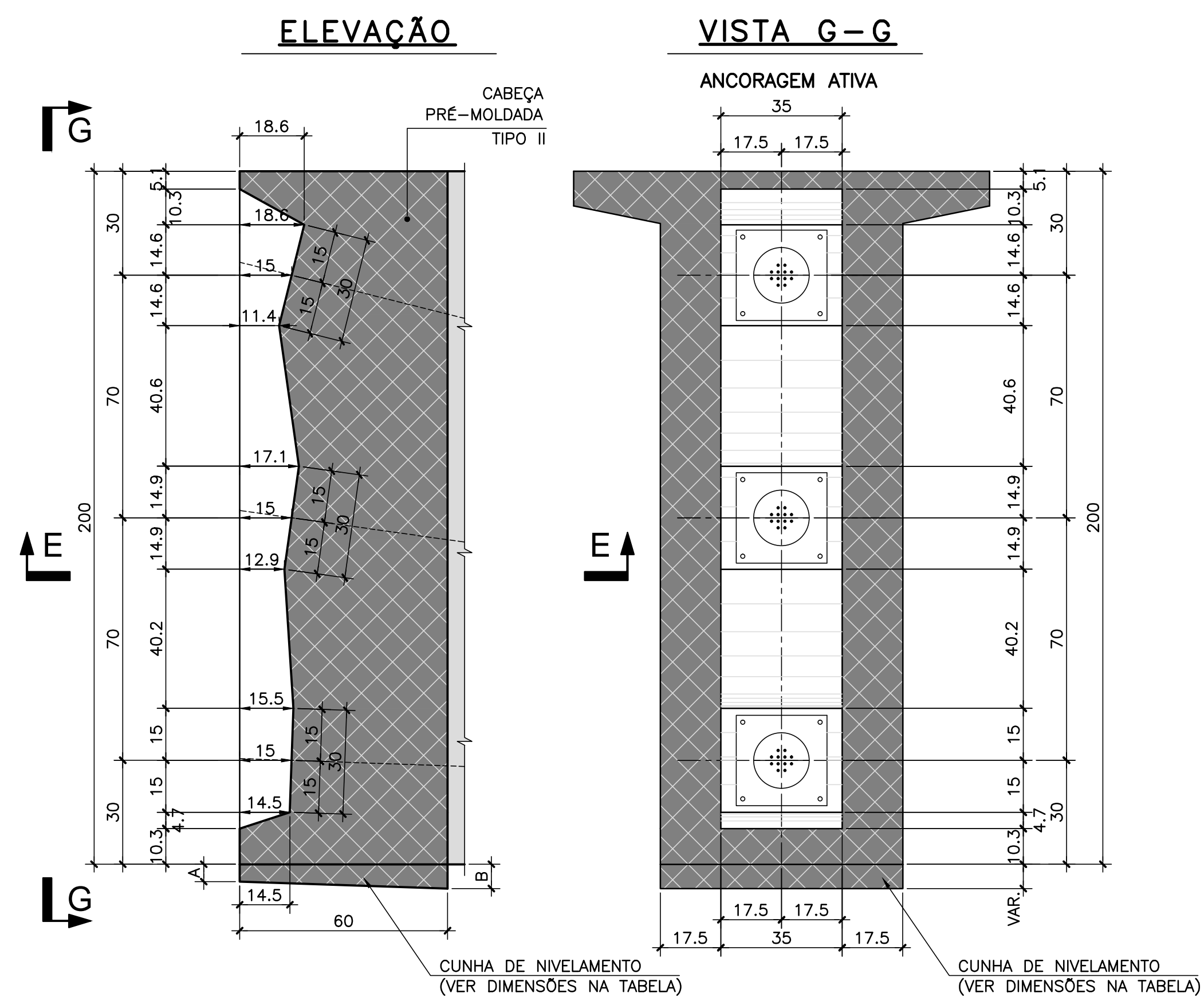
FORMA DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS V3 DO VÃO ENTRE AP3A-AP4A (2V03) – RAMO 2000 – ELEVÇÃO EM VISTA

ESCALA=1:50



DETALHE DOS NICHOS

ESCALA=1:12,5



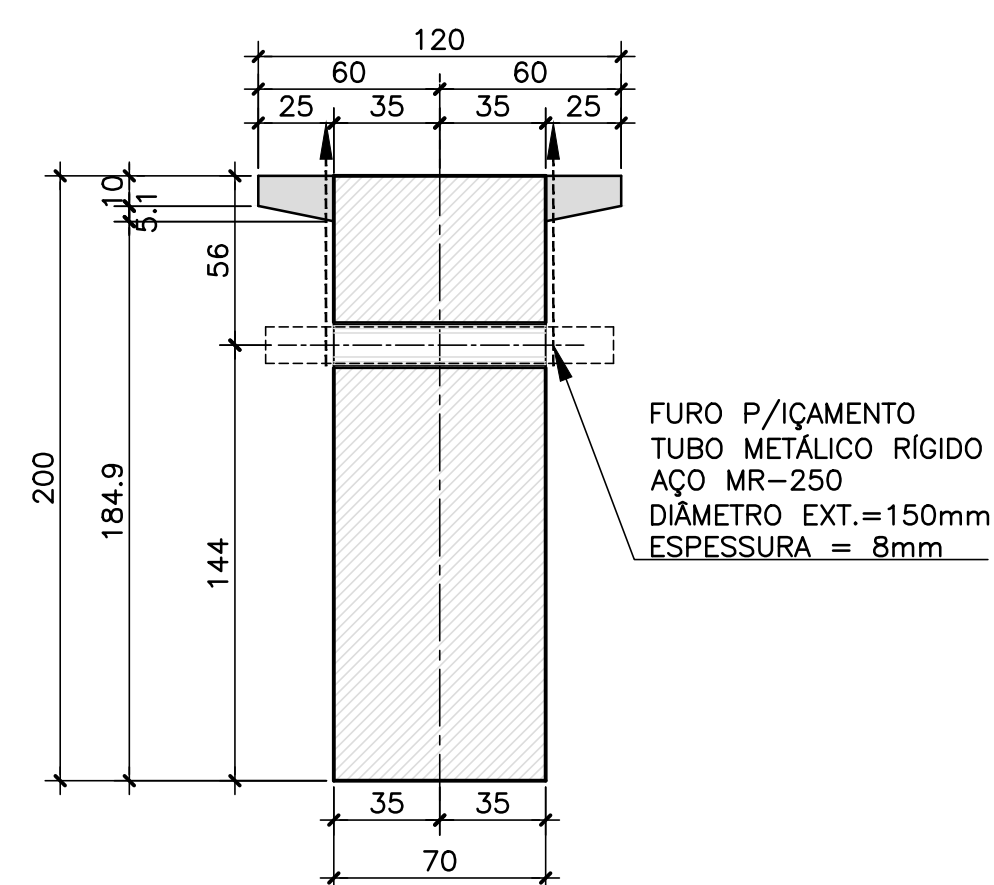
RESUMO PARA 1 VIGA

VIGA	VOLUME	PESO	FÔRMA
V3	15,76 (m ³)	39,4 (tf)	109,23(m ²)

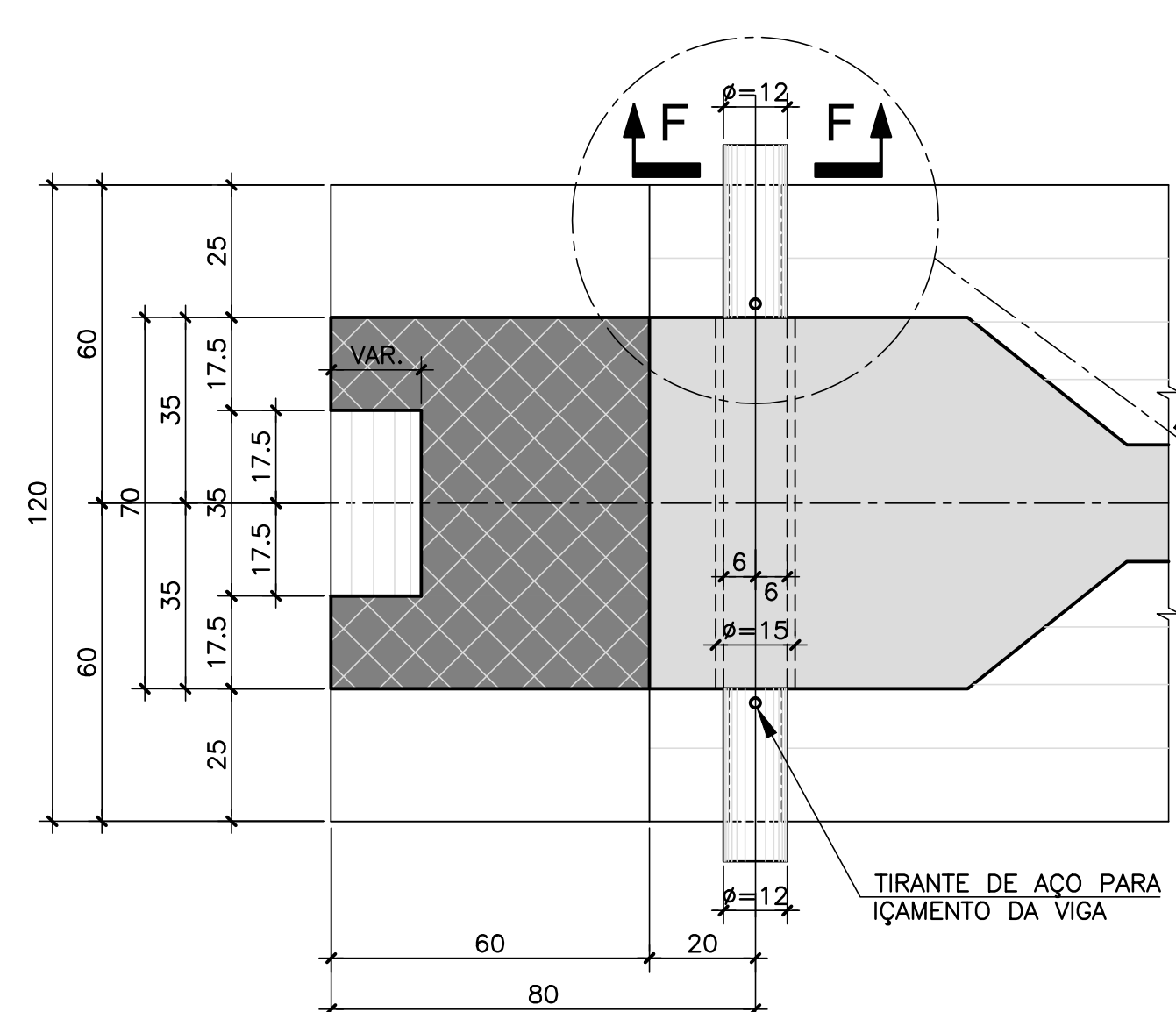
ALTURA DAS CUNHAS DE NIVELAMENTO

VÃO	LADO AP1		LADO AP16	
	A(cm)	B(cm)	A(cm)	B(cm)
AP3A-AP4A	5,0	9,0	9,0	5,0

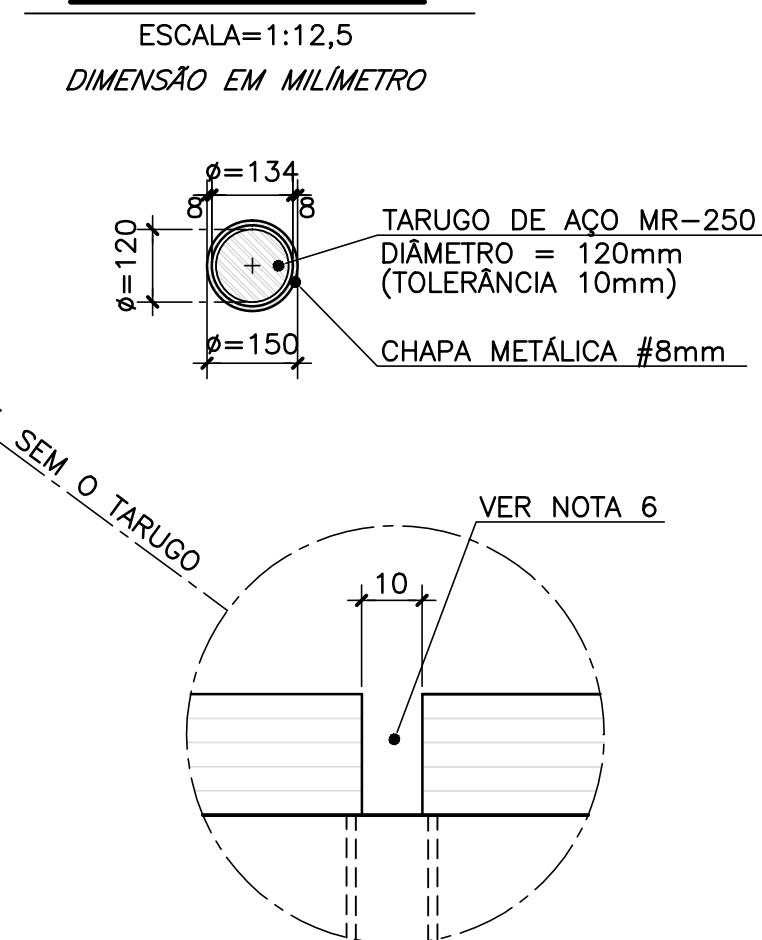
CORTE C-C



CORTE E-E



CORTE F-F



NOTAS GERAIS

- NOTAS :**
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 1 (VIGAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - A FACE SUPERIOR DA VIGA E AS SUPERFÍCIES DE INTERSEÇÃO ENTRE A VIGA E AS TRANSVERSINAS DEVEM SER INTENCIONALMENTE ÁSPERAS COM RUGOSIDADE QUE GARANTA O ATRITO APÓS A CONCRETAGEM DAS LAJES E TRANSVERSINAS;
 - APÓS O LANÇAMENTO DAS VIGAS, TRAVAR PROVISORIAMENTE ATÉ A EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS.
 - DEIXAR RASGO E CONCRETAR POSTERIORMENTE PARTE DO TALÃO SUPERIOR DA VIGA PARA PASSAGEM DO TIRANTE DE IÇAMENTO.

Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:23:23 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
o	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

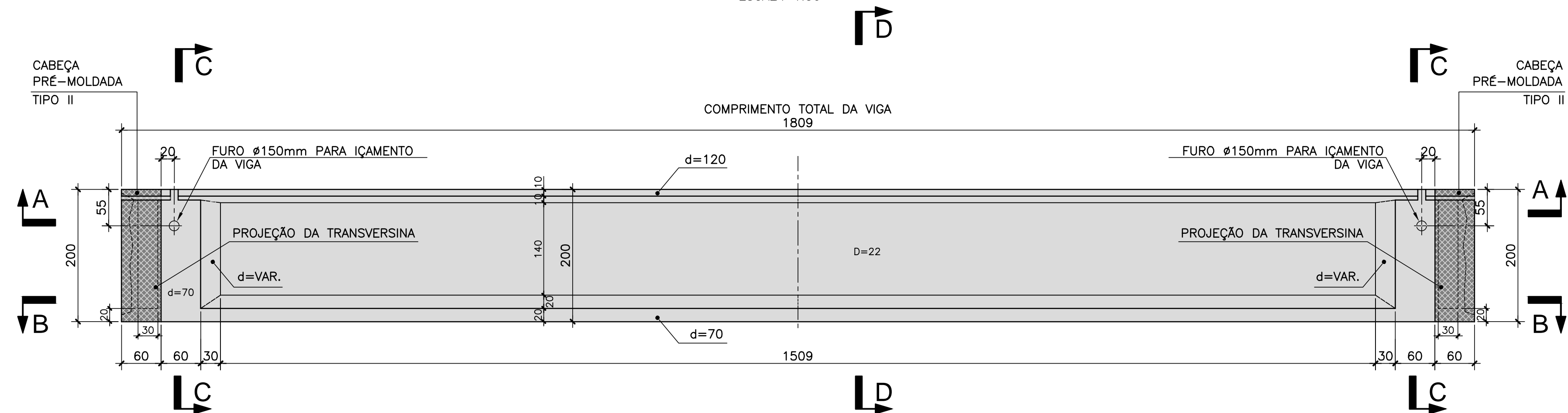
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1073	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B221073A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS
VIGA PRÉ-MOLDADA V3 DO VÃO ENTRE AP3A-AP4A (2V03) – RAMO 2000
ESCALA:
INDICADA
NÚMERO CLIENTE:
I-OAESV-X-R1/16-423-IV
REV.:
1

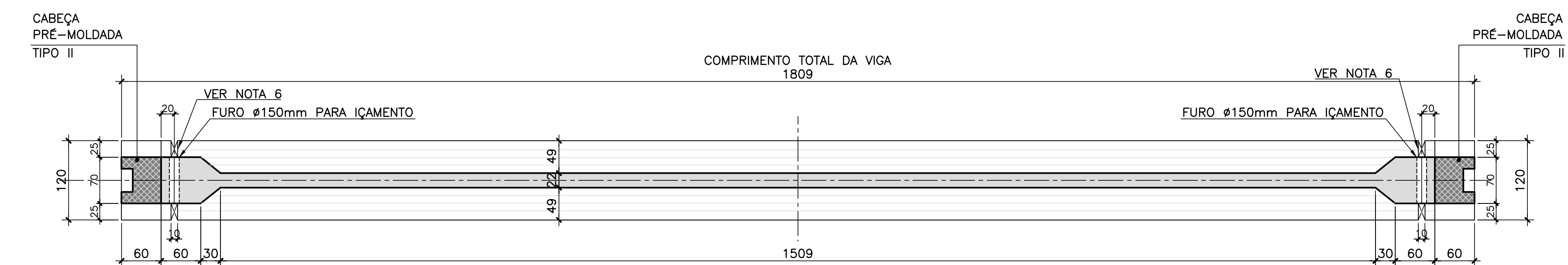
FORMA DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS V4 DO VÃO ENTRE AP3A-AP4A (2V03) – RAMO 2000 – ELEVÇÃO EM VISTA

ESCALA=1:50



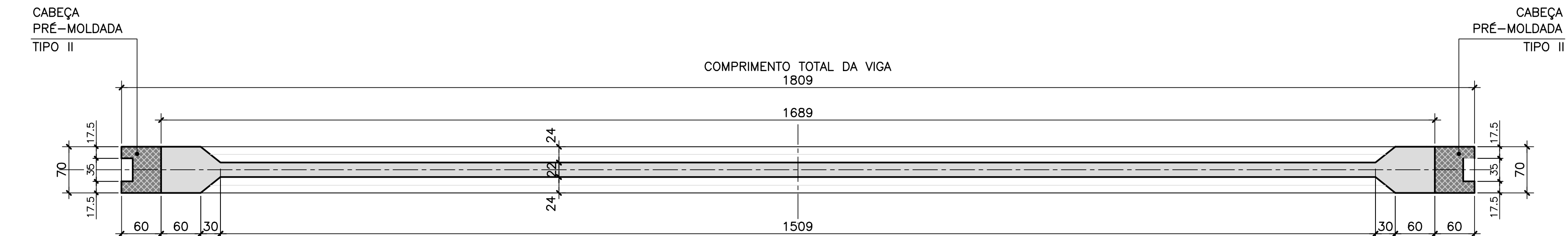
CORTE A-A

ESCALA=1:50



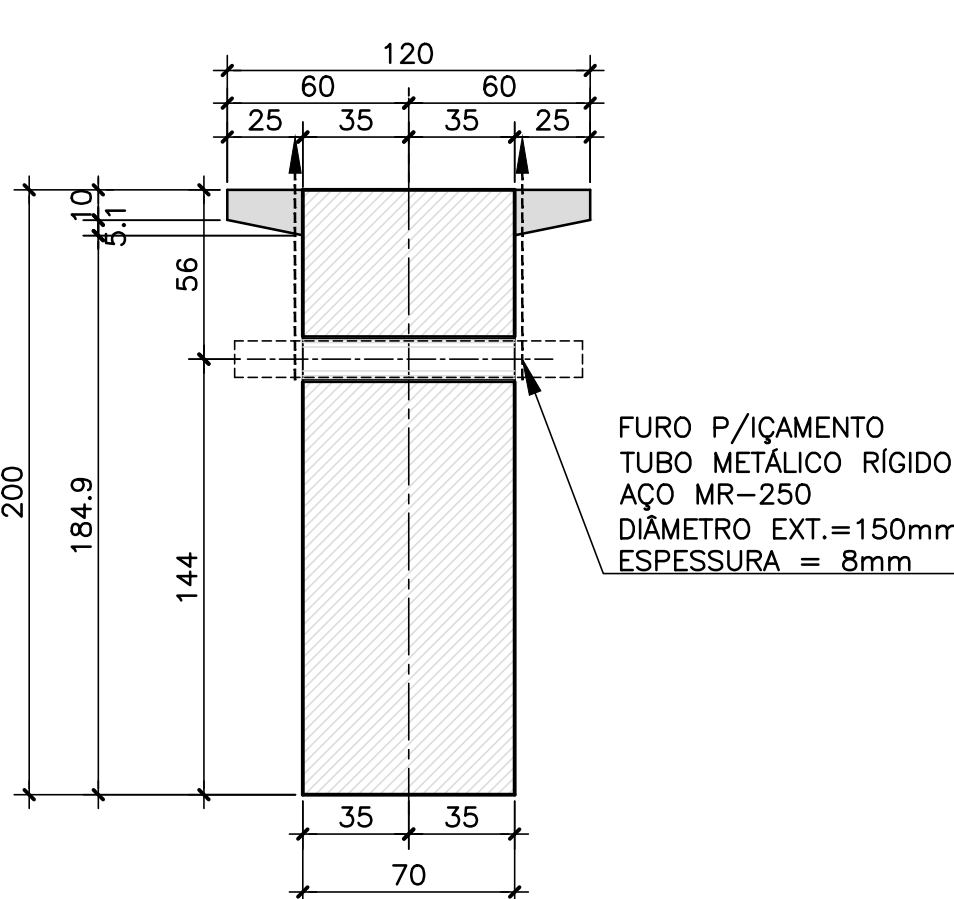
CORTE B-B

ESCALA=1:50



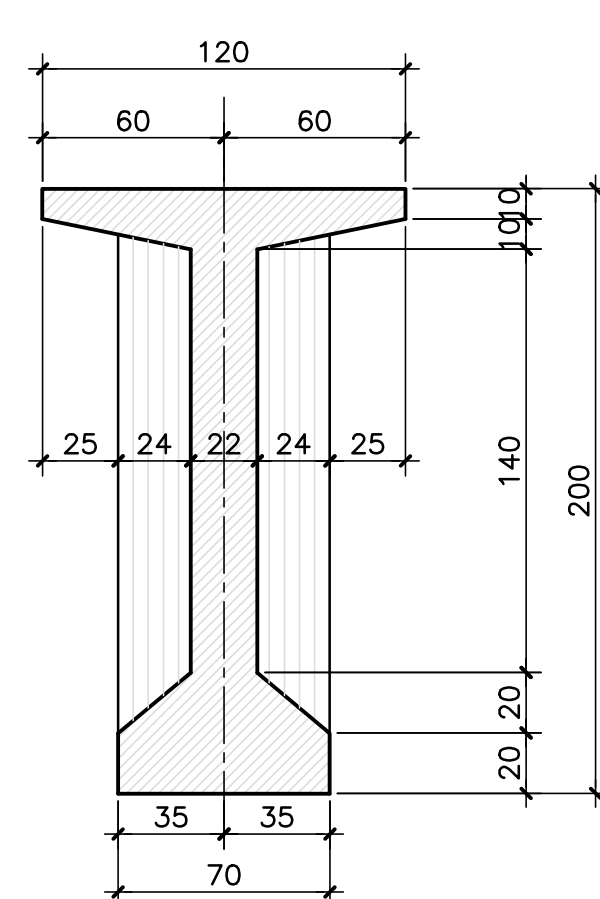
CORTE C-C

ESCALA=1:25



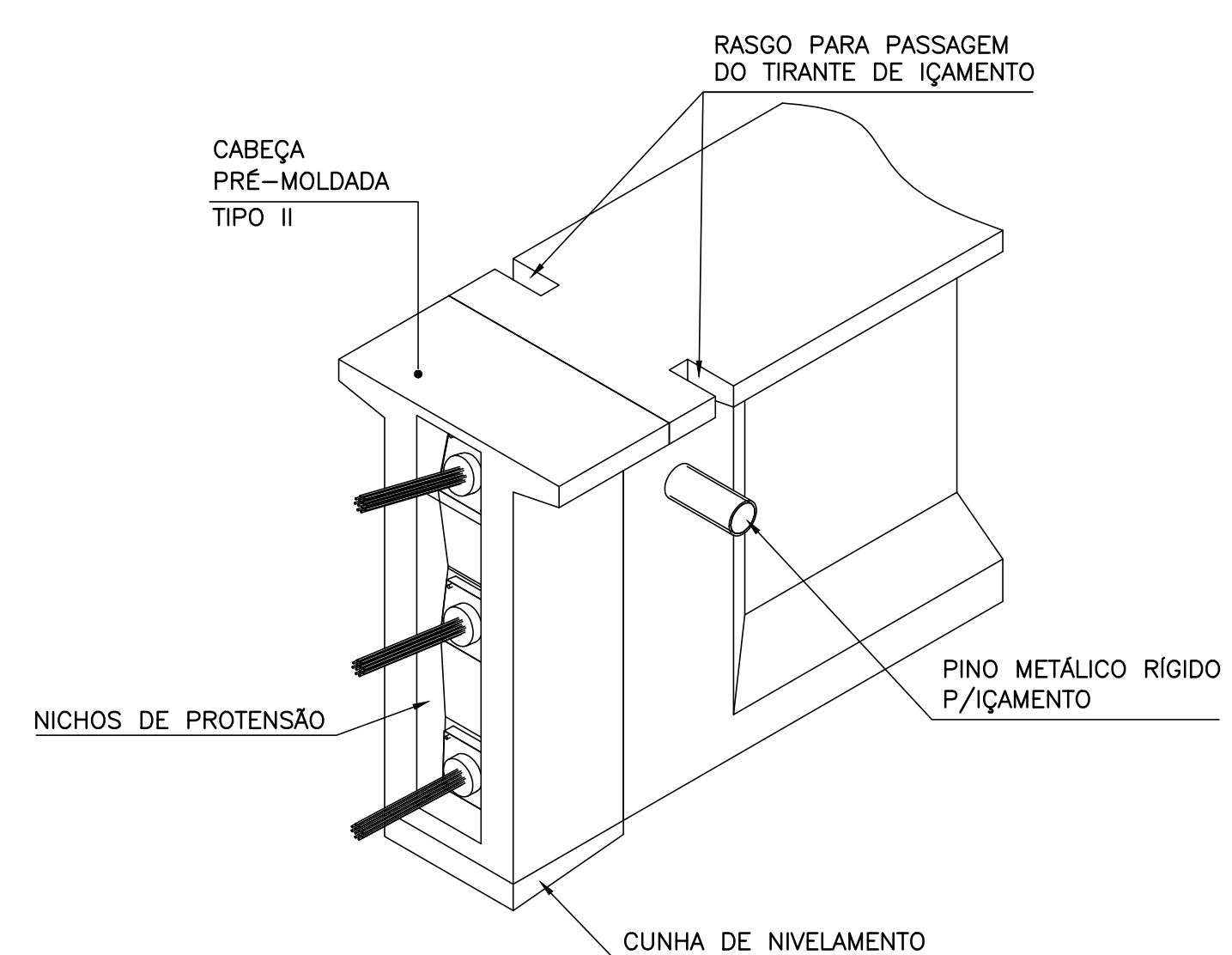
CORTE D-D

ESCALA=1:25



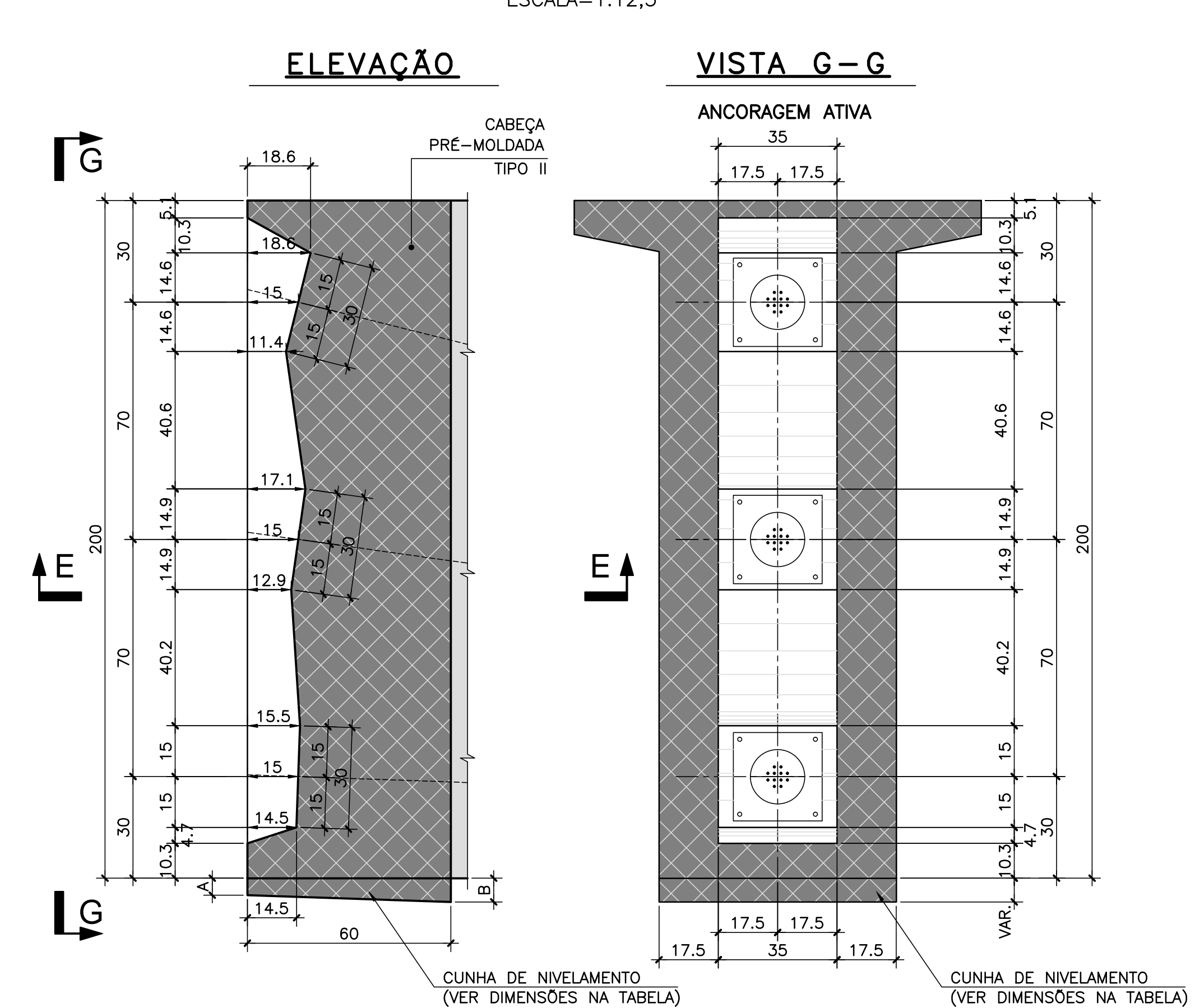
PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



DETALHE DOS NICHOS

ESCALA=1:12,5

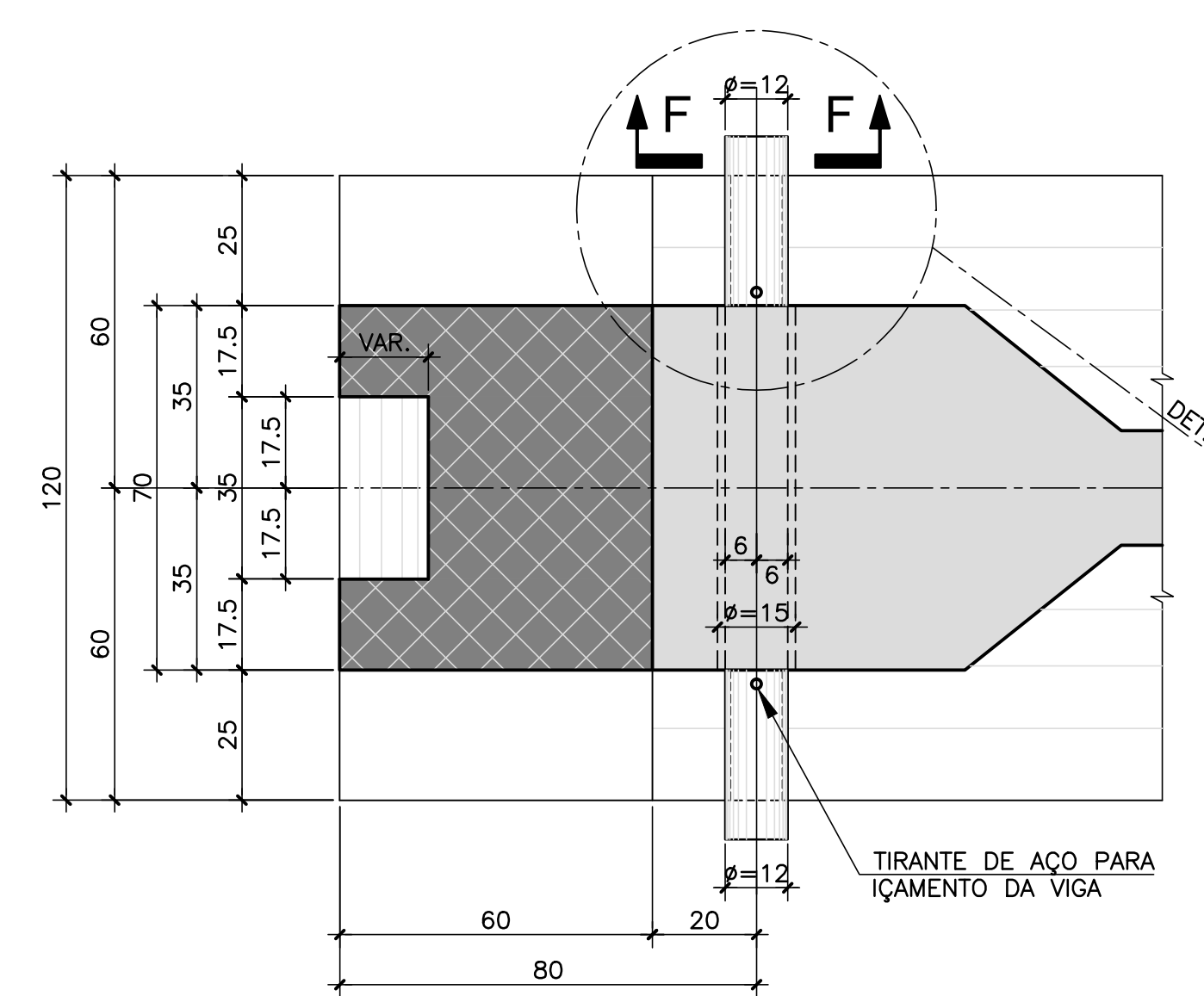


RESUMO PARA 1 VIGA			
VIGA	VOLUME	PESO	FÔRMA
V4	15,20 (m³)	38,0 (tf)	104,83(m²)

VÃO	ALTURA DAS CUNHAS DE NIVELAMENTO			
	LADO AP1	LADO AP16		
	A(cm)	B(cm)	A(cm)	B(cm)
AP3A-AP4A	5,0	9,0	9,0	5,0

CORTE E-E

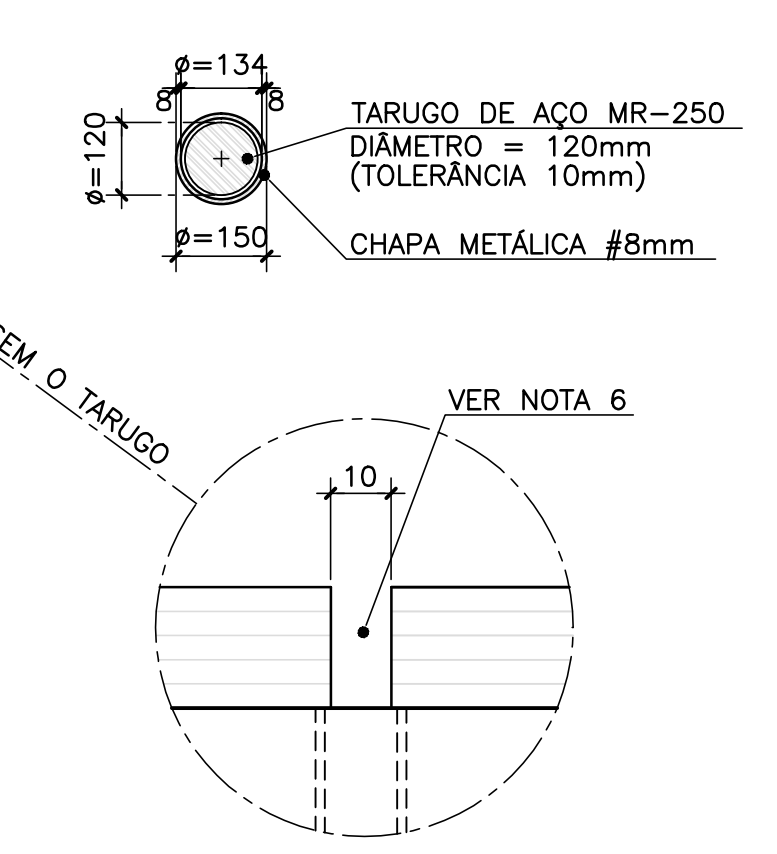
ESCALA=1:12,5



CORTE F-F

ESCALA=1:12,5

DIMENSÃO EM MILÍMETRO



NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 1 (VIGAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - A FACE SUPERIOR DA VIGA E AS SUPERFÍCIES DE INTERSEÇÃO ENTRE A VIGA E AS TRANSVERSINAS DEVEM SER INTENCIONALMENTE ÁSPERAS COM RUGOSIDADE QUE GARANTA O ATRITO APÓS A CONCRETAGEM DAS LAJES E TRANSVERSINAS;
 - APÓS O LANÇAMENTO DAS VIGAS, TRAVAR PROVISORIAMENTE ATÉ A EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS.
 - DEIXAR RASGO E CONCRETAR POSTERIORMENTE PARTE DO TALÃO SUPERIOR DA VIGA PARA PASSAGEM DO TIRANTE DE IÇAMENTO.

Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:24:07 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
o	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES				
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:	
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1074	MAS	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B221074A1.dwg		
158/2016				

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

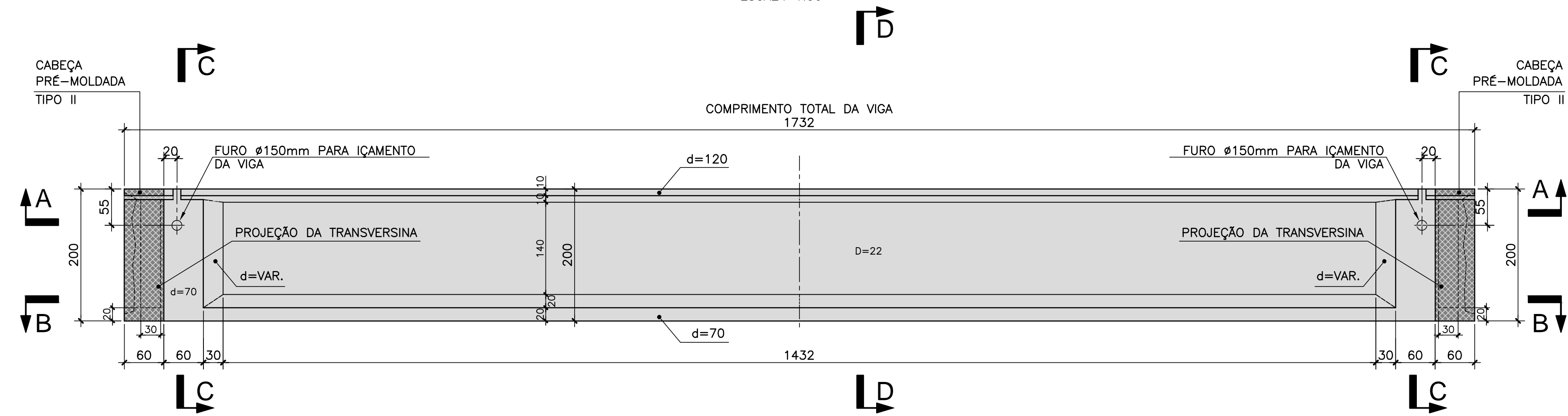
EMPREENHAMENTO:
 OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS

VIGA PRÉ-MOLDADA V4 DO VÃO ENTRE AP3A-AP4A (2V03) – RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-424-IV	1

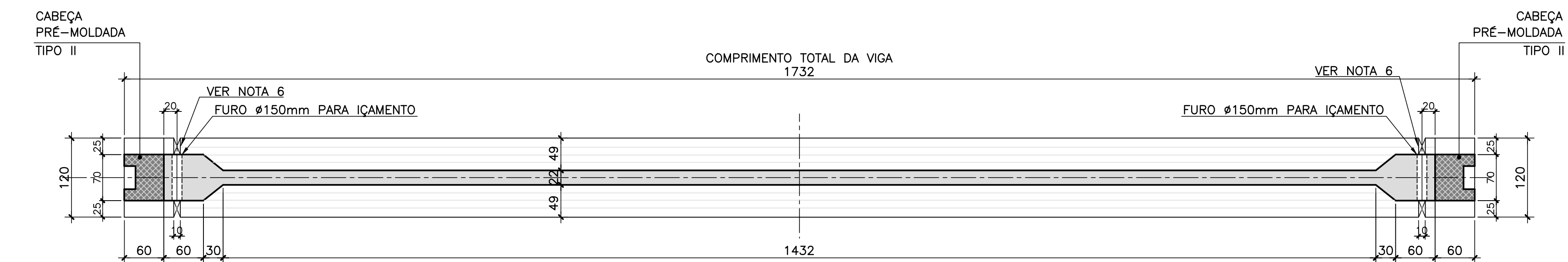
FORMA DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS V5 DO VÃO ENTRE AP3A-AP4A (2V03) – RAMO 2000 – ELEVÇÃO EM VISTA

ESCALA=1:50



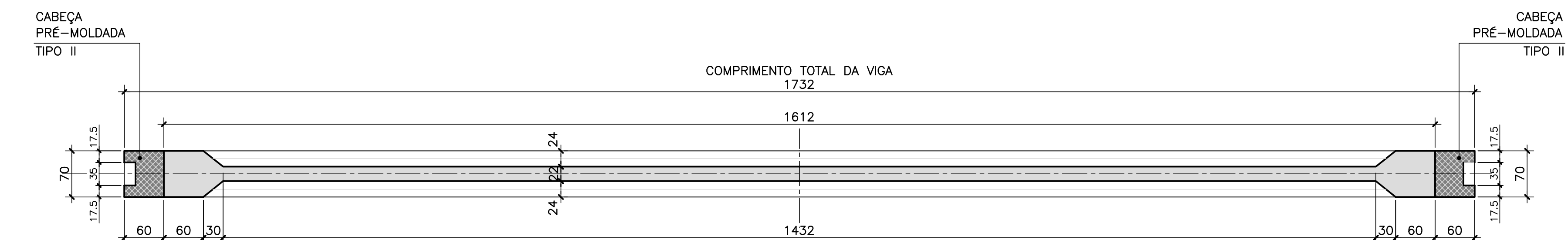
CORTE A-A

ESCALA=1:50



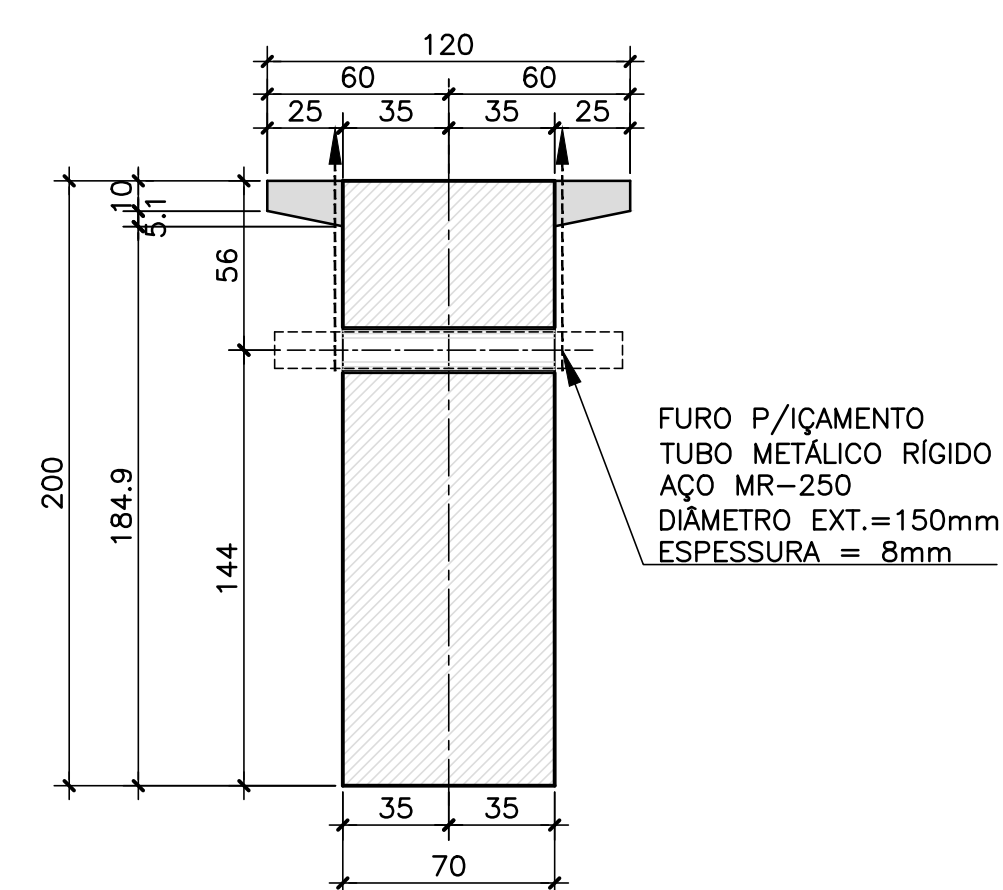
CORTE B-B

ESCALA=1:50



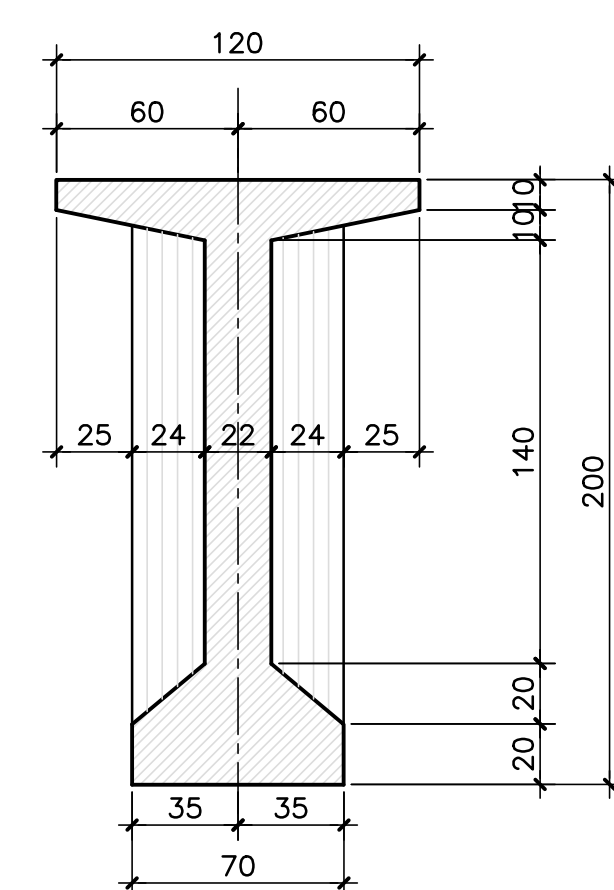
CORTE C-C

ESCALA=1:25



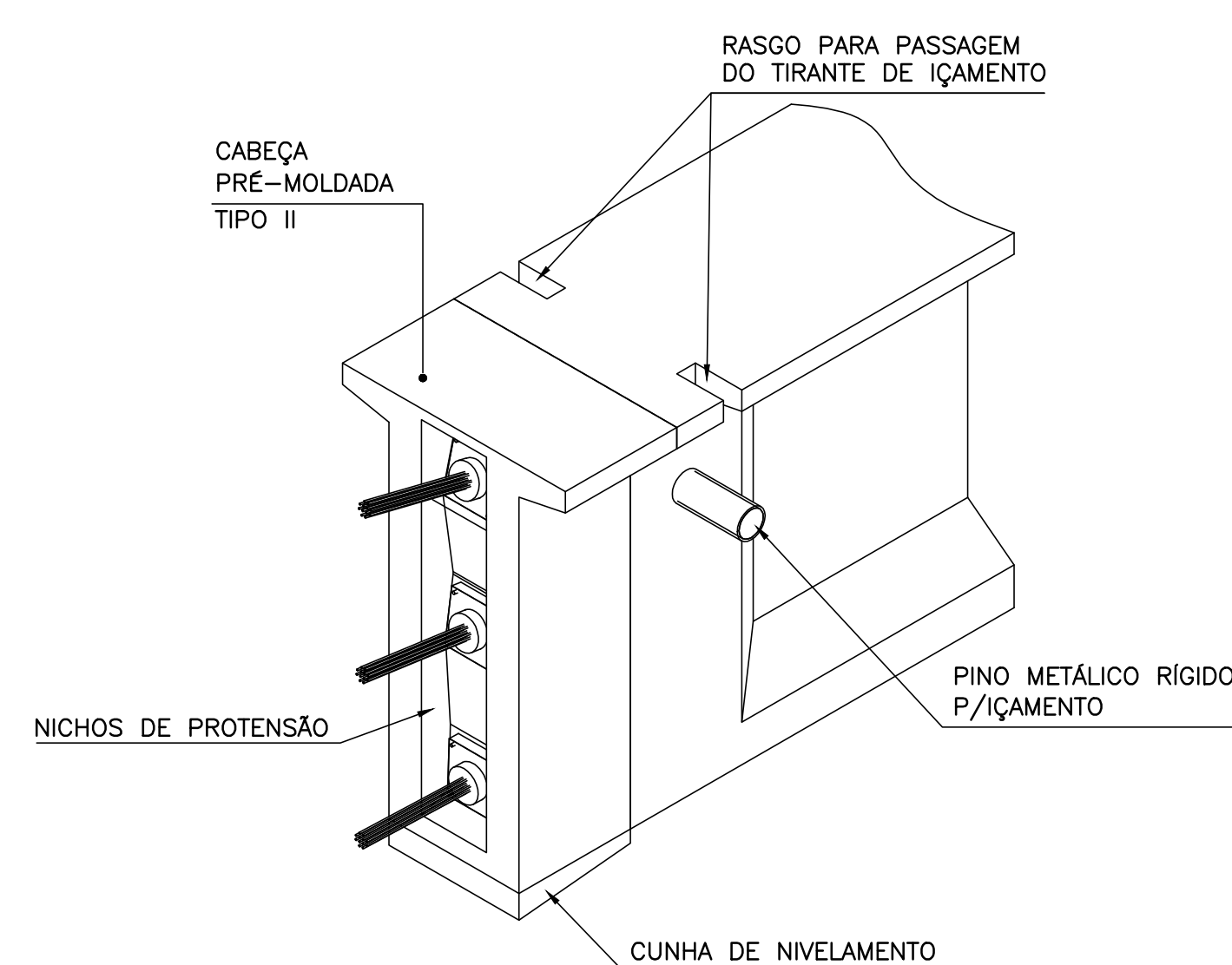
CORTE D-D

ESCALA=1:25



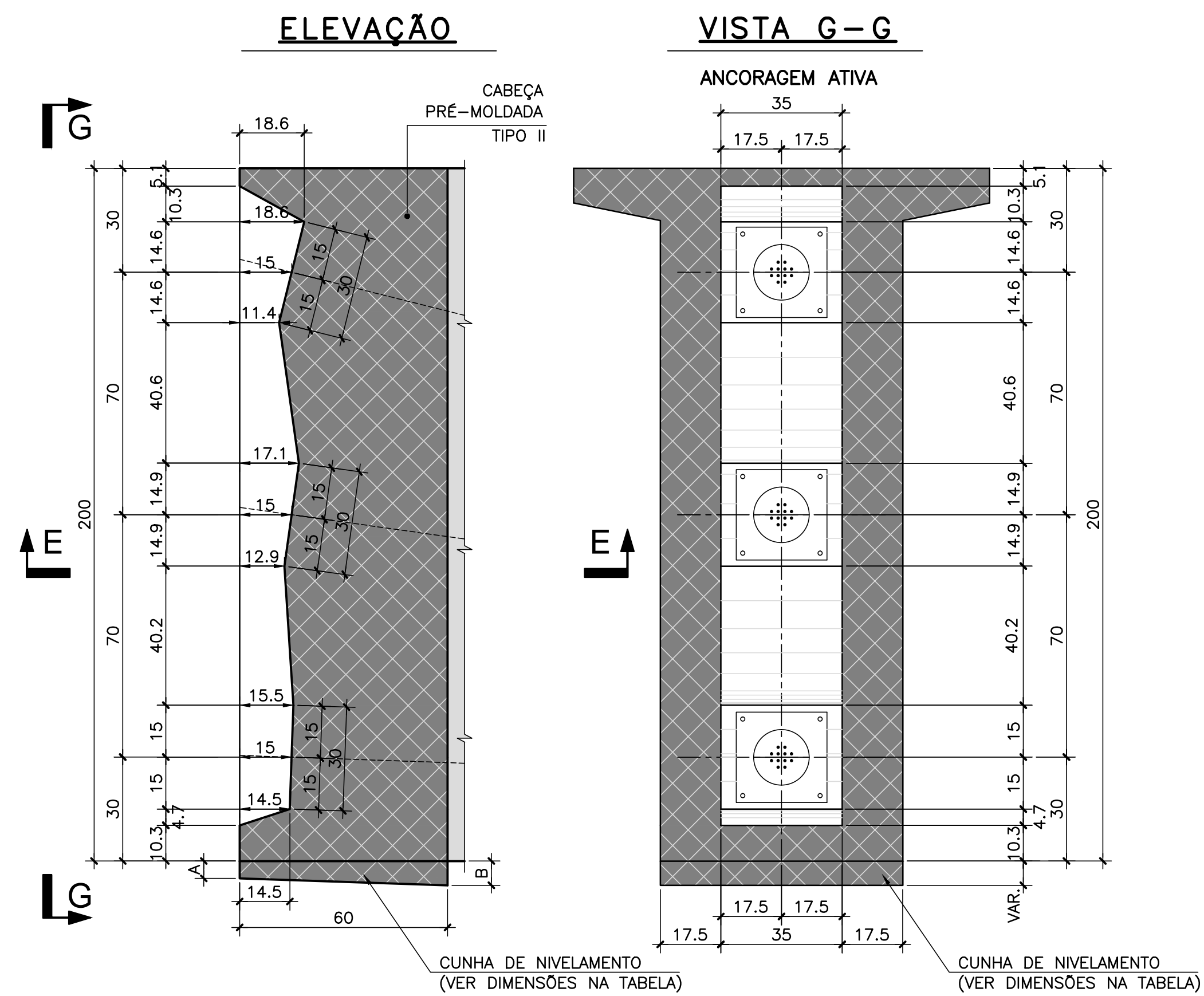
PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



DETALHE DOS NICHOS

ESCALA=1:12,5

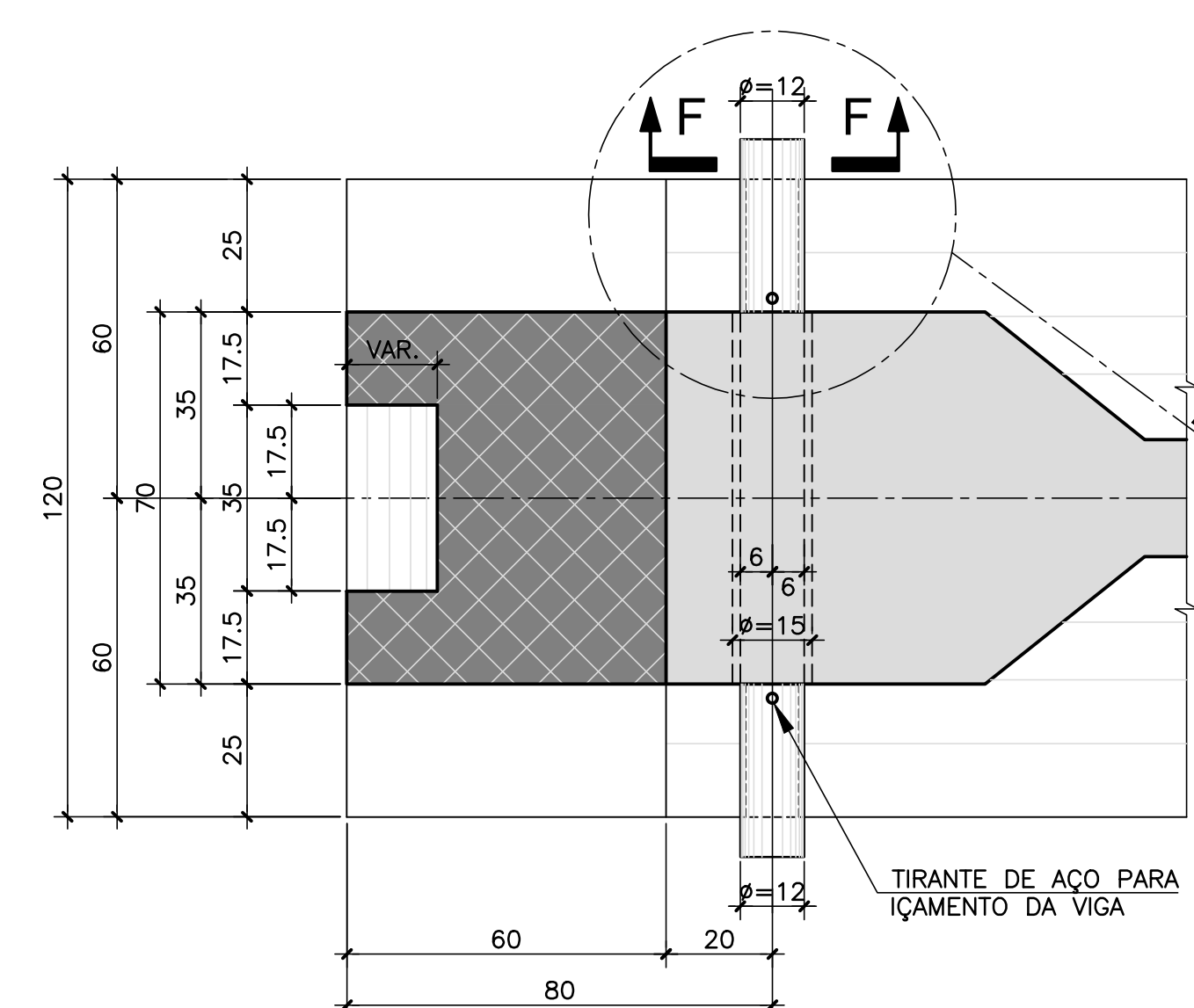


RESUMO PARA 1 VIGA			
VIGA	VOLUME	PESO	FÔRMA
V5	14,64 (m³)	36,6 (tf)	100,42(m²)

VÃO	ALTURA DAS CUNHAS DE NIVELAMENTO			
	LADO AP1	LADO AP16		
	A(cm)	B(cm)	A(cm)	B(cm)
AP3A-AP4A	5,0	9,0	9,0	5,0

CORTE E-E

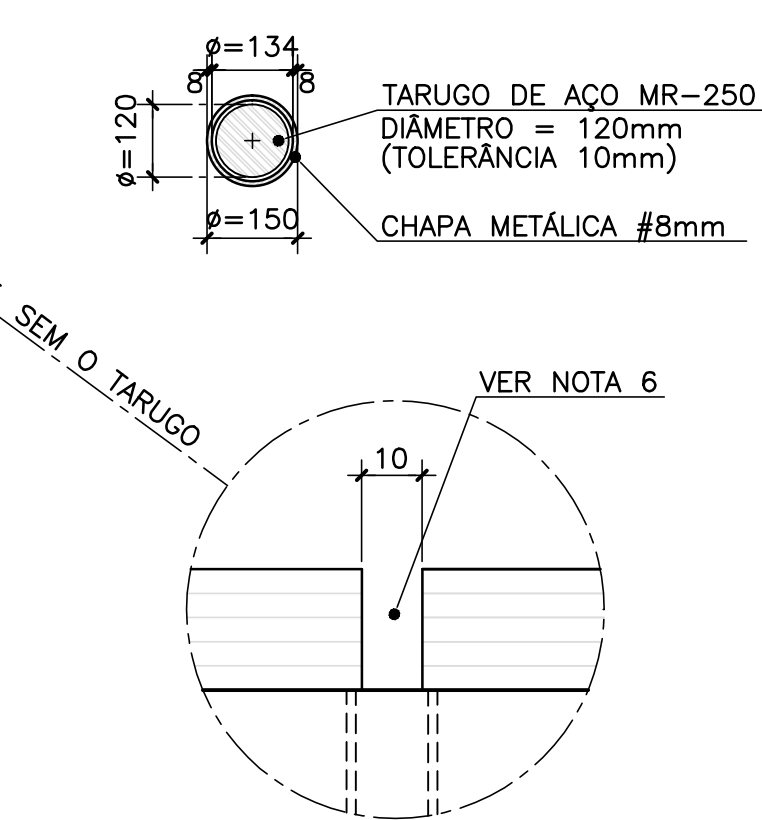
ESCALA=1:12,5



CORTE F-F

ESCALA=1:12,5

DIMENSÃO EM MILÍMETRO



NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 1 (VIGAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - A FACE SUPERIOR DA VIGA E AS SUPERFÍCIES DE INTERSEÇÃO ENTRE A VIGA E AS TRANSVERSINAS DEVEM SER INTENCIONALMENTE ÁSPERAS COM RUGOSIDADE QUE GARANTA O ATRITO APÓS A CONCRETAGEM DAS LAJES E TRANSVERSINAS;
 - APÓS O LANÇAMENTO DAS VIGAS, TRAVAR PROVISORIAMENTE ATÉ A EXECUÇÃO DAS TRANSVERSINAS.
 - DEIXAR RASGO E CONCRETAR POSTERIORMENTE PARTE DO TALÃO SUPERIOR DA VIGA PARA PASSAGEM DO TIRANTE DE IÇAMENTO.

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:24:25 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AFA	BFR
o	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES				
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:	
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1075		A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B221075A1.dwg		
158/2016				

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
 OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 FORMAS

VIGA PRÉ-MOLDADA V5 DO VÃO ENTRE AP3A-AP4A (2V03) – RAMO 2000

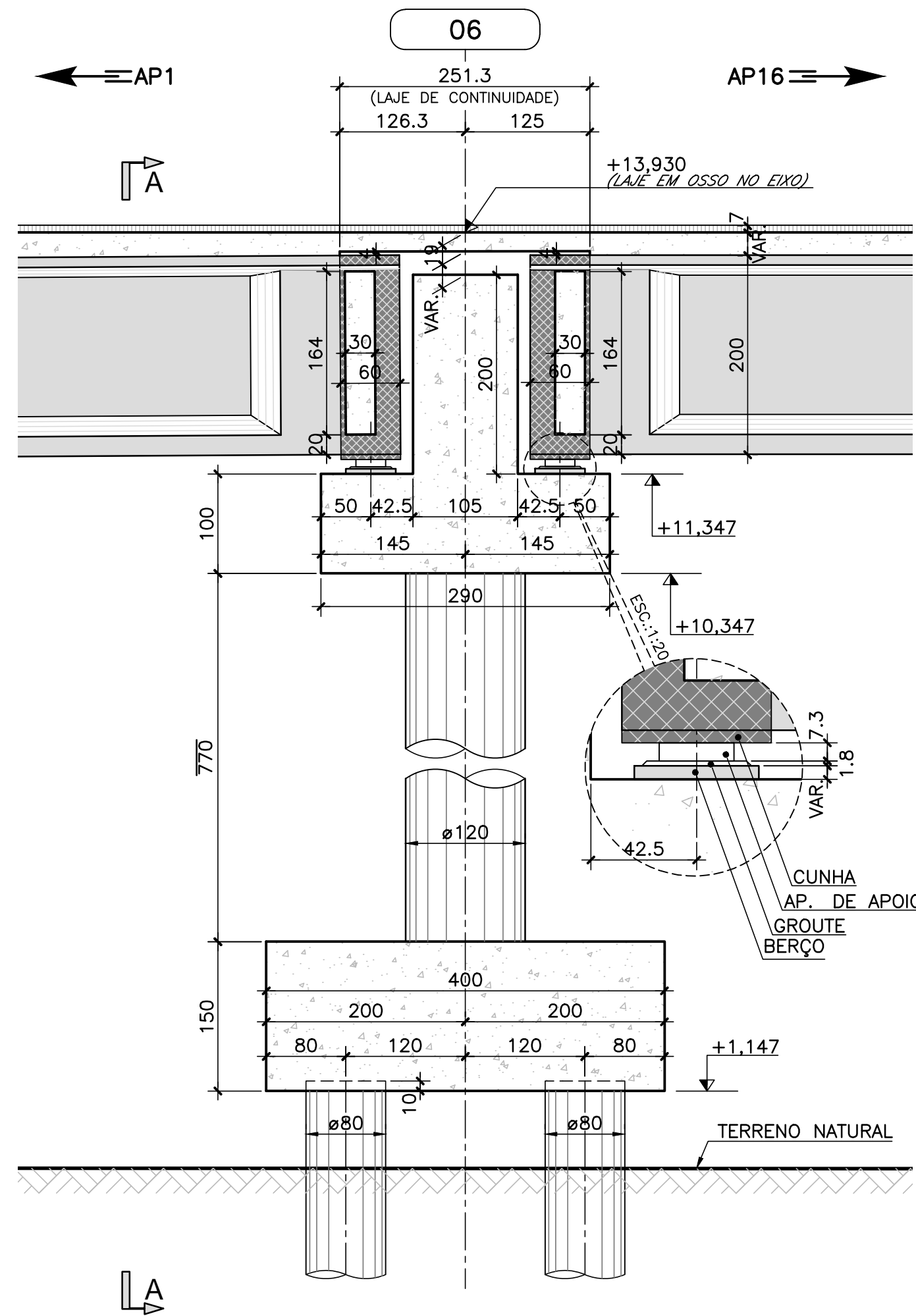
ESCALA:
 INDICADA
 NÚMERO CLIENTE:
 I-OAESV-X-R1/16-425-IV
 REV.:
 1

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou=emil@rodrigossigaudplanave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:24:45 -03'00'

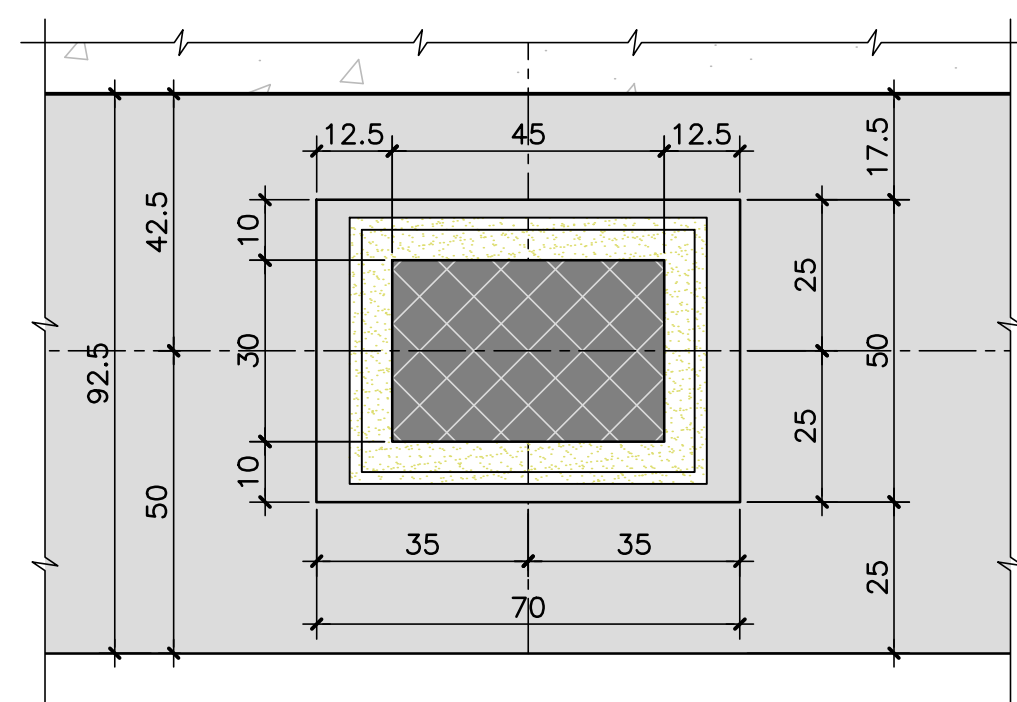
ELEVACÃO

ESCALA=1:50



DETALHE "1" – TÍPICO

ESCALA=1:12,5

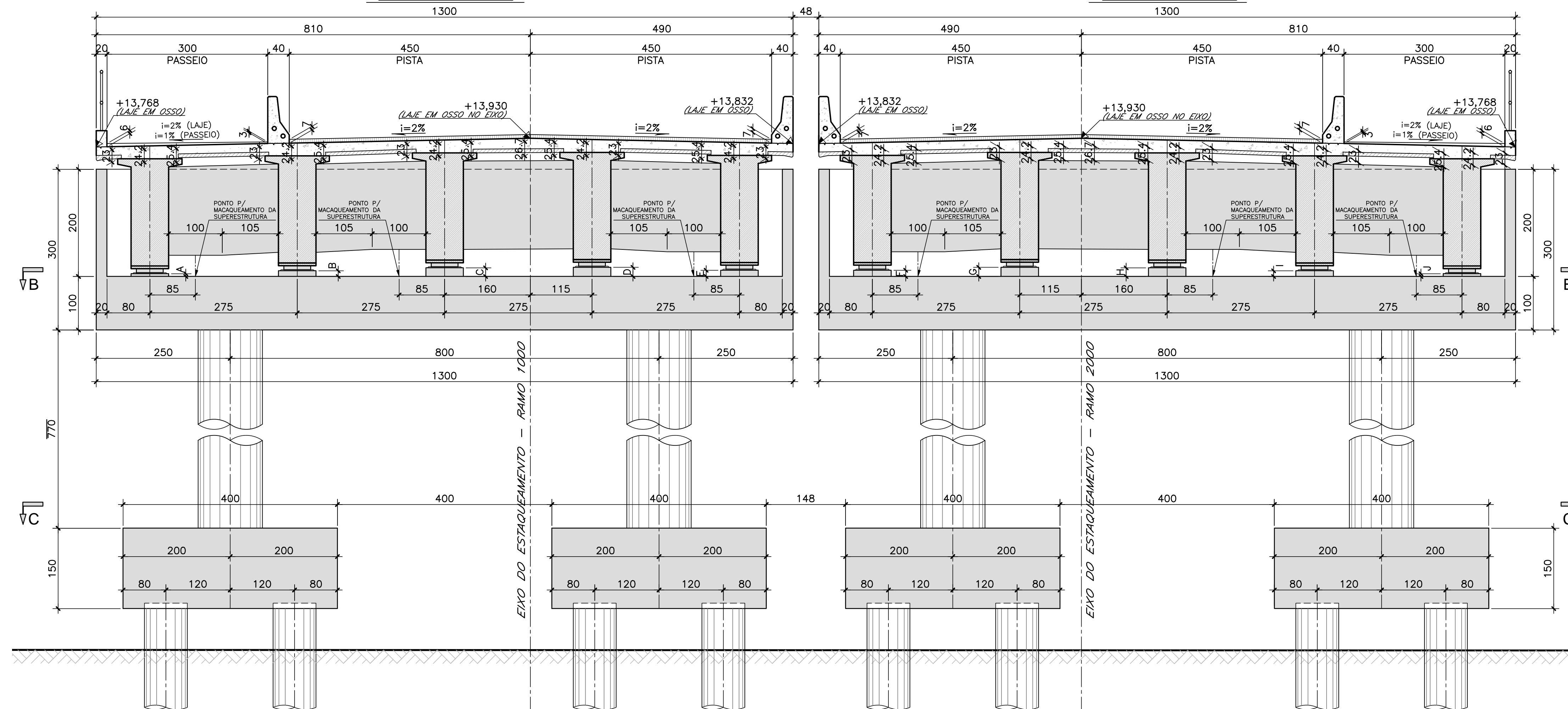


RAMO 1000

CORTE A-A

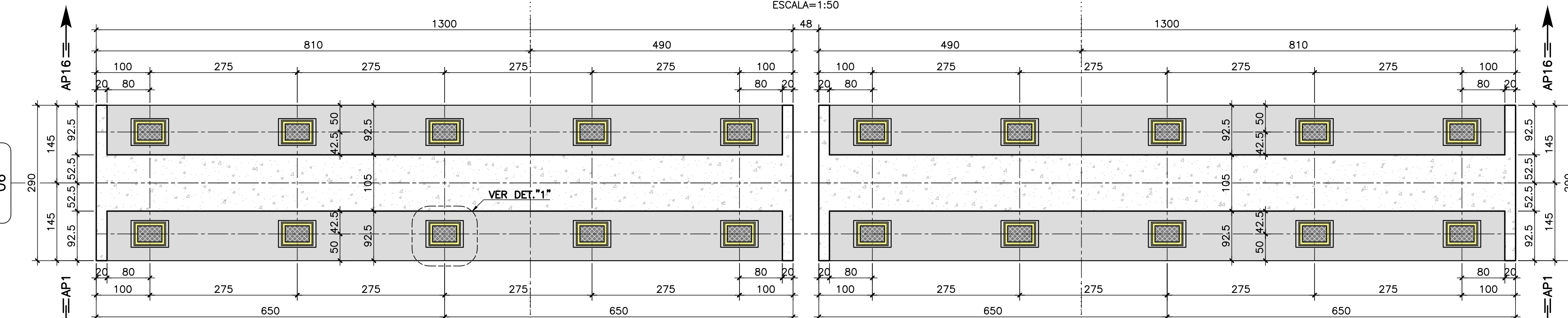
ESCALA=1:50

RAMO 2000



CORTE B-B

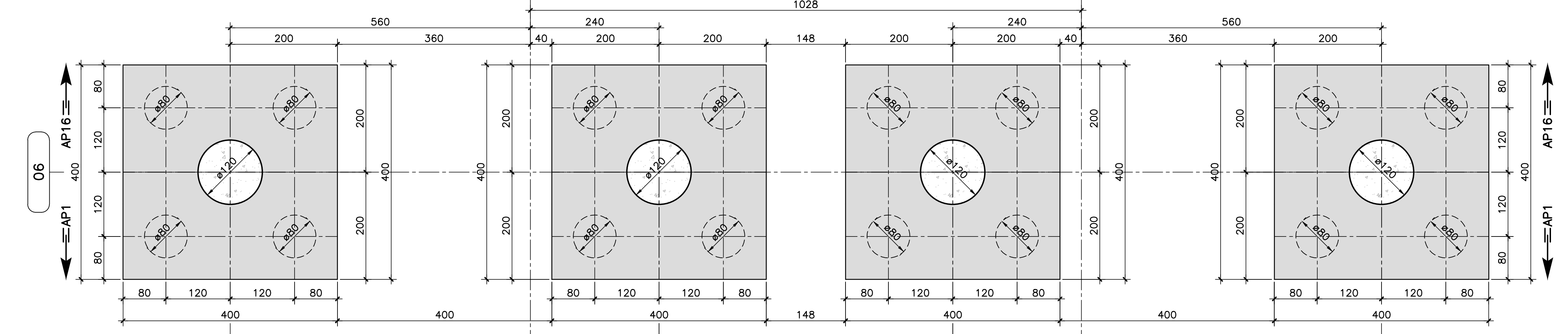
ESCALA=1:50



CORTE C-C

ESCALA=1:50

1028



NOTAS GERAIS

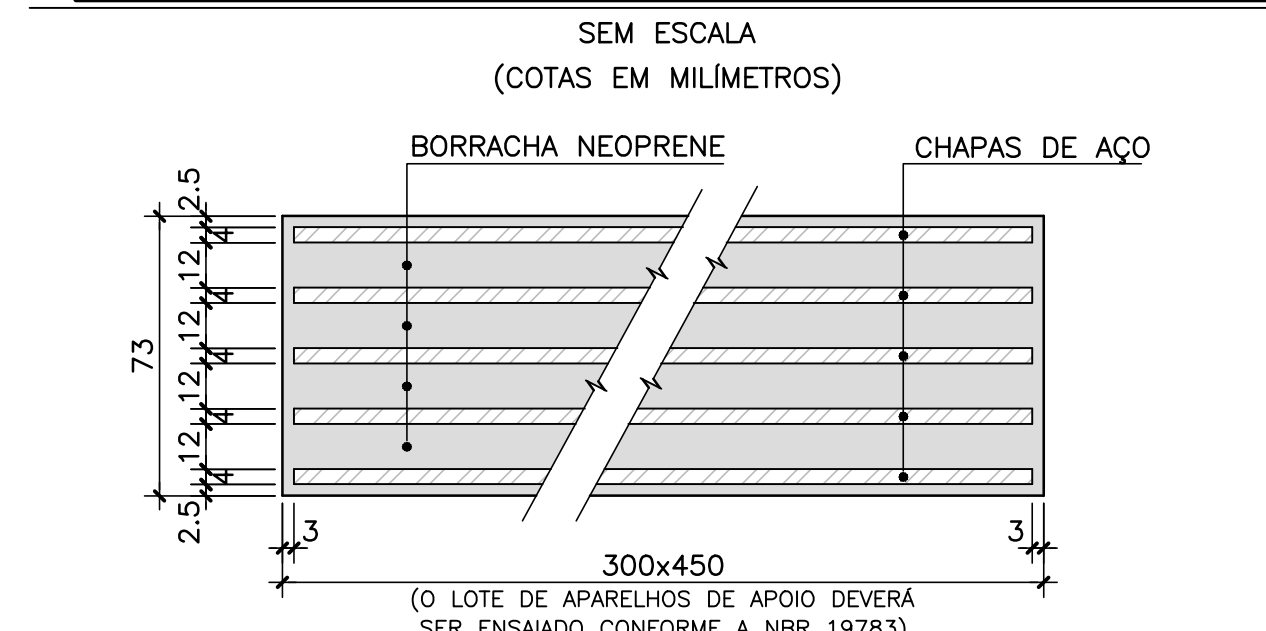
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 3.1. (BLOCOS) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 3.2. (PILARES) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 3.3. (TRAVESSAS) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45

ALTURAS DOS BERÇOS		
PÓRTICO AP06		
	LADO AP01	LADO AP16
COTA	(cm)	(cm)
RAMO 1000	A	5,0
	B	10,5
	C	16,0
	D	16,9
	E	11,4
RAMO 2000	F	11,4
	G	16,9
	H	16,0
	I	10,5
	J	5,0

LEGENDAS

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO



	PARA 1 RAMO		PARA 2 RAMOS	
	Vc (m³)	Af (m²)	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	67,97	143,88	135,94	287,76
PILARES	17,42	58,06	34,84	116,12
BLOCOS	48,0	80,0	96,0	160,0

15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF. APPROV.

ÍNDICE DE REVISÕES				
OPERAÇÃO:	OS/OSL:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:	
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1076	A	
CONTRATO:	ARQUIVO:			
158/2016	DEF01B221076A1.dwg			

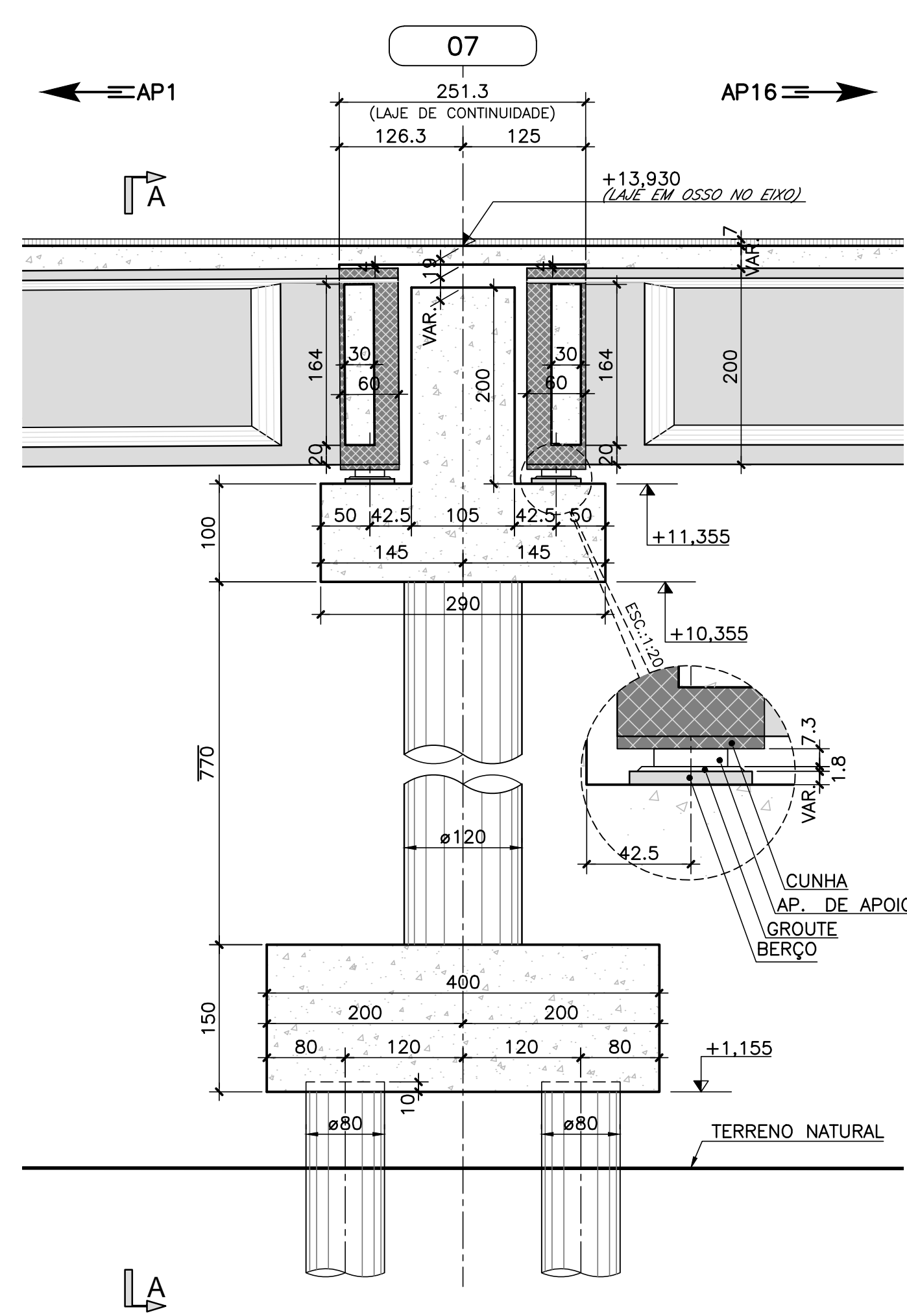
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
 OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 FORMA
 APOIOS AP06 – RAMO 1000 E RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-426-IV	REV.:	1
---------	-----------------	----------	------------------------	-------	---

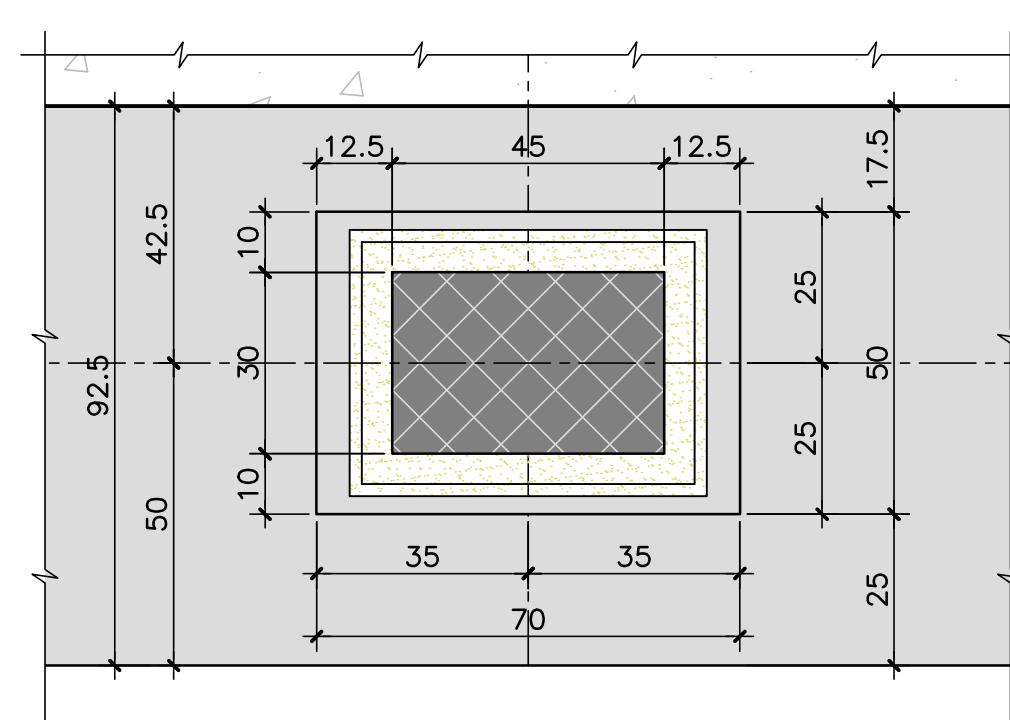
ELEVÇÃO

ESCALA=1:50



DETALHE "1" - TÍPICO

ESCALA=1:12,5

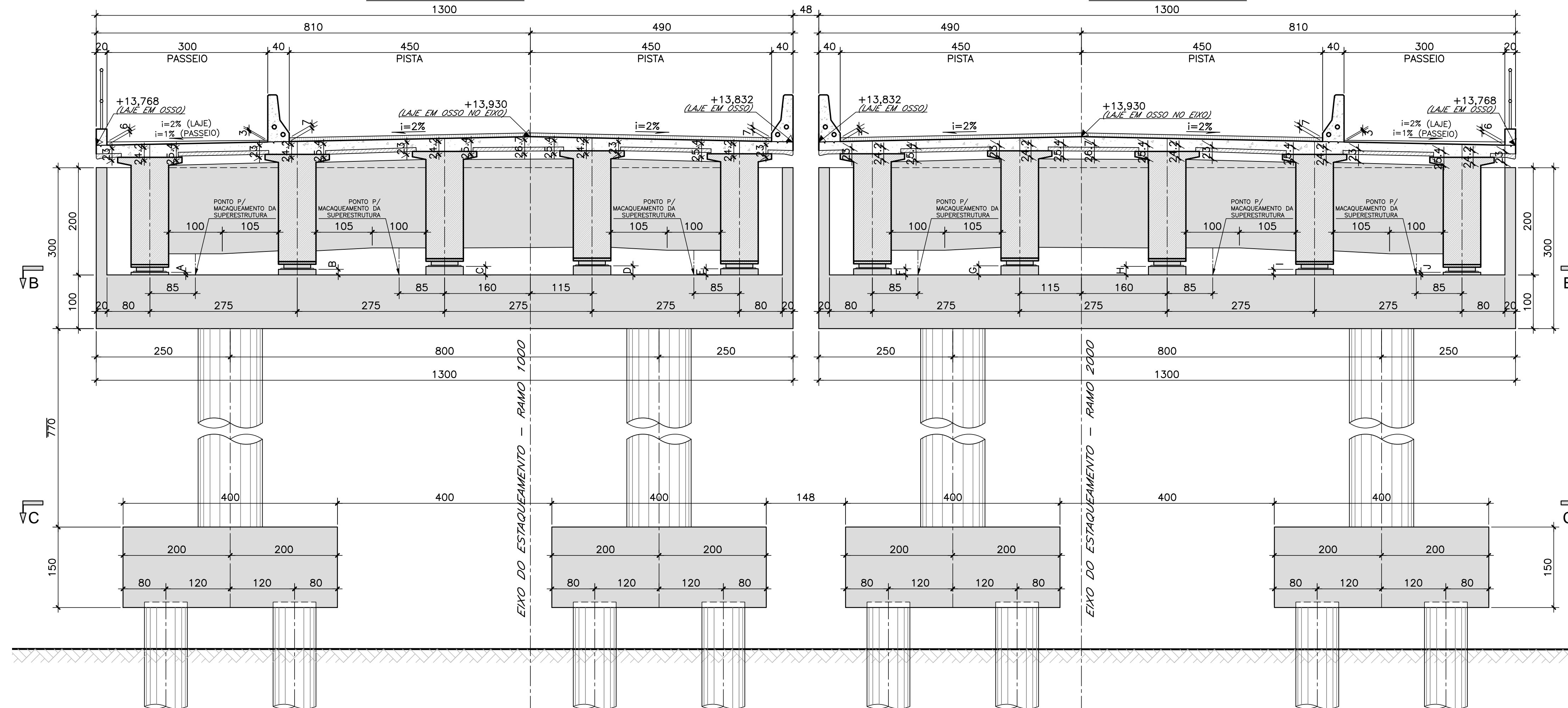


RAMO 1000

CORTE A-A

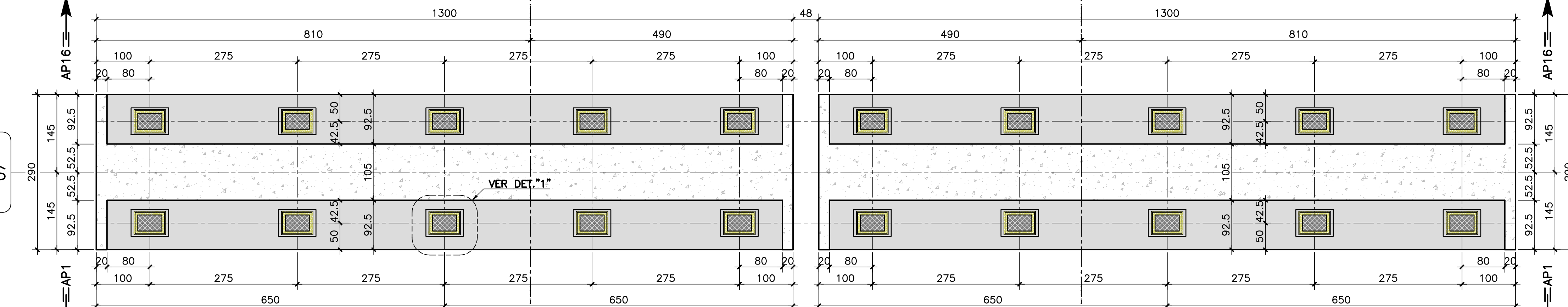
ESCALA=1:50

RAMO 2000



CORTE B-B

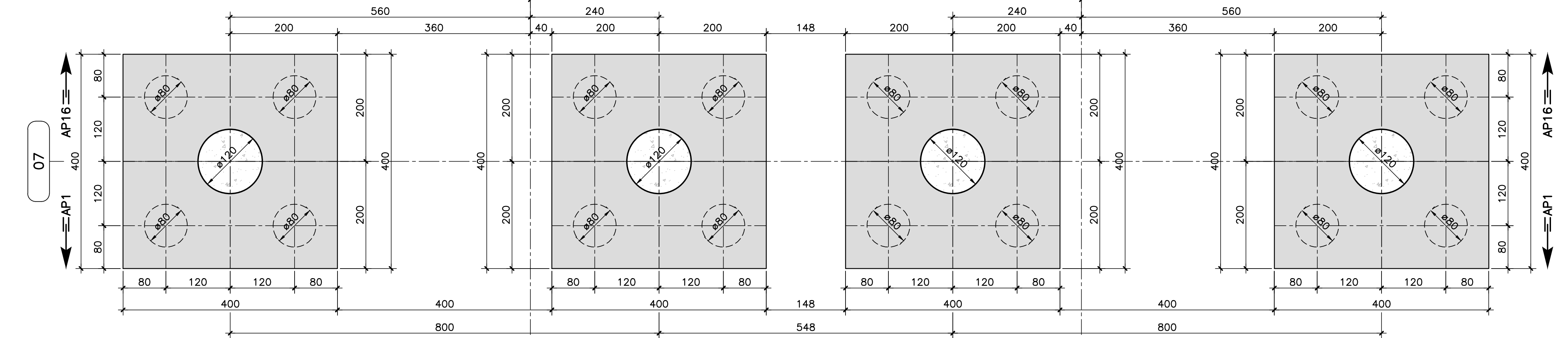
ESCALA=1:50



CORTE C-C

ESCALA=1:50

1028



	PARA 1 RAMO		PARA 2 RAMOS	
	Vc (m³)	Af (m²)	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	67,97	143,88	135,94	287,76
PILARES	17,42	58,06	34,84	116,12
BLOCOS	48,0	80,0	96,0	160,0

Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com.br, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:25:04 -03'00'

NOTAS GERAIS

NOTAS :

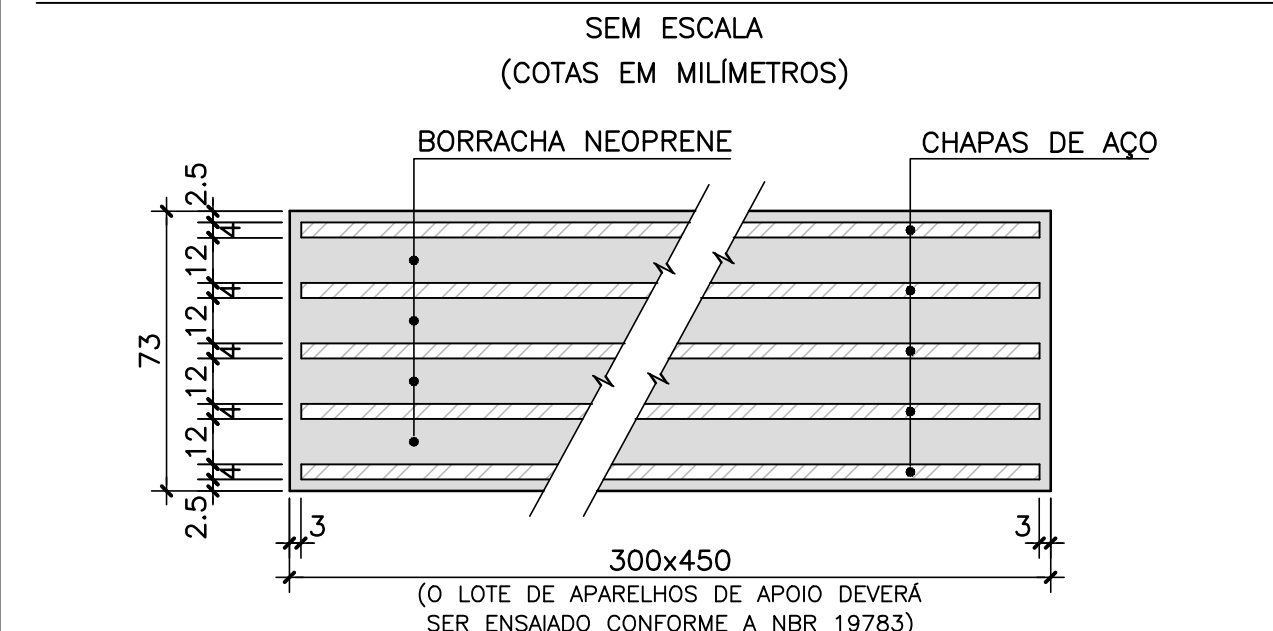
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:

- (BLOCOS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
- (PILARES) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
- (TRAVESSAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45

ALTURAS DOS BERÇOS		
PÓRTICO AP07		
	LADO AP01	LADO AP16
RAMO 1000	A	5,0
	B	10,5
	C	16,0
	D	16,9
	E	11,4
RAMO 2000	F	11,4
	G	16,9
	H	16,0
	I	10,5
	J	5,0

LEGENDAS

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO



REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
o	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

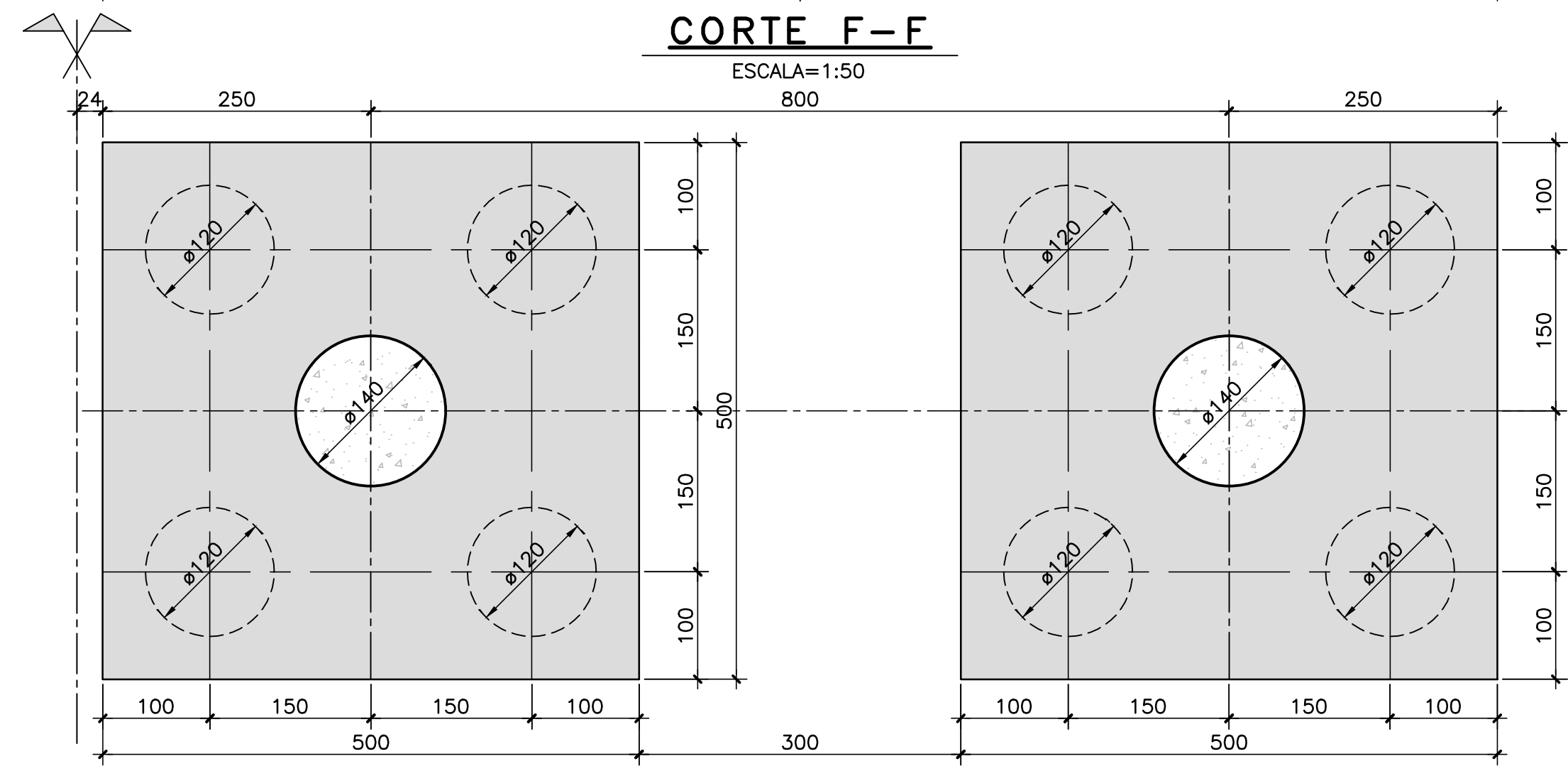
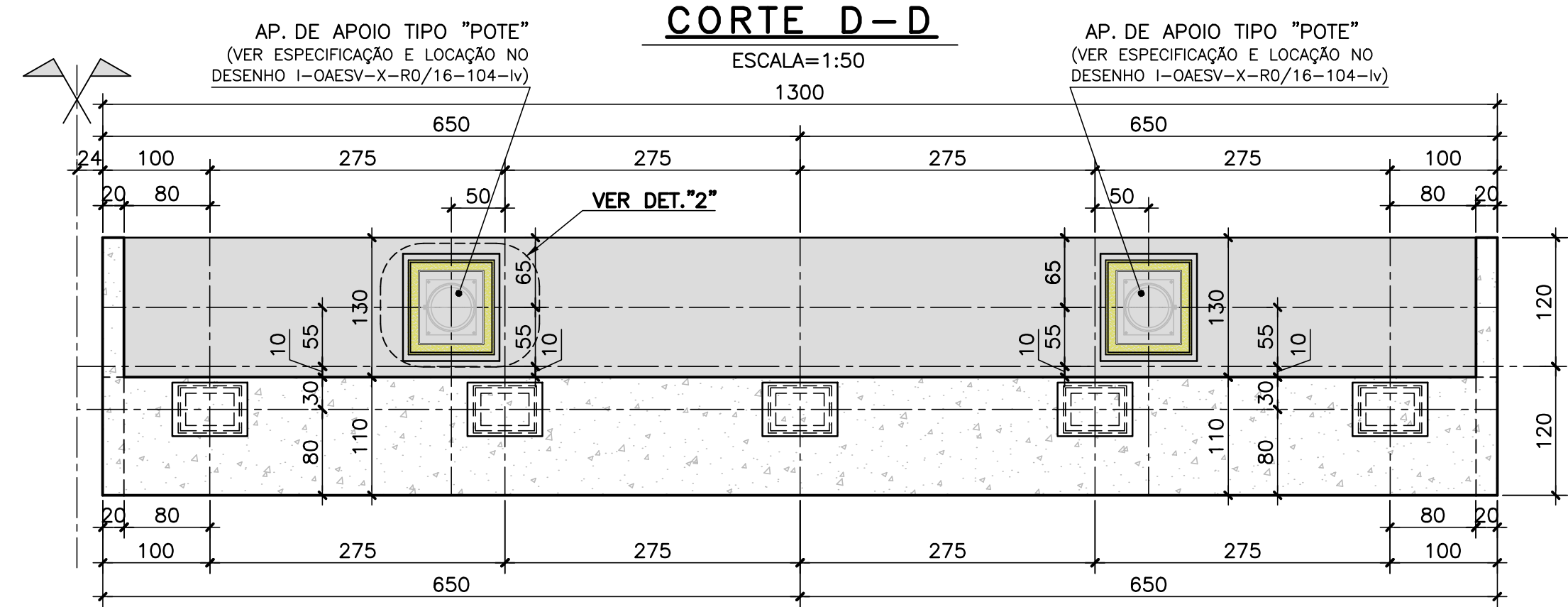
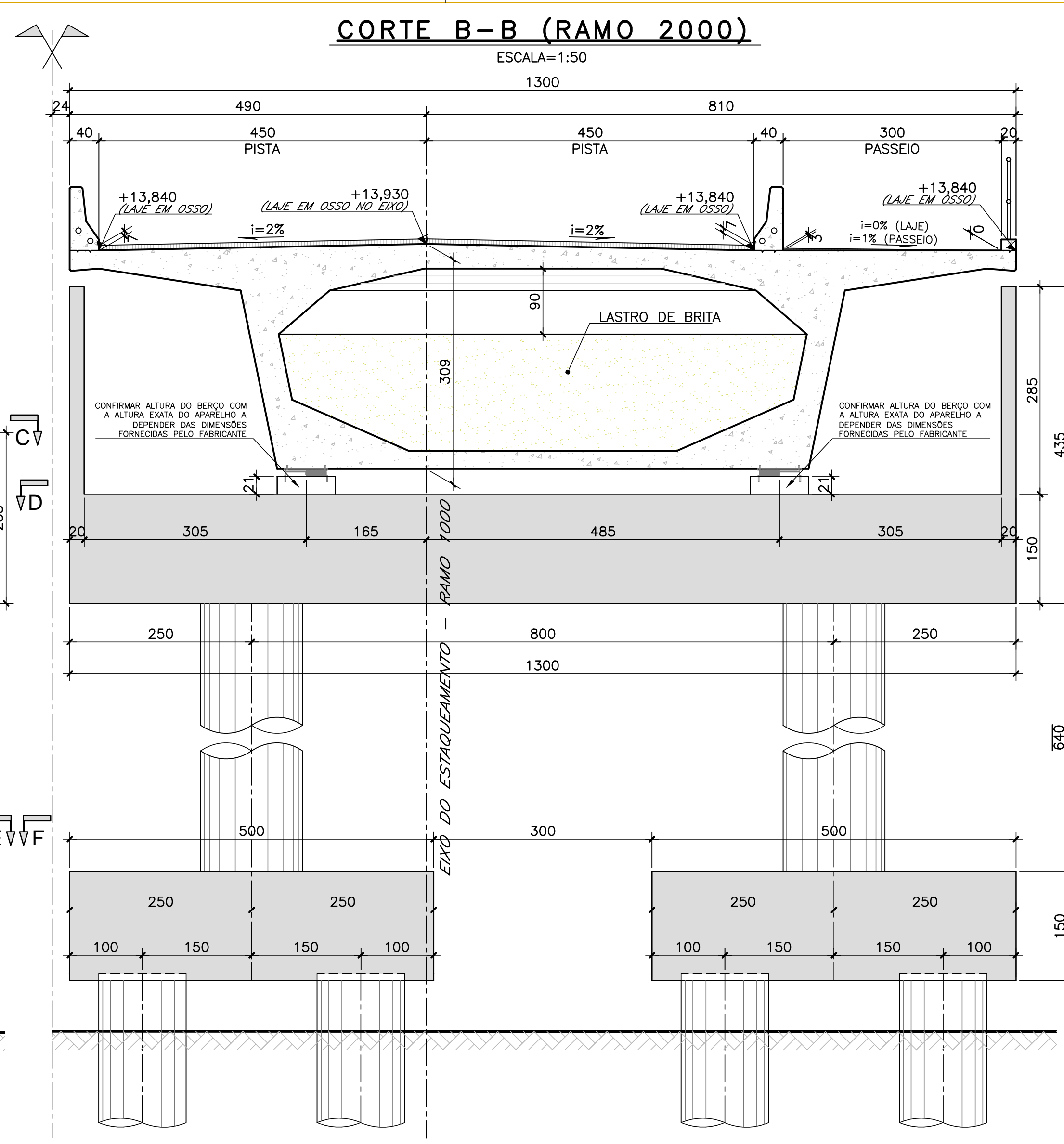
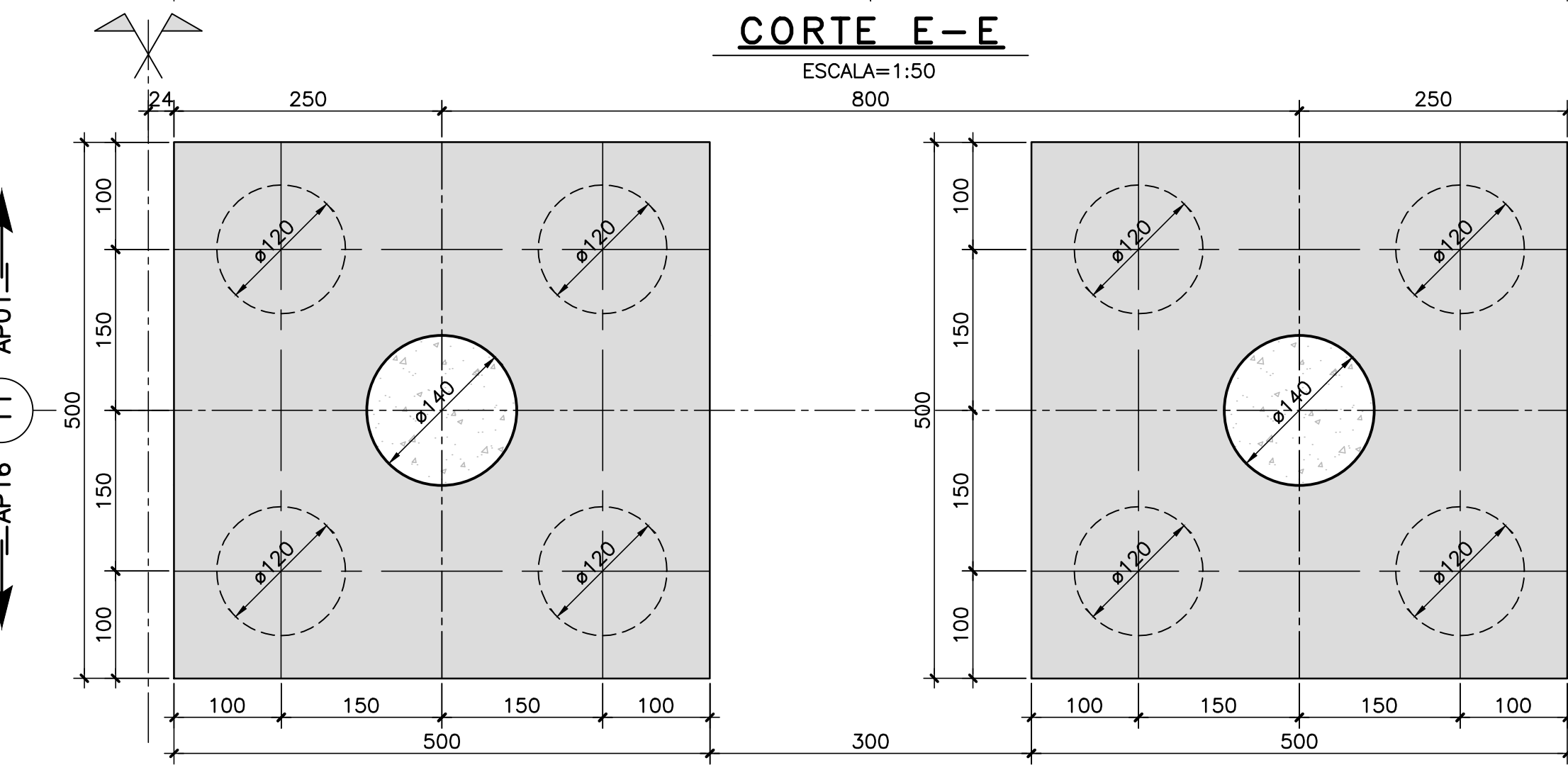
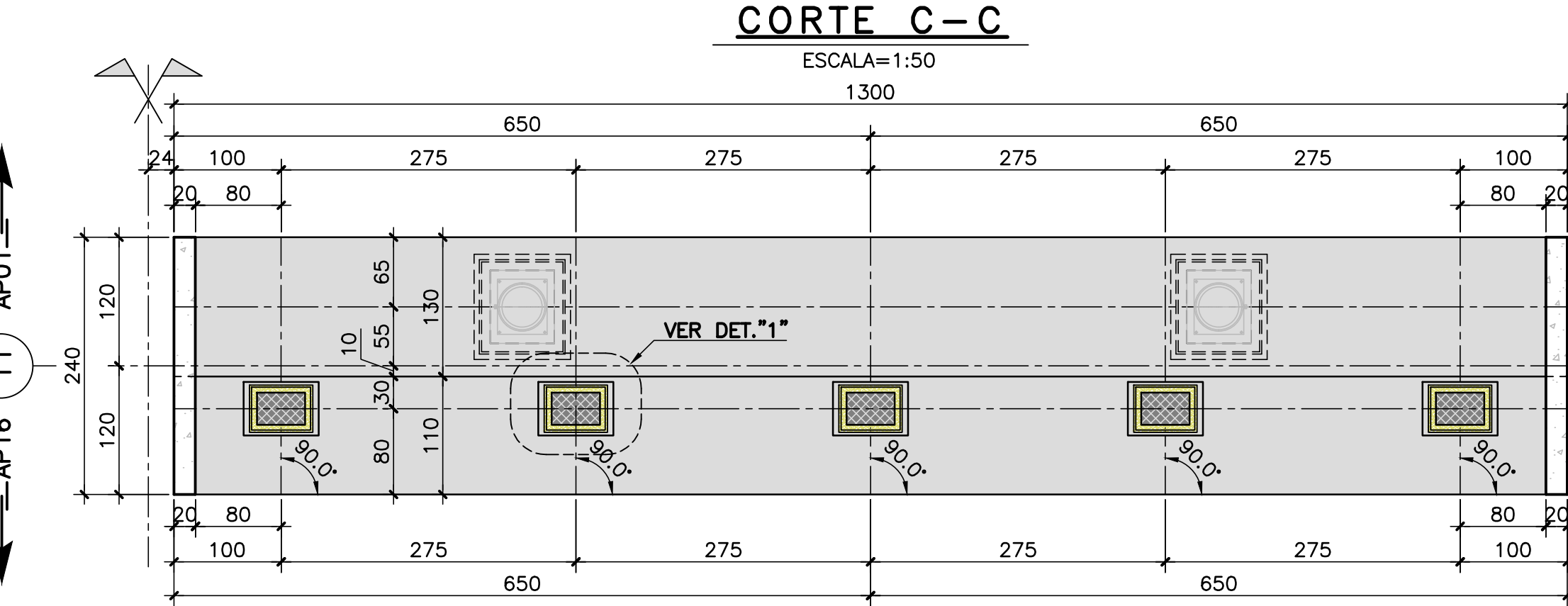
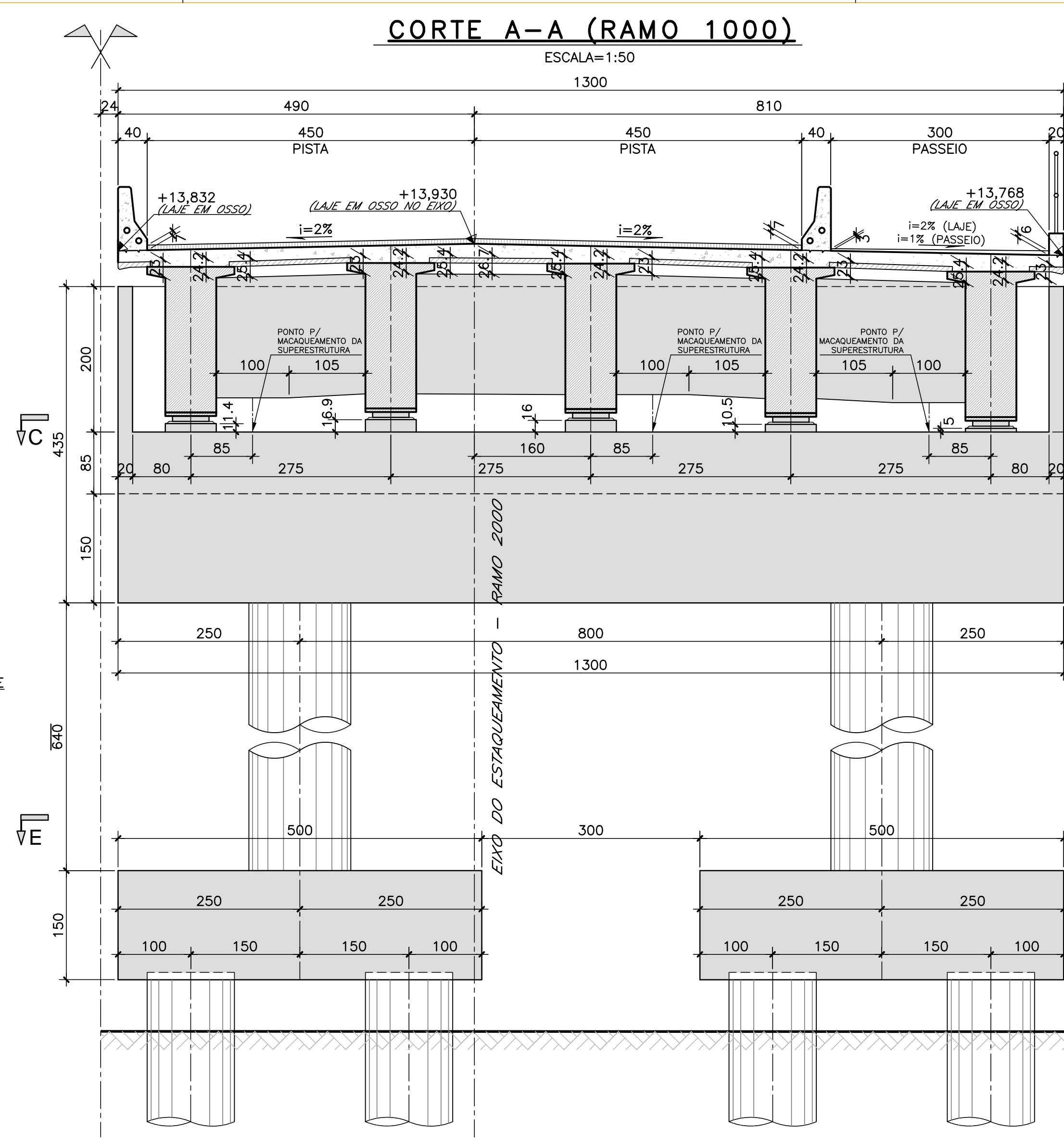
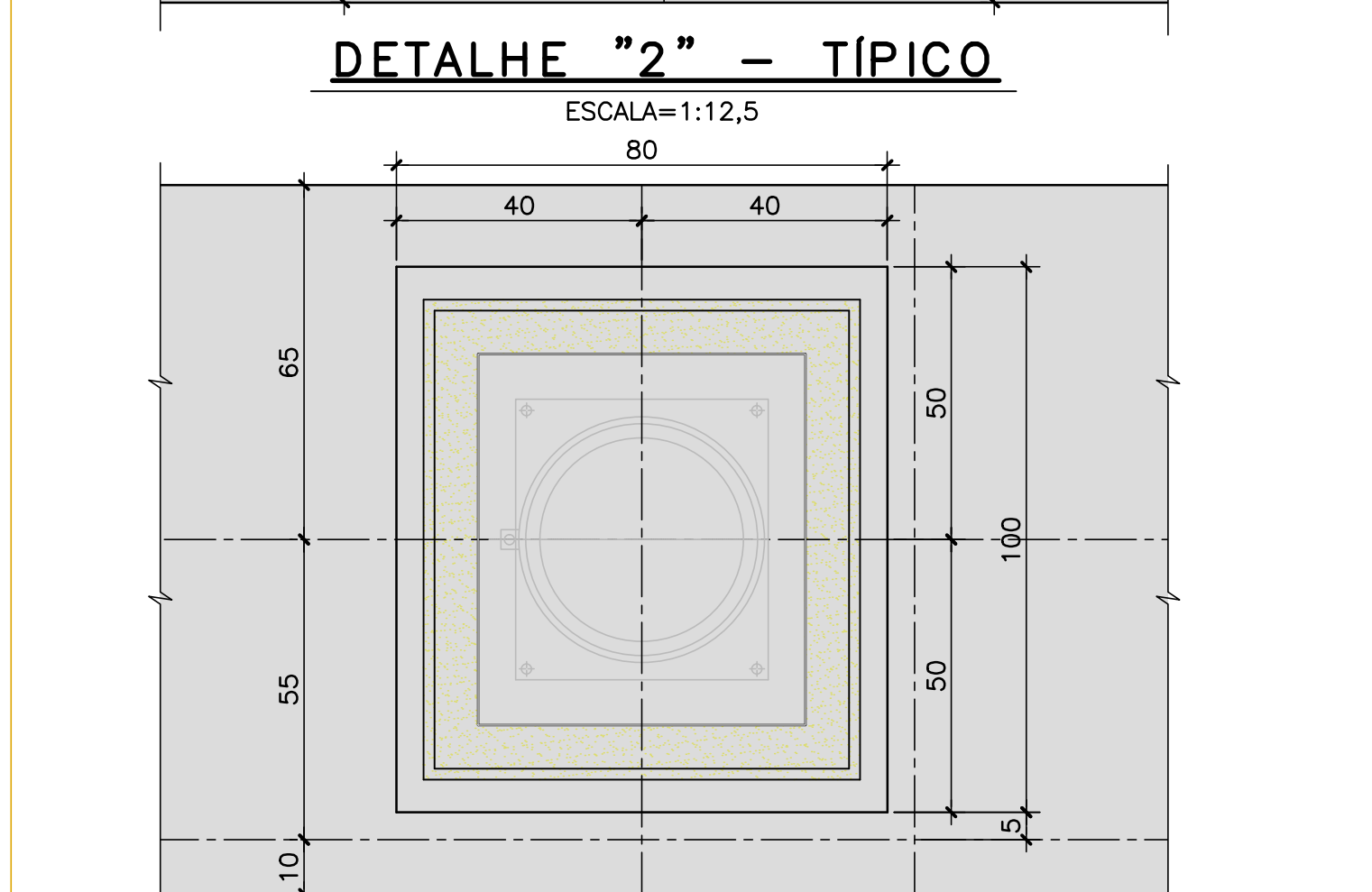
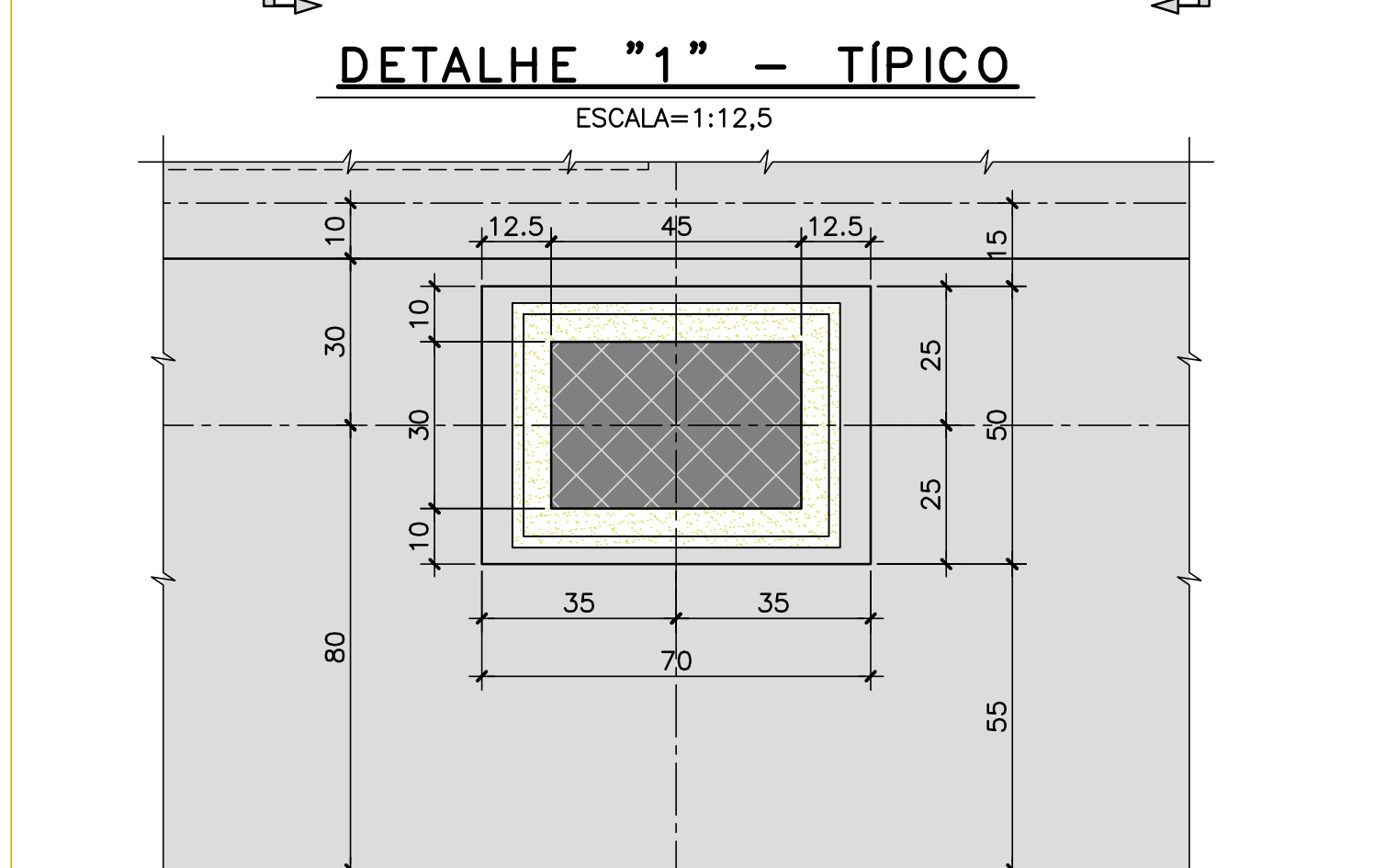
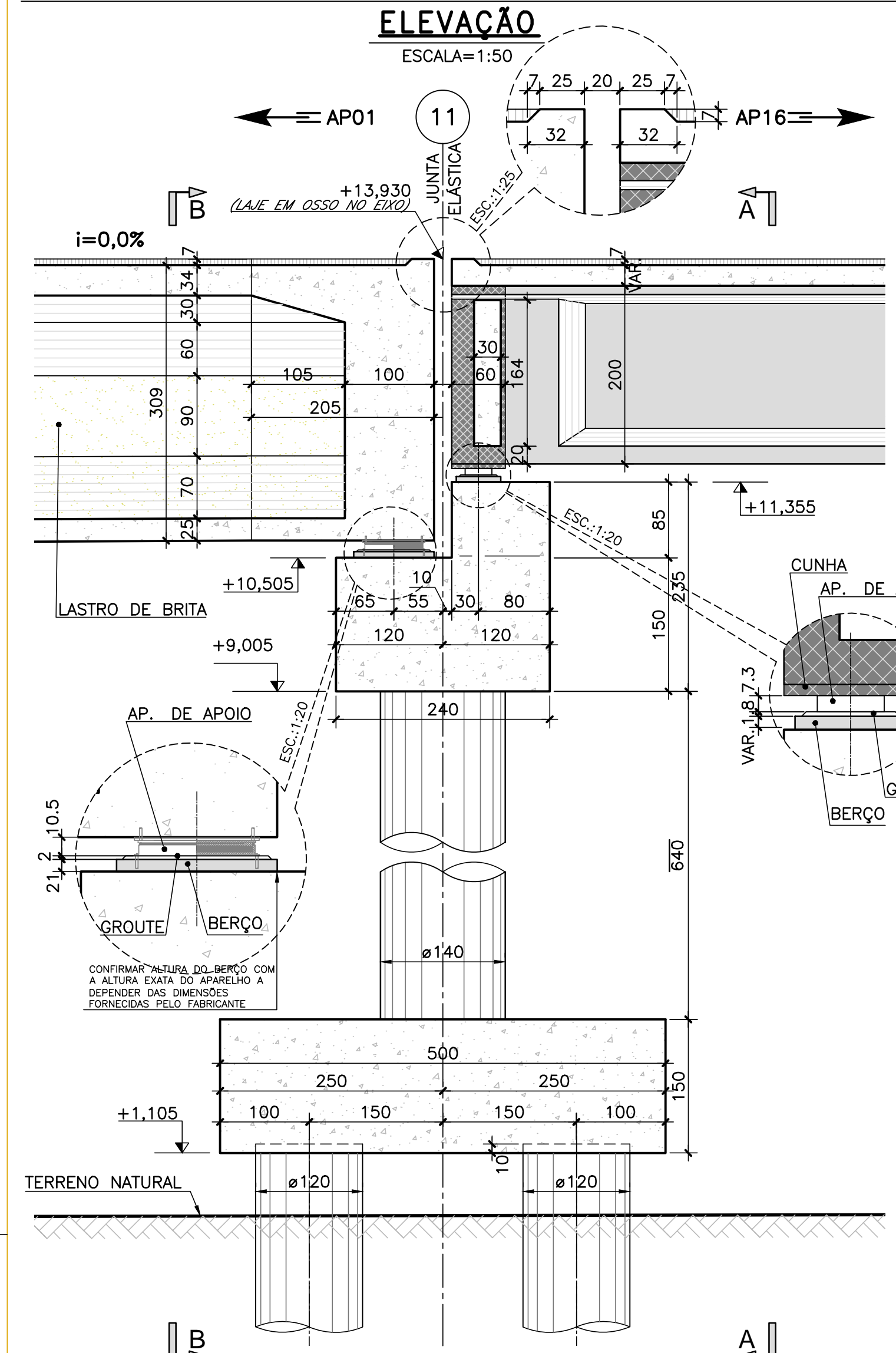
ÍNDICE DE REVISÕES					
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00	NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B22-1077
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B221077A1.dwg	EMISSÃO:	A

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
 OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
 FORMA
 APOIOS AP07 - RAMO 1000 E RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-427-IV	1

FORMA DOS APOIOS AP11 - RAMOS 1000 E 2000

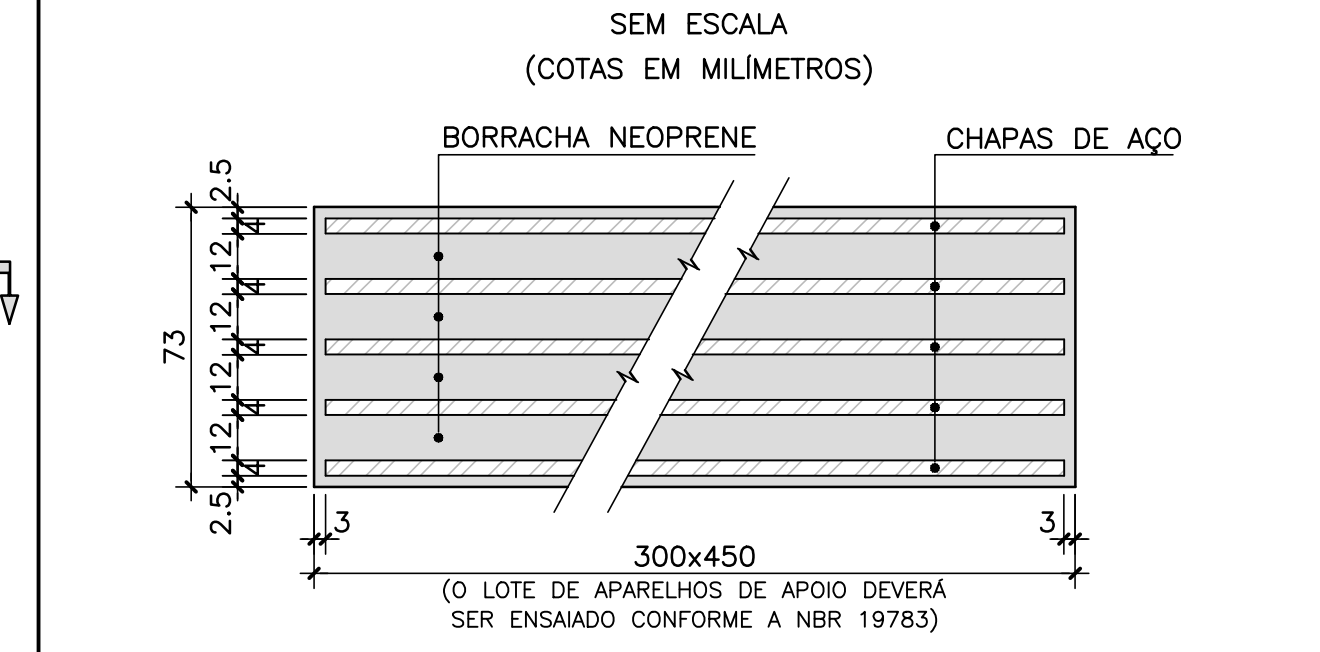


Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, ou=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou=email=rodrigosigaud@planave.com.br, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:25:26 -03'00'

NOTAS GERAIS

- NOTAS :**
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - VER ESPECIFICAÇÃO E LOCAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO METÁLICOS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-104-IV

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO



LEGENDAS

	PARA 1 RAMO		PARA 2 RAMOS	
	Vc (m³)	Af (m²)	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	62,93	129,91	125,87	259,41
PILARES	19,70	56,30	39,40	112,60
BLOCOS	75,0	110,0	150,0	220,0

A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.

PLANAVE S.A. Estudos e Projetos de Engenharia	OPERAÇÃO:	OS/OSAL:	NÚMERO PLANEJ:	EMISSÃO:
	1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1078	A
	CONTRATO:	ARQUIVO:		
	158/2016	DEF01B221078A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

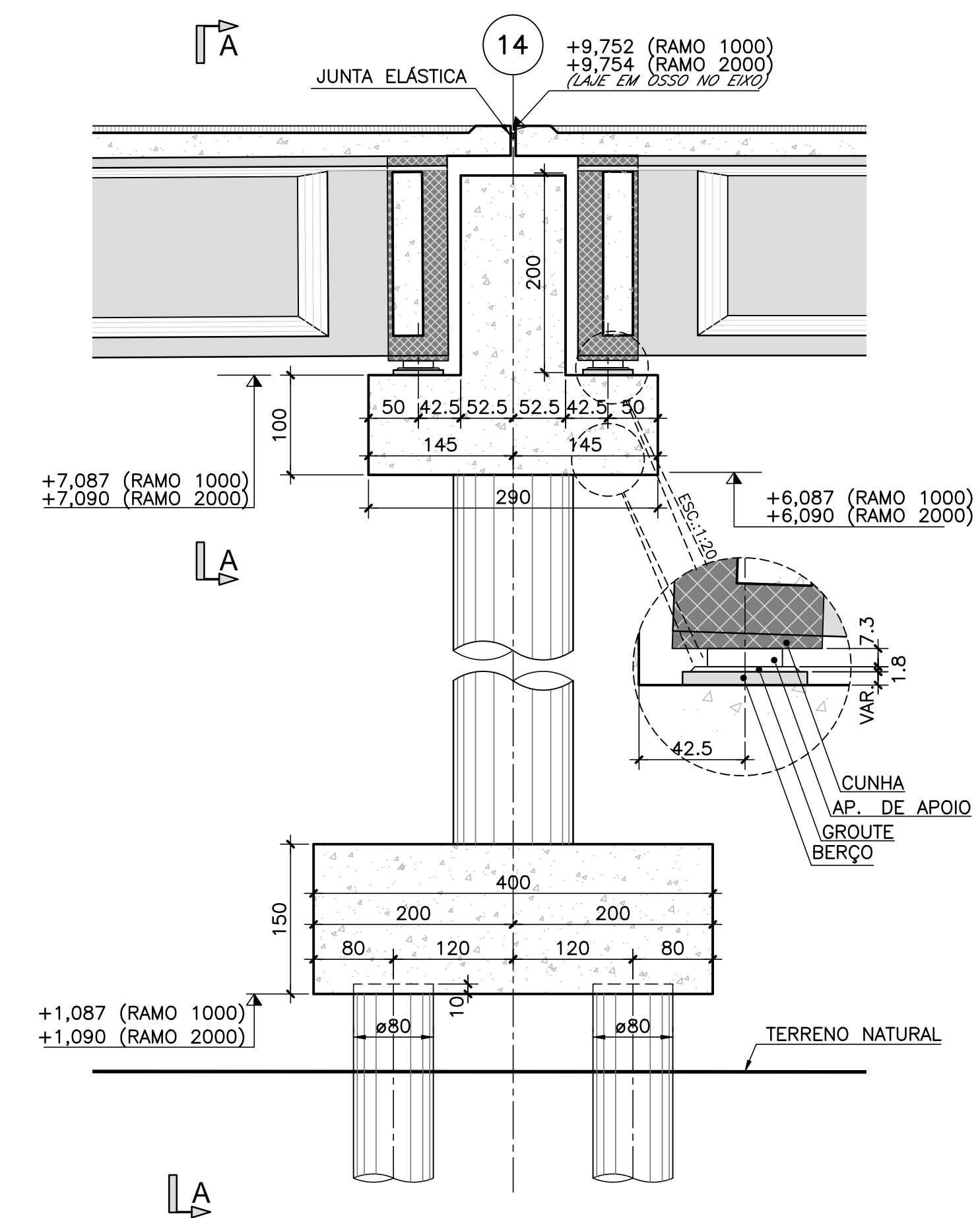
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL

FORMA
APOIOS AP11 - RAMO 1000 E RAMO 2000

FORMA DOS APOIOS
AP14(COM JUNTA) – RAMOS 1000 E 2000

ELEVÇÃO

ESCALA=1:50

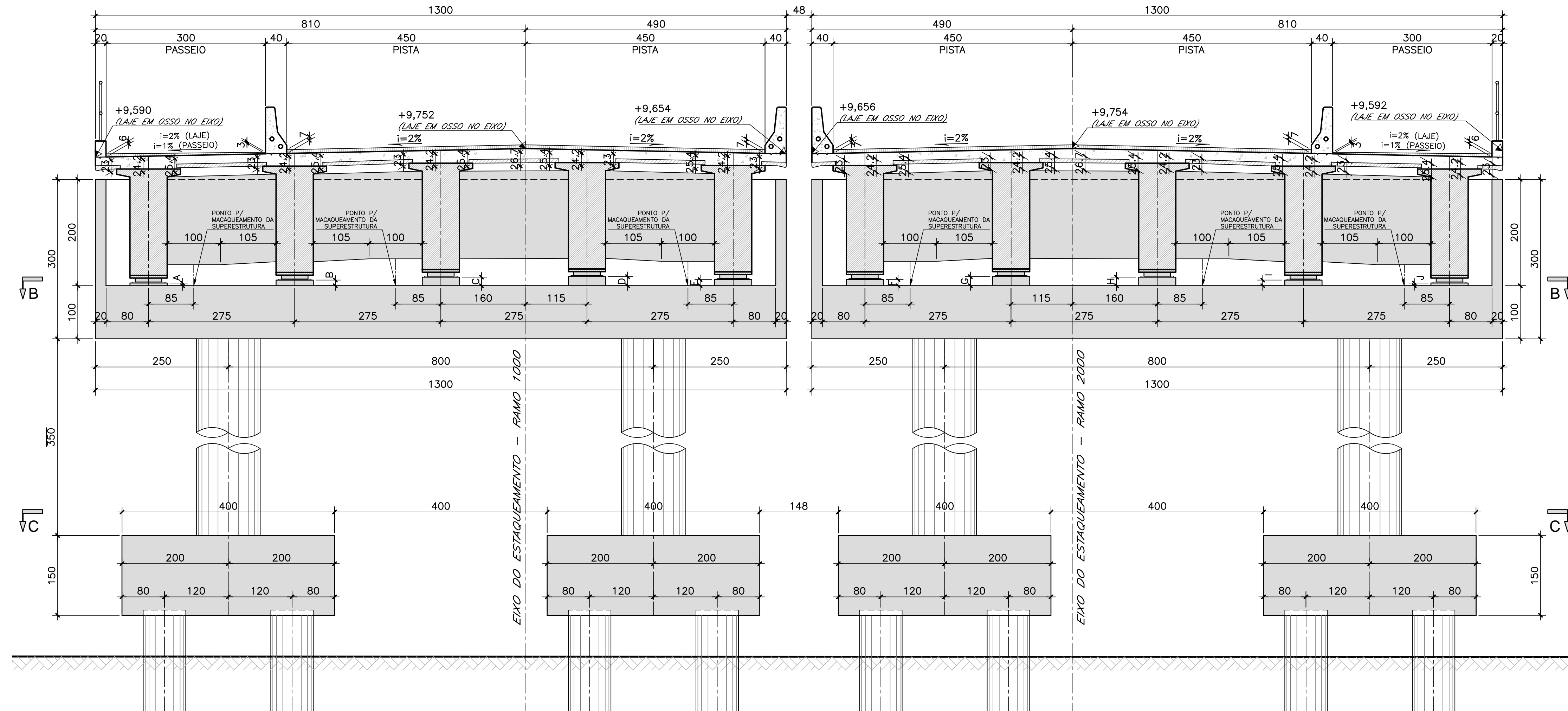


RAMO 1000

CORTE A-A

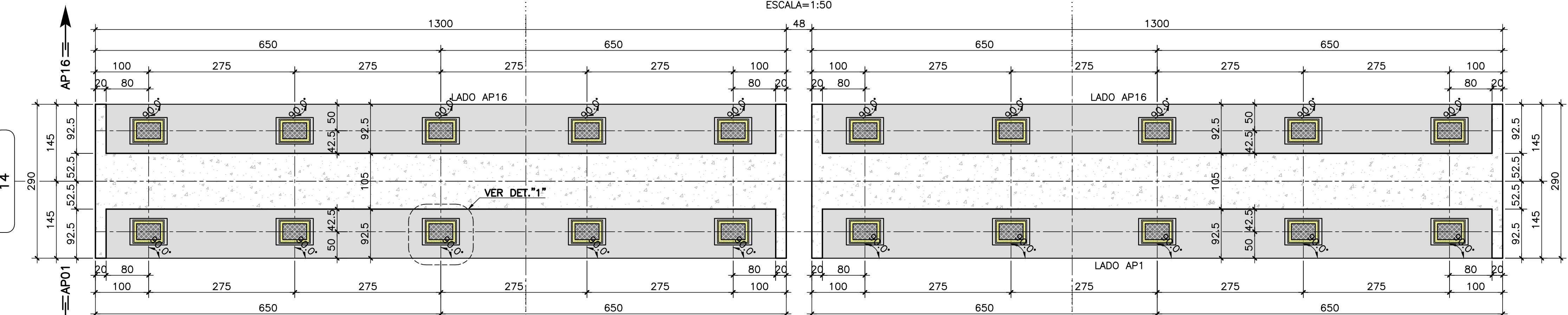
ESCALA=1:50

RAMO 2000



CORTE B-B

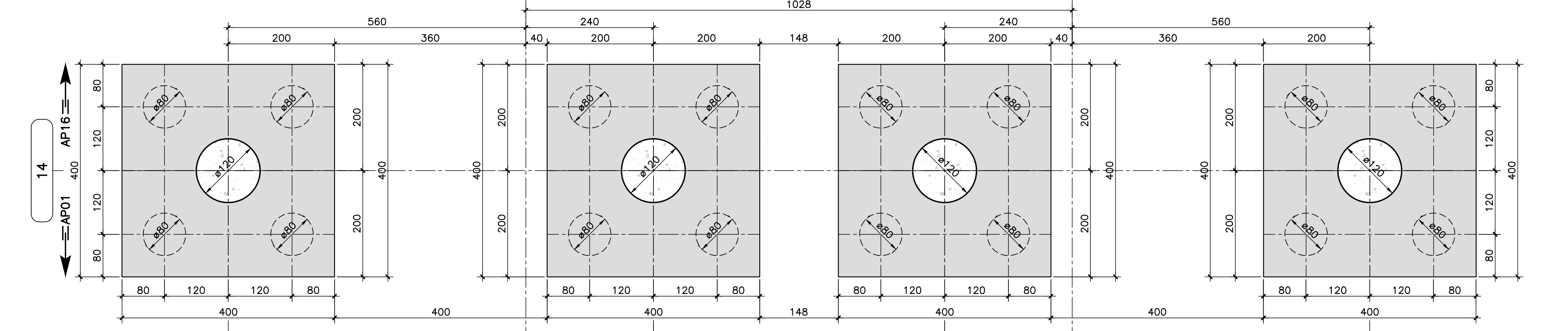
ESCALA=1:50



CORTE C-C

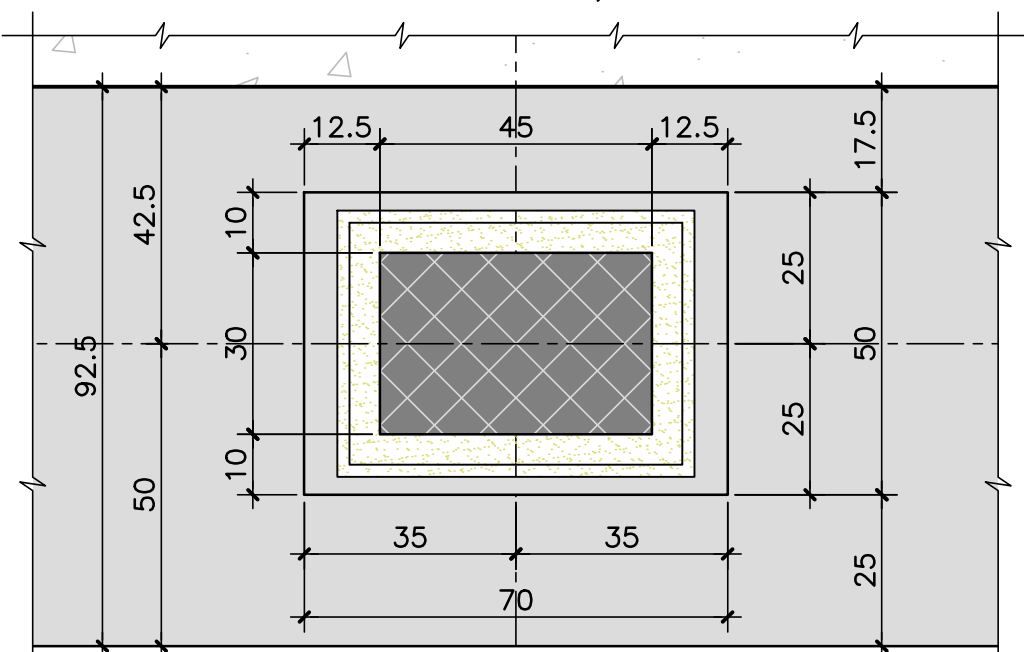
ESCALA=1:50

1028



DETALHE "1" – TÍPICO

ESCALA=1:12,5



	PARA 1 RAMO		PARA 2 RAMOS	
	Vc (m³)	Af (m²)	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	66,98	143,90	133,96	287,8
PILARES	7,92	26,39	15,84	52,78
BLOCOS	48,0	80,0	96,0	160,0

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:26:36 -03'00'

NOTAS GERAIS

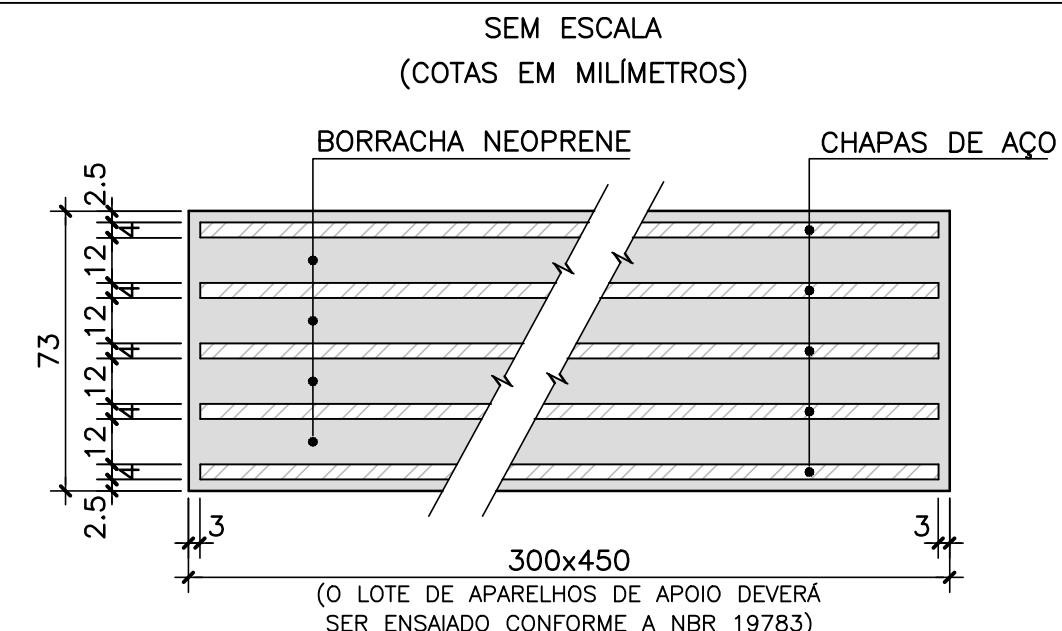
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
- 3.1. (BLOCOS) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 3.2. (PILARES) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 3.3. (TRAVESSAS) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45

ALTURAS DOS BERÇOS			
PÓRTICO AP14			
COTA	LADO APO1		LADO AP16
	(cm)	(cm)	(cm)
RAMO 1000	A	17,9	5,0
	B	23,4	10,5
	C	28,9	16,0
	D	29,8	16,9
	E	24,3	11,4
RAMO 2000	F	24,3	11,4
	G	29,8	16,9
	H	28,9	16,0
	I	23,4	10,5
	J	17,9	5,0

LEGENDAS

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO



REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
o	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES					
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00	NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B22-1081
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B221081A1.dwg	EMISSÃO:	A

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

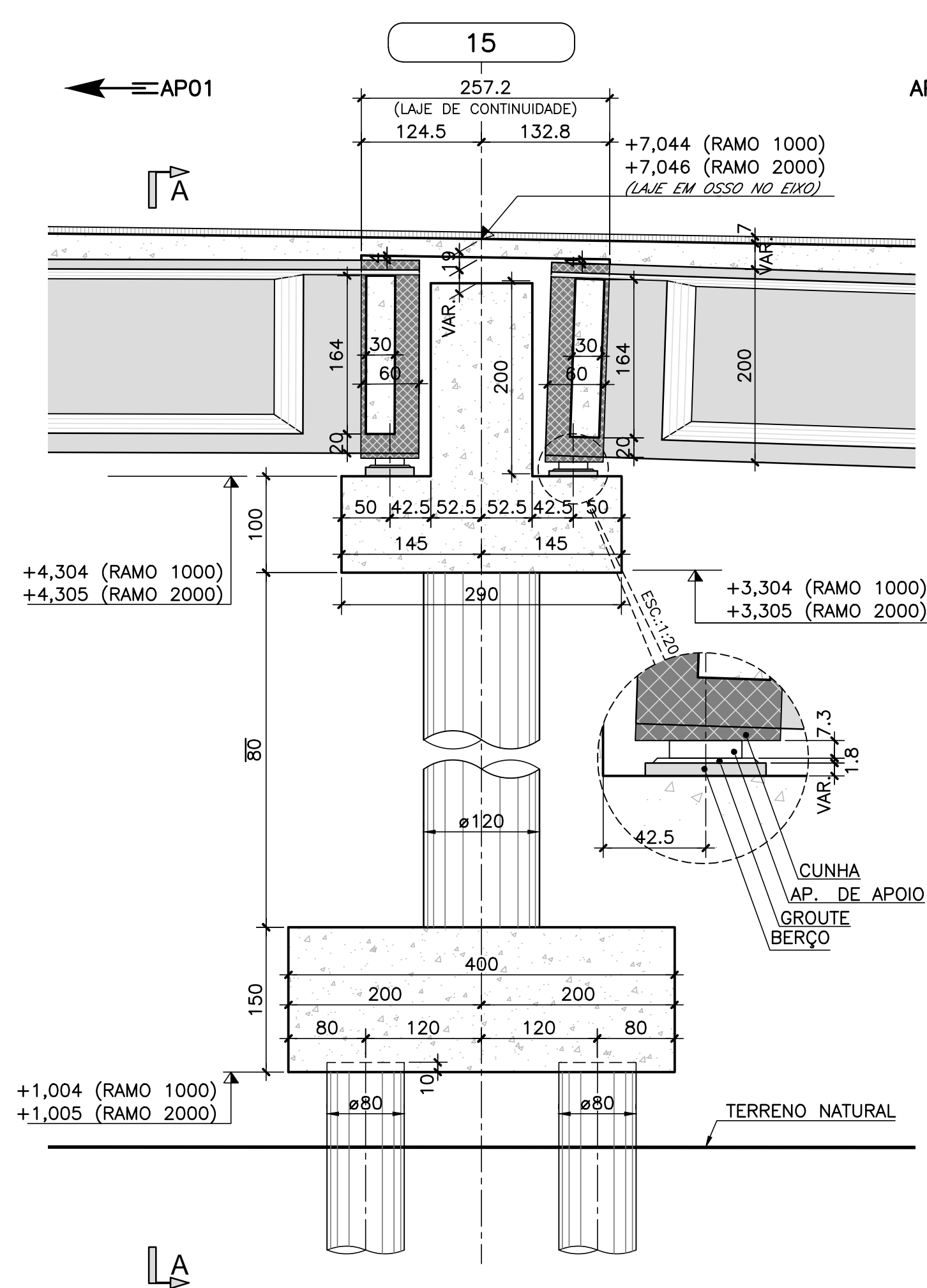
EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 FORMA: APOIOS AP14 – RAMO 1000 E RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-431-IV	1

FORMA DOS APOIOS AP15 - RAMOS 1000 E 2000

ELEVACÃO

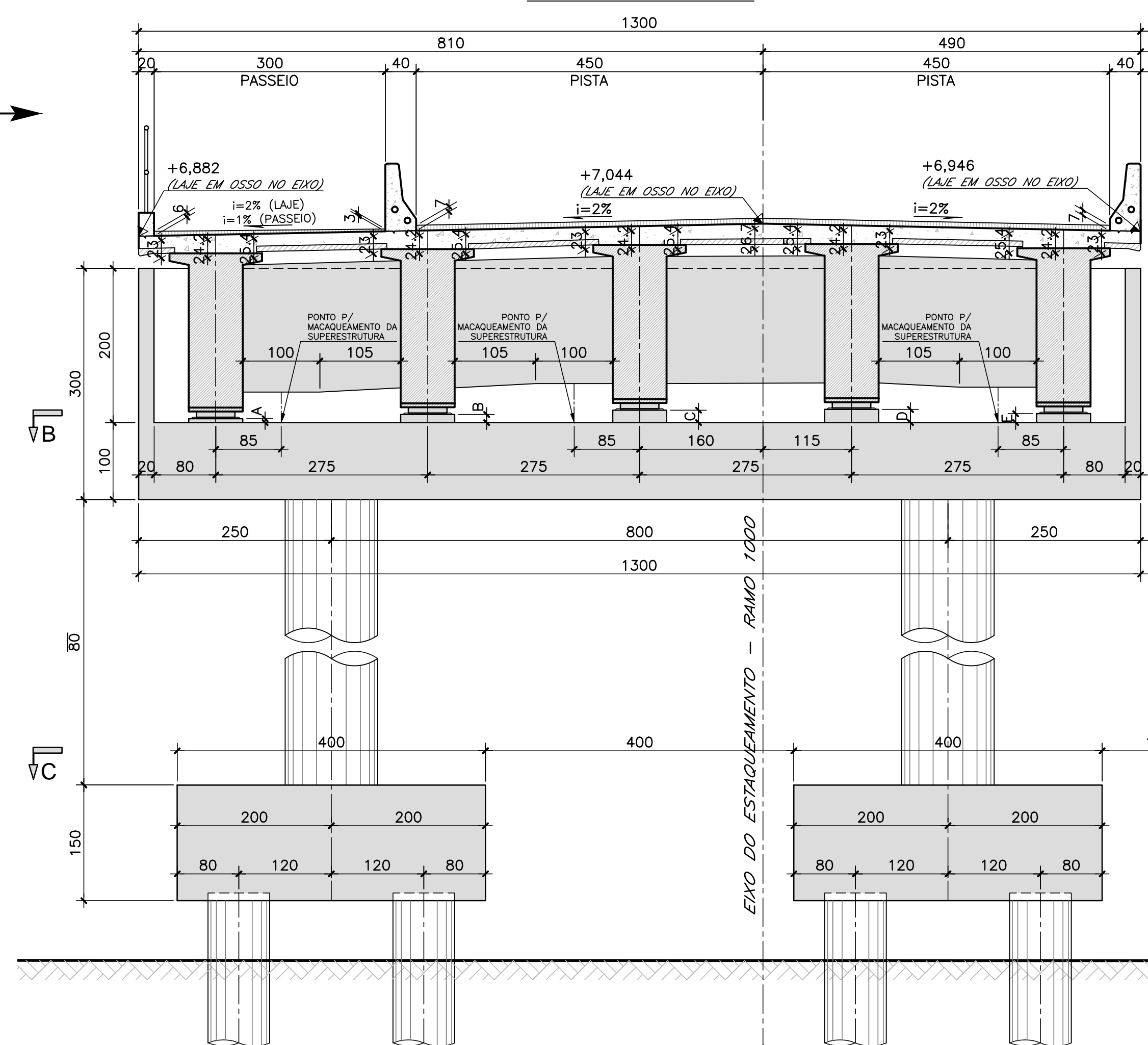
ESCALA=1:50



RAMO 1000

CORTE A-A

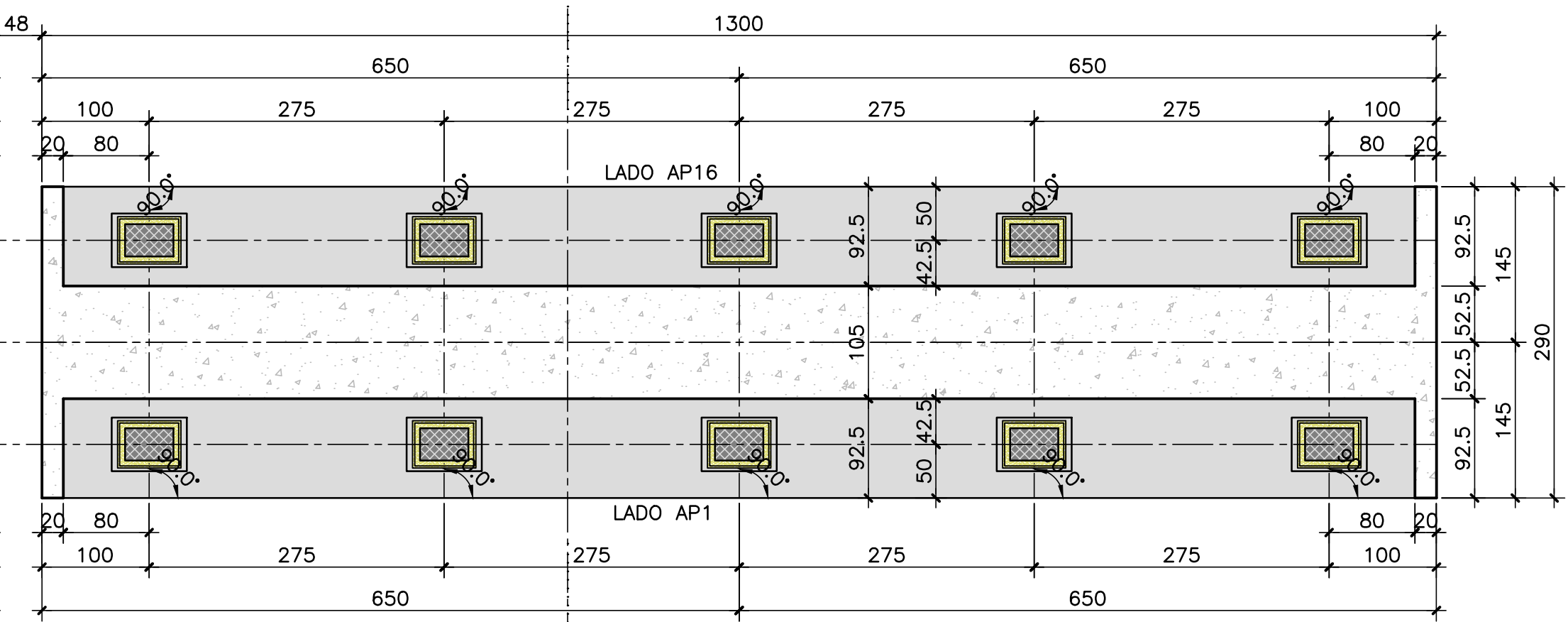
ESCALA=1:50



RAMO 2000

CORTE B-B

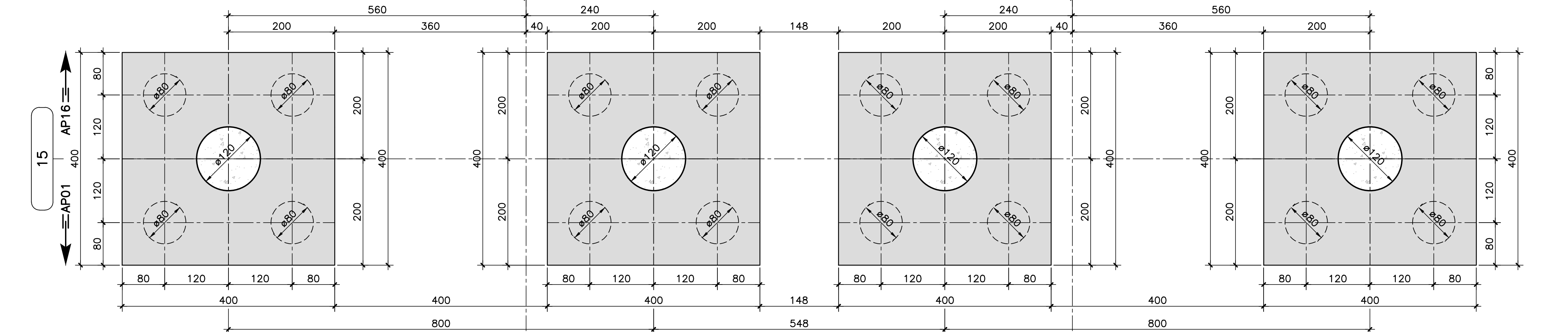
ESCALA=1:50



CORTE C-C

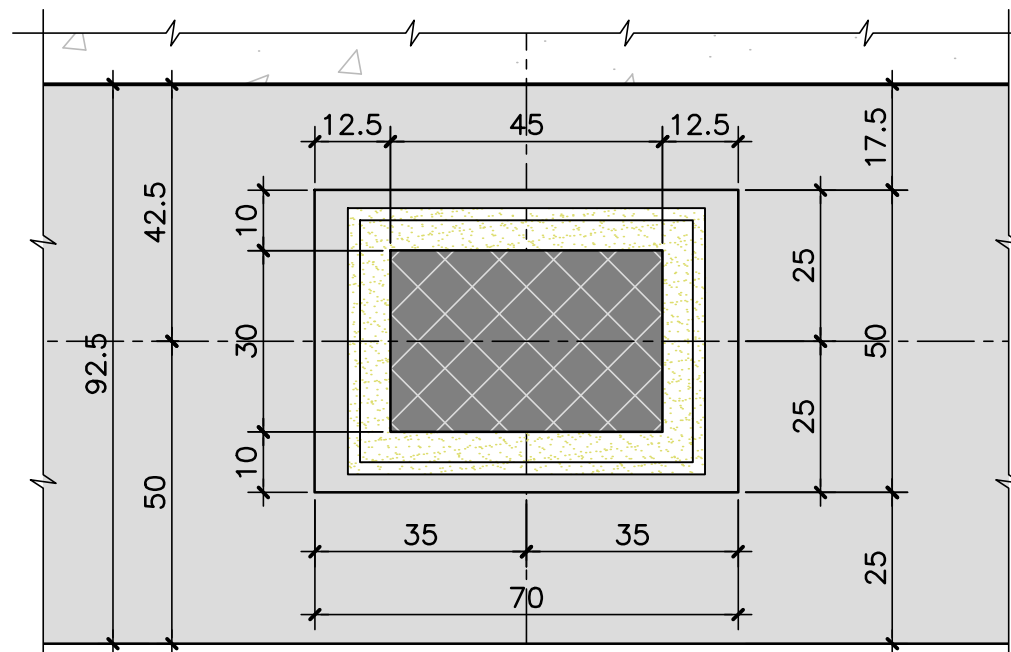
ESCALA=1:50

102B



DETALHE "1" - TÍPICO

ESCALA=1:12,5



	PARA 1 RAMO		PARA 2 RAMOS	
	Vc (m³)	Af (m²)	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	66,98	143,90	133,96	287,8
PILARES	1,81	6,03	3,62	12,06
BLOCOS	48,0	80,0	96,0	160,0

Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou=Rodrigo Sigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:26:56 -03'00'

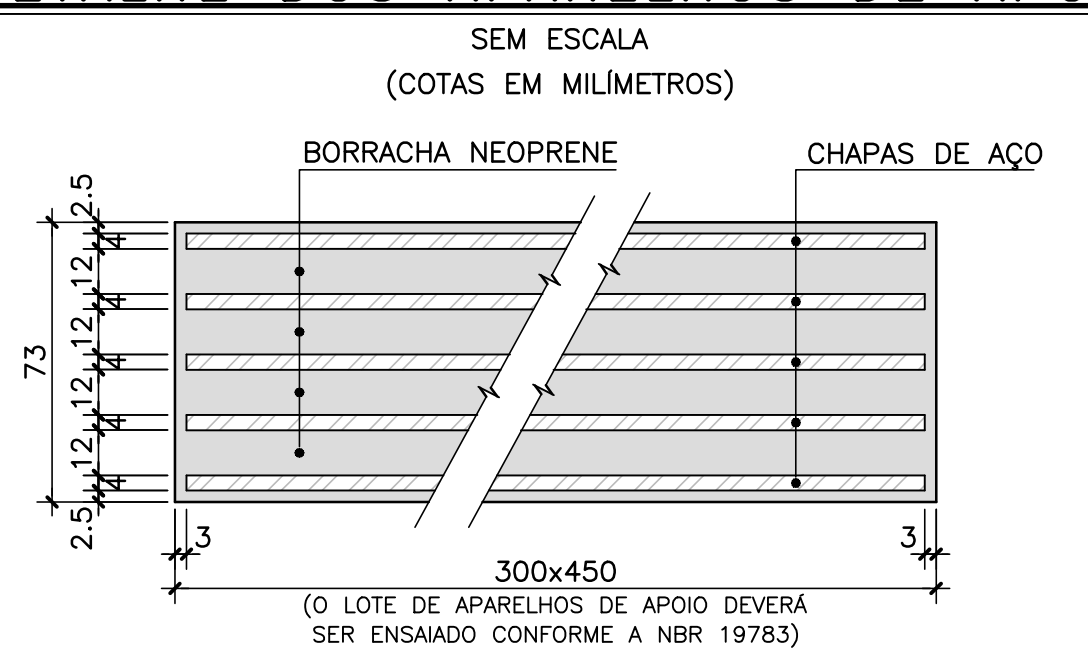
NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
- 3.1. (BLOCOS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 3.2. (PILARES) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 3.3. (TRAVESSAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45

ALTURAS DOS BERÇOS			
PÓRTECO AP15			
COTA	(cm)		(cm)
	LADO AP01	LADO AP16	
RAMO 1000	A	15,6	5,0
	B	21,1	10,5
	C	26,6	16,0
	D	27,5	16,9
	E	22,0	11,4
RAMO 2000	F	21,9	11,4
	G	27,4	16,9
	H	26,5	16,0
	I	21,0	10,5
	J	15,5	5,0

LEGENDAS

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO



A	15/10/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.

ÍNDICE DE REVISÕES					
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/OSA:	01/00	NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B22-1082
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B221082A1.dwg	EMISSÃO:	A

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

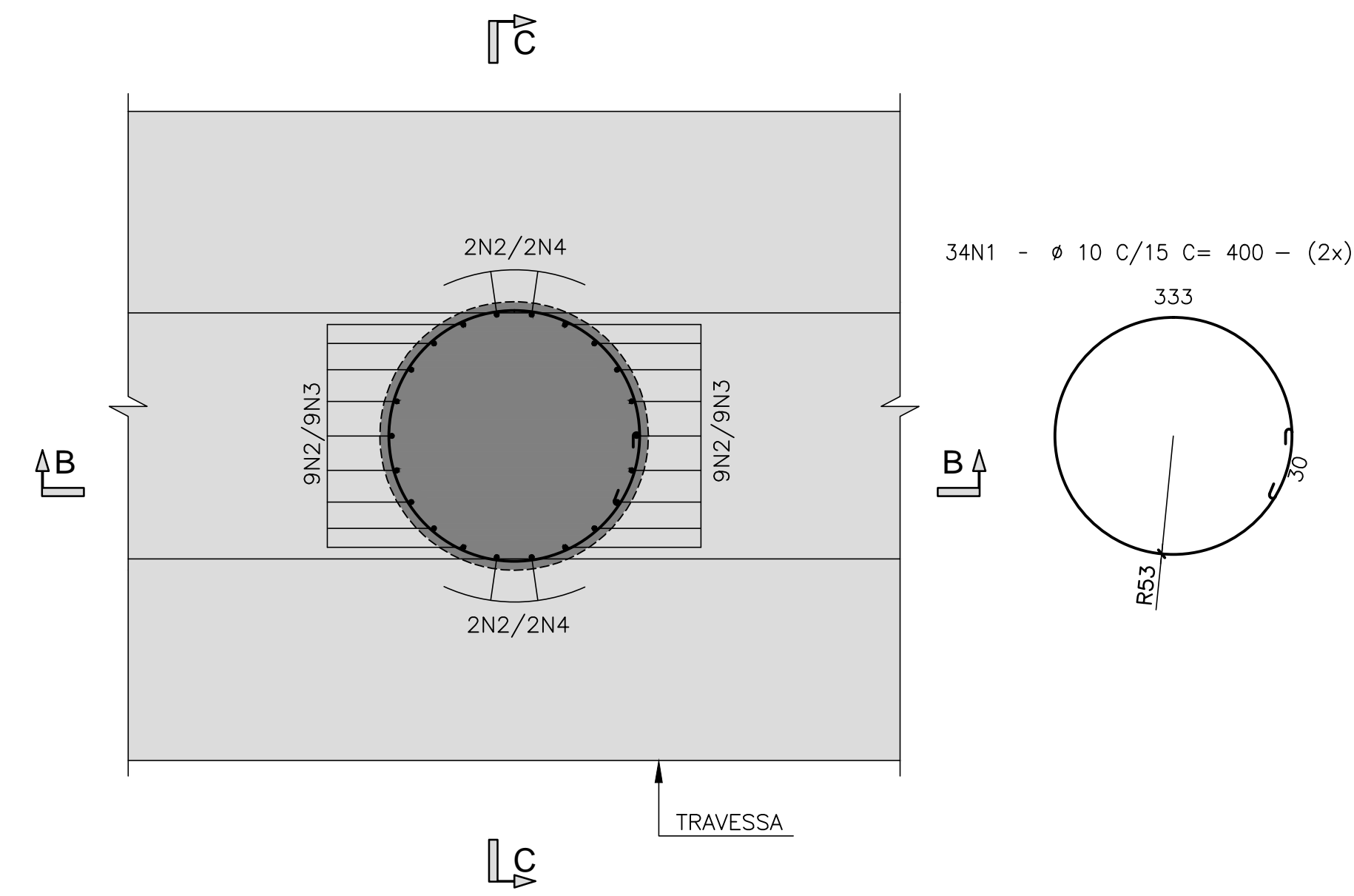
EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
FORMA
APOIOS AP15 - RAMO 1000 E RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-432-IV	1

ARMADURA DOS PILARES AP3 – RAMO 1000 – PLANTA

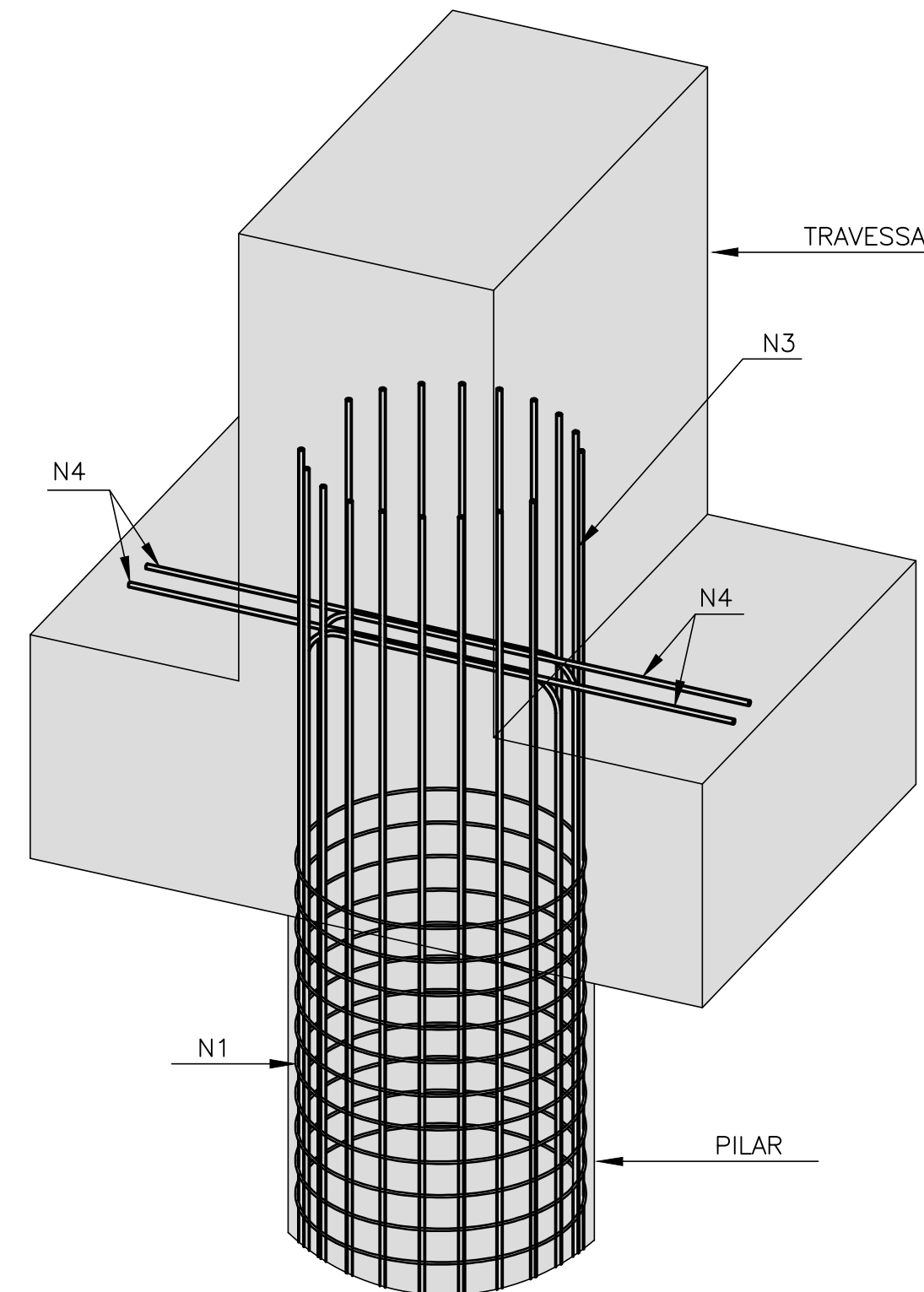
CORTE A – A

ESCALA=1:25



DETALHE EM PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS				
N	φ	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	68	400	272.00
2	20	44	335	147.40
3	20	36	650	234.00
4	20	8	775	62.00

RESUMO AÇO CA-50		
φ	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
10	272.00	171
20	443.40	1109
TOTAL		1280

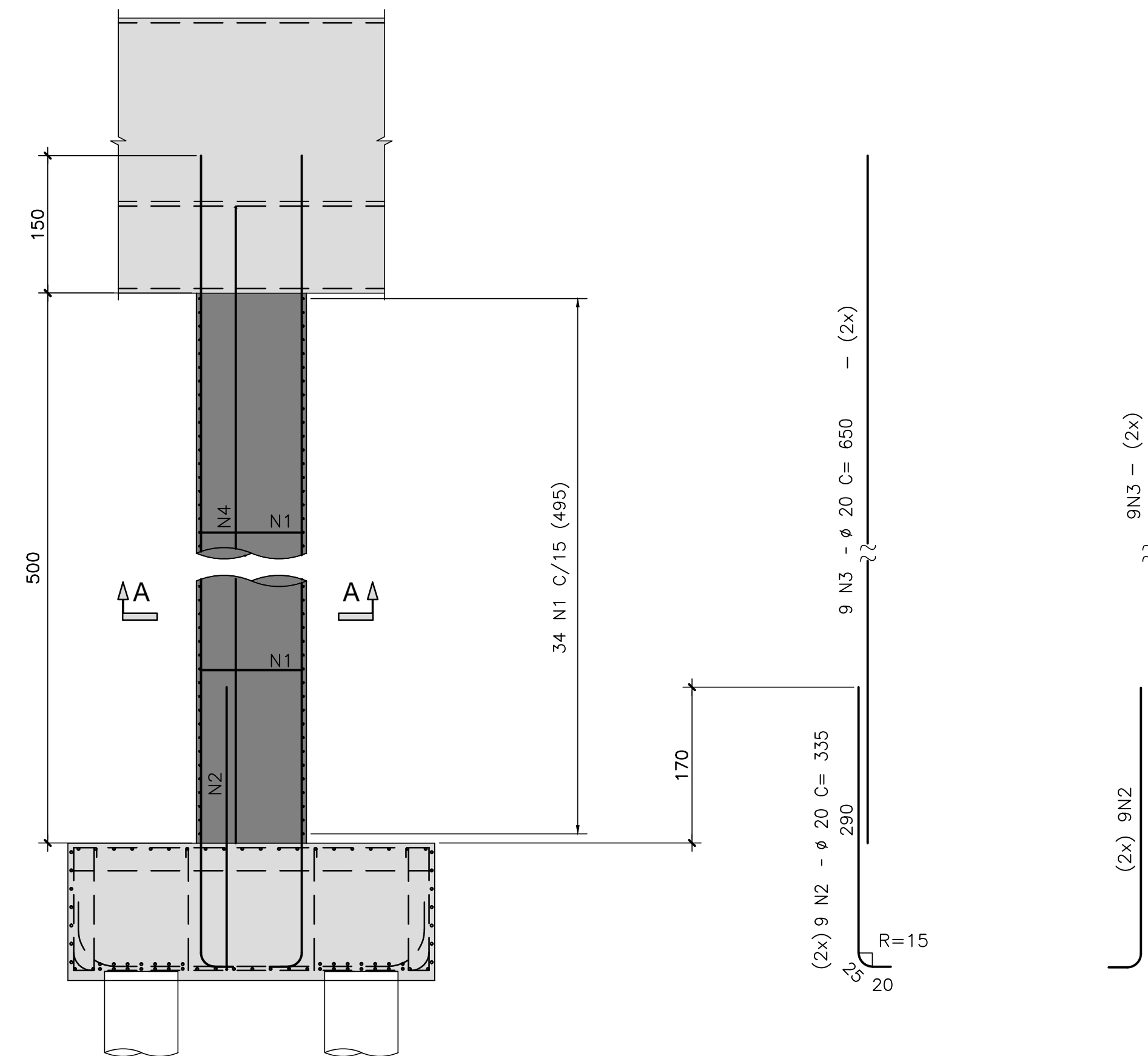
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL: $f_{ck}=40$ MPa – FATOR ÁGUA/CEMENTO = 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL

CORTE B – B

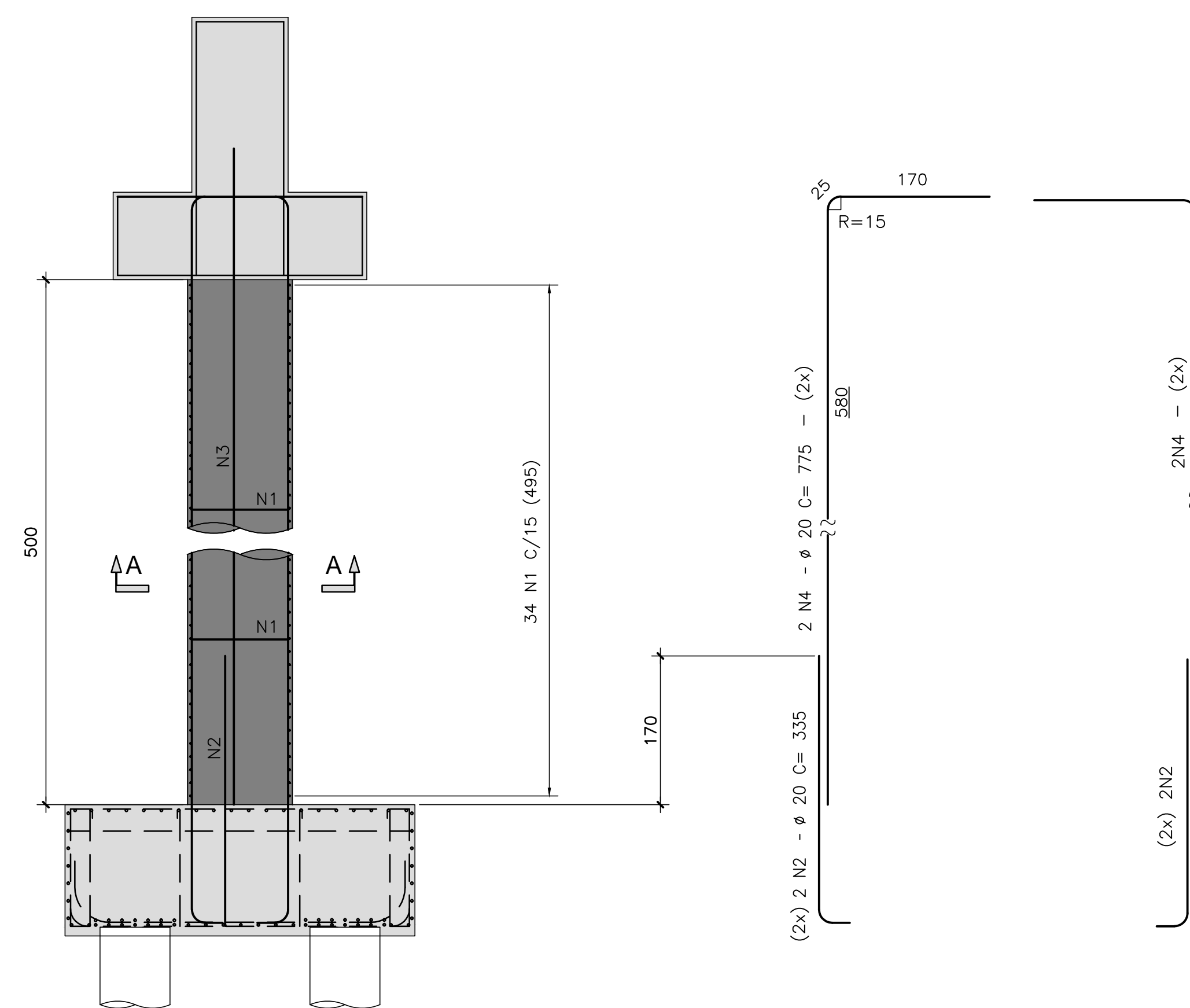
ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL

CORTE C – C

ESCALA=1:50



LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
o	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1150	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B231150A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

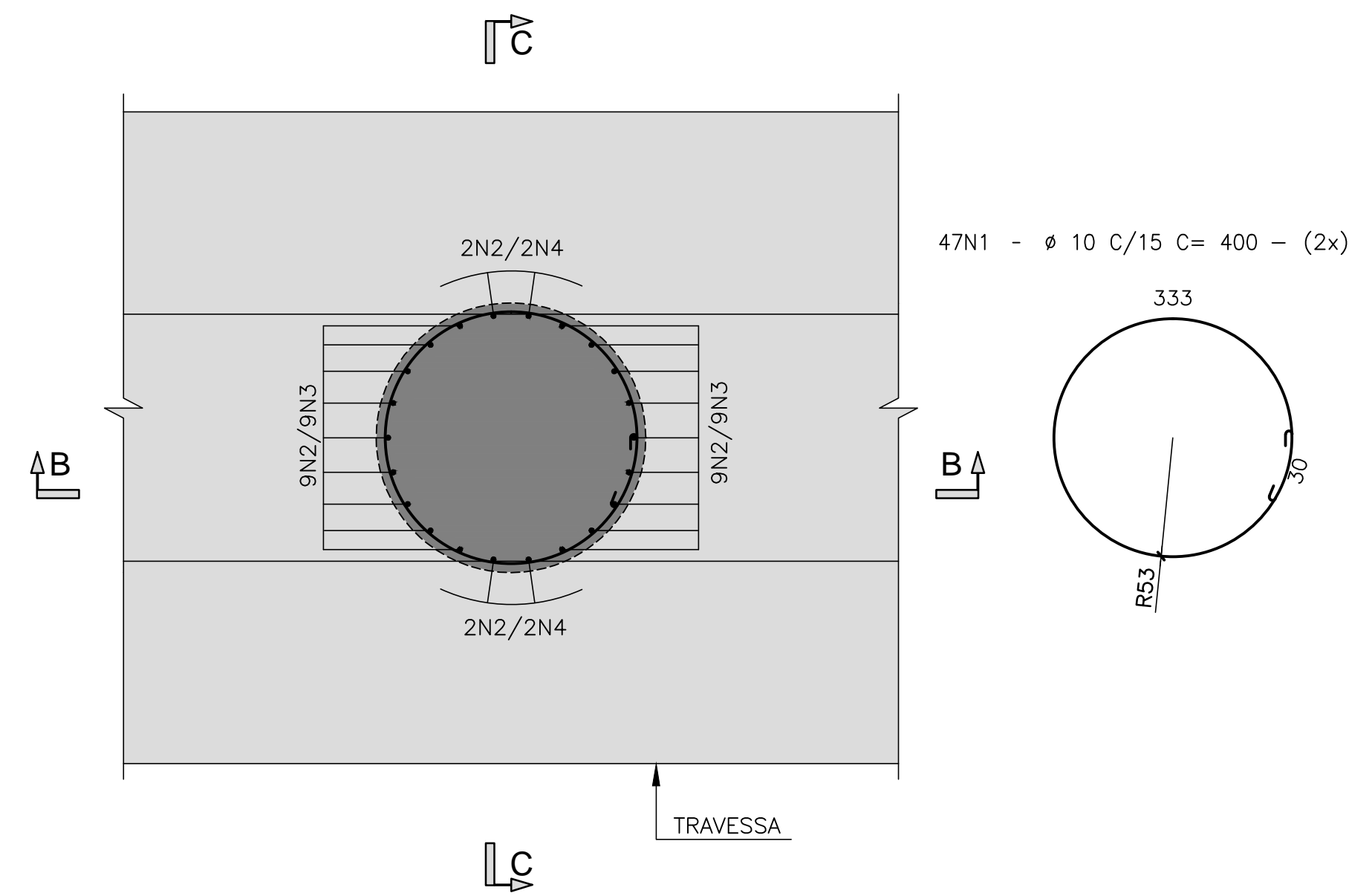
EMPREENHIMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA
PILARES AP3 – RAMO 1000

ESCALA: INDICADA	NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-450-IV	REV.: 1
---------------------	-------------------------------------------	------------

ARMADURA DOS PILARES AP4 – RAMO 1000 – PLANTA

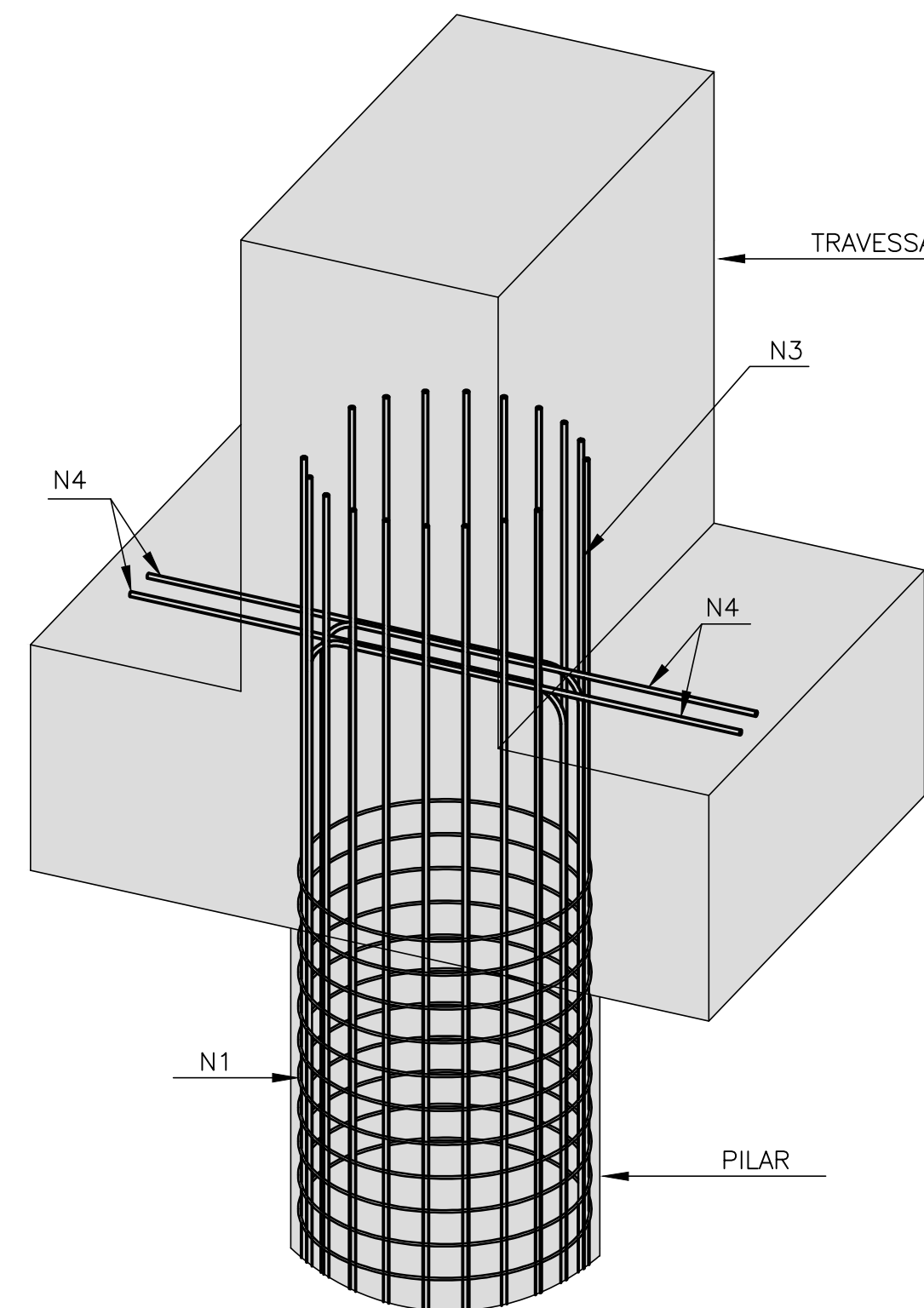
CORTE A – A

ESCALA=1:25



DETALHE EM PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS				
N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	94	400	376.00
2	20	44	335	147.40
3	20	36	850	306.00
4	20	8	975	78.00

RESUMO AÇO CA-50		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	376.00	237
20	531.40	1329
TOTAL		1566

Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:27:42 -03'00'

NOTAS GERAIS

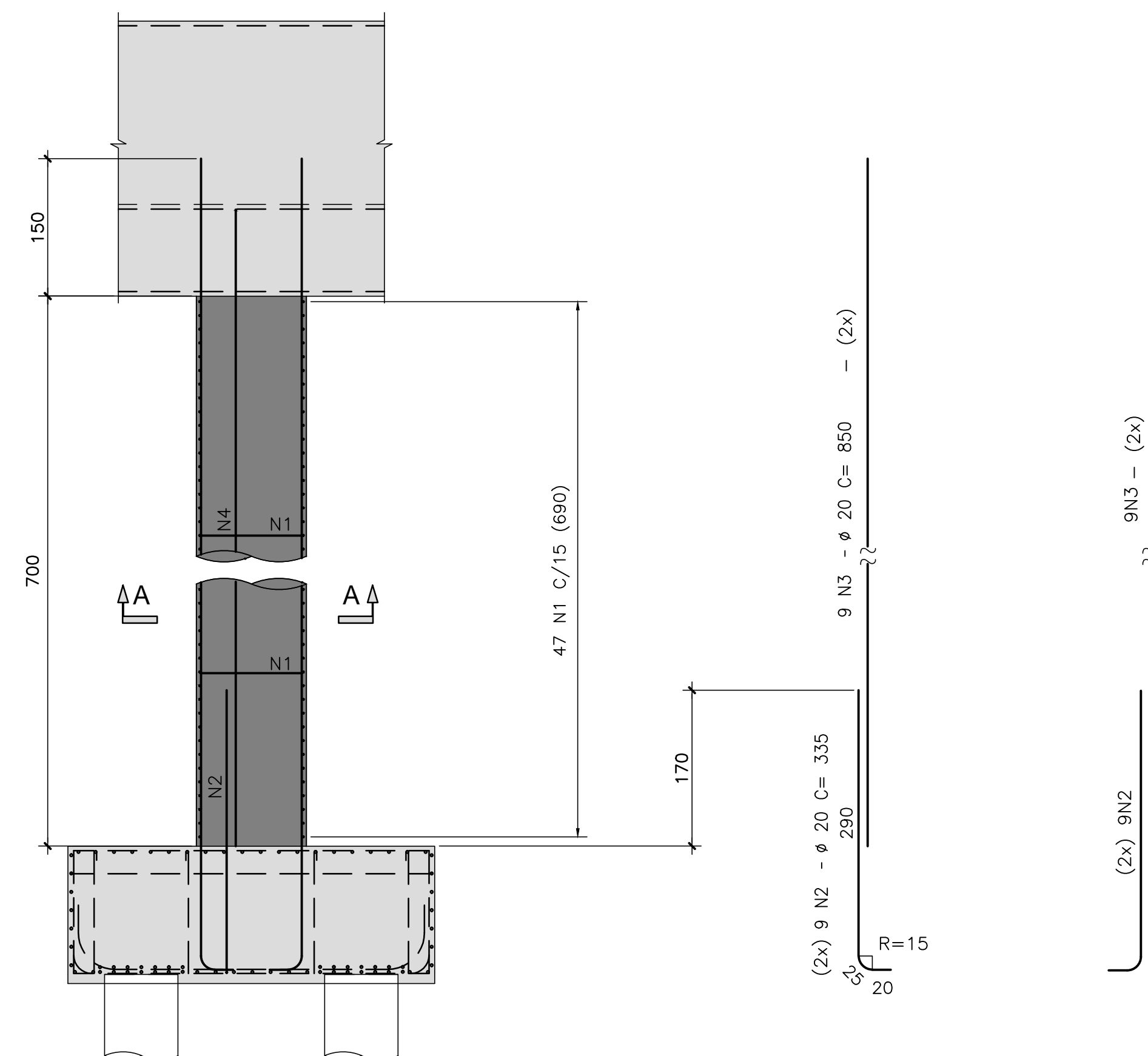
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO = 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL

CORTE B – B

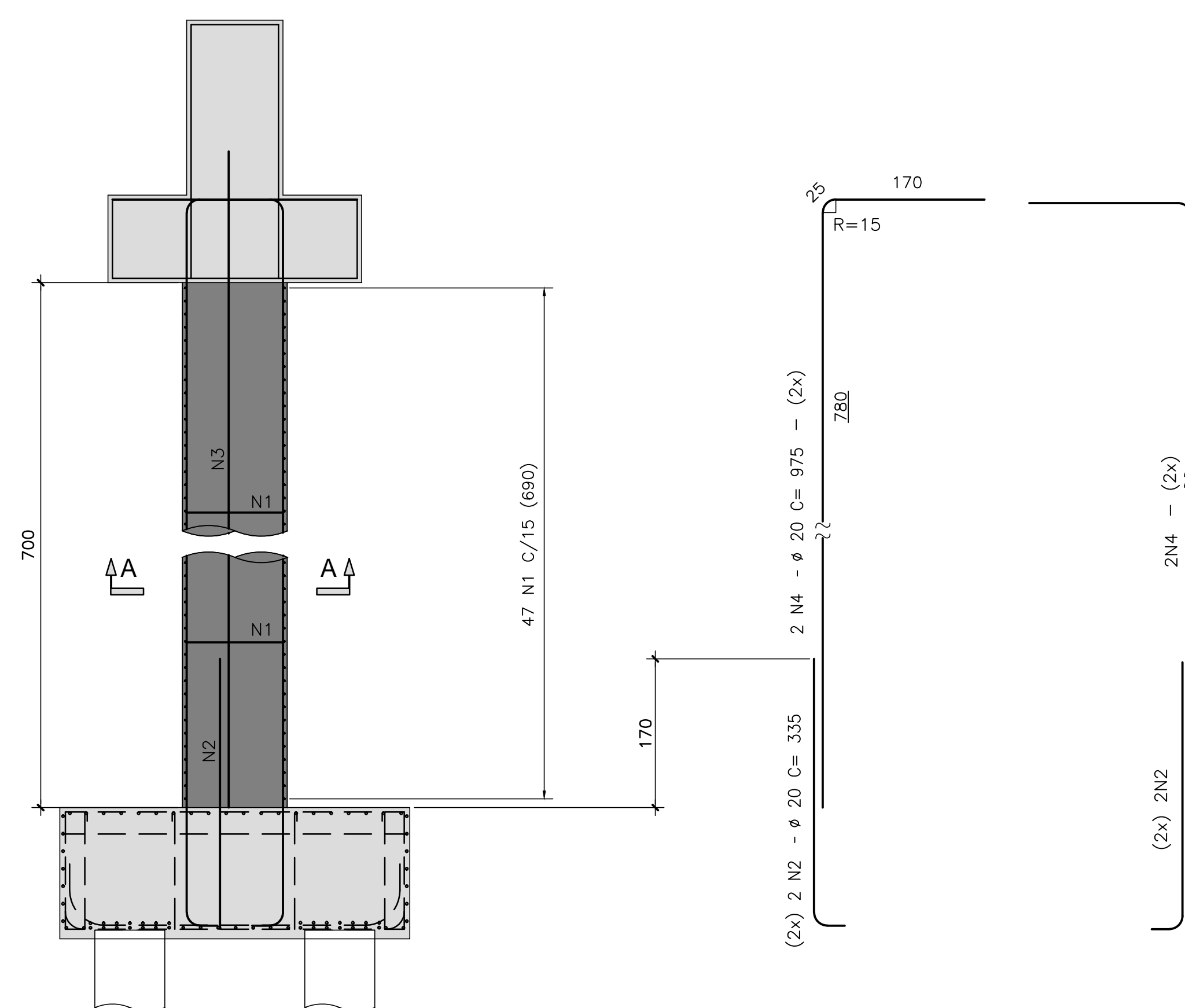
ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL

CORTE C – C

ESCALA=1:50



LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1151	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231151A1.dwg		

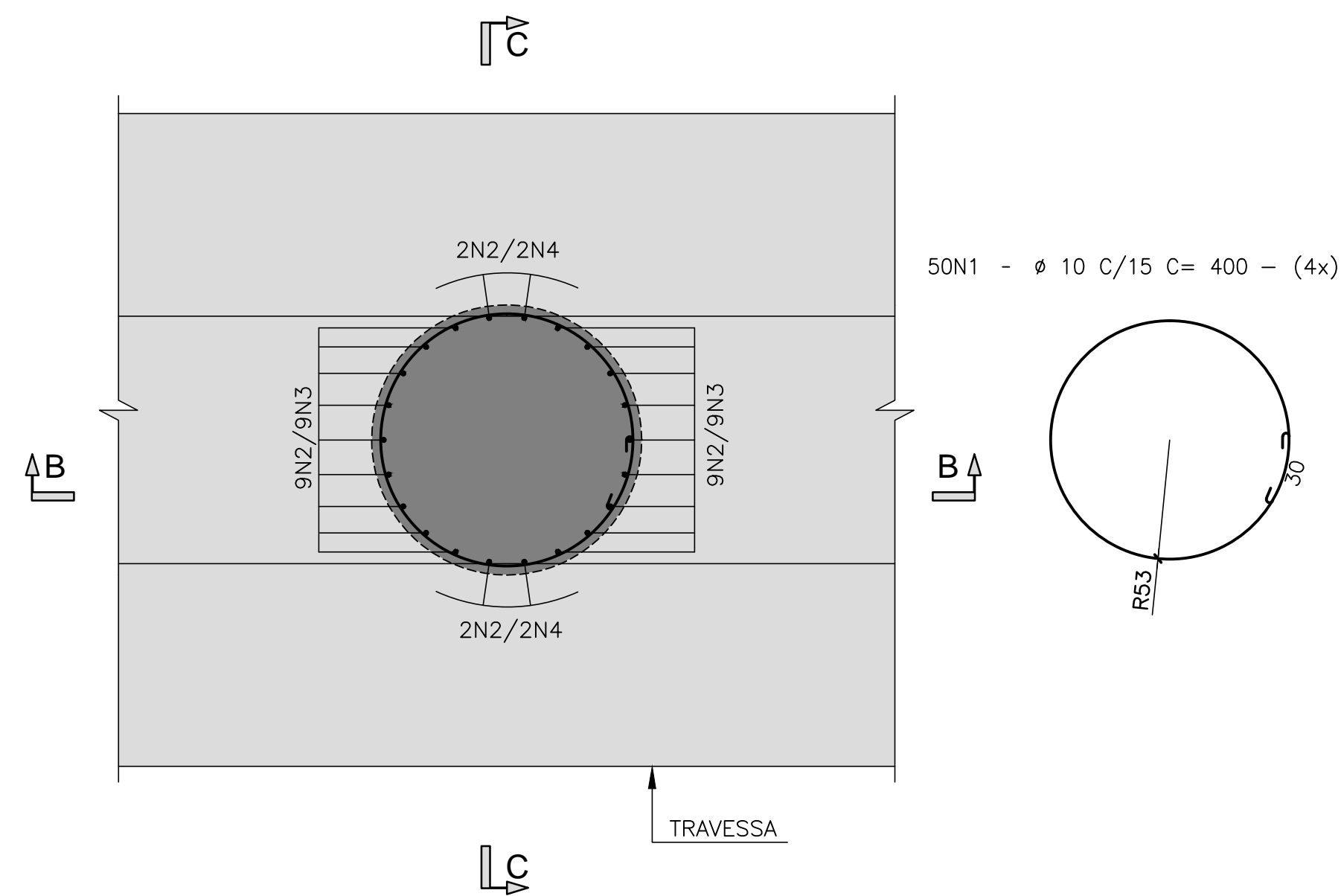
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA
 PILARES AP4 – RAMO 1000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-451-IV	1

ARMADURA DOS PILARES AP5 – RAMOS 1000 e 2000 – PLANTA

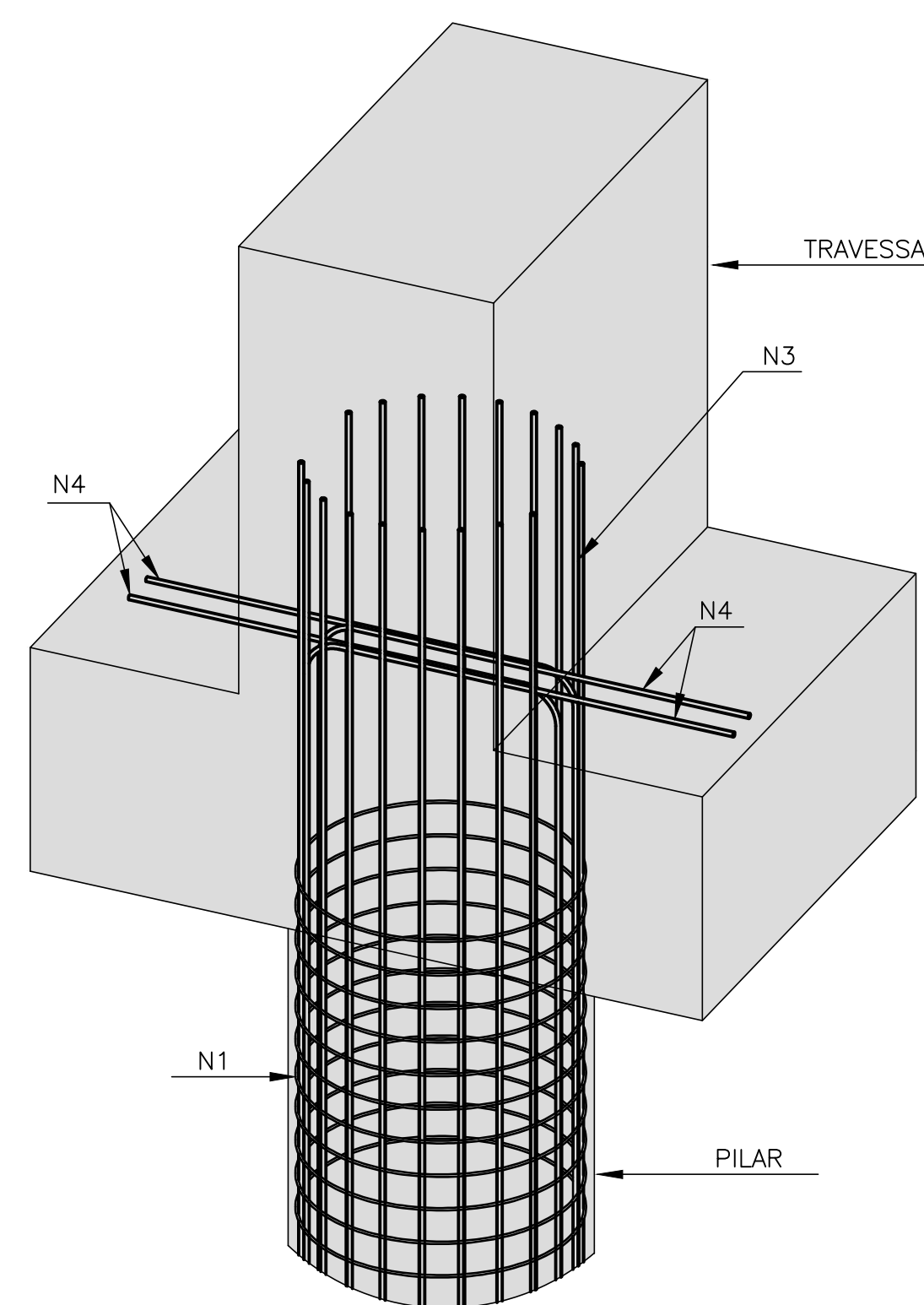
CORTE A – A

ESCALA=1:25



DETALHE EM PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	200	400	800.00
2	20	88	335	294.80
3	20	72	900	648.00
4	20	16	1025	164.00

RESUMO AÇO CA-50		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
10	800.00	504
20	1106.80	2767
TOTAL		3271

NOTAS GERAIS

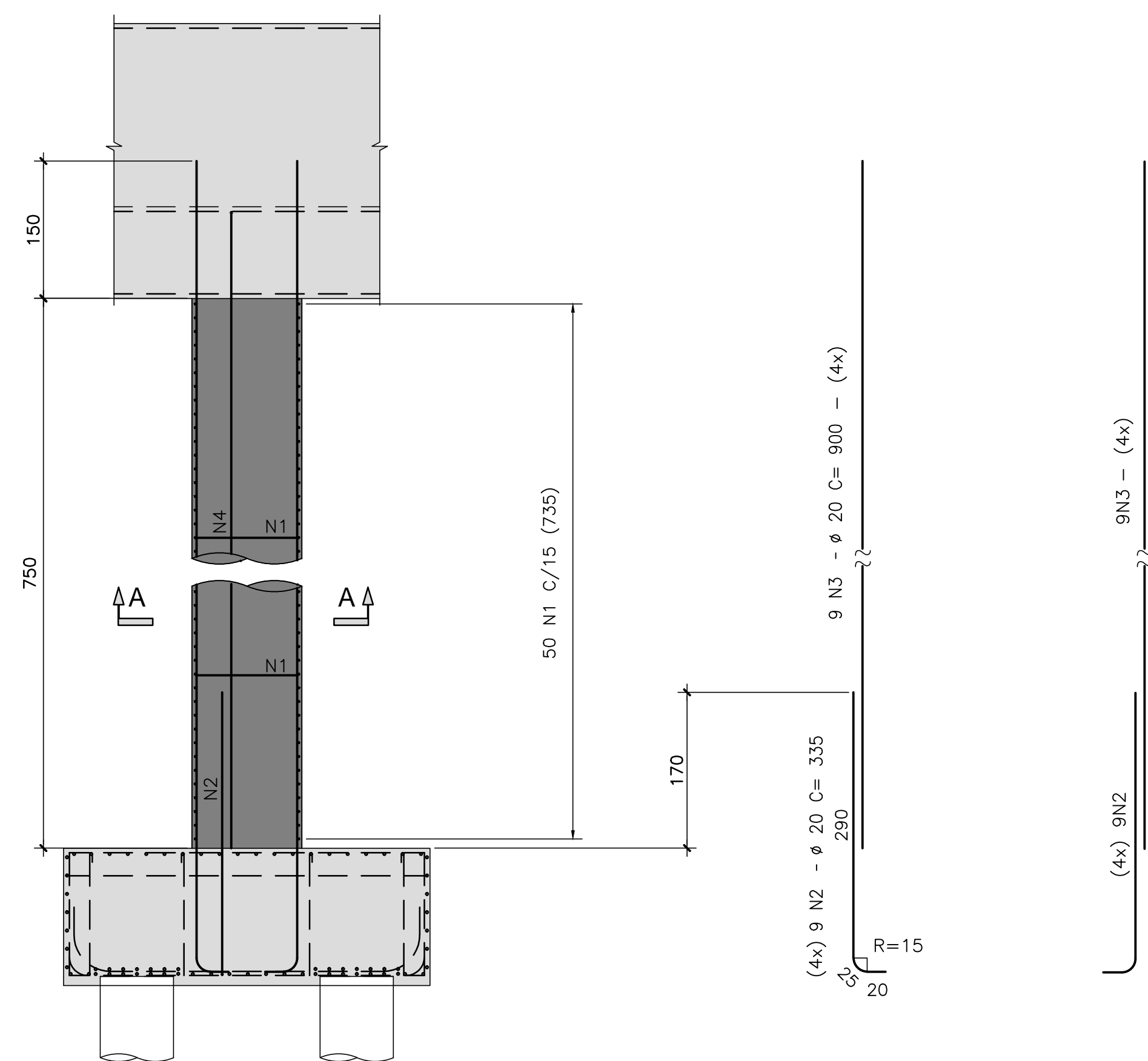
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CEMENTO = 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL

CORTE B – B

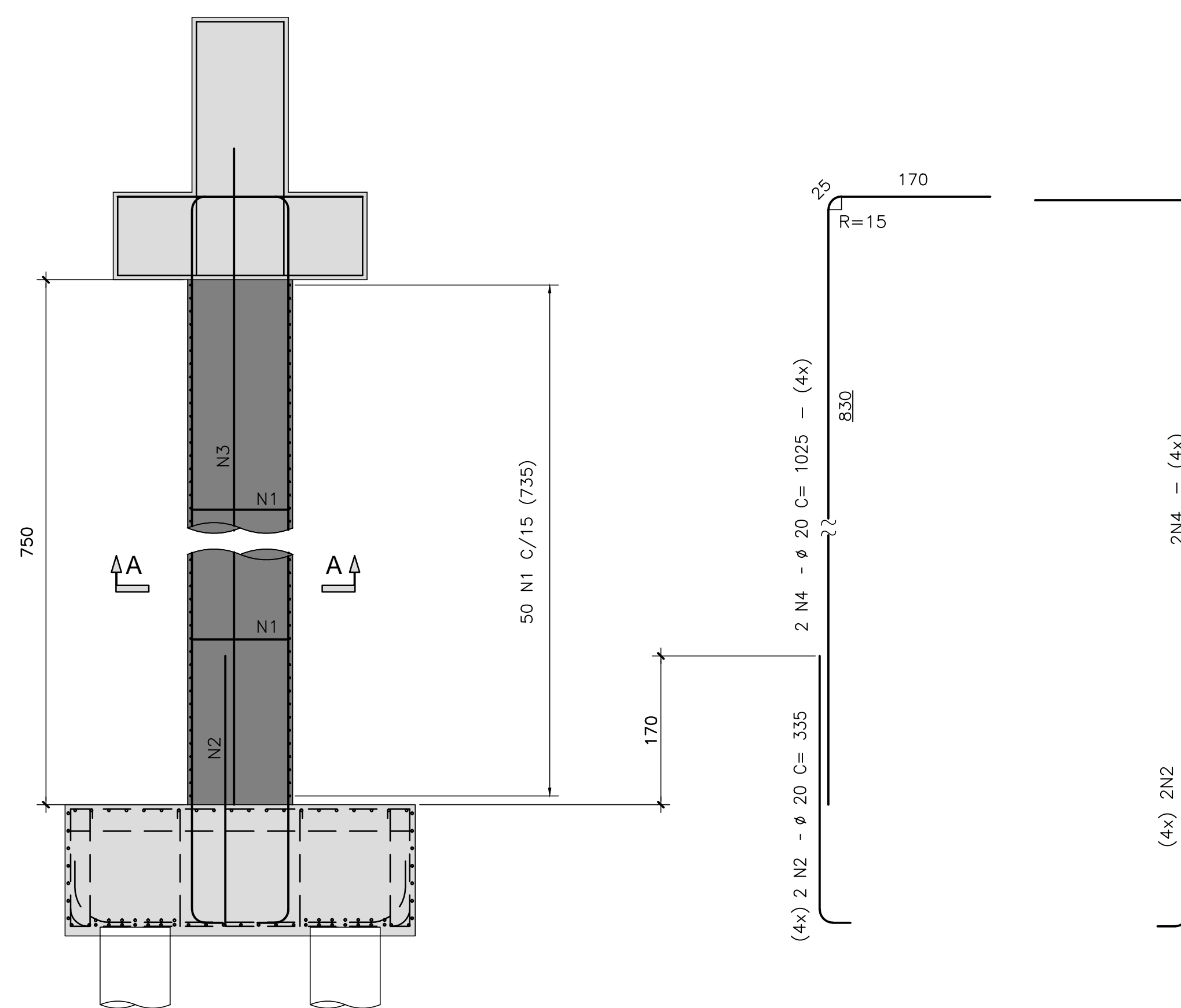
ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL

CORTE C – C

ESCALA=1:50



LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231152A1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1152	EMISSÃO:	A

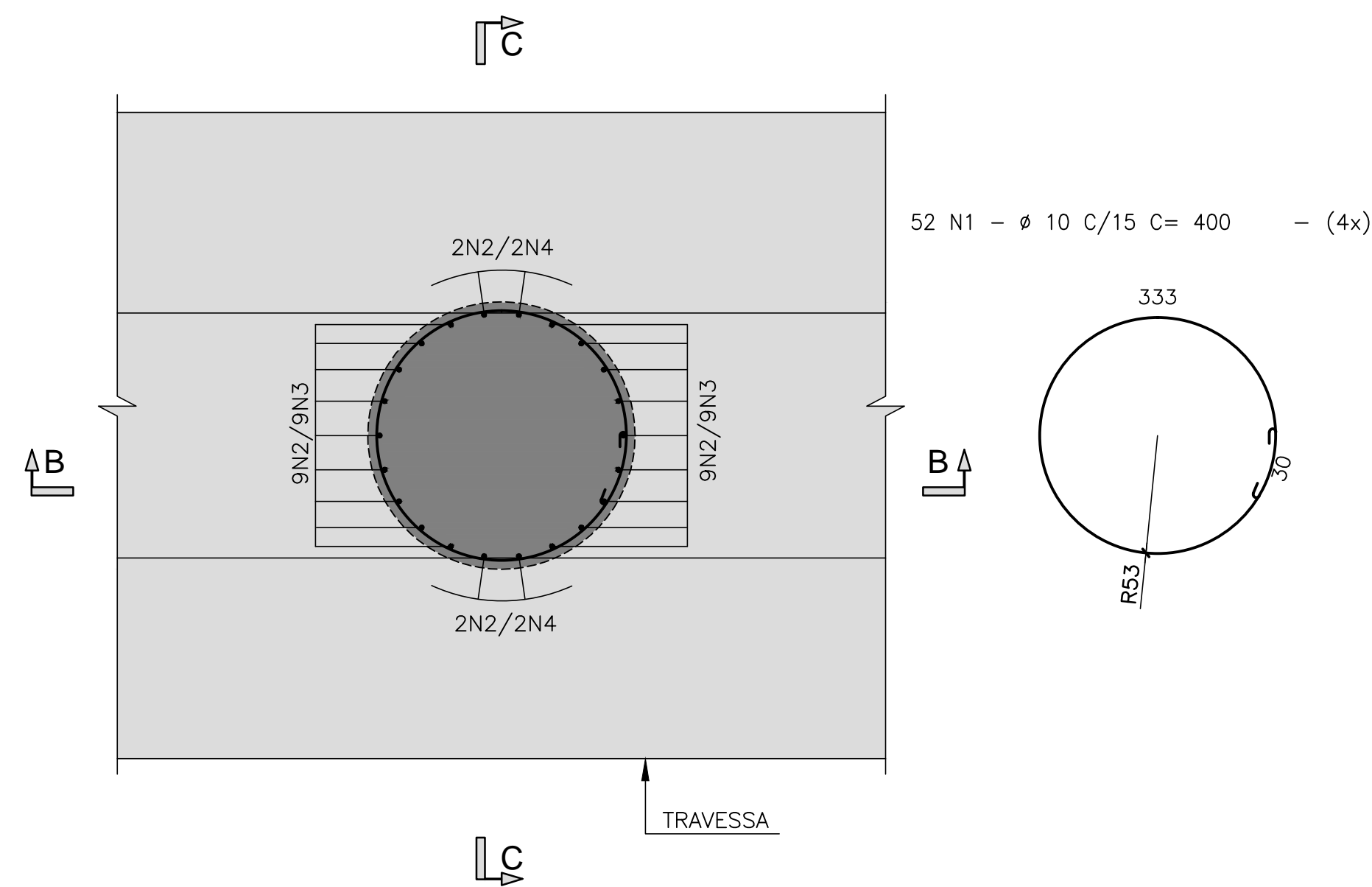
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA
 PILARES AP5 – RAMOS 1000 E 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-452-IV	1

ARMADURA DOS PILARES AP6 – RAMOS 1000 e 2000 – PLANTA

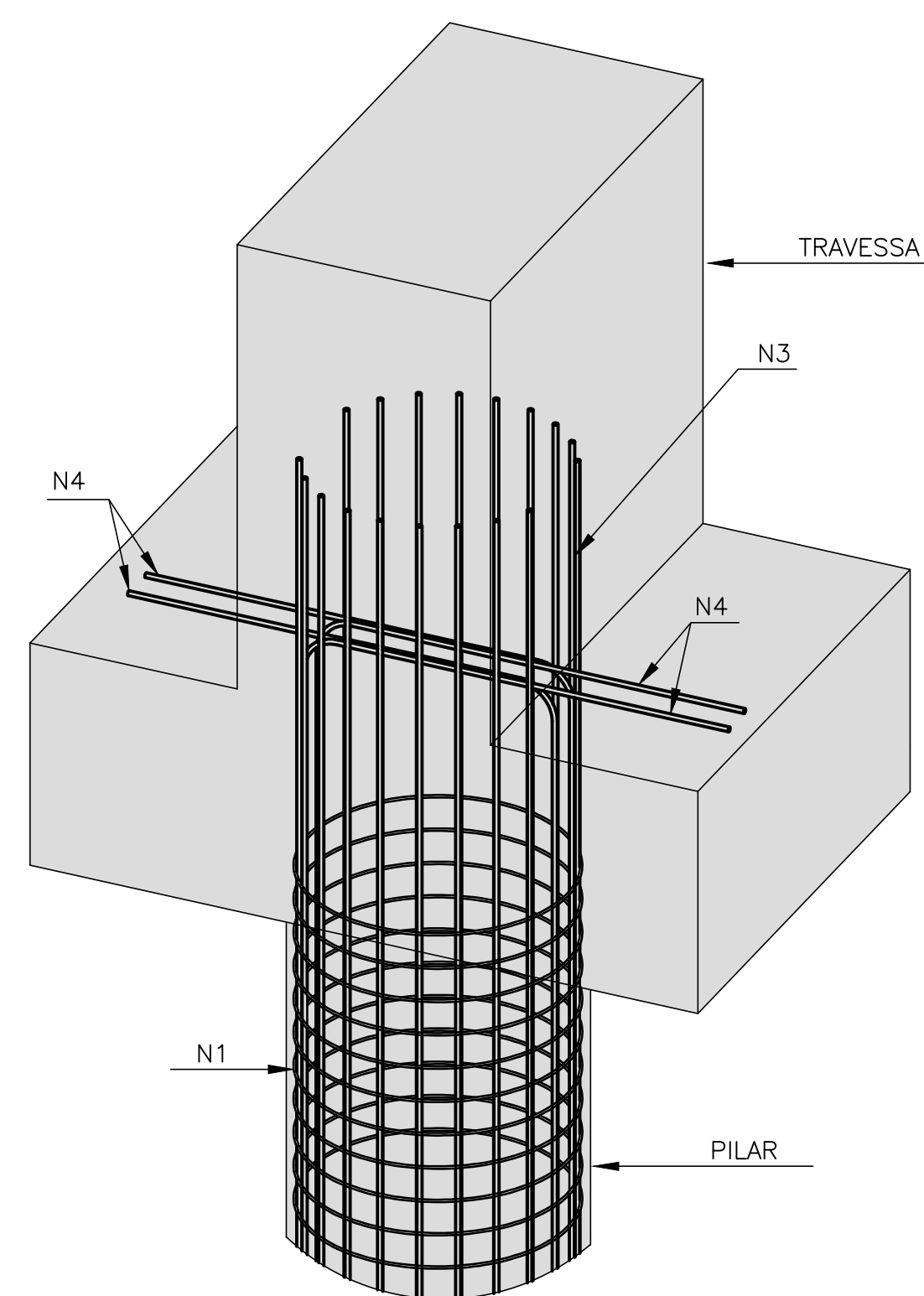
CORTE A – A

ESCALA=1:25



DETALHE EM PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS

N	ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	208	400	832.00
2	20	88	335	294.80
3	20	72	920	662.40
4	20	16	1045	167.20

RESUMO AÇO CA-50

ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	832.00	524
20	1124.40	2811
TOTAL		3335

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:28:28 -03'00'

NOTAS GERAIS

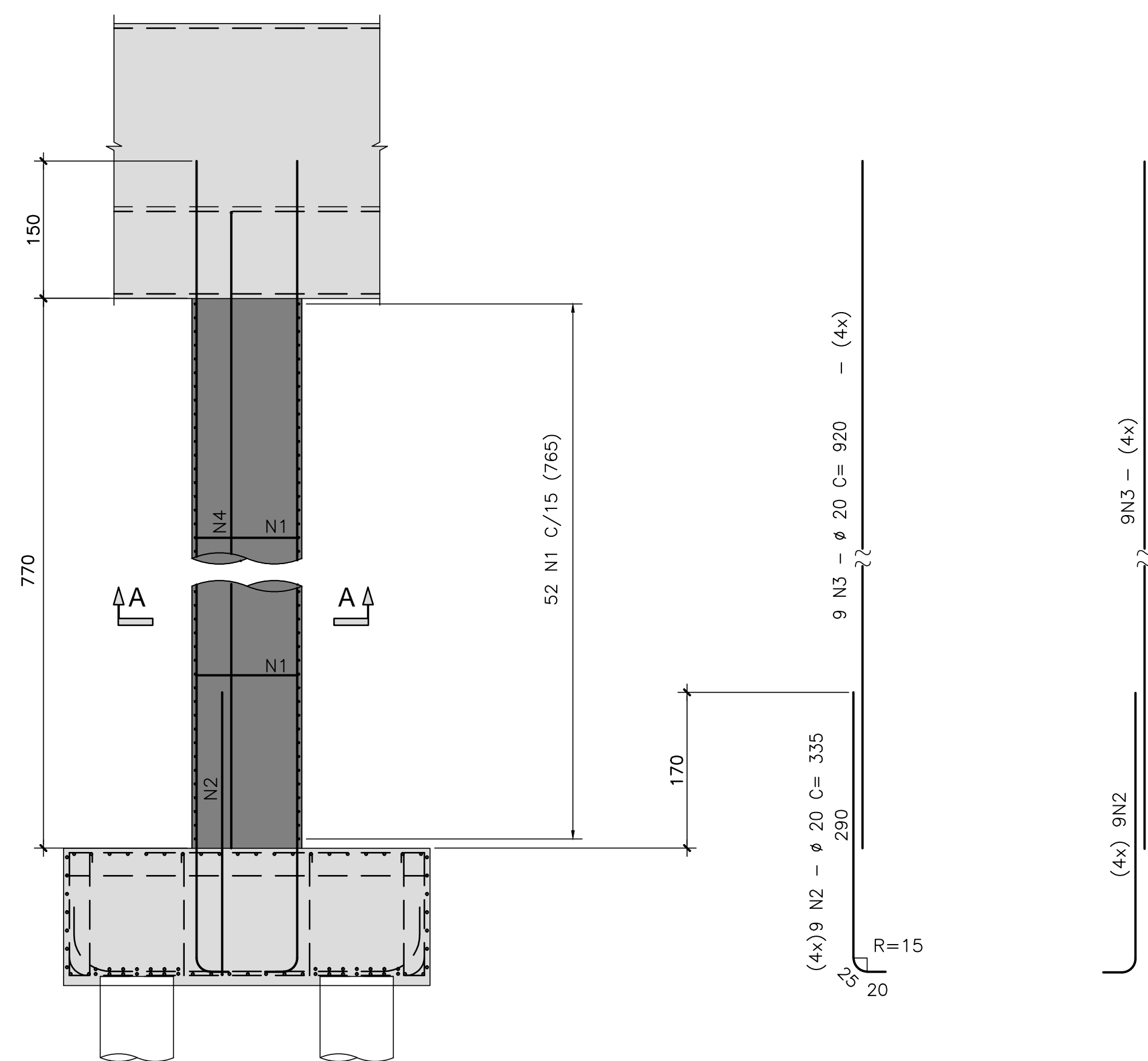
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO = 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL

CORTE B – B

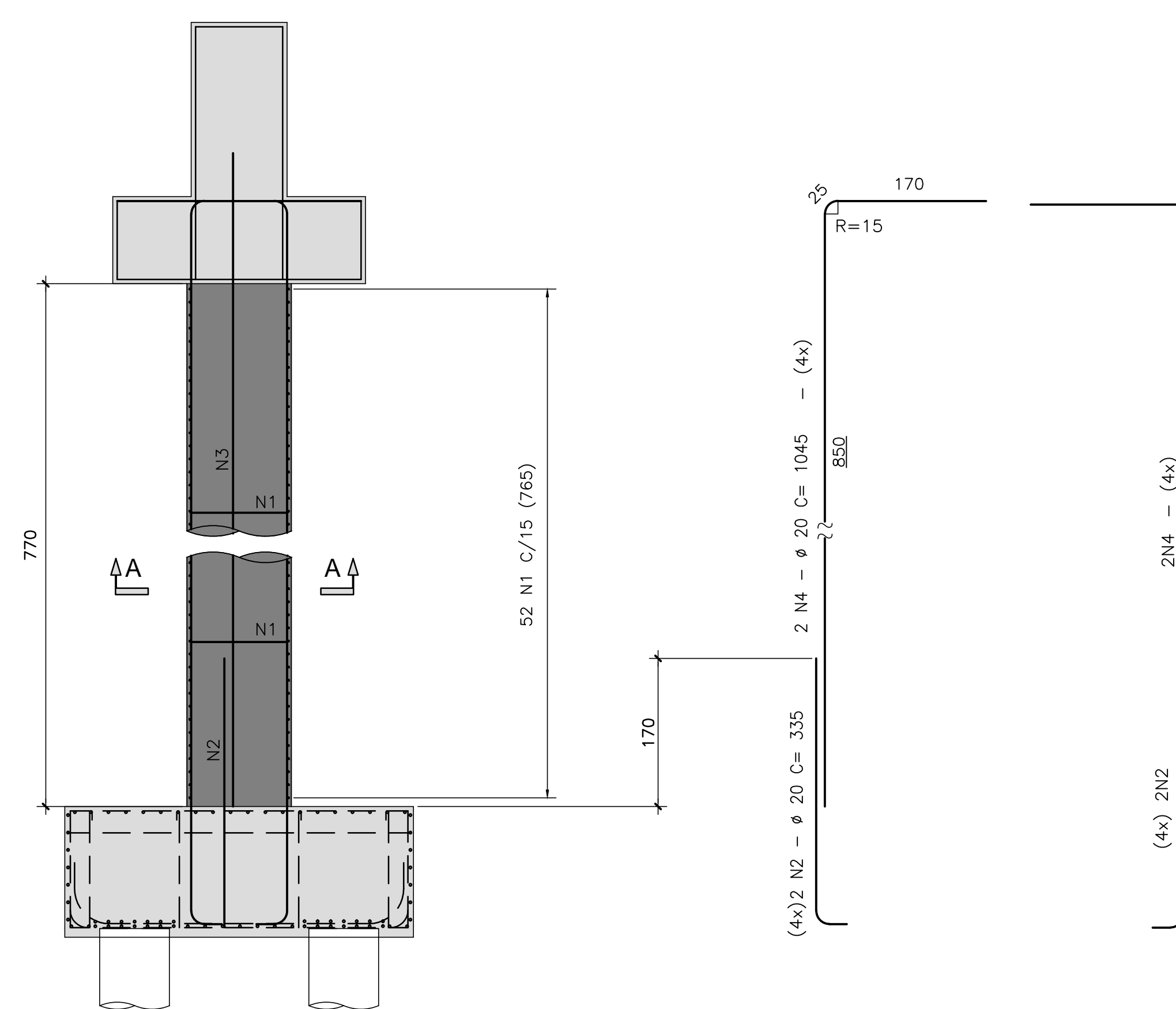
ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL

CORTE C – C

ESCALA=1:50



LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1153	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231153A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

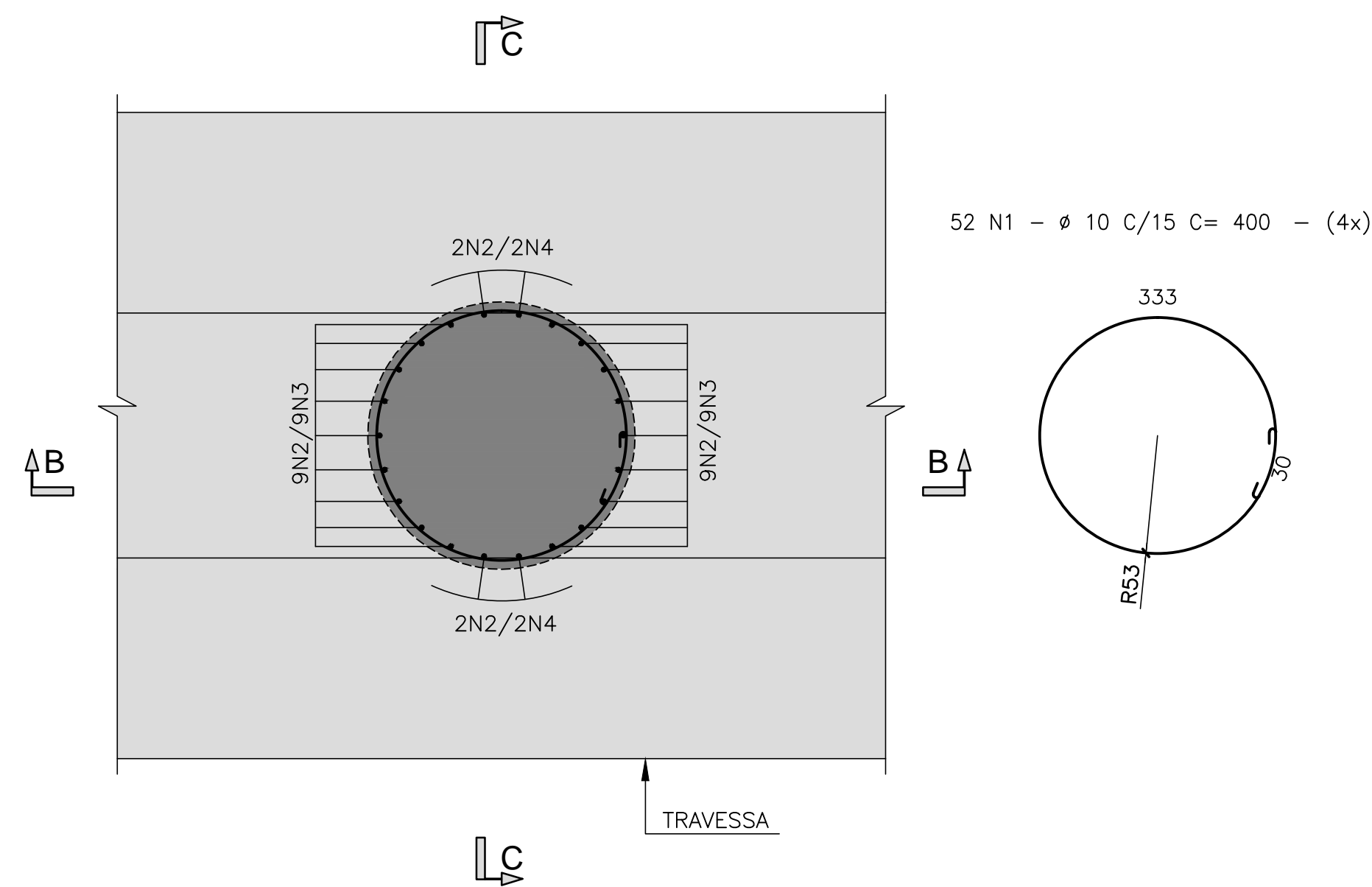
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA
 PILARES AP6 – RAMOS 1000 E 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-453-IV REV: 1

ARMADURA DOS PILARES AP7 – RAMOS 1000 e 2000 – PLANTA

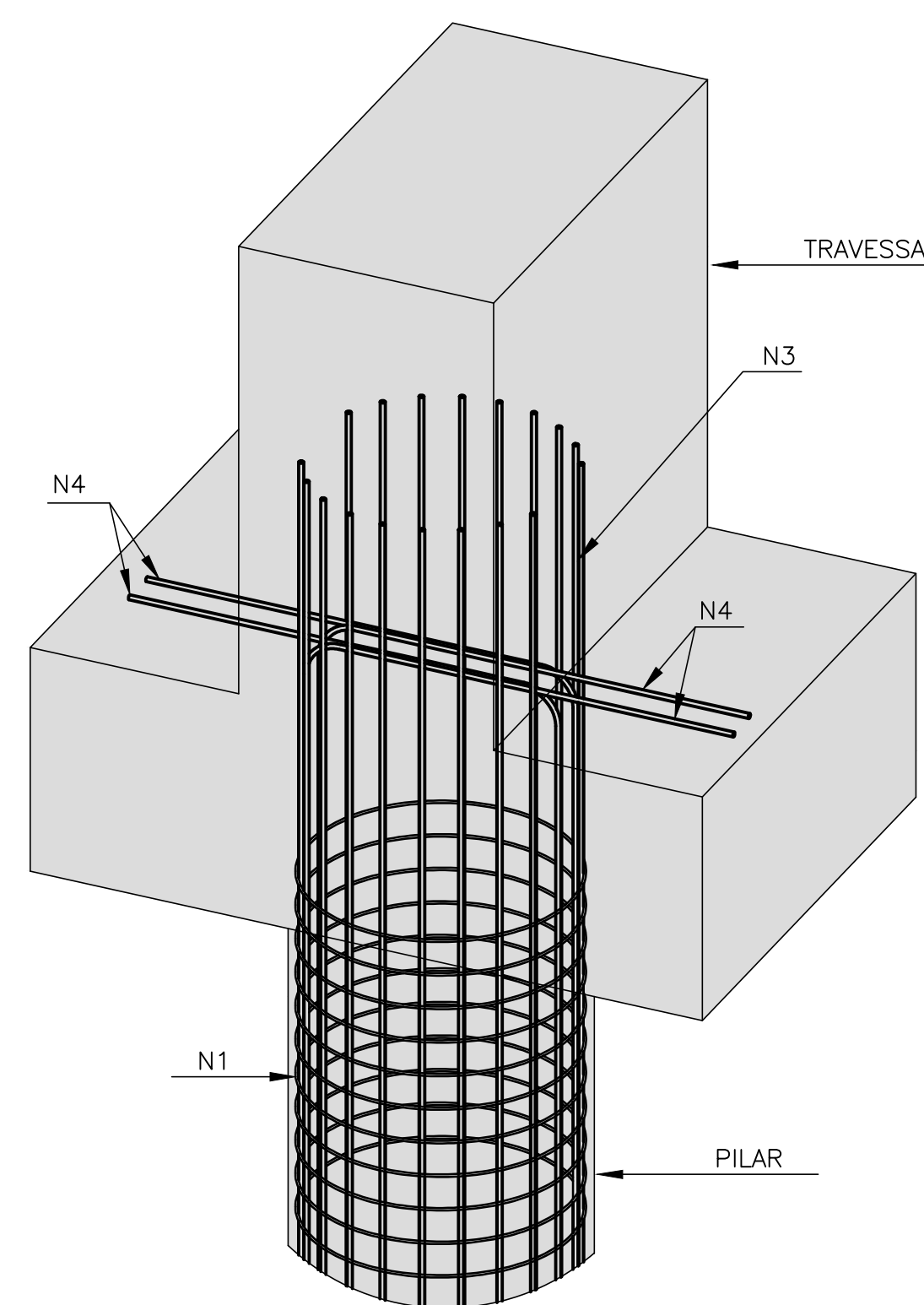
CORTE A – A

ESCALA=1:25



DETALHE EM PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS

N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	208	400	832.00
2	20	88	335	294.80
3	20	72	920	662.40
4	20	16	1045	167.20

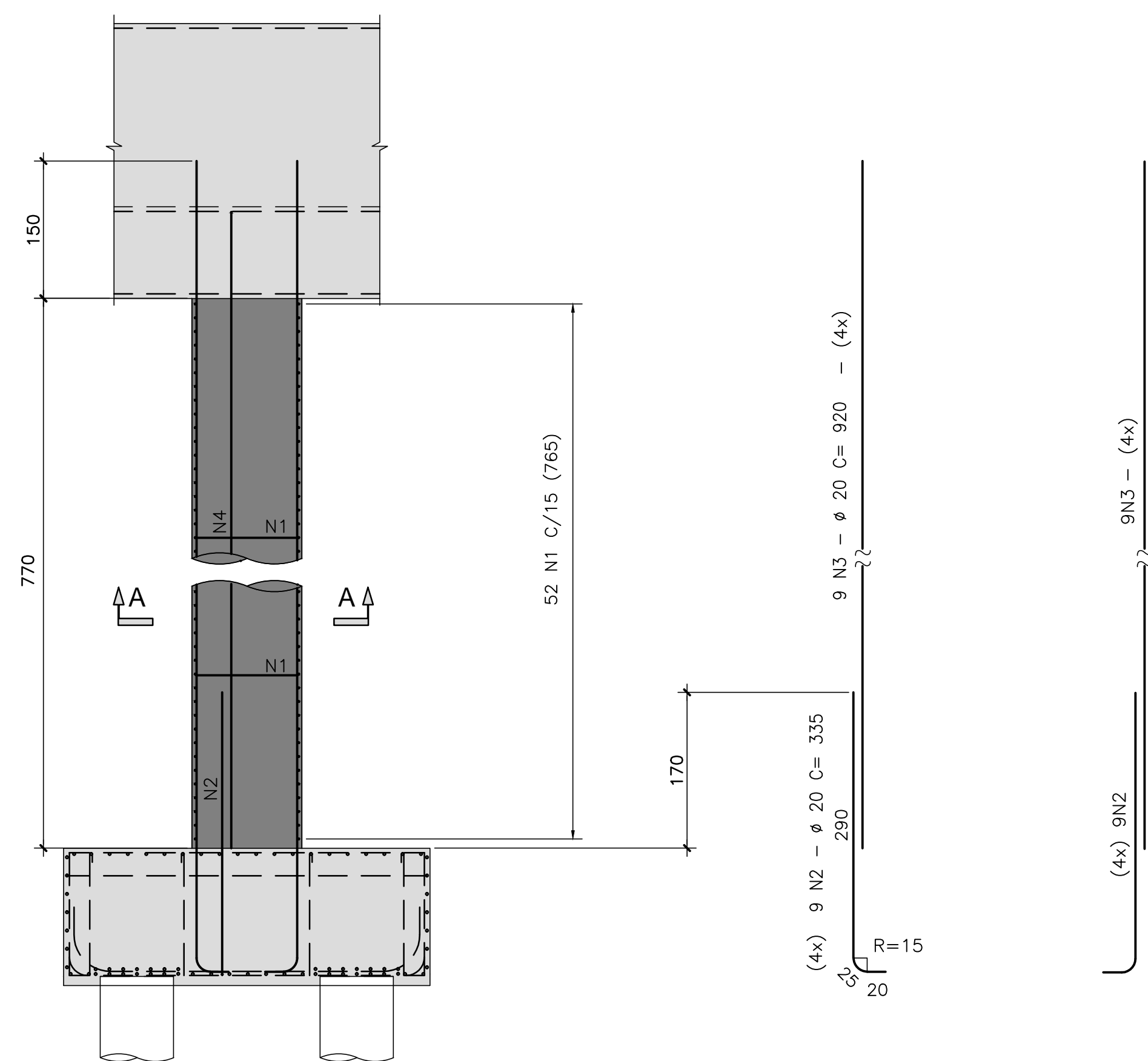
RESUMO AÇO CA-50

Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
10	832.00	524
20	1124.40	2811
TOTAL		3335

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL

CORTE B – B

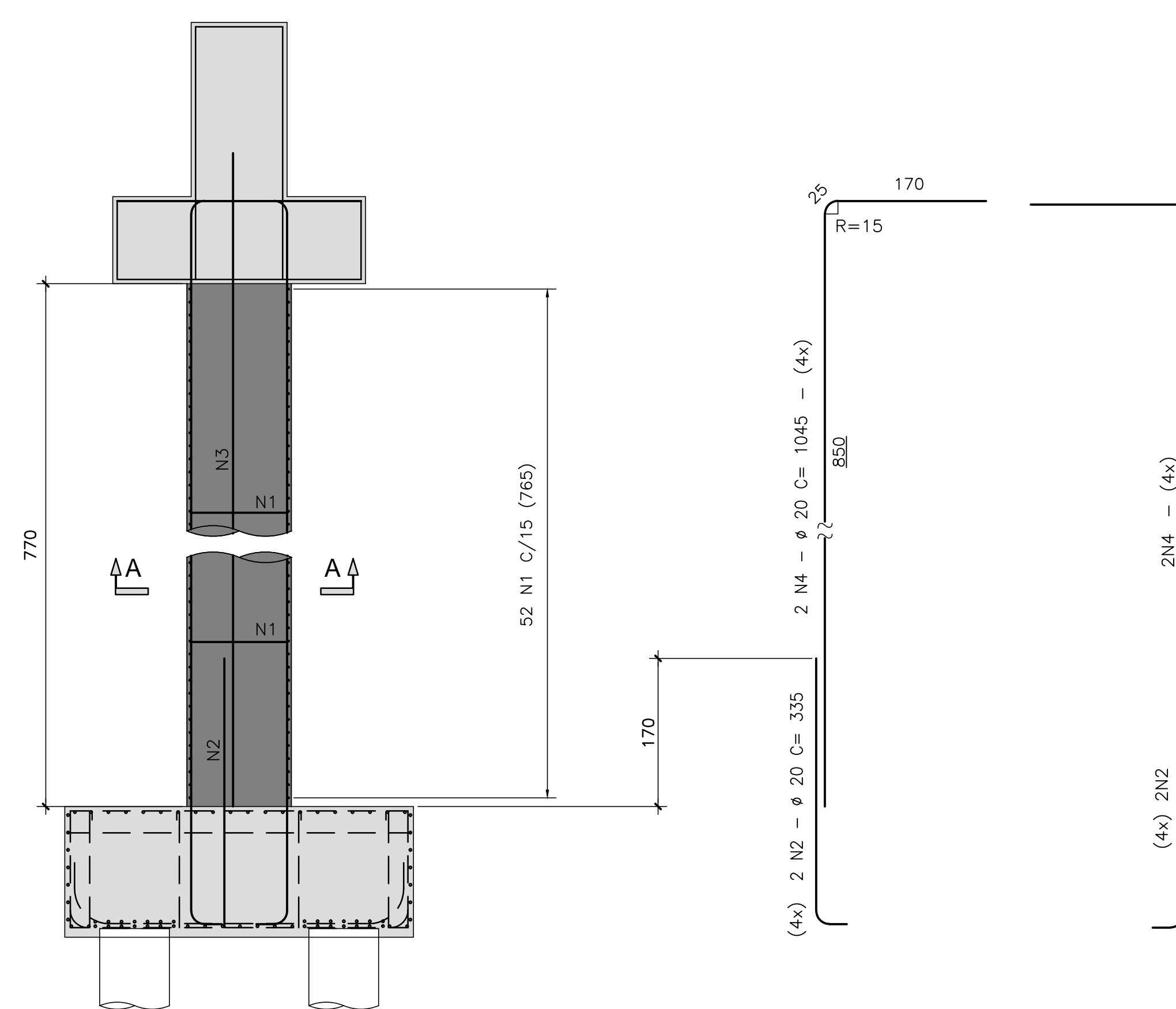
ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL

CORTE C – C

ESCALA=1:50



Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:28:47 -03'00'

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CEMENTO = 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1154	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231154A1.dwg		

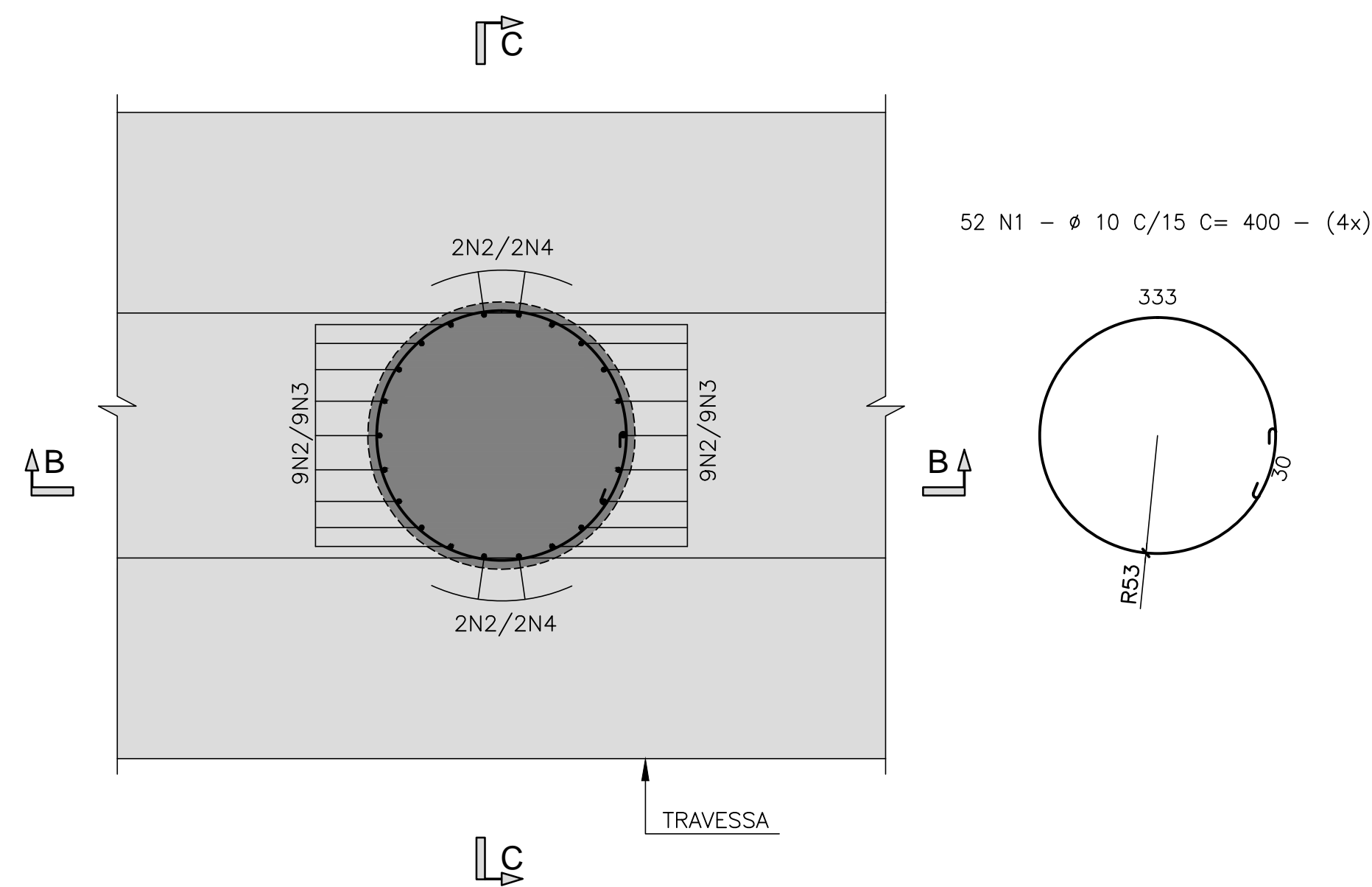
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
EMPREENHAMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA
PILARES AP7 – RAMOS 1000 E 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-454-IV	1

ARMADURA DOS PILARES AP12 – RAMOS 1000 e 2000 – PLANTA

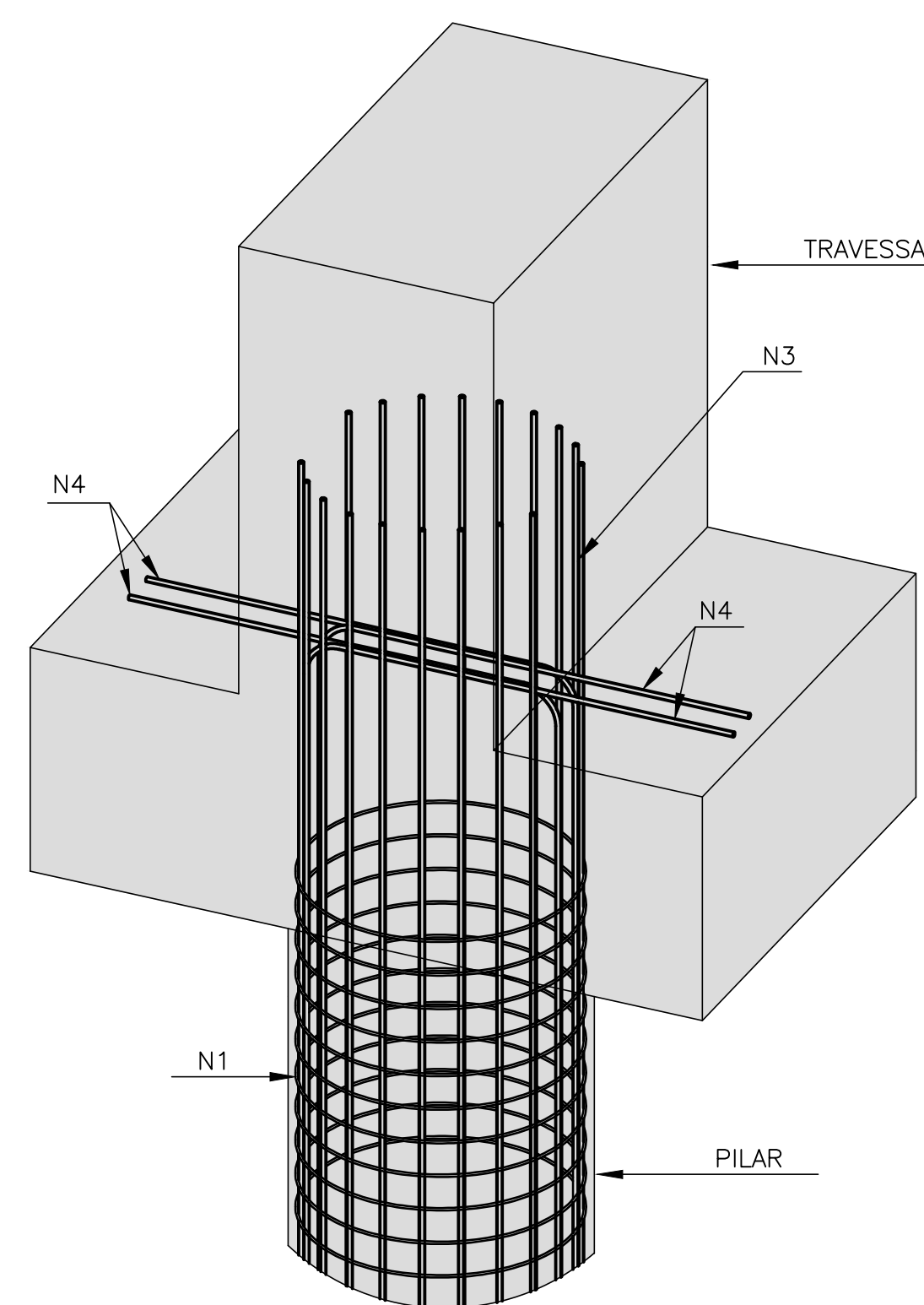
CORTE A – A

ESCALA=1:25



DETALHE EM PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS

N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	208	400	832.00
2	20	88	335	294.80
3	20	72	920	662.40
4	20	16	1045	167.20

RESUMO AÇO CA-50

Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	832.00	524
20	1124.40	2811
TOTAL		3335

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud, DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:29:06 -03'00'

NOTAS GERAIS

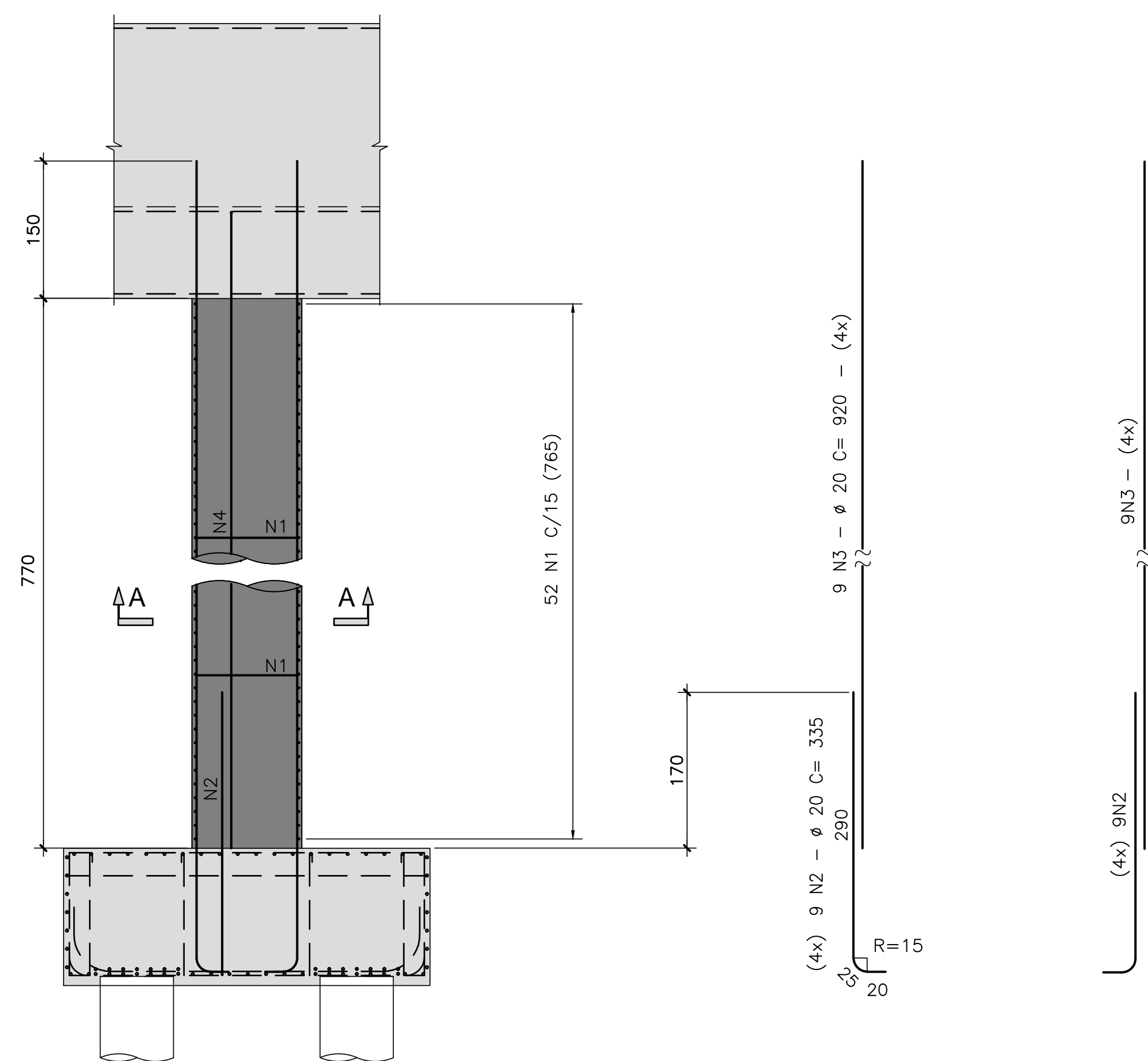
NOTAS :

- 1_ DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- 2_ VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- 3_ CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO = 0,45;
- 4_ COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL

CORTE B – B

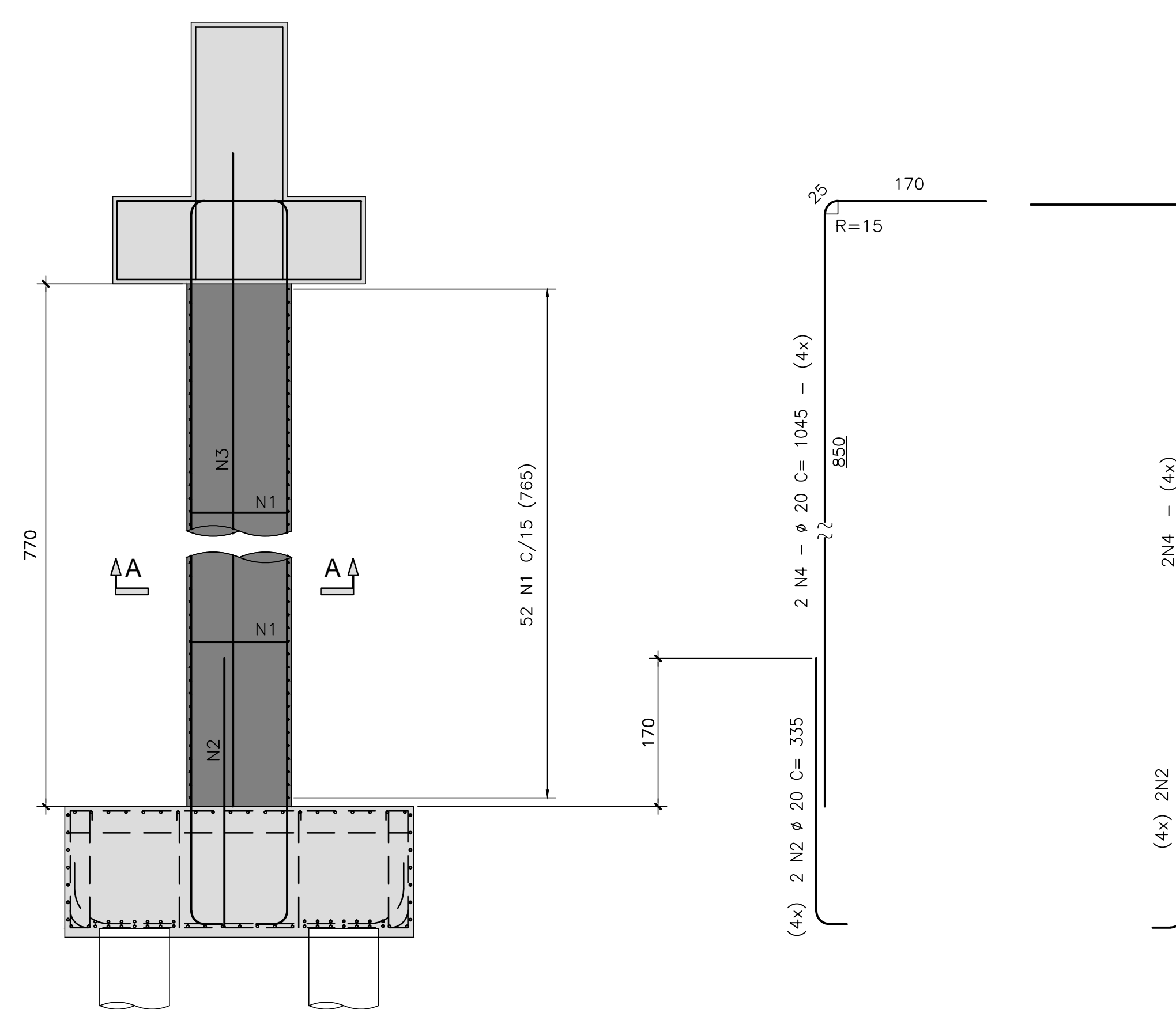
ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL

CORTE C – C

ESCALA=1:50



LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
o	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231155A1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1155	EMISSÃO:	A

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA
 PILARES AP12 – RAMOS 1000 E 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-455-IV REV: 1

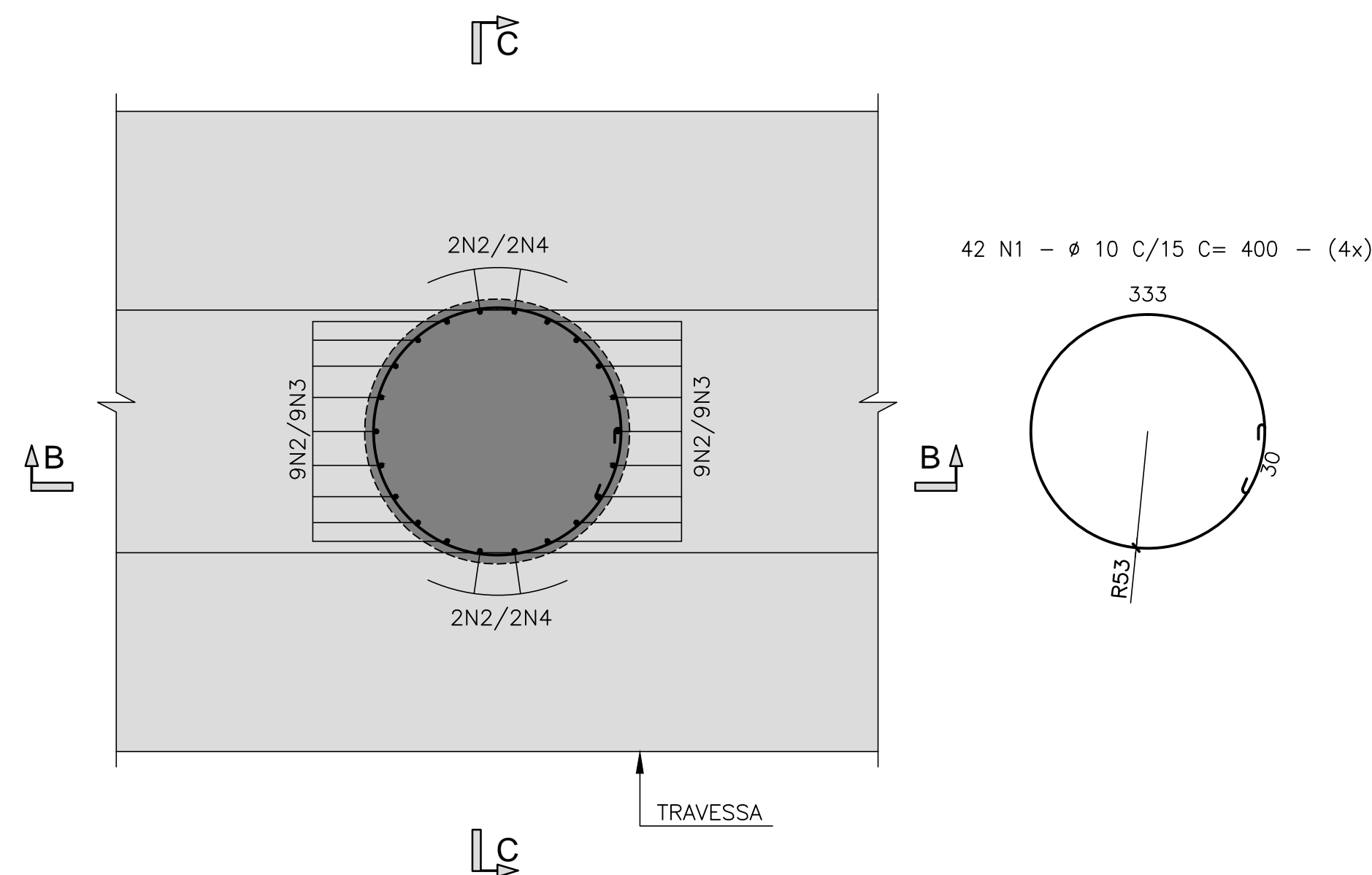
Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:29:25 -03'00'

ARMADURA DOS PILARES AP13 – RAMOS 1000 e 2000 – PLANTA

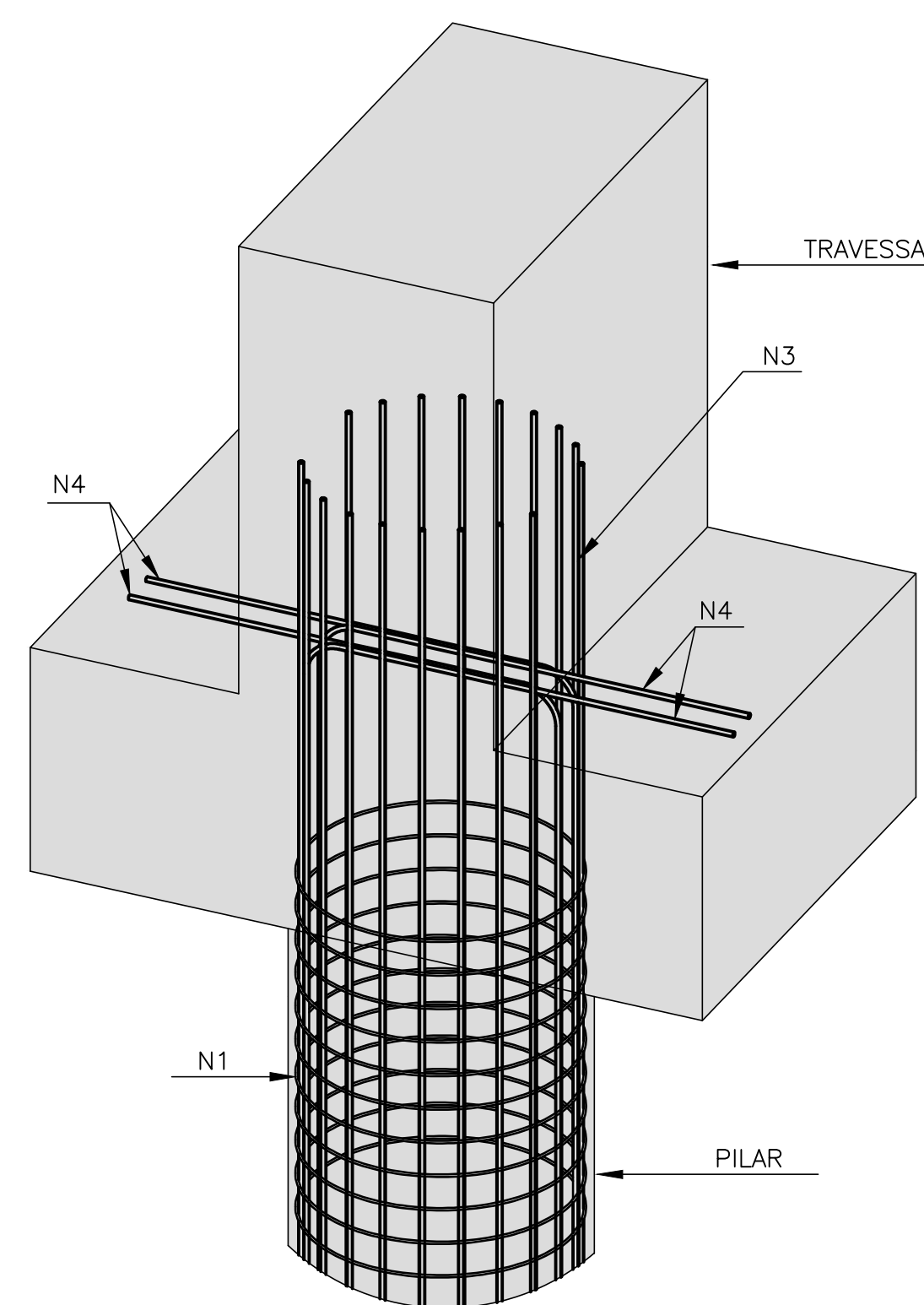
CORTE A – A

ESCALA=1:25



DETALHE EM PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS

N	ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	168	400	672.00
2	20	88	335	294.80
3	20	72	780	561.60
4	20	16	905	144.80

RESUMO AÇO CA-50

ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (kg)
10	672.00	423
20	1001.20	2503
TOTAL		2926

NOTAS GERAIS

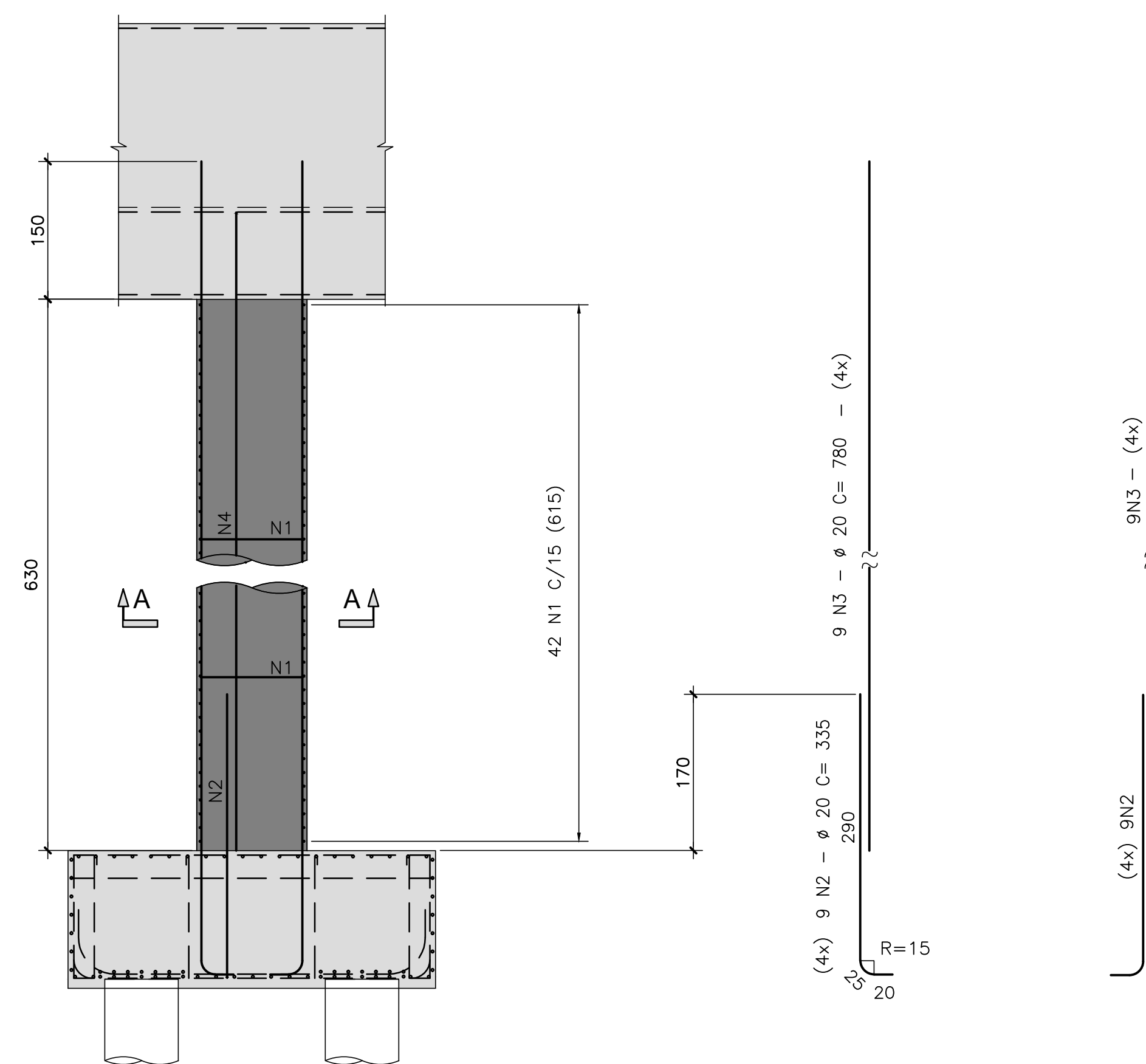
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO = 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL

CORTE B – B

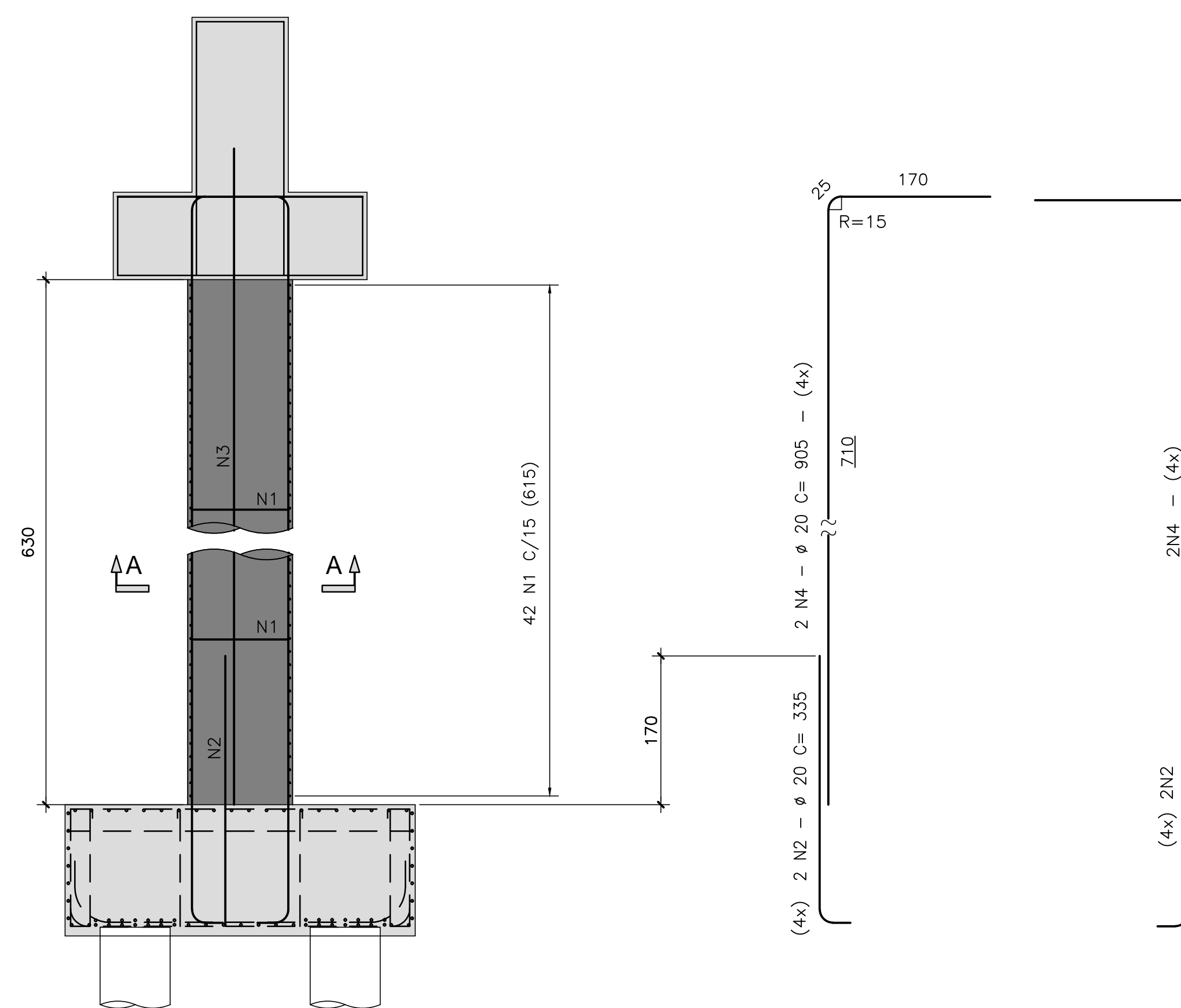
ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL

CORTE C – C

ESCALA=1:50



LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
o	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231156A1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1156	EMISSÃO:	A

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL

ARMADURA

PILARES AP13 – RAMOS 1000 E 2000

ESCALA: INDICADA

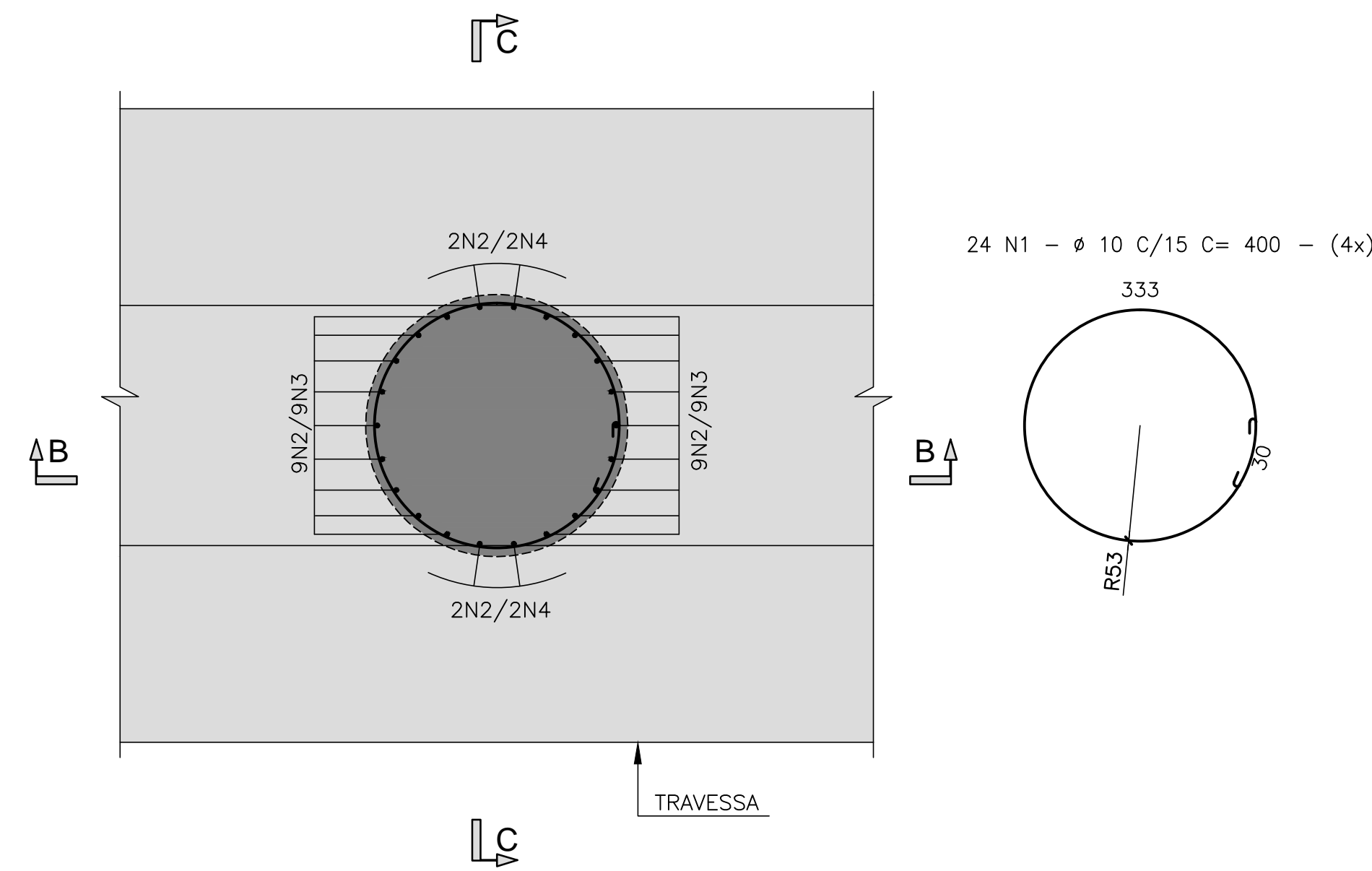
NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-456-IV

REV: 1

ARMADURA DOS PILARES AP14 – RAMOS 1000 e 2000 – PLANTA

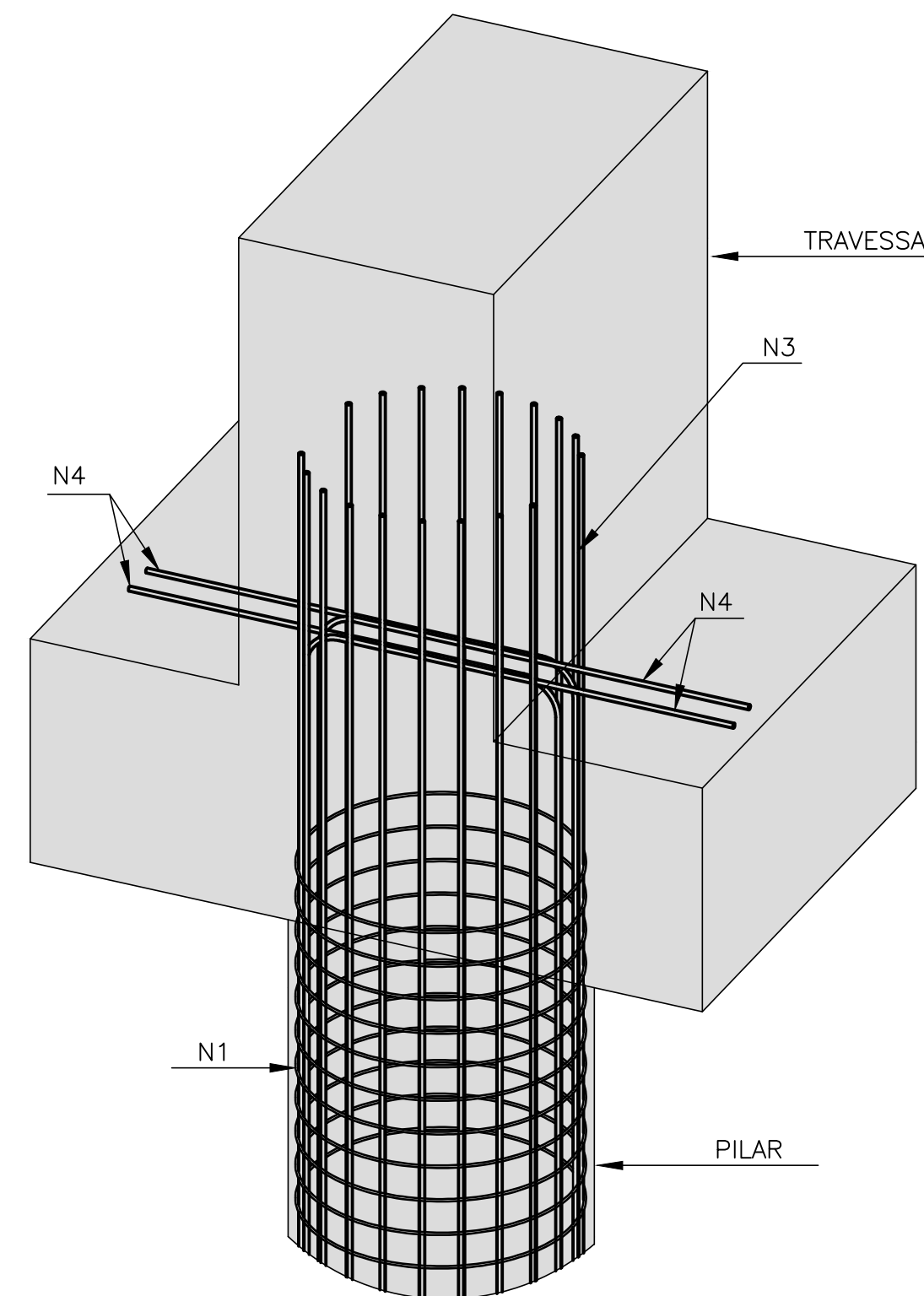
CORTE A – A

ESCALA=1:25



DETALHE EM PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS				
N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	96	400	384.00
2	20	88	335	294.80
3	20	72	500	360.00
4	20	16	625	100.00

RESUMO AÇO CA-50		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	384.00	242
20	754.80	1887
TOTAL		2129

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud.
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:29:45 -03'00'

NOTAS GERAIS

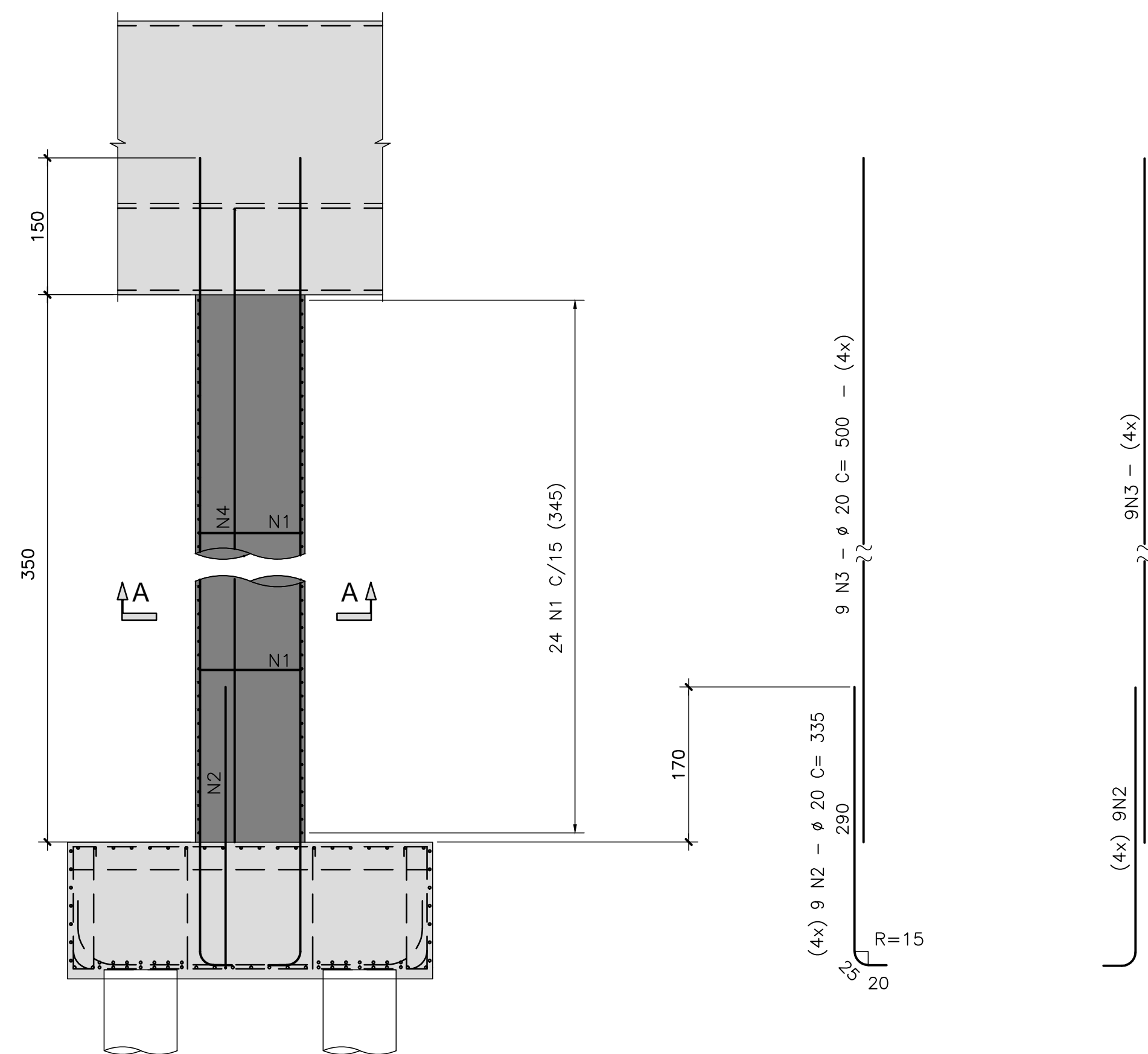
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO = 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL

CORTE B – B

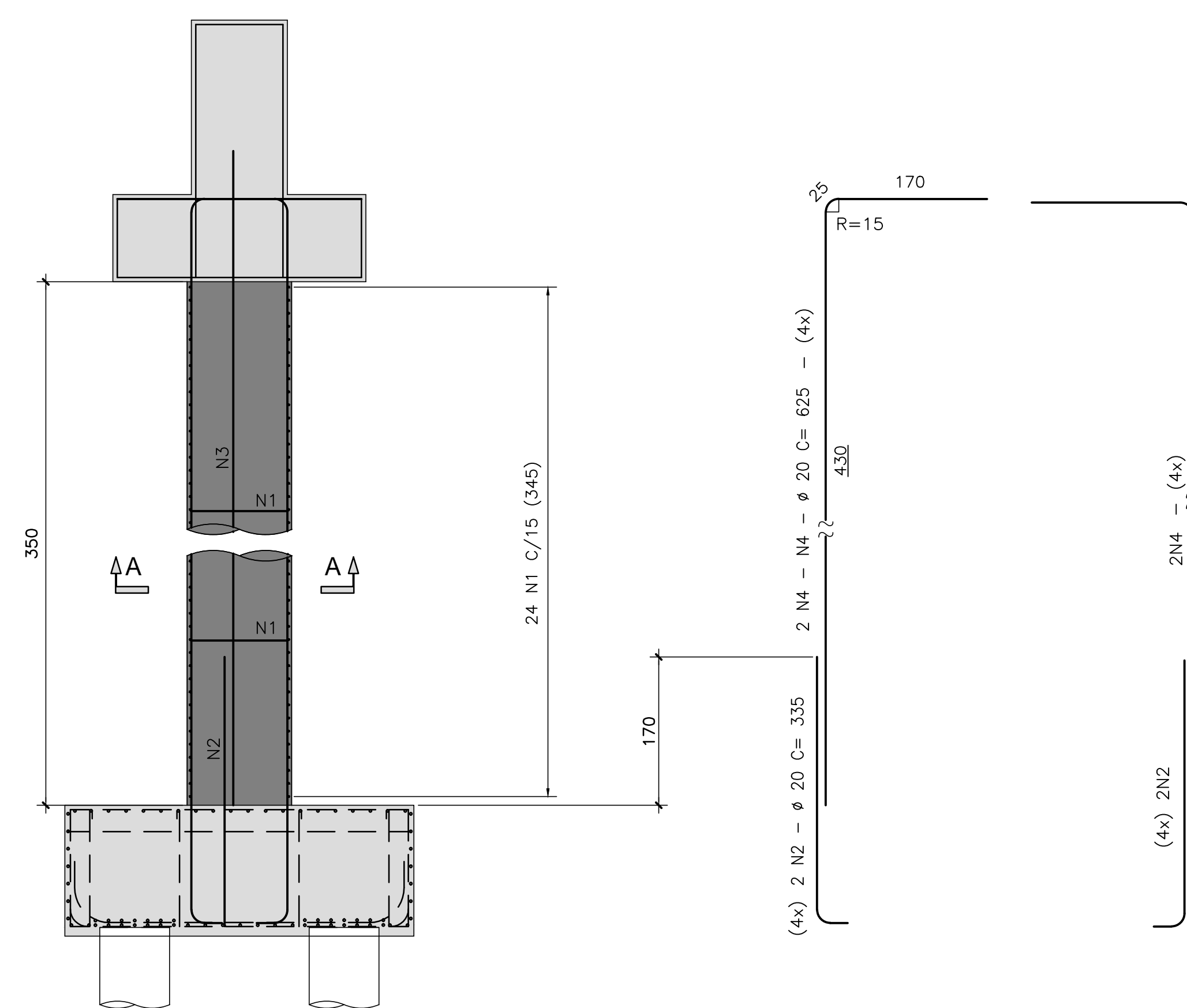
ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL

CORTE C – C

ESCALA=1:50



LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES					
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/OSA:	01/00	NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1157
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231157A1.dwg	EMISSÃO:	A

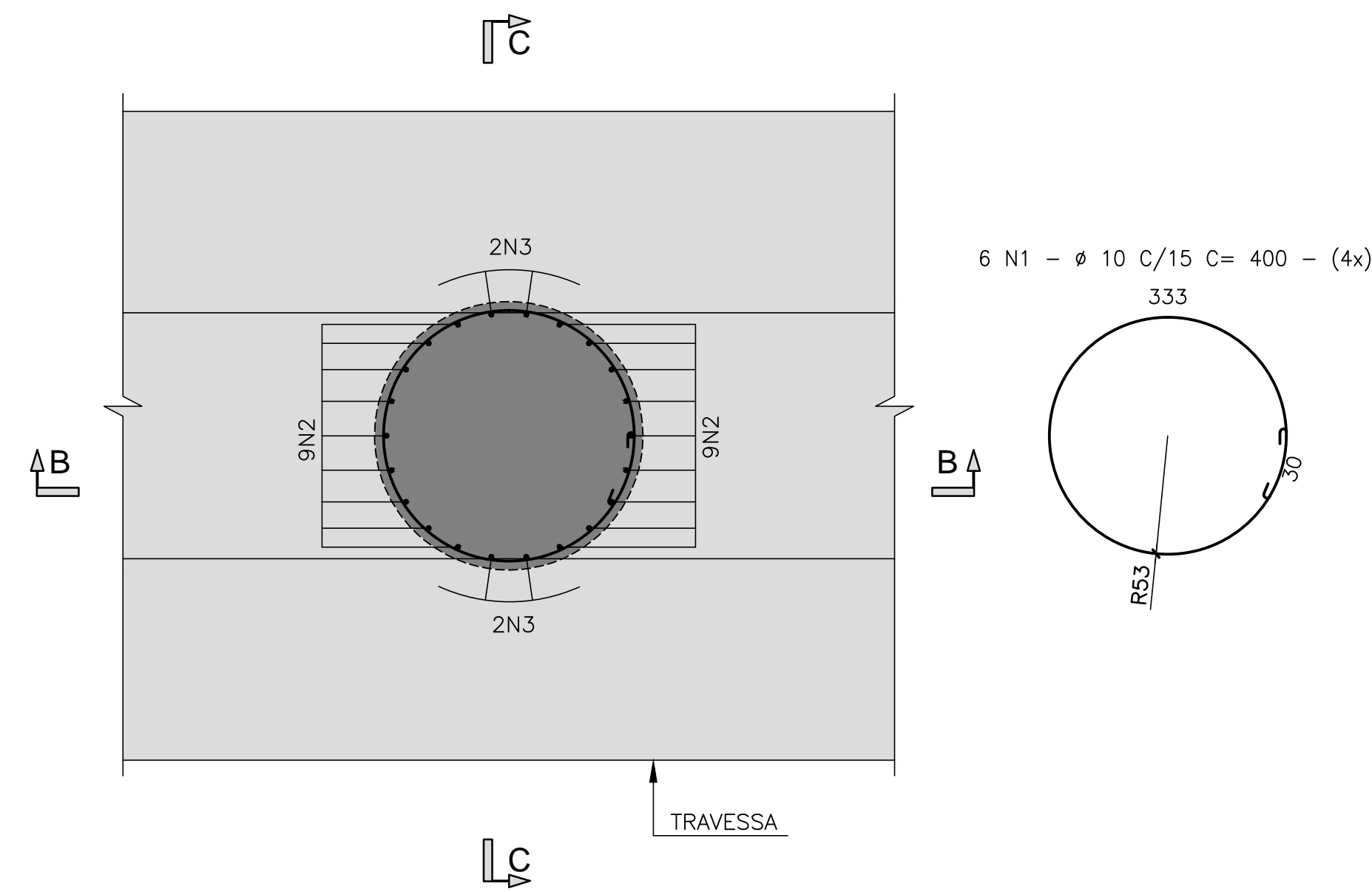
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA
 PILARES AP14 – RAMOS 1000 E 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-457-IV	1

ARMADURA DOS PILARES AP15 – RAMOS 1000 e 2000 – PLANTA

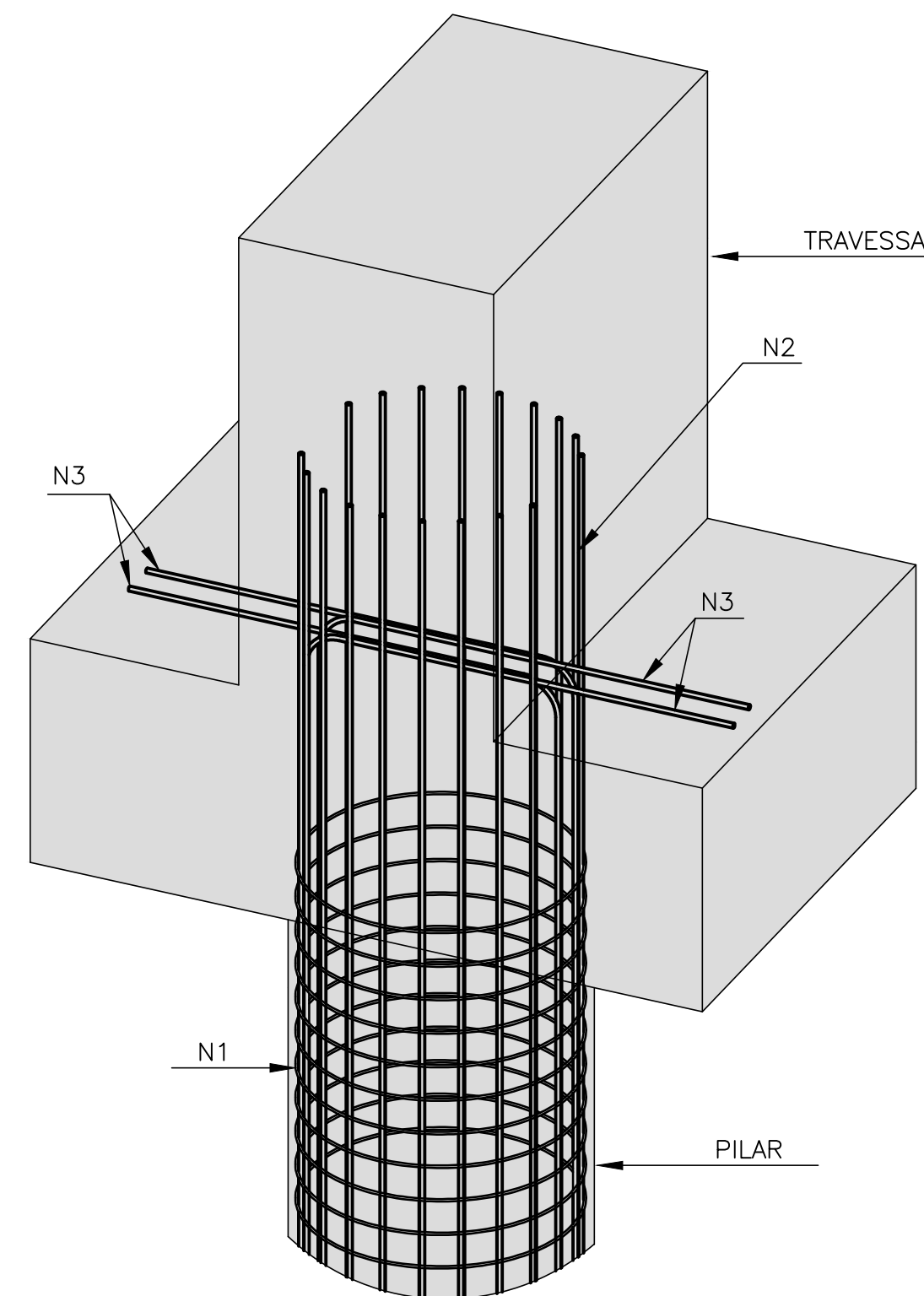
CORTE A – A

ESCALA=1:25



DETALHE EM PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS				
N	φ	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	24	400	96.00
2	20	72	395	284.40
3	20	16	520	83.20

RESUMO AÇO CA-50		
φ	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	96.00	60
20	367.60	919
TOTAL		979

Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:30:03 -03'00'

NOTAS GERAIS

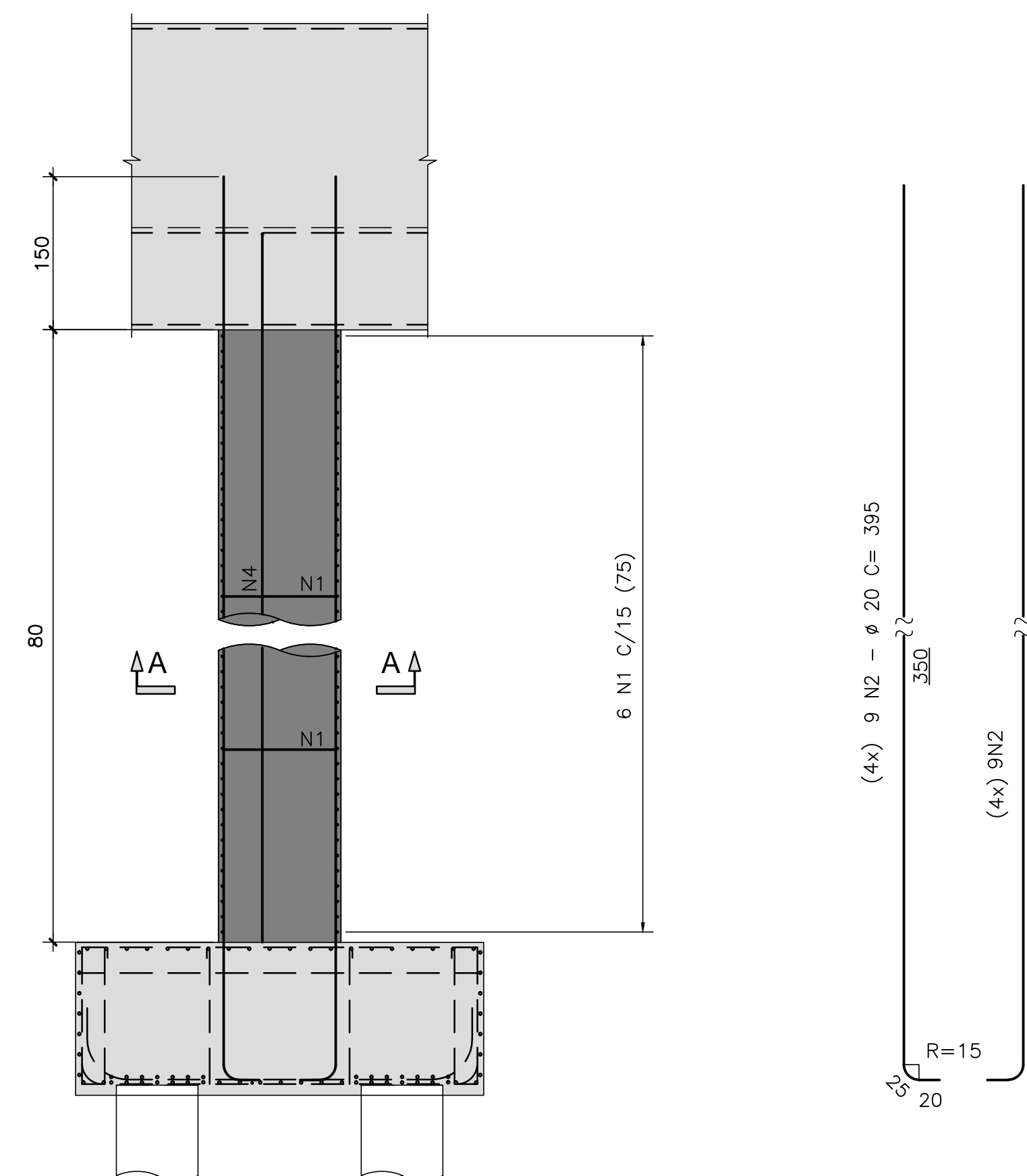
NOTAS :

- 1_ DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- 2_ VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- 3_ CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CEMENTO = 0,45;
- 4_ COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL

CORTE B – B

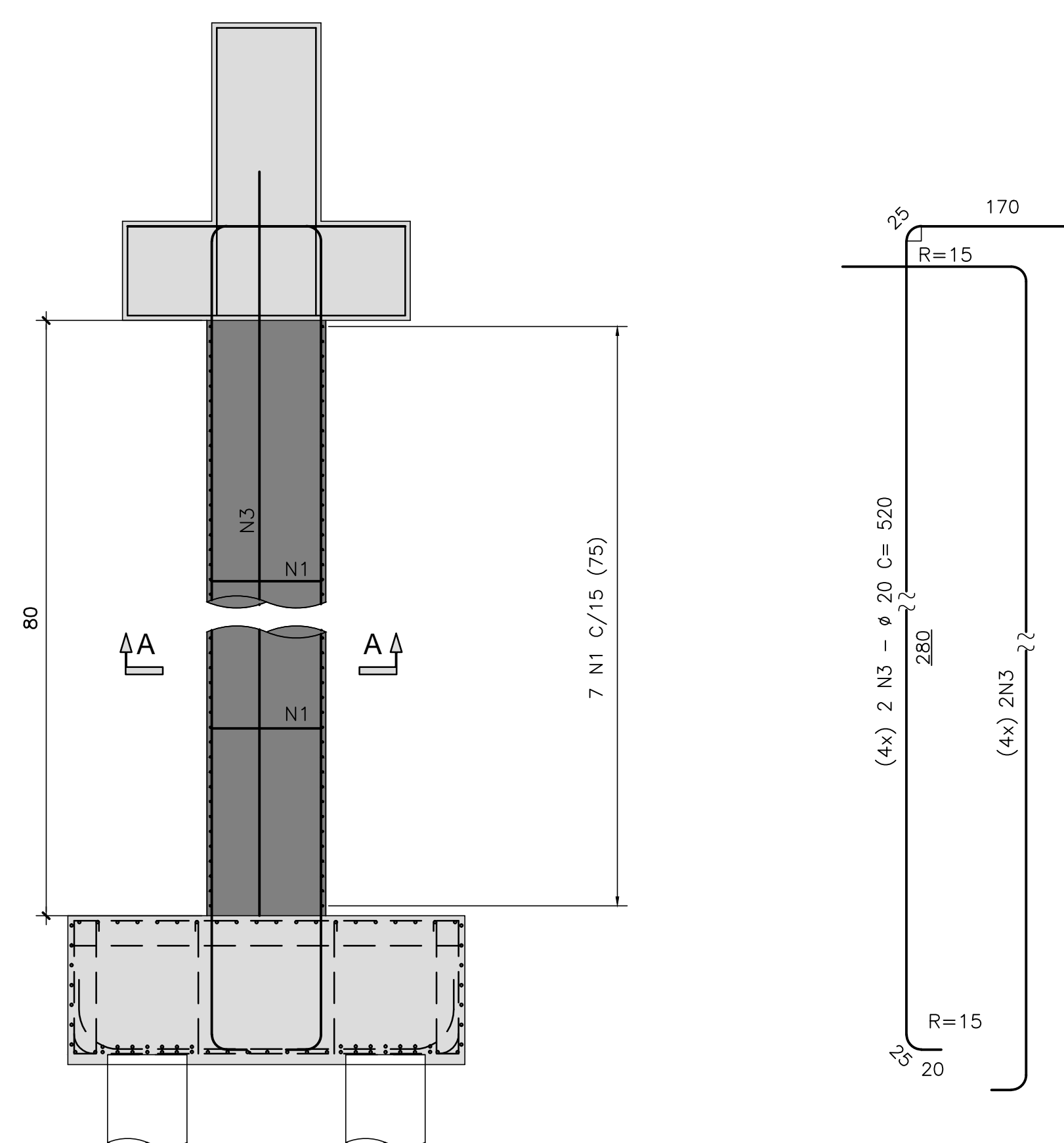
ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL

CORTE C – C

ESCALA=1:50



LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1158	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231158A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA
 PILARES AP15 – RAMOS 1000 E 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-458-IV	1

Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigogsigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:30:22 -03'00'

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- 1_ DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- 2_ VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- 3_ CONCRETO ESTRUTURAL: $f_{ck}=40$ MPa - FATOR AGUA/CEMENTO = 0,45;
- 4_ COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
o	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1159	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231159A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

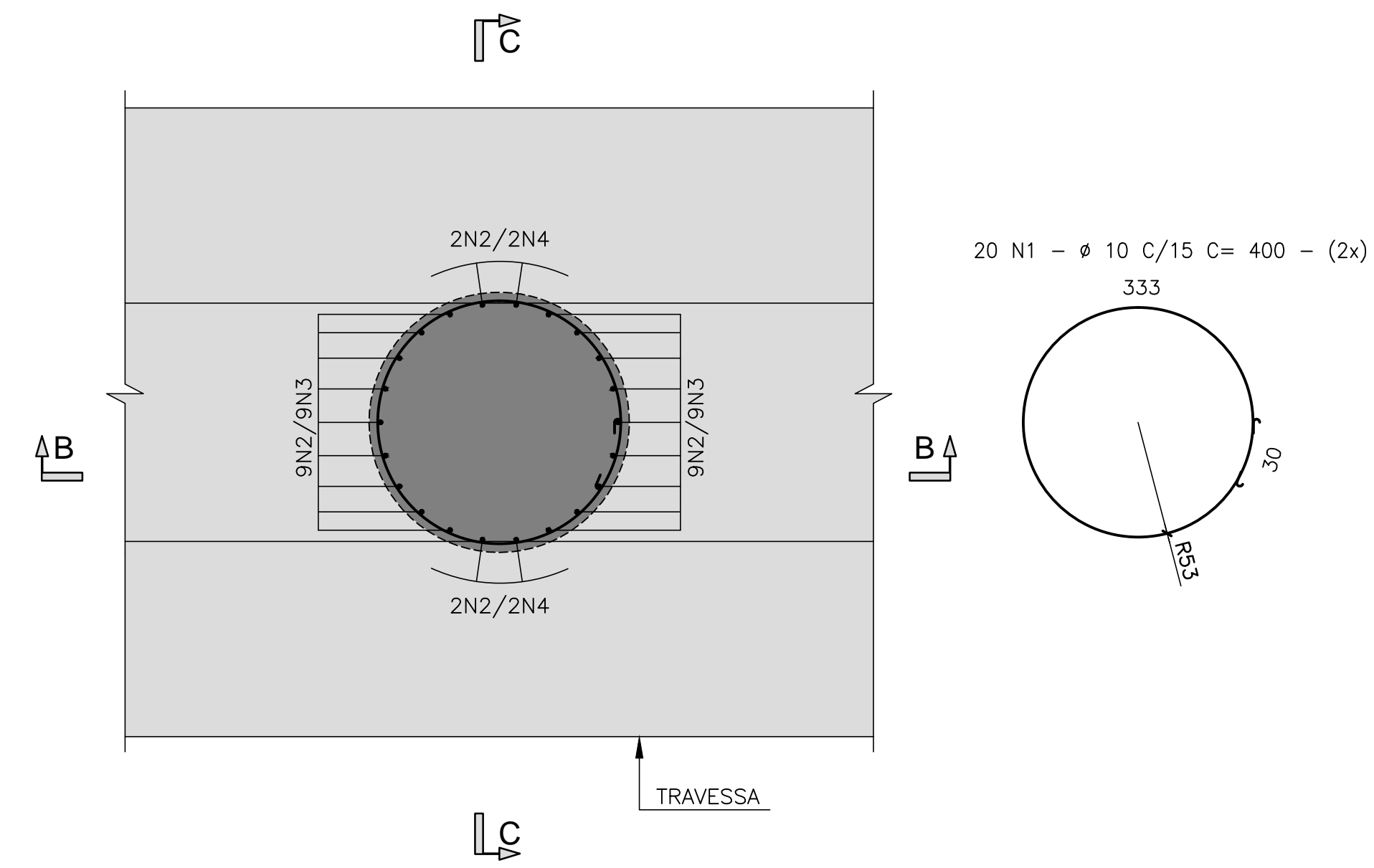
EMPRESAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA
 PILARES AP3A - RAMO 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-459-IV REV: 1

ARMADURA DOS PILARES AP3A - RAMO 2000 - PLANTA

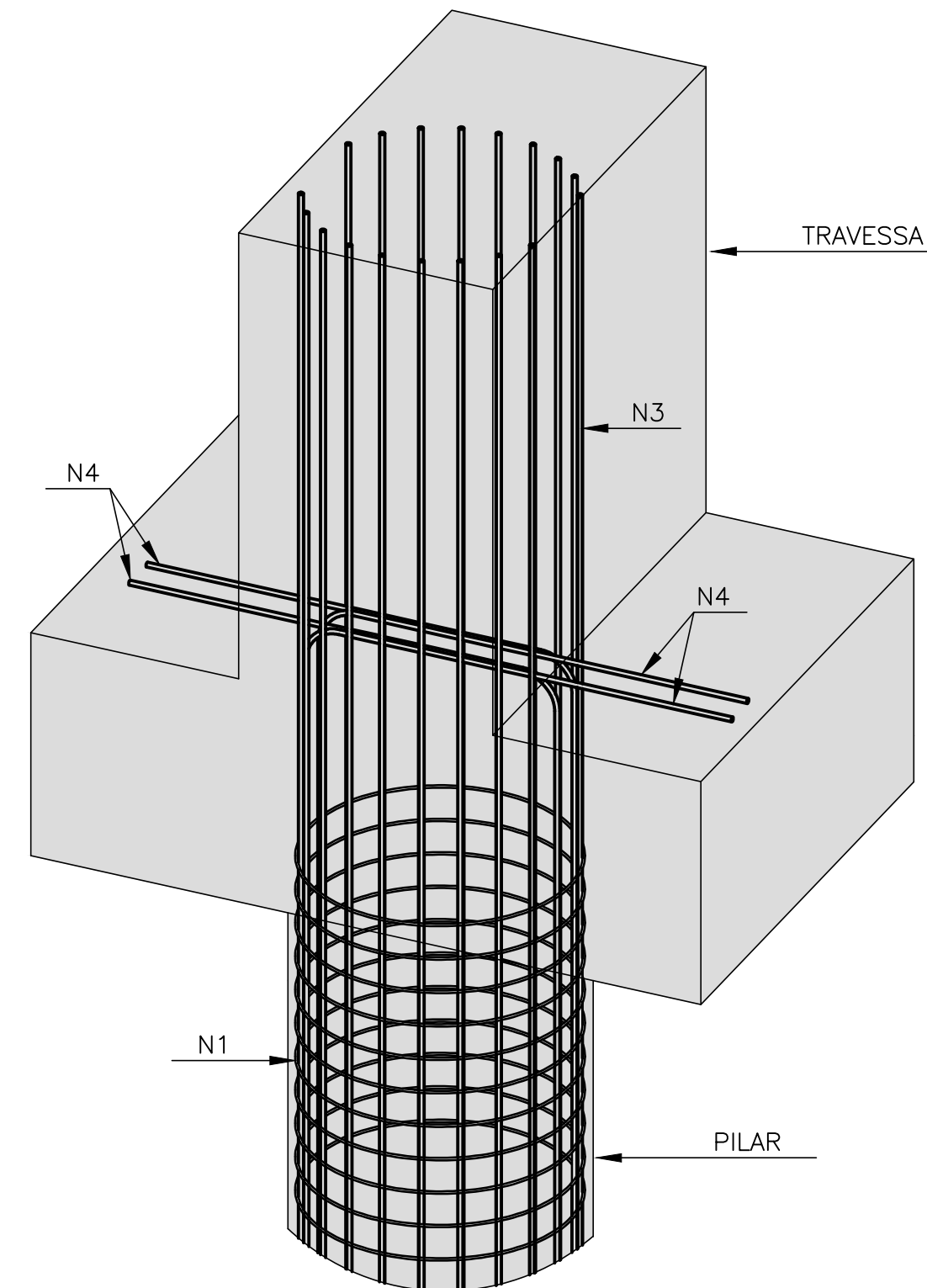
CORTE A - A

ESCALA=1:50



DETALHE EM PERSPECTIVA

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS

N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	40	400	160.00
2	20	44	335	147.40
3	20	36	440	158.40
4	20	8	565	45.20

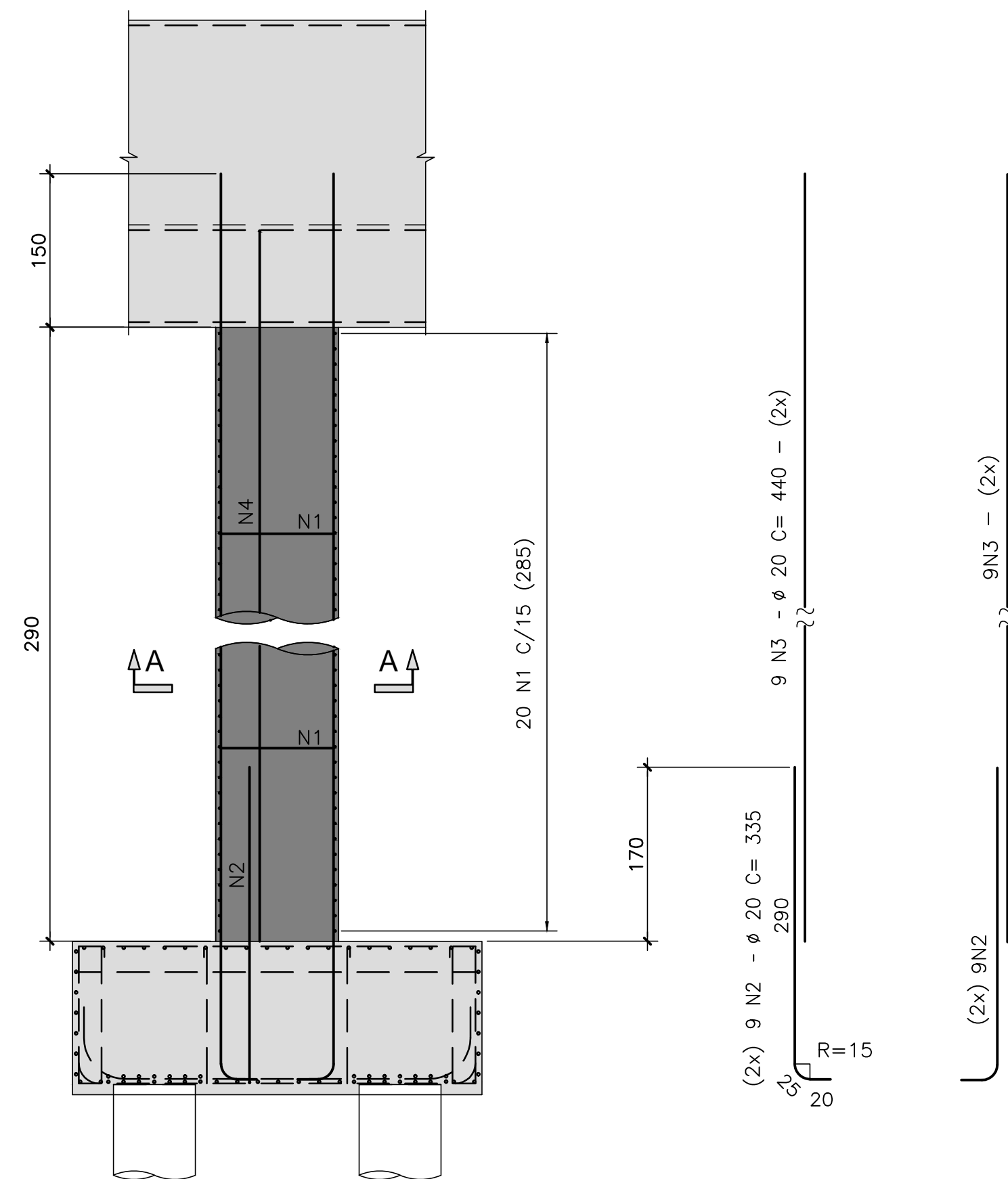
RESUMO AÇO CA-50

Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	160.00	101
20	351.00	878
TOTAL		979

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL

CORTE B - B

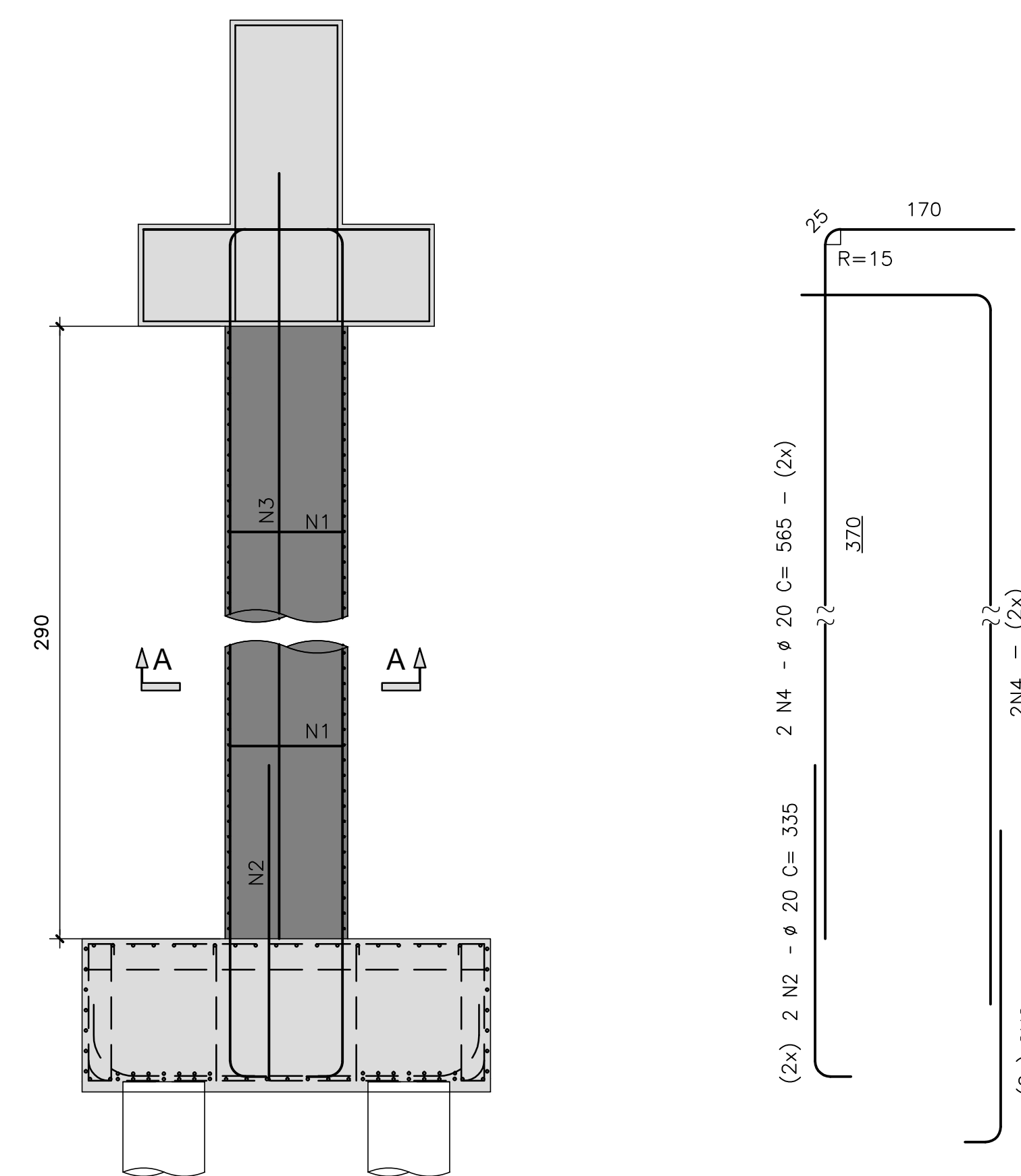
ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL

CORTE C - C

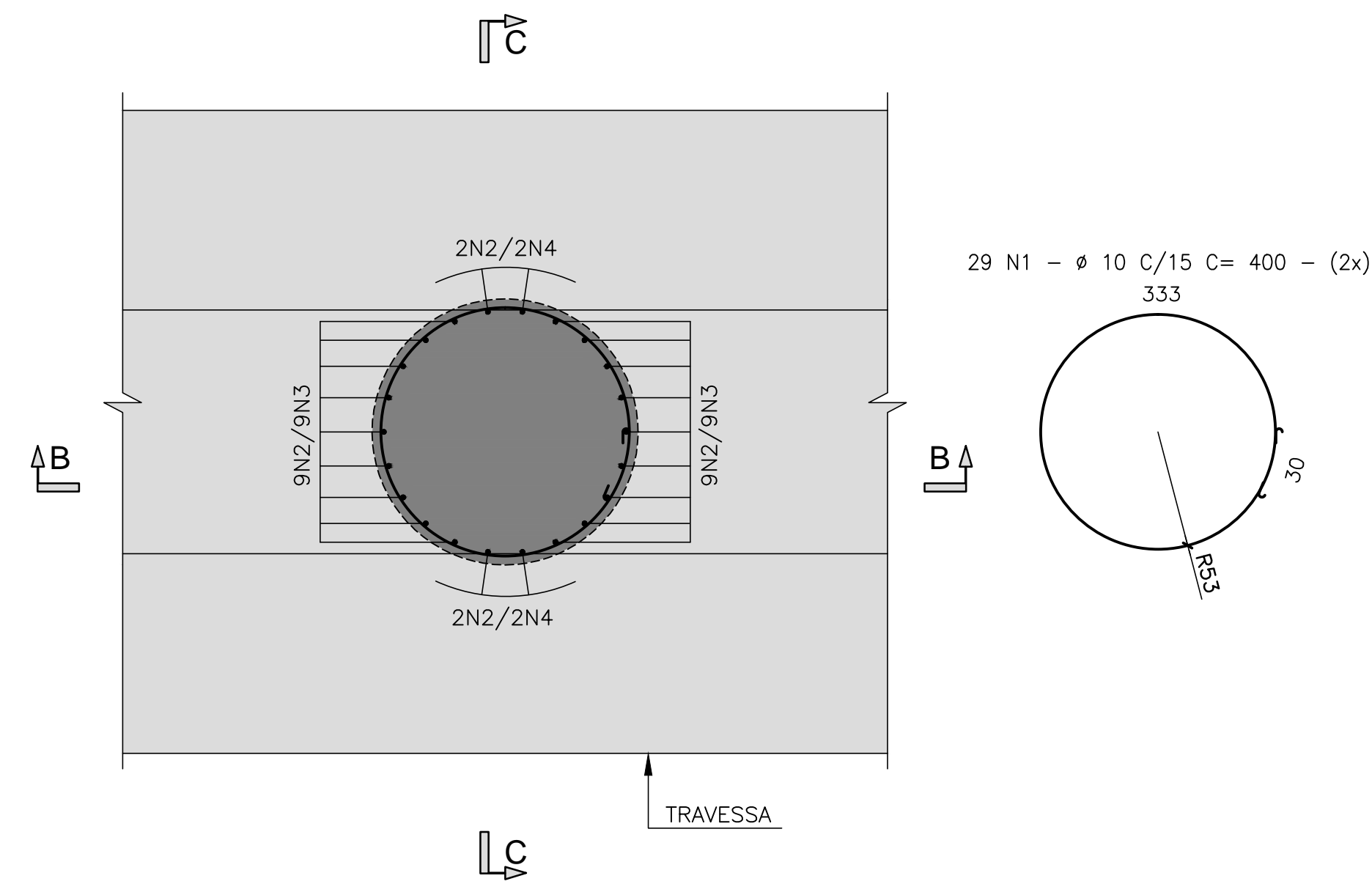
ESCALA=1:50



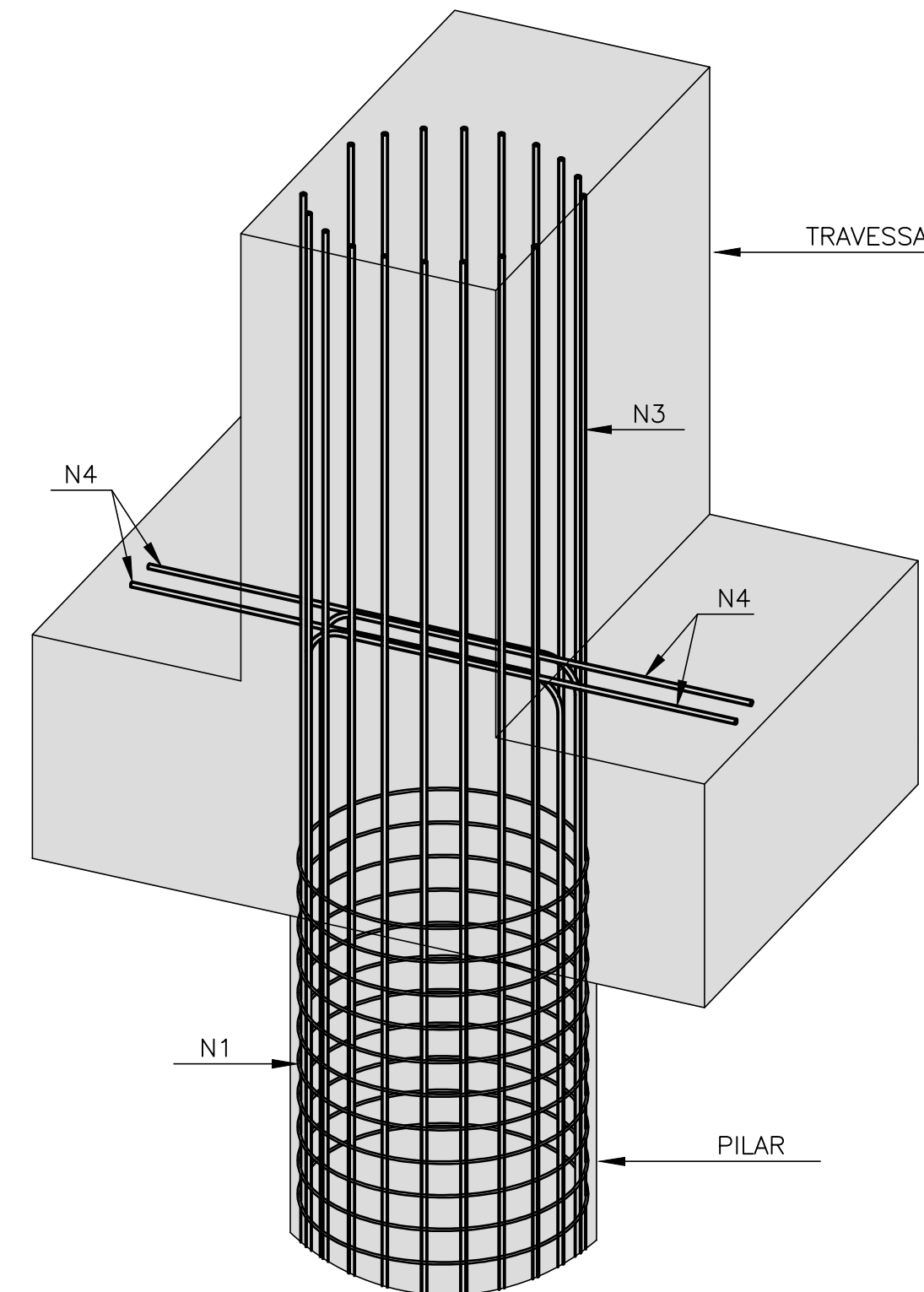
Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com.br, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:30:41 -03'00'

ARMADURA DOS PILARES AP4A – RAMO 2000 – PLANTA

CORTE A – A
 ESCALA=1:50



DETALHE EM PERSPECTIVA
 ESCALA=1:25



N	φ	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	10	58	400	232.00
2	20	44	335	147.40
3	25	36	580	208.80
4	25	8	705	56.40

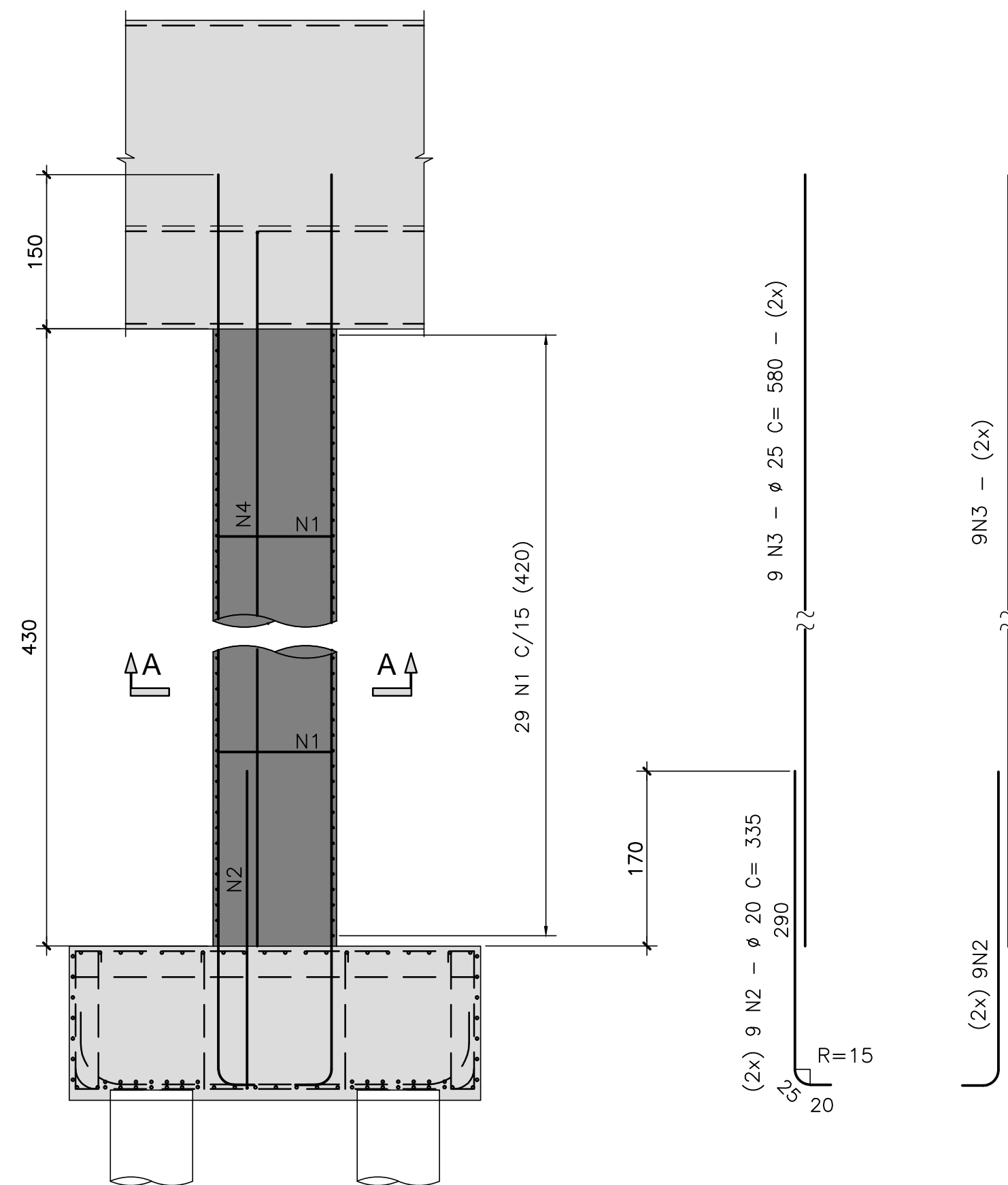
RESUMO AÇO CA-50		
φ	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	232.00	146
20	147.40	369
25	265.20	1061
TOTAL		1576

NOTAS GERAIS

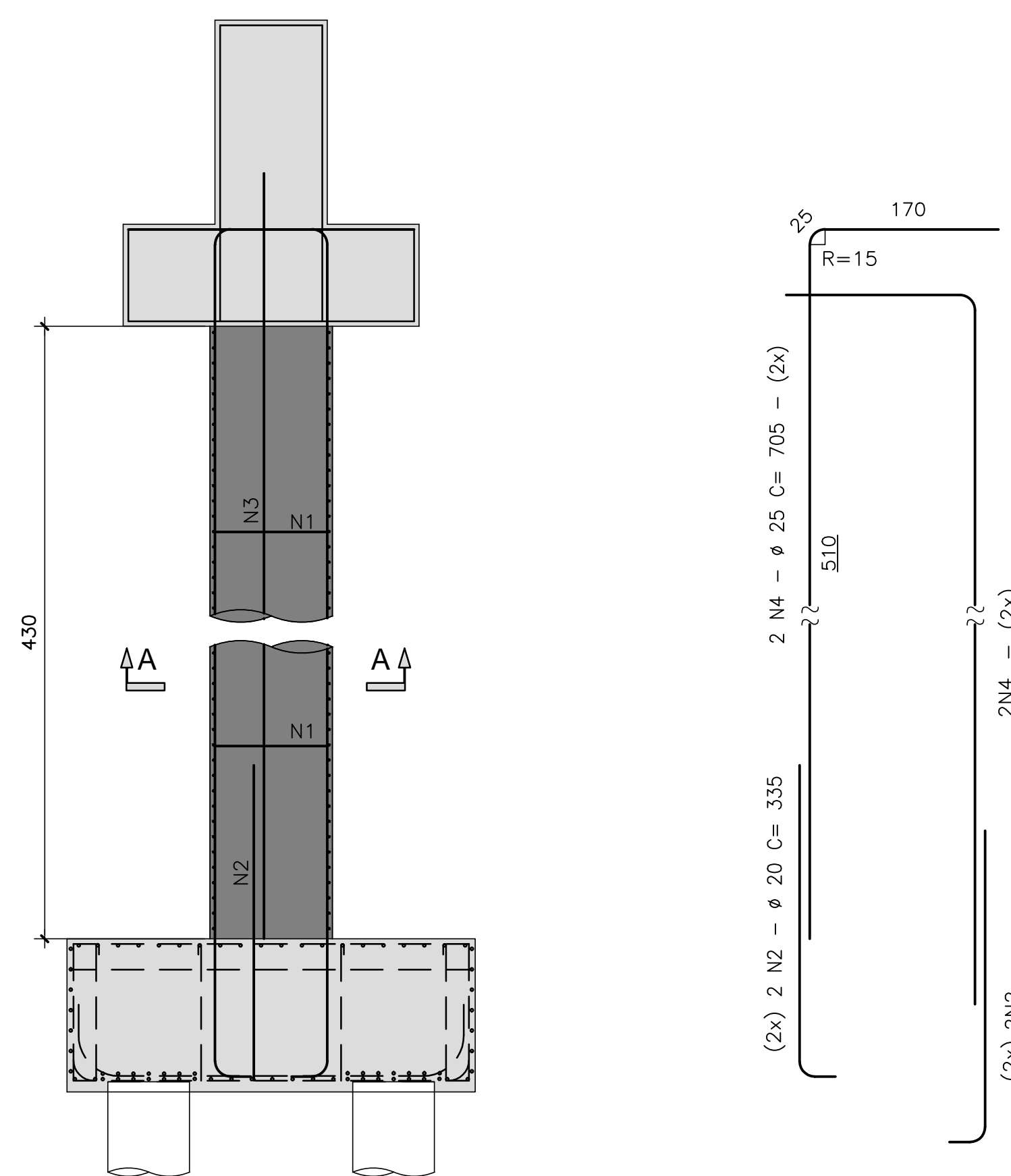
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CEMENTO = 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL
CORTE B – B
 ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL
CORTE C – C
 ESCALA=1:50



LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231160A1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1160	EMISSÃO:	A

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA
 PILARES AP4A – RAMO 2000

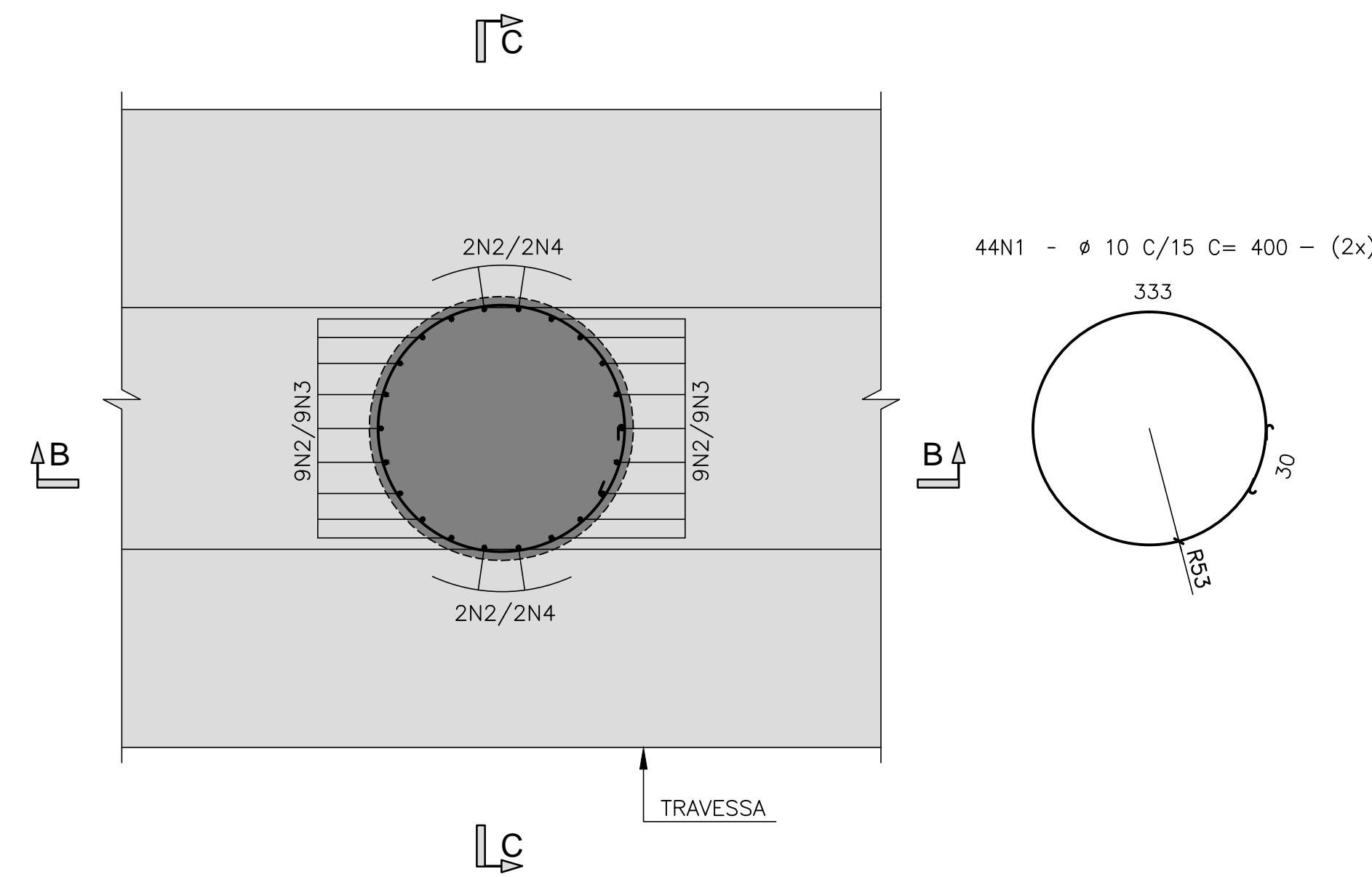
ESCALA: INDICADA	NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-460-IV	REV: 1
------------------	----------------------------------------	--------

Rodrigo Meirelles Sigaud

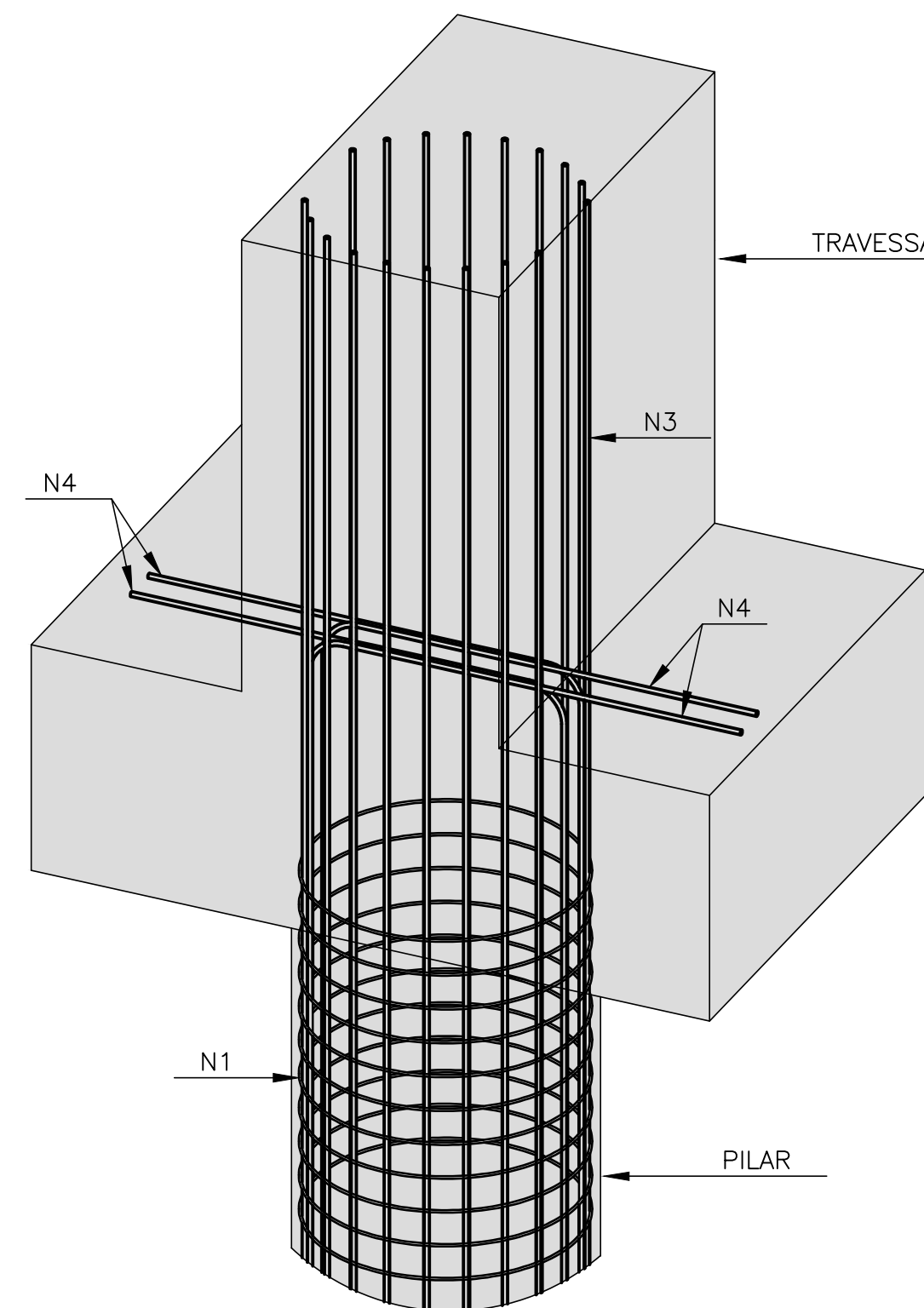
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:31:05 -03'00'

ARMADURA DOS PILARES AP5A – RAMO 2000 – PLANTA

CORTE A – A
 ESCALA=1:50



DETALHE EM PERSPECTIVA
 ESCALA=1:25



N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT. (cm)	TOTAL (m)
1	10	88	400	352.00
2	20	44	335	147.40
3	20	36	810	291.60
4	20	8	935	74.80

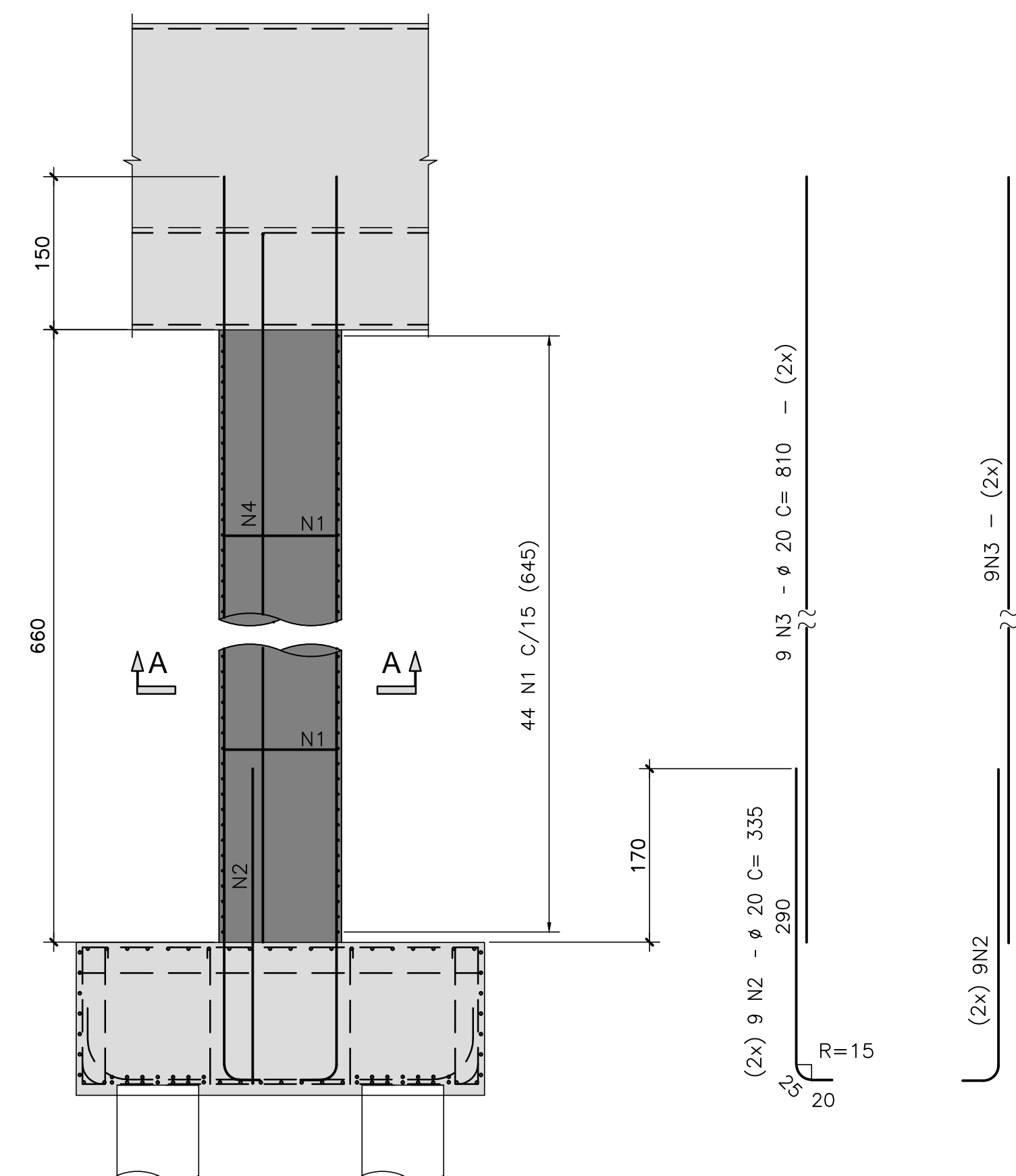
RESUMO AÇO CA-50		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
10	352.00	222
20	513.80	1285
TOTAL		1507

NOTAS GERAIS

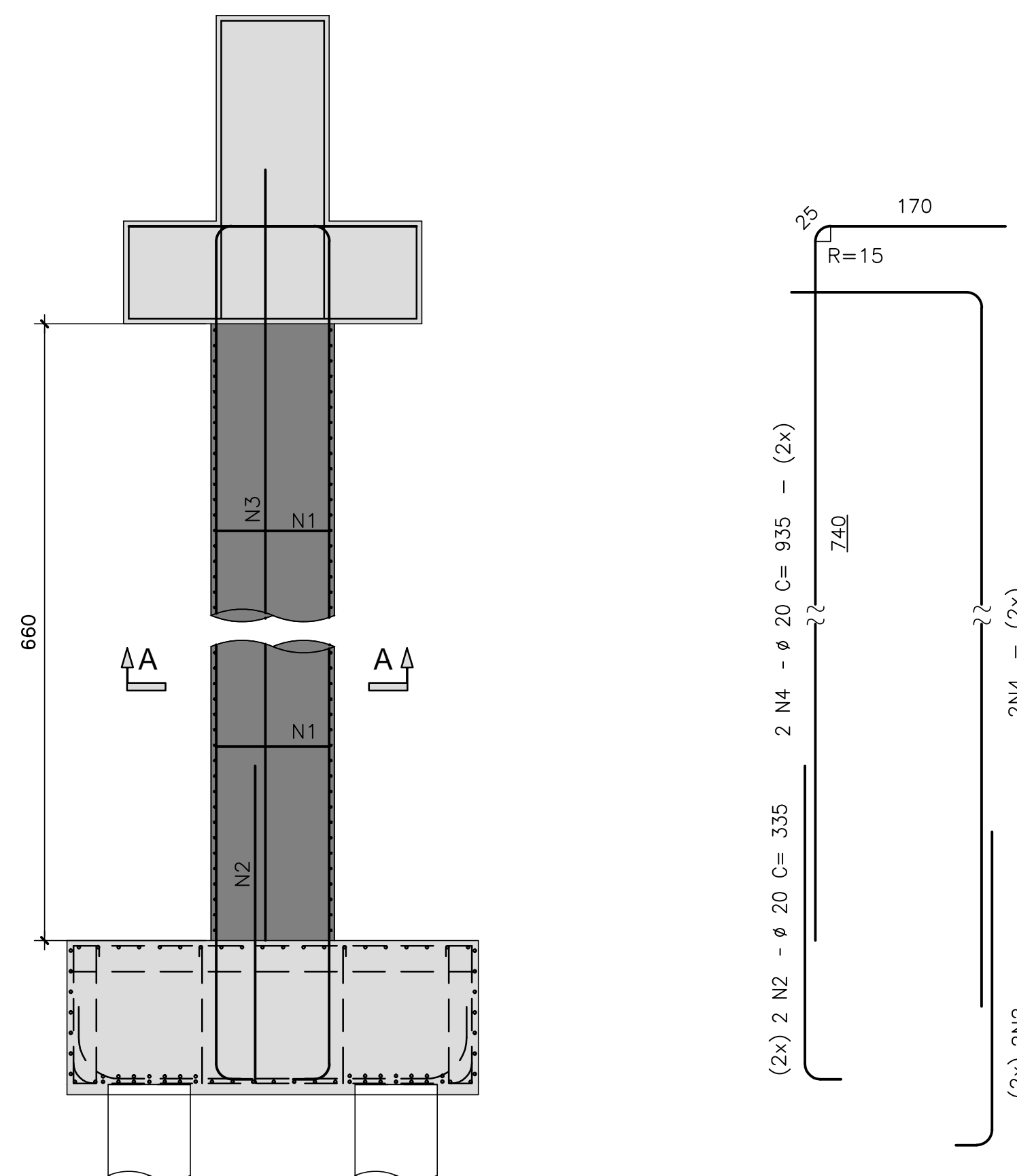
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CEMENTO = 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=7,0cm

ELEVAÇÃO TRANSVERSAL
 CORTE B – B
 ESCALA=1:50



ELEVAÇÃO LONGITUDINAL
 CORTE C – C
 ESCALA=1:50



LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1161	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231161A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA
 PILARES AP5A – RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-461-IV	1

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud.
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:31:46 -03'00'

NOTAS GERAIS

- NOTAS :
1. DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 2. VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 3. CONCRETO ESTRUTURAL:
 $f_{ck}=40 \text{ MPa}$ - FATOR ÁGUA/CEMENTO $\leq 0,45$;

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	22/11/19	APROVADO	MCR	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MCR	AEFA	BFR

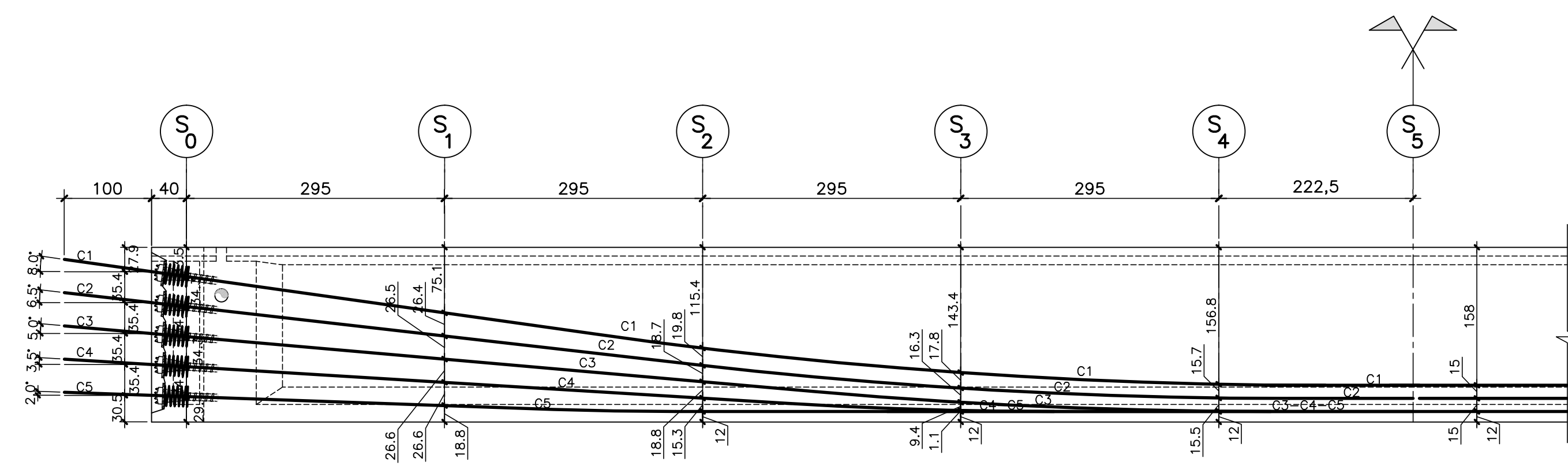
ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1163	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231163A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA ATIVA
 VIGA PRÉ-MOLDADA V3 DO VÃO DE AP2A a AP3A (2V02) - RAMO 2000
 ESCALA:
 INDICADA
 NÚMERO CLIENTE:
I-OAESV-X-R1/16-463-IV
 REV:
1

AÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS - V3 - ENTRE EIXOS 2A/3A - ELEVACÃO

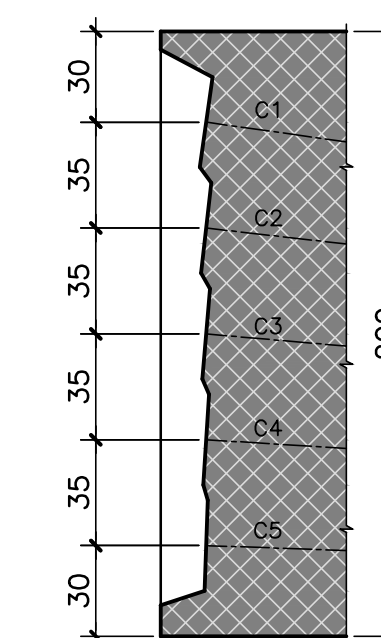
ESCALA=1:50



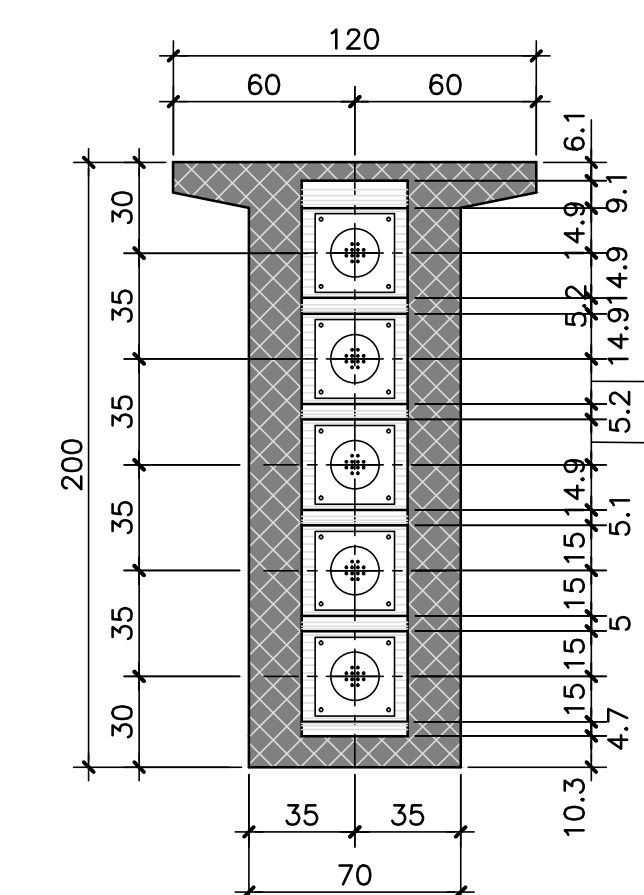
DETALHE DAS EXTREMIDADES

ESCALA=1:25

CORTE



VISTA



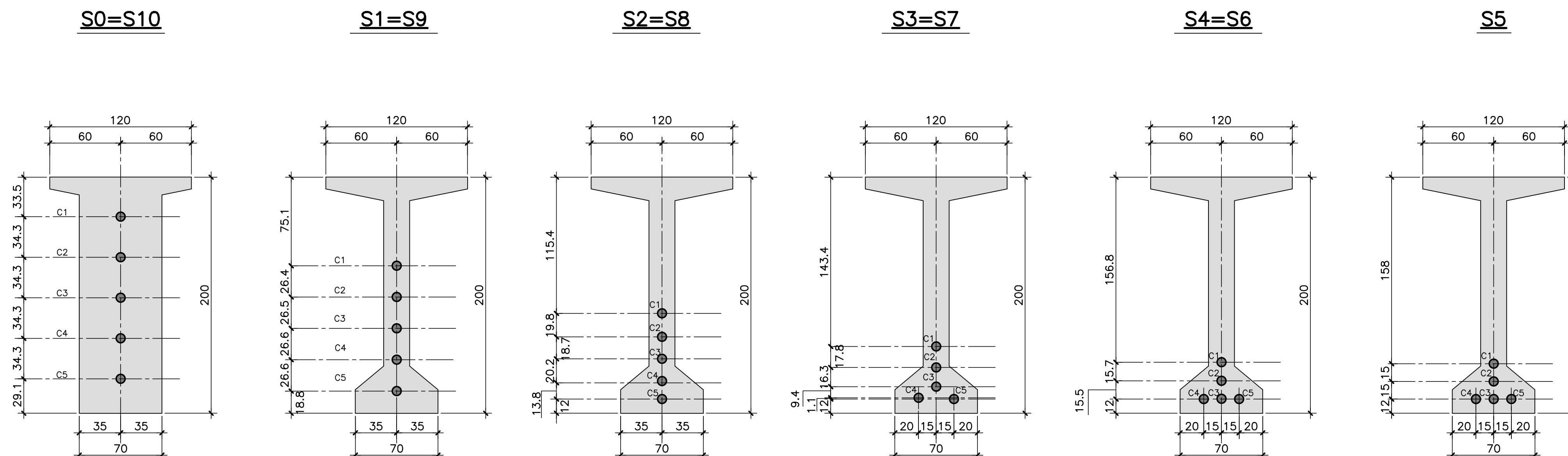
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

ESCALA=1:25



LISTA DE CABOS PARA VIGA 2V02-03

AÇO DURO CP - 190 RB - 15,2

CABO	Ø	Q	C	T
6Ø15,2mm	C1 a C5	5	31,38	156,9

RESUMO PARA VIGA 2V02-03

CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
6Ø15,2mm	156,9	1.037,4
PESO TOTAL	=	1.037,4 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA

ANCORAGENS ATIVAS (6 Ø 15,2mm) = 10 unid.

PLANO DE PROTENSÃO

- a) Força de protensão aplicada no cabo
 $P \text{ máx.} = 1178 \text{ kN}$ para 6Ø15,2mm.

b) Tabela de alongamentos :

ALONGAMENTOS PARA VIGA 2V02-03

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	98	98
	C 2	98	98
	C 3	98	98
2ª Etapa	C 4	98	98
	C 5	98	98

c) Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.

d) Sequencia de protensão

Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.

e) Módulo de deformação longitudinal do aço.
 200 GPa

f) Coeficiente atrito : cabo/bainha = 0,20

g) As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.

h) Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 60mm. Para pós-entiação utilizar uma bainha com um diâmetro acima.

i) Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.

j) Idade da aplicação da protensão.

A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 4 dias após a concretagem da viga desde que $f_{cj} > 25 \text{ MPa}$.

A 2ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 7 dias após a concretagem da viga desde que $f_{cj} > 28 \text{ MPa}$.

k) A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud, DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR, Dados: 2020.07.14 10:32:07 -03'00'

NOTAS GERAIS

- NOTAS :
1. DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 2. VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 3. CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa – FATOR ÁGUA/CEMENTO ≤ 0.45;

LEGENDAS

OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/OSA:	01/00	NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1164	EMISSÃO:	A
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231164A1.dwg				

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

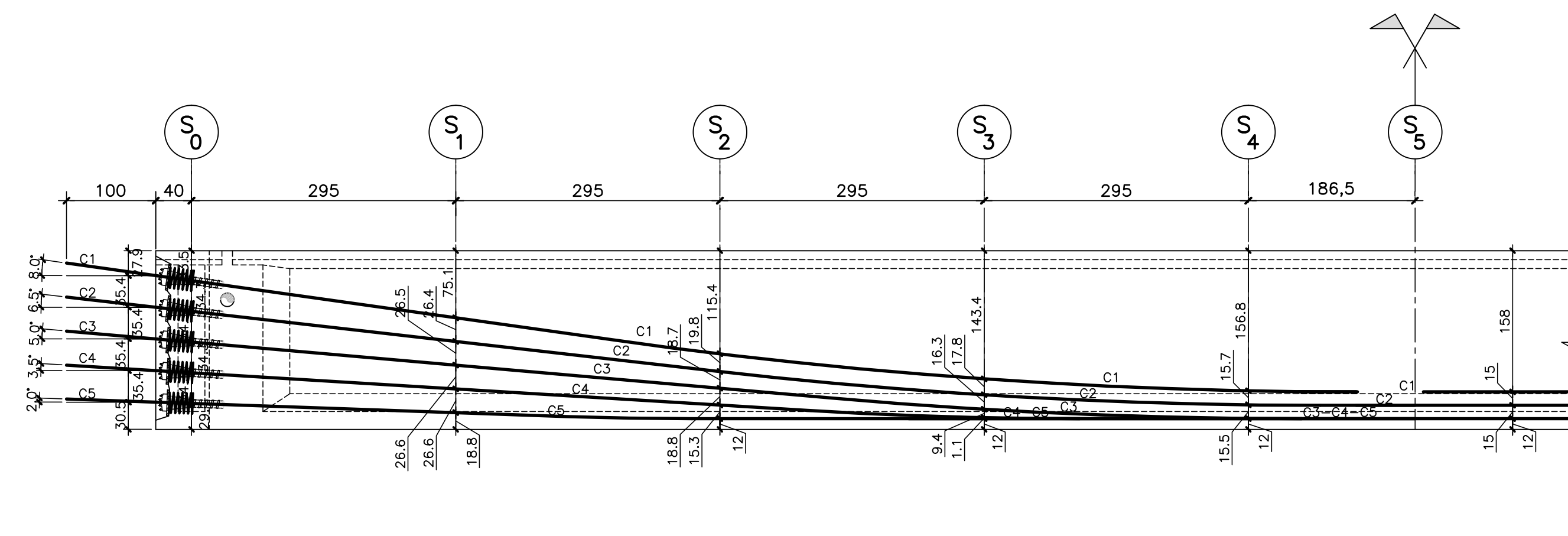
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL ARMADURA ATIVA

VIGA PRÉ-MOLDADA V4 DO VÃO DE AP2A a AP3A (2V02) – RAMO 2000

ESCALA:	INDICADA	NÚMERO CLIENTE:	I-OAESV-X-R1/16-464-IV	REV.:	1
---------	----------	-----------------	------------------------	-------	---

ATO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS – V4 – ENTRE EIXOS 2A/3A – ELEVÇÃO

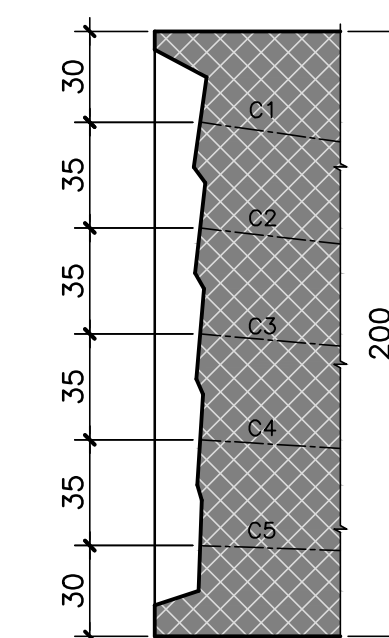
ESCALA=1:50



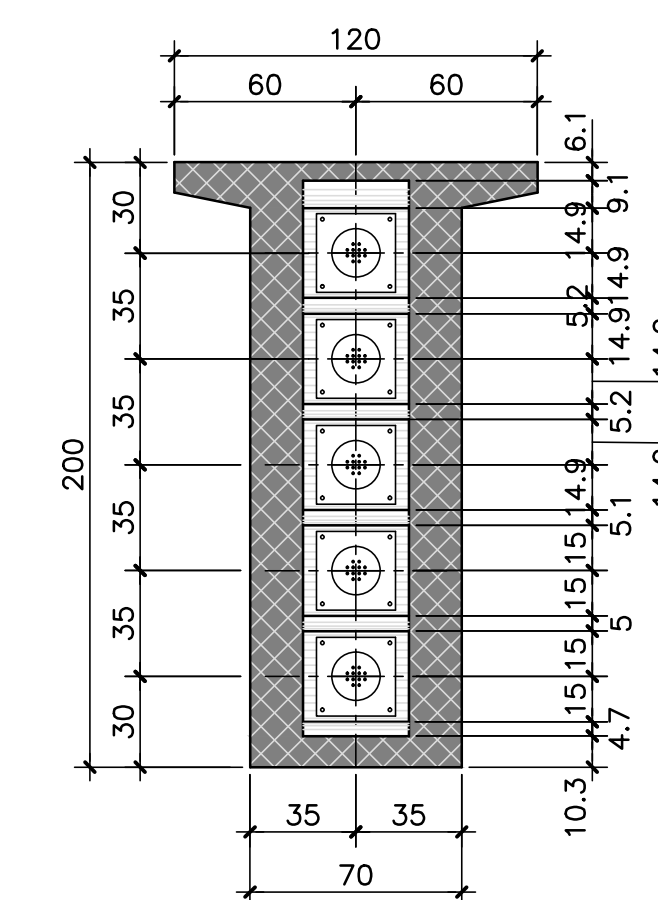
DETALHE DAS EXTREMIDADES

ESCALA=1:25

CORTE

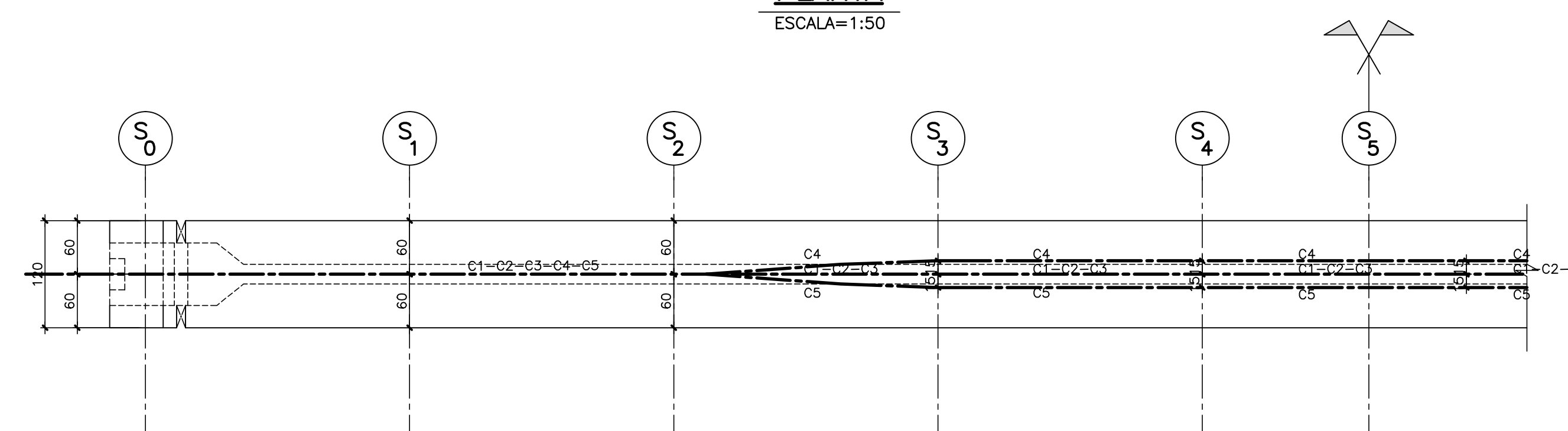


VISTA



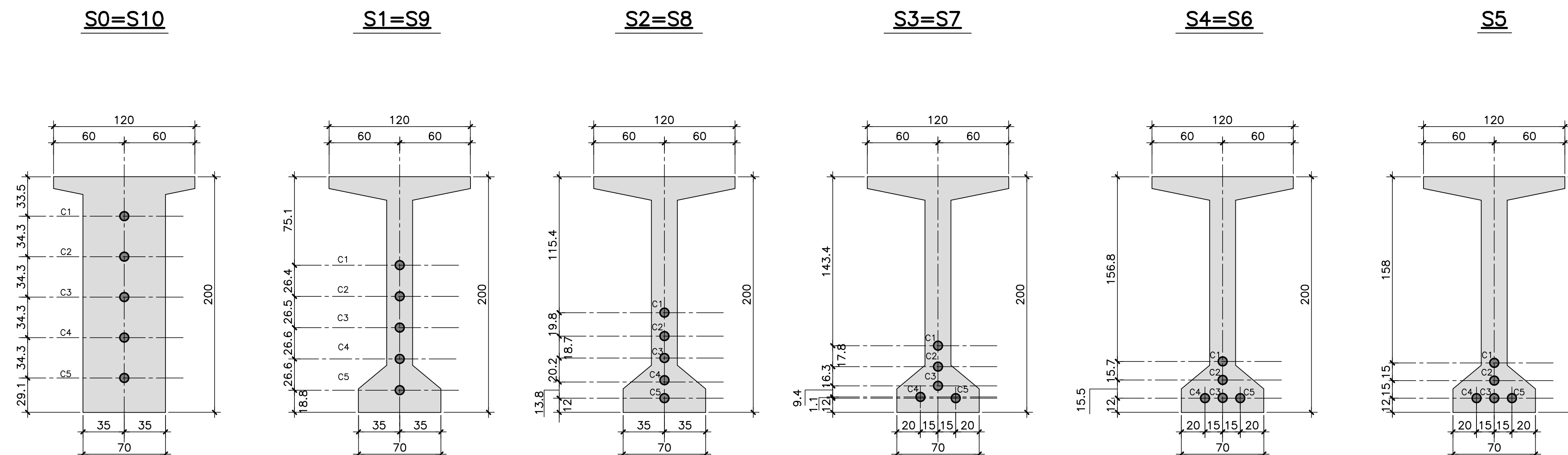
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

ESCALA=1:25



LISTA DE CABOS PARA VIGA 2V02-04

ATO DURO CP – 190 RB – 15,2

CABO	Ø	Q	C	T
6Ø15,2mm	C1 a C5	5	30,62	153,1

RESUMO PARA VIGA 2V02-04

CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
6Ø15,2mm	153,1	1.012,3
PESO TOTAL	=	1.012,3 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA

ANCORAGENS ATIVAS (6 Ø 15,2mm) = 10 unid.

PLANO DE PROTENSÃO

- Força de protensão aplicada no cabo
P máx. = 1178 kN para 6Ø15,2mm.
- Tabela de alongamentos :

ALONGAMENTOS PARA VIGA 2V02-04

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	95	95
	C 2	95	95
	C 3	95	95
2ª Etapa	C 4	95	95
	C 5	95	95

- Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.
- Sequencia de protensão
Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.
- Módulo de deformação longitudinal do aço.
200GPa
- Coefficiente atrito : cabo/bainha = 0,20
- As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.
- Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 60mm. Para pós-entiação utilizar uma bainha com um diâmetro acima.
- Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.
- Idade da aplicação da protensão.
A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 4 dias após a concretagem da viga desde que f_{ck} > 25MPa.
A 2ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 7 dias após a concretagem da viga desde que f_{ck} > 28MPa.
- A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por
Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud,
o=Planave S.A. Estudos e Projetos de
Engenharia, ou,
email=rodrigosigaud@planave.com,
c=BR
Dados: 2020.07.14 10:36:12 -03'00'

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa – FATOR ÁGUA/CEMENTO ≤ 0.45;

LEGENDAS

LISTA DE CABOS PARA VIGA 2V02-05

AÇO DURO CP – 190 RB – 15,2

CABO	Ø	Q	C	T
6ø15,2mm	C1 a C5	5	29,87	149,4

RESUMO PARA VIGA 2V02-05

CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
6ø15,2mm	149,4	987,5
PESO TOTAL	=	987,5 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA

ANCORAGENS ATIVAS (6 ø 15,2mm) = 10 unid.

PLANO DE PROTENSÃO

- Força de protensão aplicada no cabo
P máx. = 1178 kN para 6ø15,2mm.
- Tabela de alongamentos :

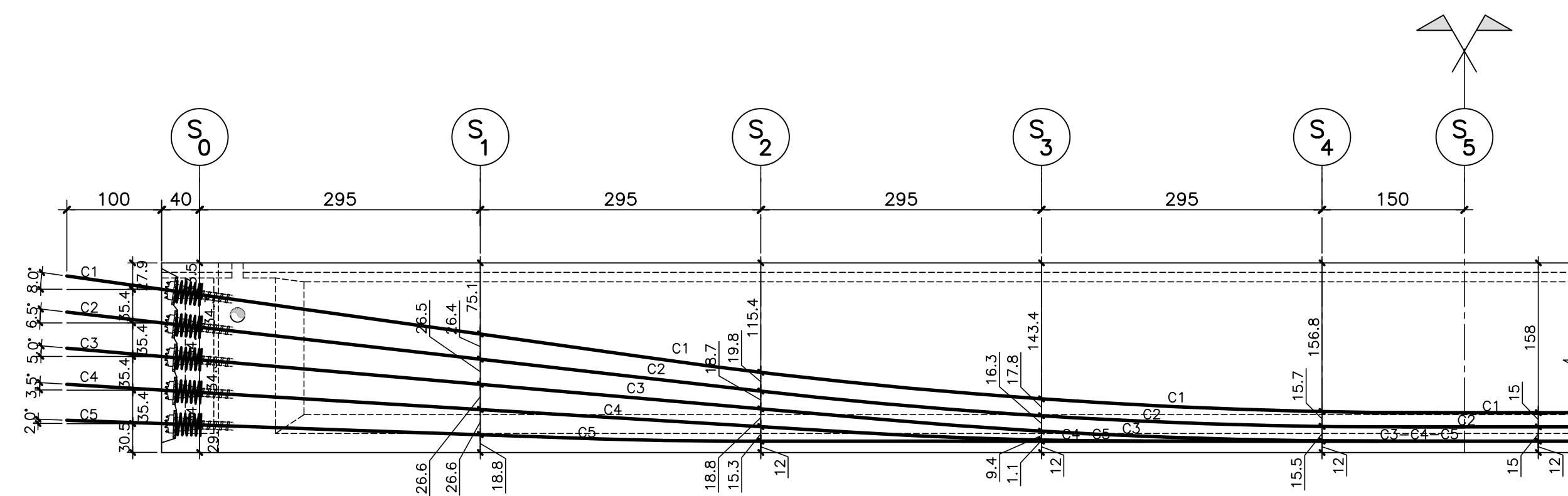
ALONGAMENTOS PARA VIGA 2V02-05

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	93	93
	C 2	93	93
	C 3	93	93
2ª Etapa	C 4	93	93
	C 5	93	93

- Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.
- Sequencia de protensão
Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.
- Módulo de deformação longitudinal do aço.
200GPa
- Coefficiente atrito : cabo/bainha = 0,20
- As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.
- Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 60mm. Para pós-enfiagem utilizar uma bainha com um diâmetro acima.
- Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.
- Idade da aplicação da protensão.
A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 4 dias após a concretagem da viga desde que f_{cj} > 25MPa.
A 2ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 7 dias após a concretagem da viga desde que f_{cj} > 28MPa.
- A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

AÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS – V5 – ENTRE EIXOS 2A/3A – ELEVÇÃO

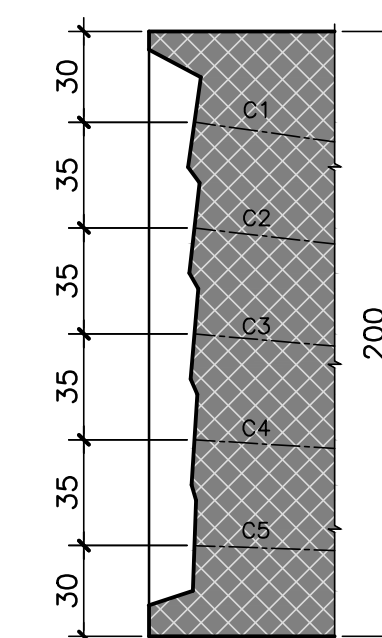
ESCALA=1:50



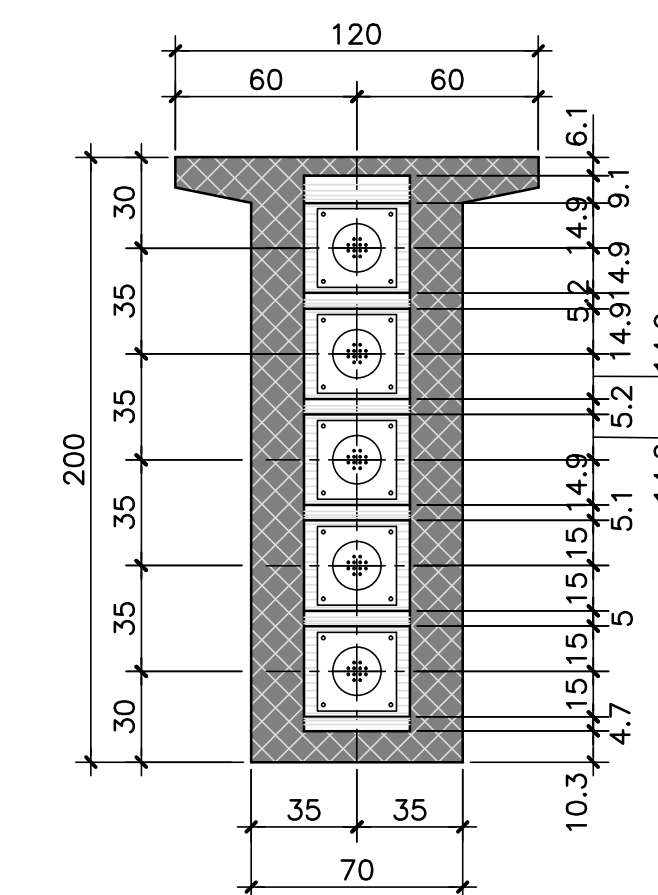
DETALHE DAS EXTREMIDADES

ESCALA=1:25

CORTE

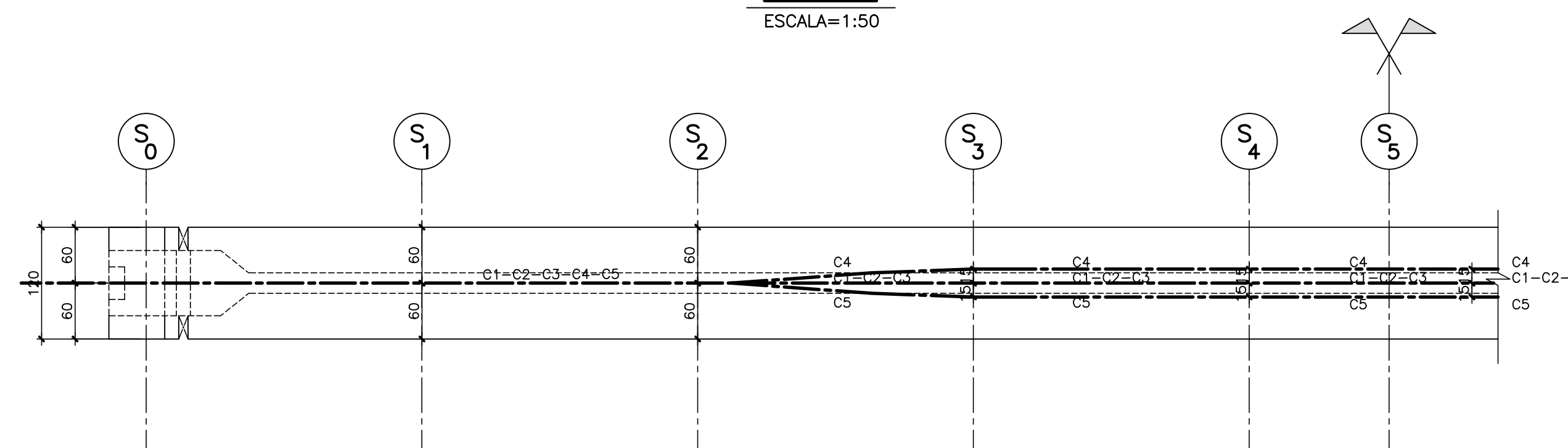


VISTA



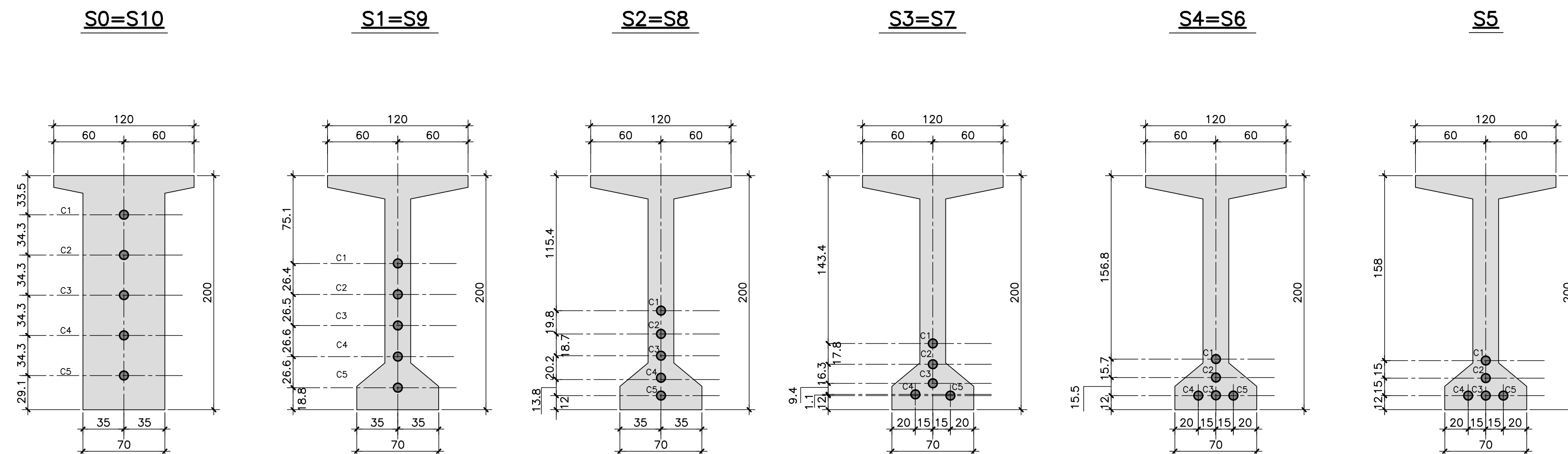
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

ESCALA=1:25



REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	22/11/19	APROVADO	MCR	AEFA	BFR
O	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MCR	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1165	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231165A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL

VIGA PRÉ-MOLDADA V5 DO VÃO DE AP2A a AP3A (2V02) – RAMO 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-465-IV REV: 1

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:36:30 -03'00'

NOTAS GERAIS

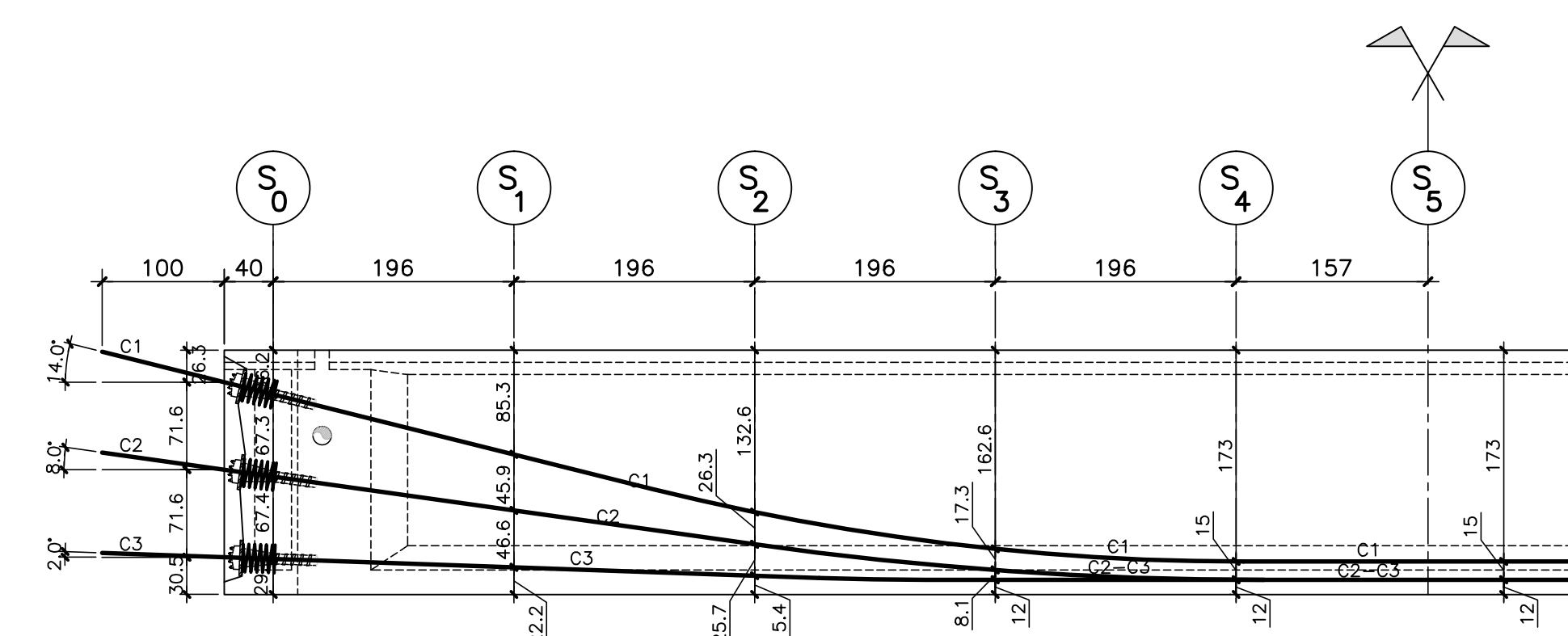
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CEMENTO ≤ 0.45;

LEGENDAS

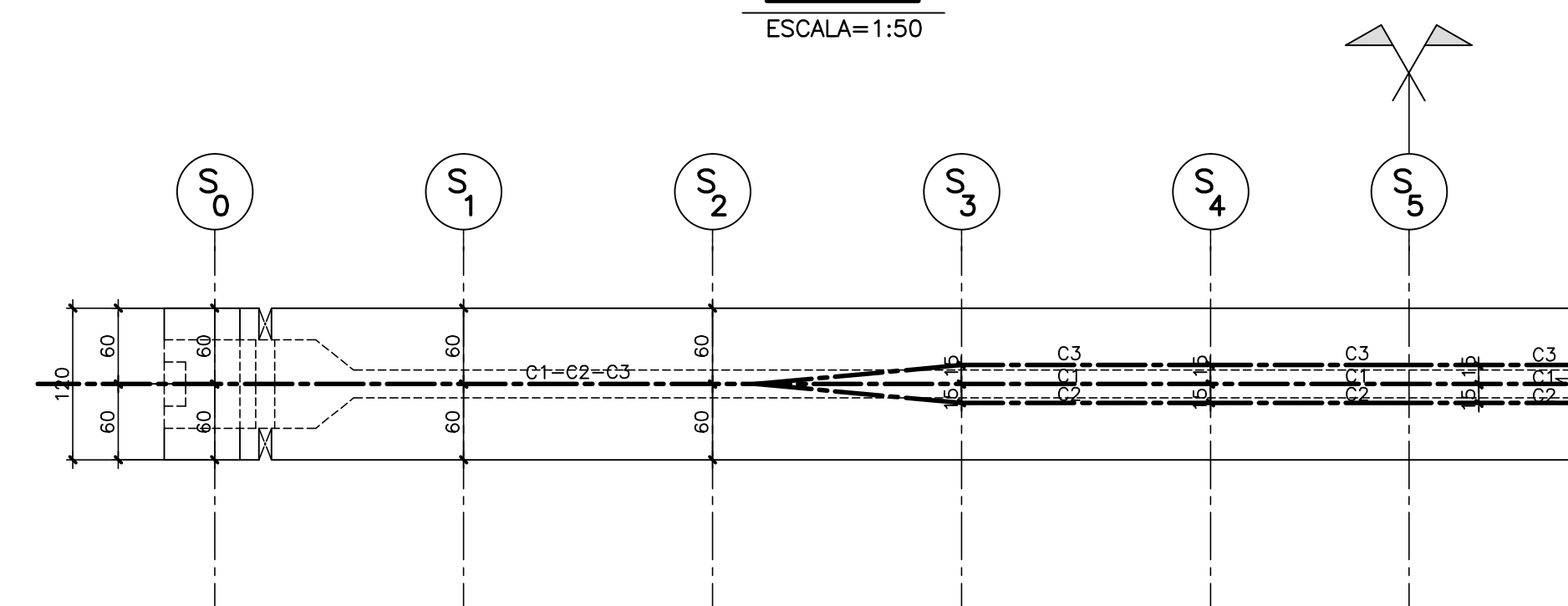
AÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS - V2 - ENTRE EIXOS 3A/4A - ELEVACÃO

ESCALA=1:50



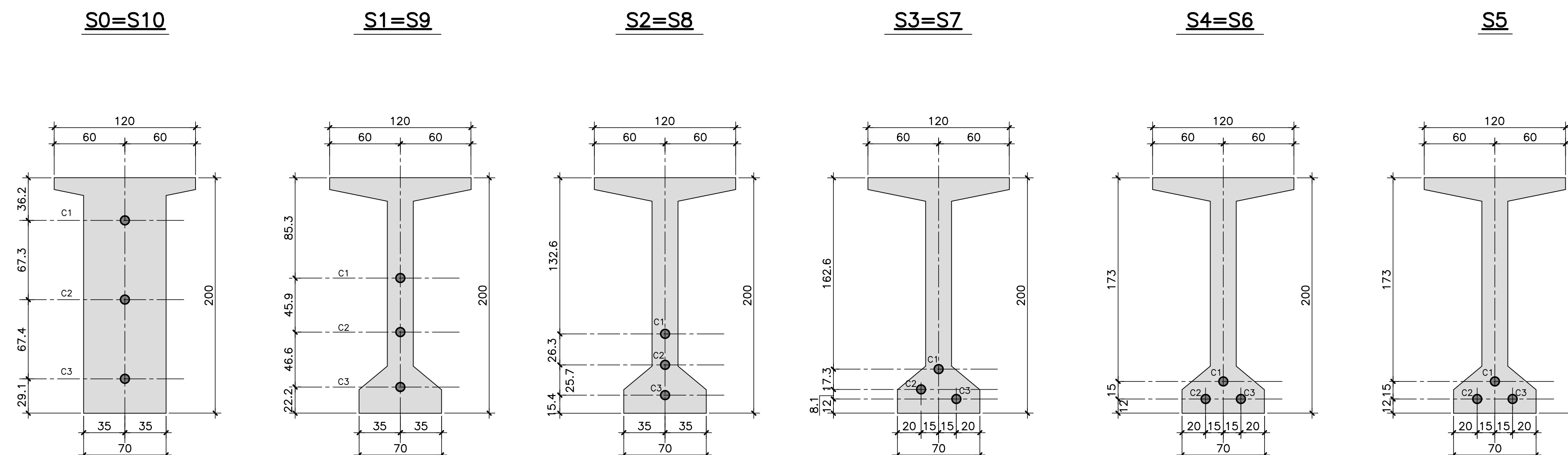
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

ESCALA=1:25



LISTA DE CABOS PARA VIGA 2V03-02

AÇO DURO CP - 190 RB - 15,2

CABO	φ	Q	C	T
6#15,2mm	C1	1	22,21	22,21
4#15,2mm	C2 e C3	2	22,21	44,4

RESUMO PARA VIGA 2V03-02

CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
6#15,2mm	22,21	146,9
4#15,2mm	44,4	195,8
PESO TOTAL	=	342,7 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA

ANCORAGENS ATIVAS (6 # 15,2mm) = 2 unid.
ANCORAGENS ATIVAS (4 # 15,2mm) = 4 unid.

PLANO DE PROTENSÃO

- a) Força de protensão aplicada no cabo
P máx. = 1178 kN para 6#15,2mm.
P máx. = 785 kN para 4#15,2mm.

- b) Tabela de alongamentos :

ALONGAMENTOS PARA VIGA 2V03-02

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	66	66
	C 2	66	66
	C 3	67	67

- c) Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.

- d) Sequencia de protensão
Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.

- e) Módulo de deformação longitudinal do aço.
200GPa

- f) Coeficiente atrito : cabo/bainha = 0,20

- g) As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.

- h) Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 60mm. Para pós-enfiagem utilizar uma bainha com um diâmetro acima.

- i) Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.

- j) Idade da aplicação da protensão.
A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 4 dias após a concretagem da viga desde que f_{ct} 4 dias > 25MPa.

- k) A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	22/11/19	APROVADO	MCR	AEFA	BFR
o	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MCR	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1166	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231166A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL

VIGA PRÉ-MOLDADA V2 DO VÃO ENTRE AP3A - AP4A (2V03) - RAMO 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-466-IV REV: 1

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:39:44 -03'00'

NOTAS GERAIS

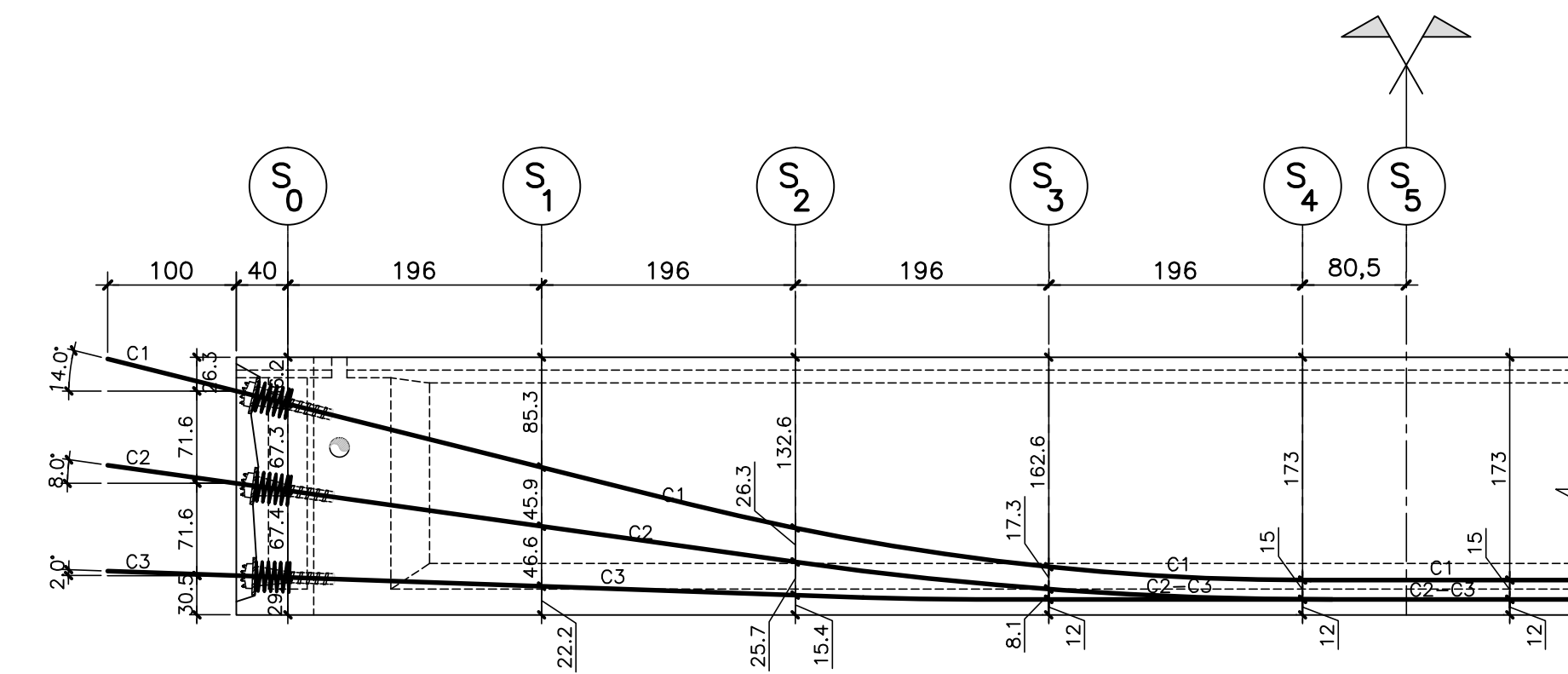
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa - FATOR ÁGUA/CEMENTO ≤ 0.45;

LEGENDAS

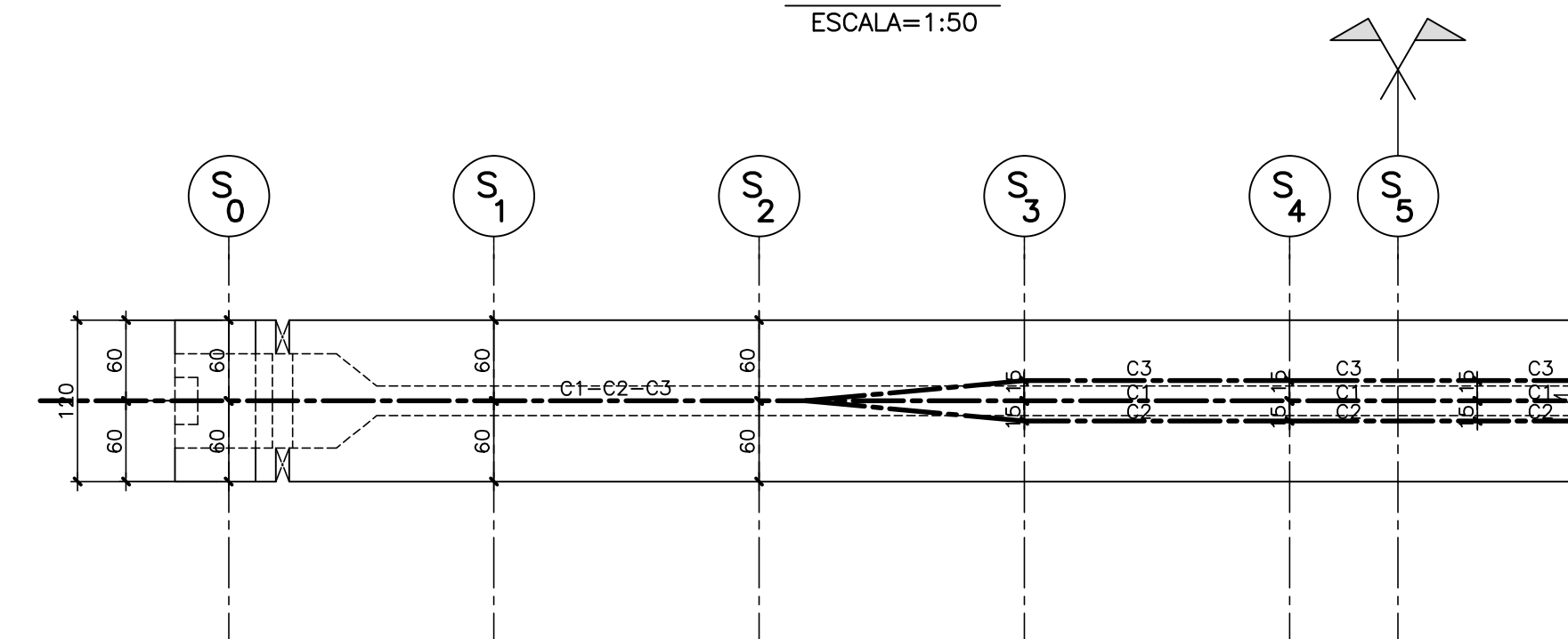
AÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS - V4 - ENTRE EIXOS 3A/4A - ELEVACÃO

ESCALA=1:50



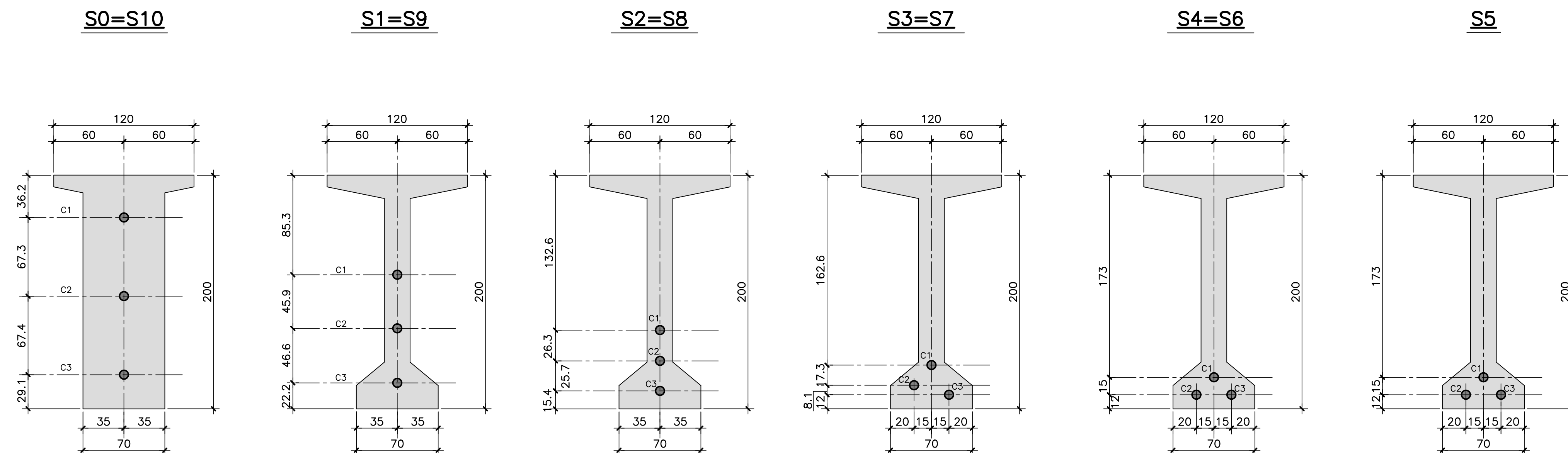
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

ESCALA=1:25



LISTA DE CABOS PARA VIGA 2V03-04

AÇO DURO CP - 190 RB - 15,2

CABO	φ	Q	C	T
6#15,2mm	C1	1	20,61	20,6
4#15,2mm	C2 e C3	2	20,61	41,2

RESUMO PARA VIGA 2V03-04

CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
6#15,2mm	20,6	136,3
4#15,2mm	41,2	181,7
PESO TOTAL =		318,0 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA

ANCORAGENS ATIVAS (6 # 15,2mm) = 2 unid.

ANCORAGENS ATIVAS (4 # 15,2mm) = 4 unid.

PLANO DE PROTENSÃO

- a) Força de protensão aplicada no cabo
P máx. = 1178 kN para 6#15,2mm.
P máx. = 785 kN para 4#15,2mm.

- b) Tabela de alongamentos :

ALONGAMENTOS PARA VIGA 2V03-04

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	61	61
	C 2	62	62
	C 3	62	62

- c) Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.

- d) Sequencia de protensão
Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.

- e) Módulo de deformação longitudinal do aço.
200GPa

- f) Coeficiente atrito : cabo/bainha = 0,20

- g) As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.

- h) Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 60mm. Para pós-enfiagem utilizar uma bainha com um diâmetro acima.

- i) Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.

- j) Idade da aplicação da protensão.
A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 4 dias após a concretagem da viga desde que f_{cj} 4 dias > 25MPa.

- k) A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1168	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231168A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL

VIGA PRÉ-MOLDADA V4 DO VÃO ENTRE AP3A - AP4A (2V03) - RAMO 2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-468-IV REV: 1

Rodrigo
Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo
Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud,
o=Planave S.A. Estudos e Projetos de
Engenharia, ou,
email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:40:05 -03'00'

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa - FATOR ÁGUA/CEMENTO ≤ 0,45;

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	22/11/19	APROVADO	MCR	AEFA	BFR
o	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MCR	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

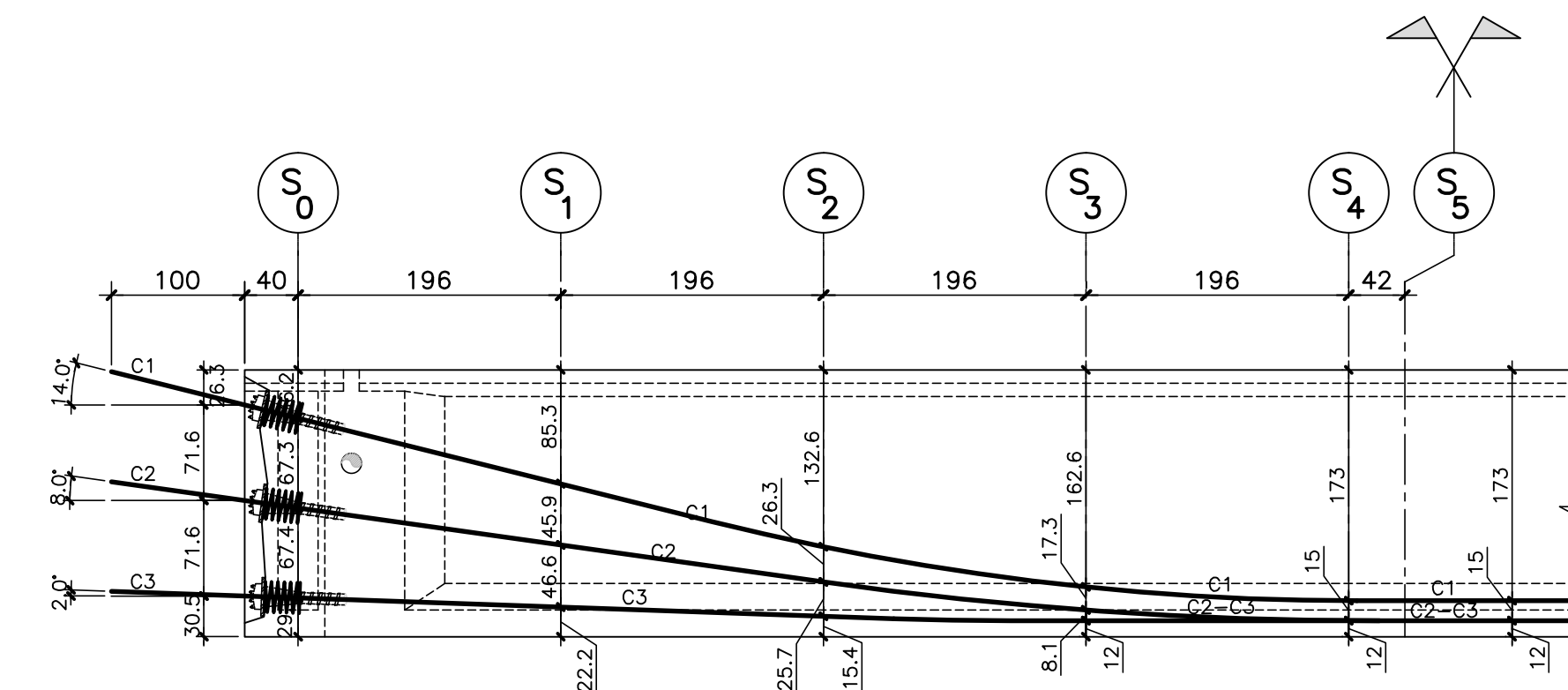
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1169	A
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231169A1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO:	OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:	PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL ARMADURA ATIVA
VIGA PRÉ-MOLDADA V5 DO VÃO ENTRE AP3A - AP4A (2V03) - RAMO 2000	
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-469-IV
REV:	1

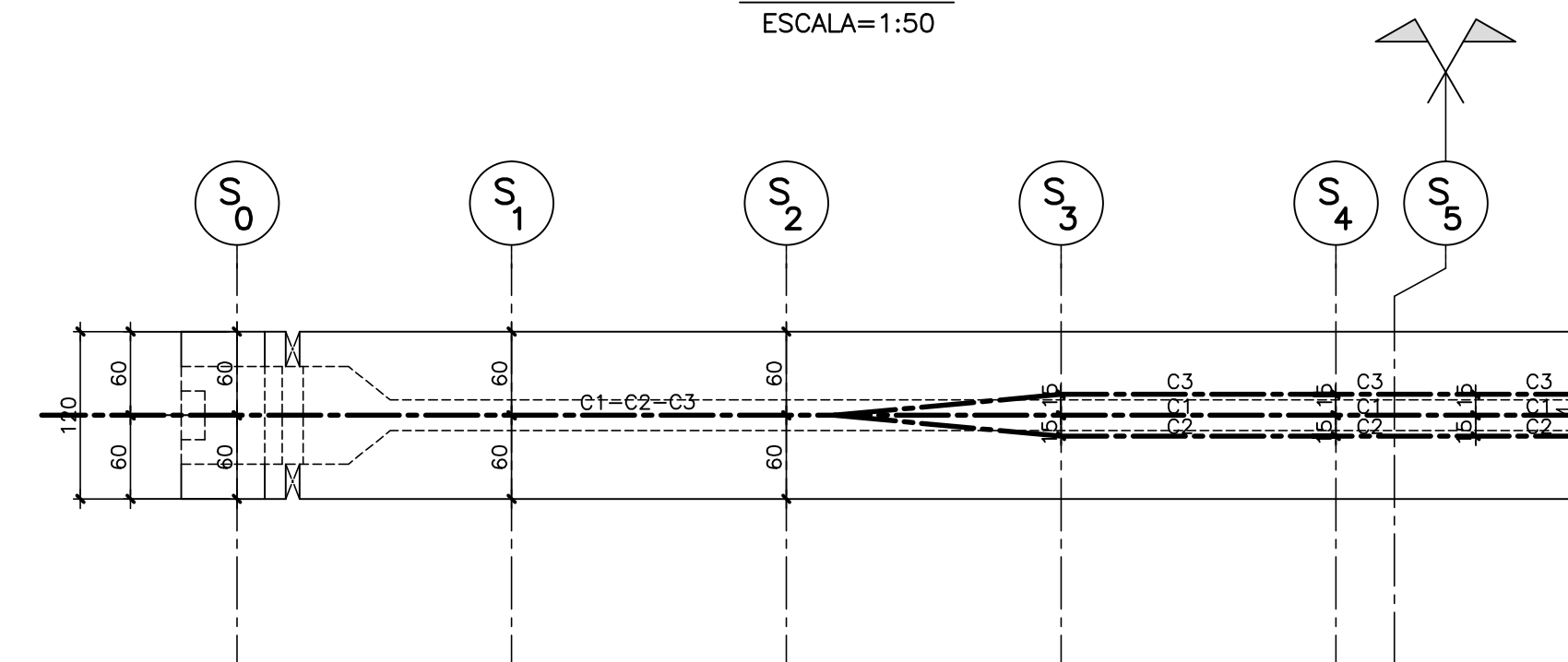
AÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS - V5 - ENTRE EIXOS 3A/4A - ELEVACÃO

ESCALA=1:50



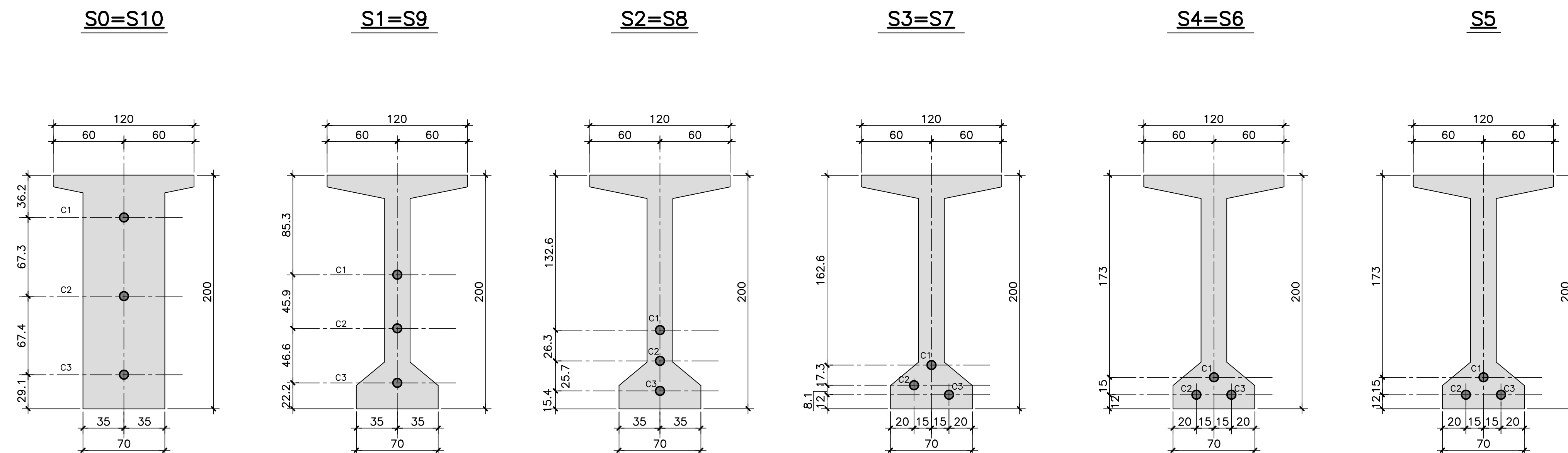
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

ESCALA=1:25



LISTA DE CABOS PARA VIGA 2V03-05

AÇO DURO CP - 190 RB - 15,2

CABO	φ	Q	C	T
6#15,2mm	C1	1	19,81	19,8
4#15,2mm	C2 e C3	2	19,81	39,6

RESUMO PARA VIGA 2V03-05

CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
6#15,2mm	19,8	131,0
4#15,2mm	39,6	174,6
PESO TOTAL	=	305,6 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA

ANCORAGENS ATVAS (6 # 15,2mm) = 2 unid.

ANCORAGENS ATVAS (4 # 15,2mm) = 4 unid.

PLANO DE PROTENSÃO

- a) Força de protensão aplicada no cabo
P máx. = 1178 kN para 6#15,2mm.
P máx. = 785 kN para 4#15,2mm.

b) Tabela de alongamentos :

ALONGAMENTOS PARA VIGA 2V03-05

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	58	58
	C 2	59	59
	C 3	59	59

c) Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.

d) Sequencia de protensão
Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.

e) Módulo de deformação longitudinal do aço.
200GPa

f) Coeficiente atrito : cabo/bainha = 0,20

g) As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.

h) Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 60mm. Para pós-enfiagem utilizar uma bainha com um diâmetro acima.

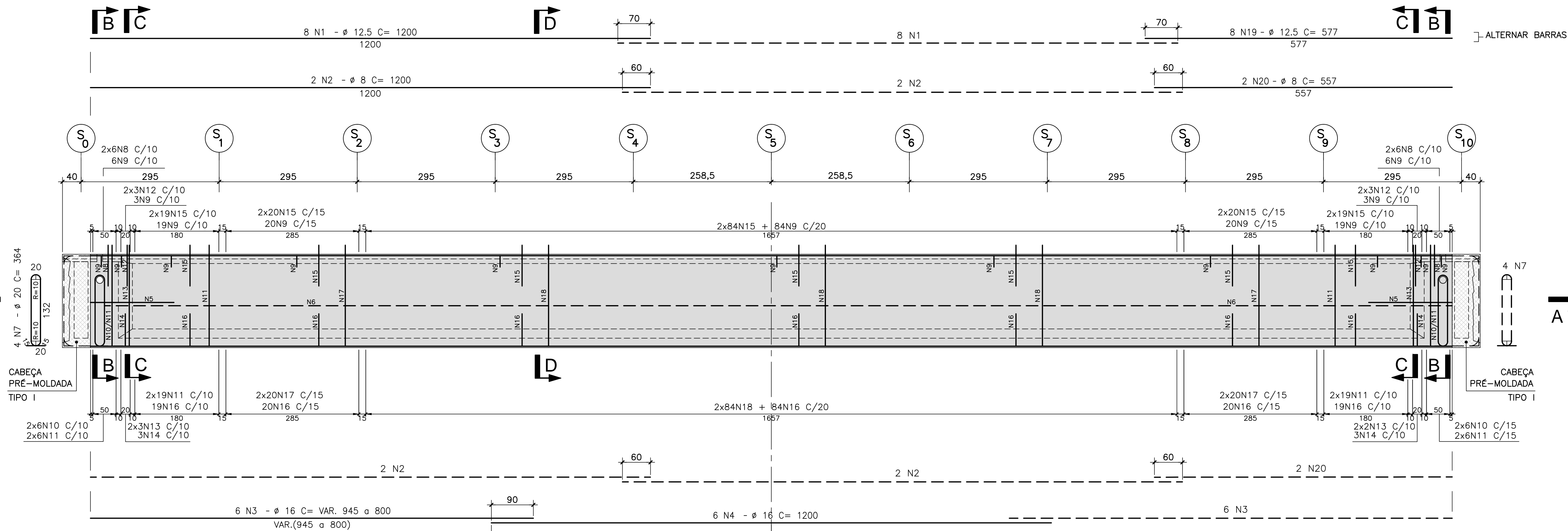
i) Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.

j) Idade da aplicação da protensão.
A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 4 dias após a concretagem da viga desde que f_{cj} 4 dias > 25MPa.

k) A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

ARMADURA PASSIVA – VIGAS PRÉ-MOLDADA V2 DO VÃO ENTRE AP2A – AP3A (2V02)

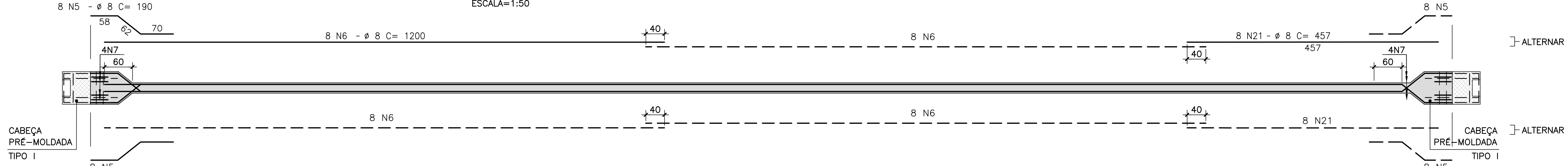
ESCALA=1:50



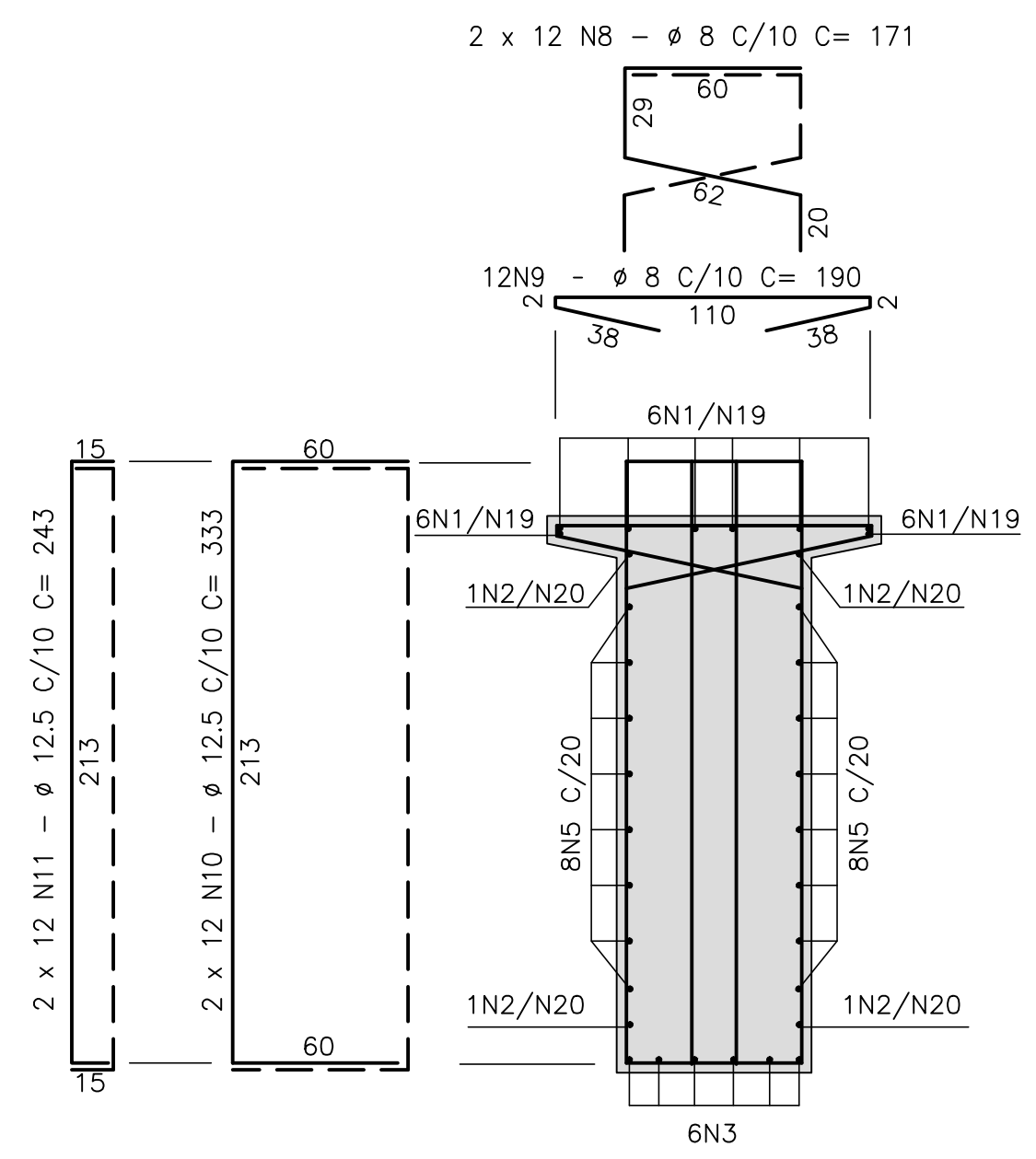
LISTA DE BARRAS				
N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	12.5	16	1200	192.00
2	8	8	1200	96.00
3	16	12	VAR.	104.70
4	16	6	1200	72.00
5	8	32	190	60.80
6	8	32	1200	384.00
7	20	8	364	29.12
8	8	24	171	41.04
9	8	180	190	342.00
10	12.5	24	333	79.92
11	12.5	100	243	243.00
12	8	12	VAR.	19.08
13	12.5	12	VAR.	35.88
14	8	6	VAR.	15.60
15	8	324	147	476.28
16	8	162	224	362.88
17	10	80	243	194.40
18	8	168	243	408.24
19	12.5	8	577	46.16
20	8	4	557	22.28
21	8	16	457	73.12

RESUMO AÇO CA-50		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
8	2301.32	921
10	194.40	122
12.5	596.96	597
16	176.70	283
20	29.12	73
TOTAL		1996

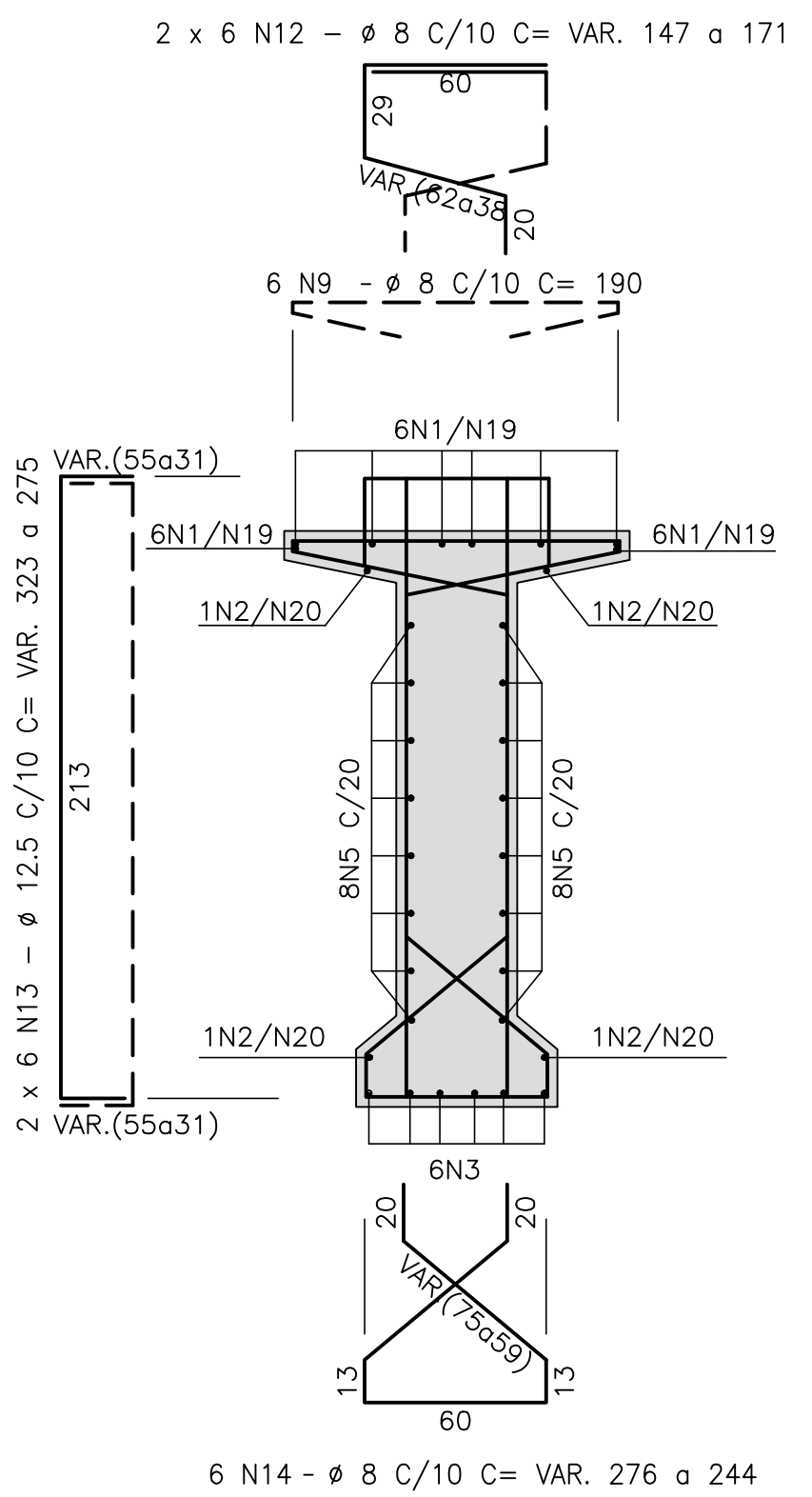
CORTE A-A ESCALA=1:50



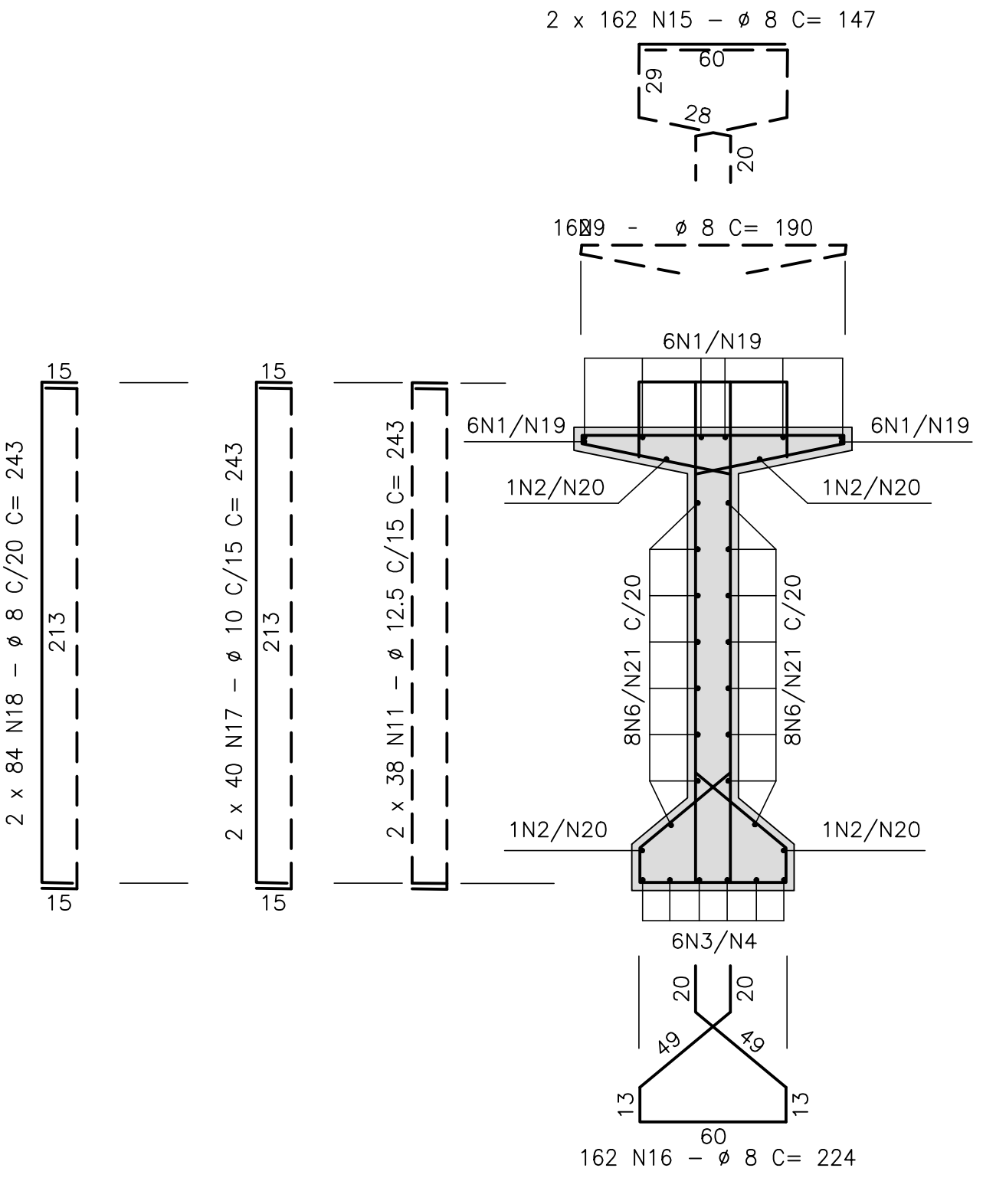
CORTE B-B(2x) ESCALA=1:25



CORTE C-C(2x) ESCALA=1:25



CORTE D-D ESCALA=1:25



Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com.br, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:40:23 -03'00'

NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa – FATOR AGUA/CIMENTO = 0.45;
 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
o	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MCR	AEFA	BFR

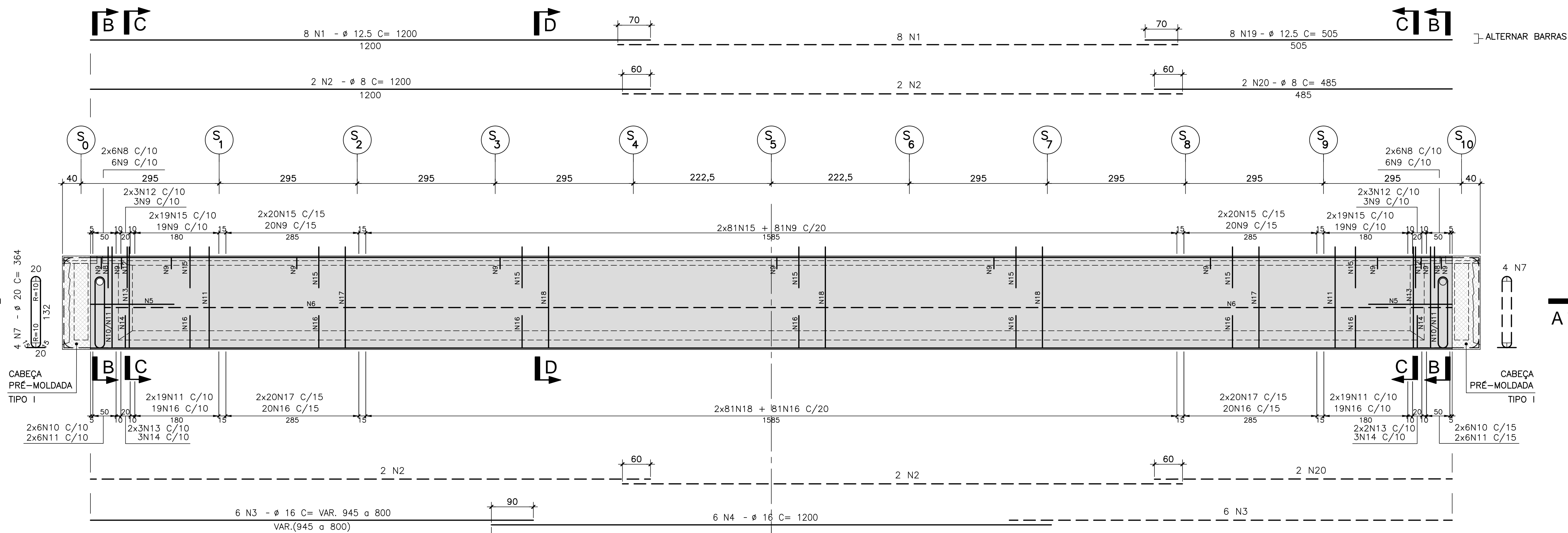
ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1170	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B231170A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA PASSIVA
VIGAS PRÉ-MOLDADA V2 DO VÃO ENTRE AP2A – AP3A (2V02) – RAMO 2000
ESCALA:
INDICADA
NÚMERO CLIENTE:
I-OAESV-X-R1/16-470-IV
REV.:
1

ARMADURA PASSIVA – VIGAS PRÉ-MOLDADA V3 DO VÃO ENTRE AP2A – AP3A (2V02)

ESCALA=1:50



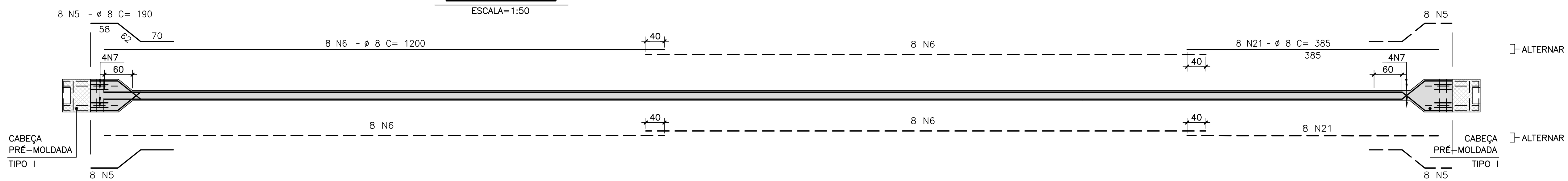
LISTA DE BARRAS

N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	12.5	16	1200	192.00
2	8	8	1200	96.00
3	16	12	VAR.	104.70
4	16	6	1200	72.00
5	8	32	190	60.80
6	8	32	1200	384.00
7	20	8	364	29.12
8	8	24	171	41.04
9	8	177	190	336.30
10	12.5	24	333	79.92
11	12.5	100	243	243.00
12	8	12	VAR.	19.08
13	12.5	12	VAR.	35.88
14	8	6	VAR.	15.60
15	8	318	147	467.46
16	8	159	224	356.16
17	10	80	243	194.40
18	8	162	243	393.66
19	12.5	8	505	40.40
20	8	4	485	19.40
21	8	16	385	61.60

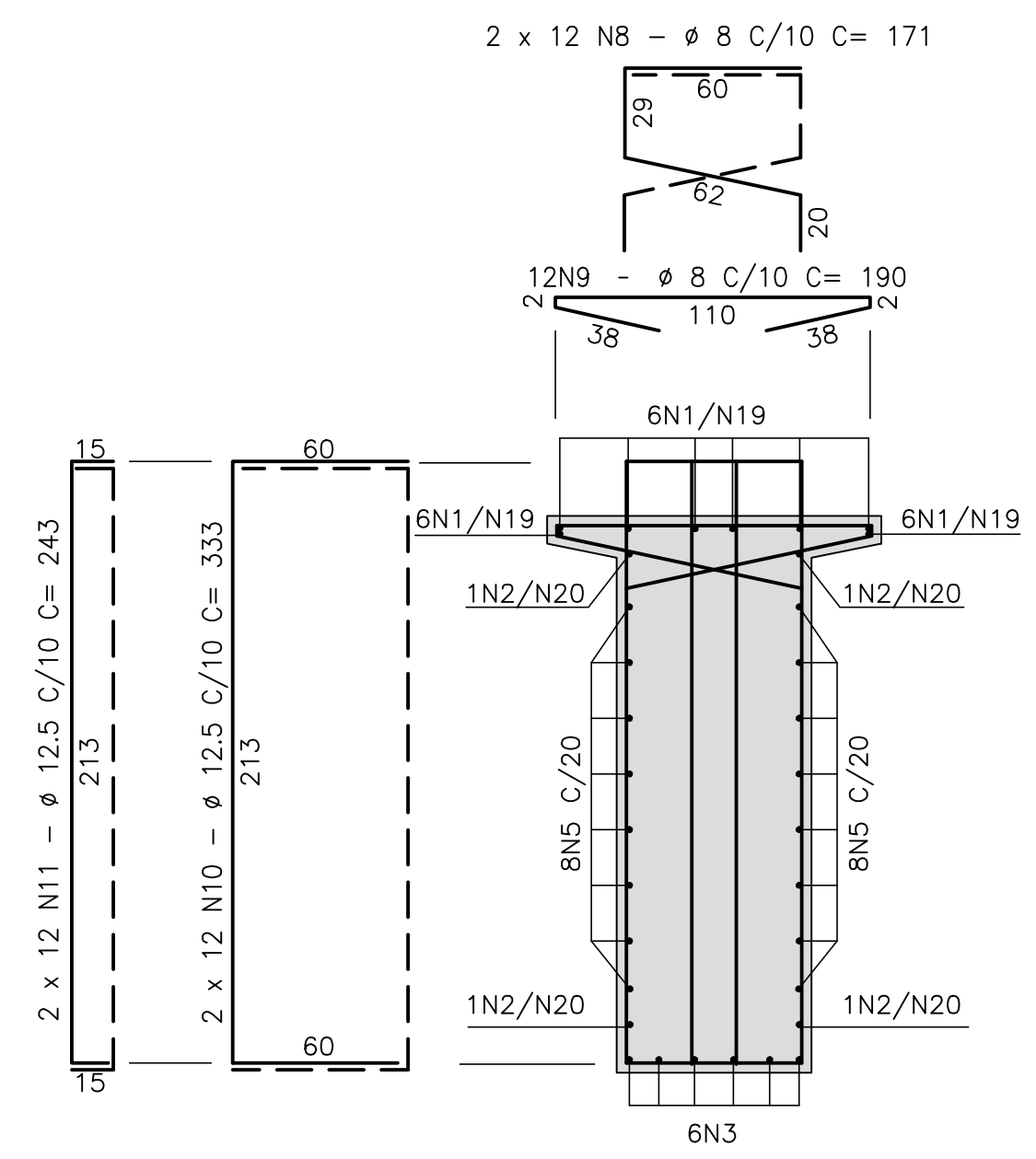
RESUMO AÇO CA-50

Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
8	2251.10	900
10	194.40	122
12.5	591.20	591
16	176.70	283
20	29.12	73
TOTAL		1969

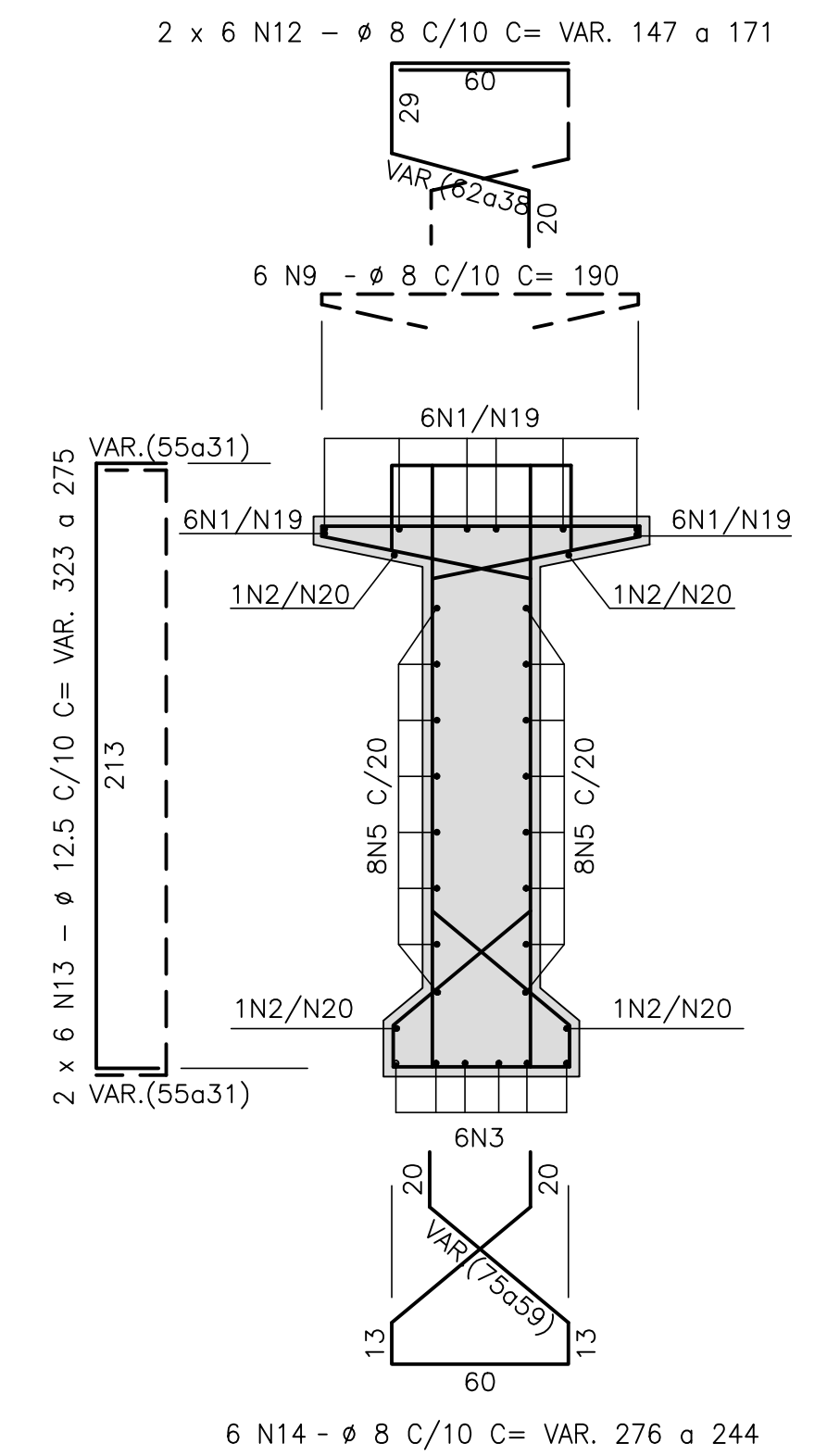
CORTE A-A
ESCALA=1:50



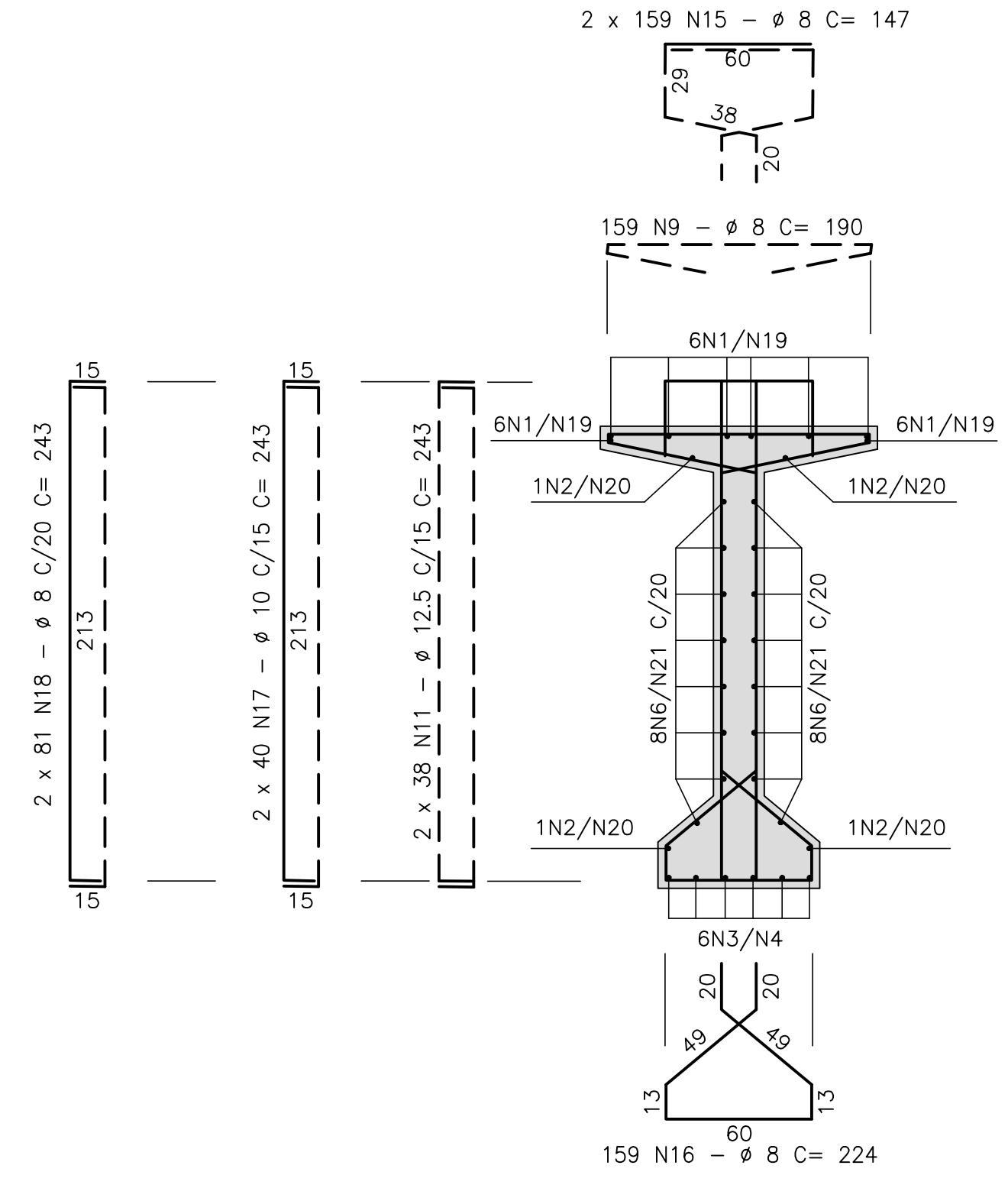
CORTE B-B(2x)
ESCALA=1:25



CORTE C-C(2x)
ESCALA=1:25



CORTE D-D
ESCALA=1:25



Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigogsigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:40:41 -03'00'

NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTIMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR AGUA/CIMENTO = 0.45;
 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
o	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MCR	AEFA	BFR

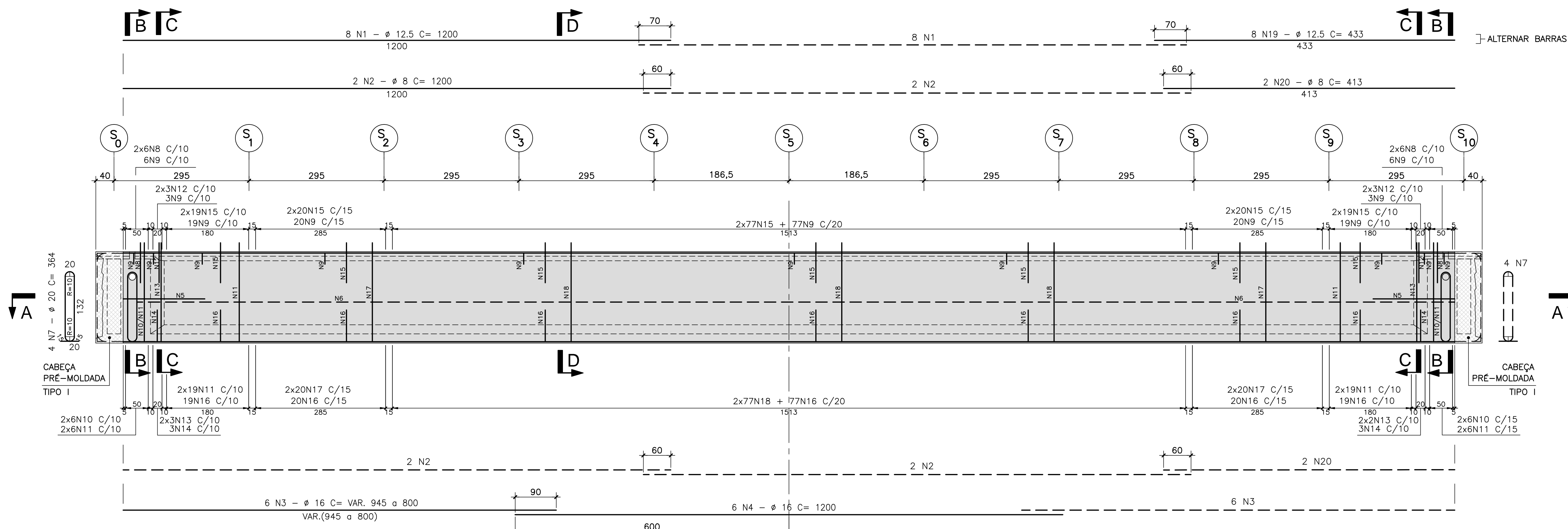
ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1171	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEFO1B231171A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO:
 OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA PASSIVA
 VIGAS PRÉ-MOLDADA V3 DO VÃO ENTRE AP2A – AP3A (2V02) – RAMO 2000
 ESCALA:
 INDICADA
 NÚMERO CLIENTE:
 I-OAESV-X-R1/16-471-IV
 REV.:
 1

ARMADURA PASSIVA – VIGAS PRÉ-MOLDADA V4 DO VÃO ENTRE AP2A – AP3A (2V02)

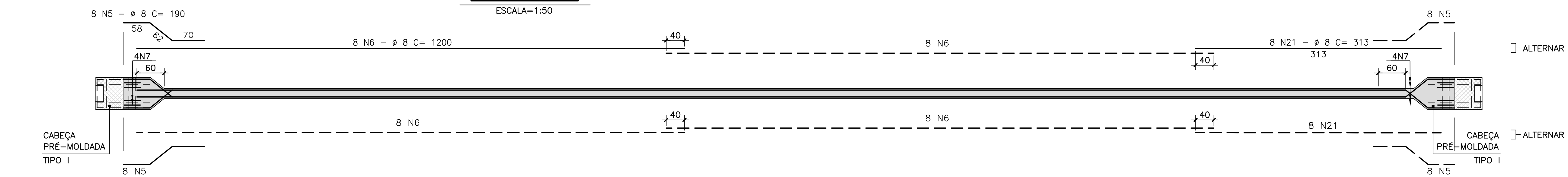
ESCALA=1:50



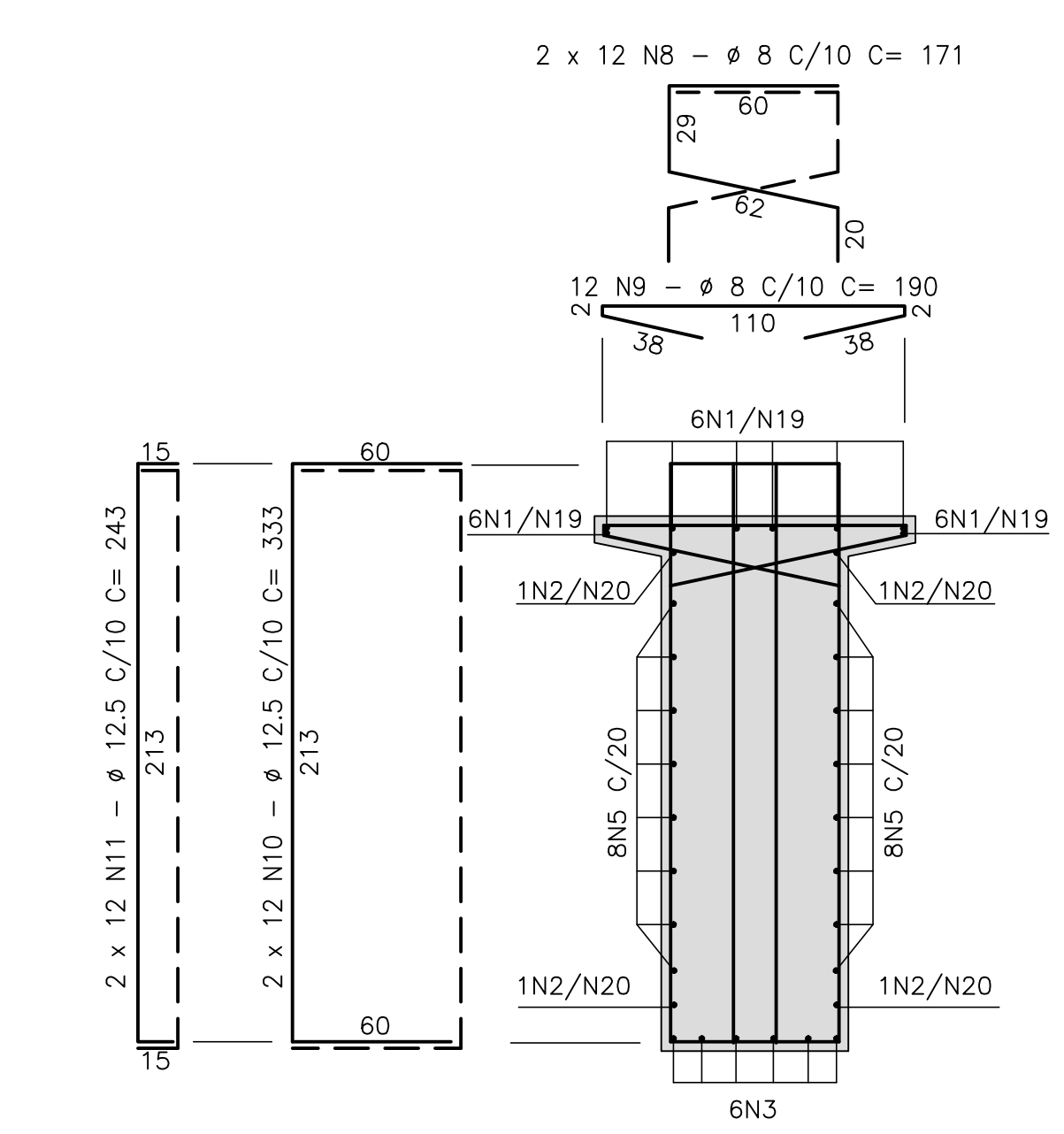
LISTA DE BARRAS				
N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	12.5	16	1200	192.00
2	8	8	1200	96.00
3	16	12	VAR.	104.70
4	16	6	1200	72.00
5	8	32	190	60.80
6	8	32	1200	384.00
7	20	8	364	29.12
8	8	24	171	41.04
9	8	173	190	328.70
10	12.5	24	333	79.92
11	12.5	100	243	243.00
12	8	12	VAR.	19.08
13	12.5	12	VAR.	35.88
14	8	6	VAR.	15.60
15	8	310	147	455.70
16	8	155	224	347.20
17	10	80	243	194.40
18	8	154	243	374.22
19	12.5	8	433	34.64
20	8	4	413	16.52
21	8	16	313	50.08

RESUMO AÇO CA-50		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
8	2188.94	876
10	194.40	122
12.5	585.44	585
16	176.70	283
20	29.12	73
TOTAL		1939

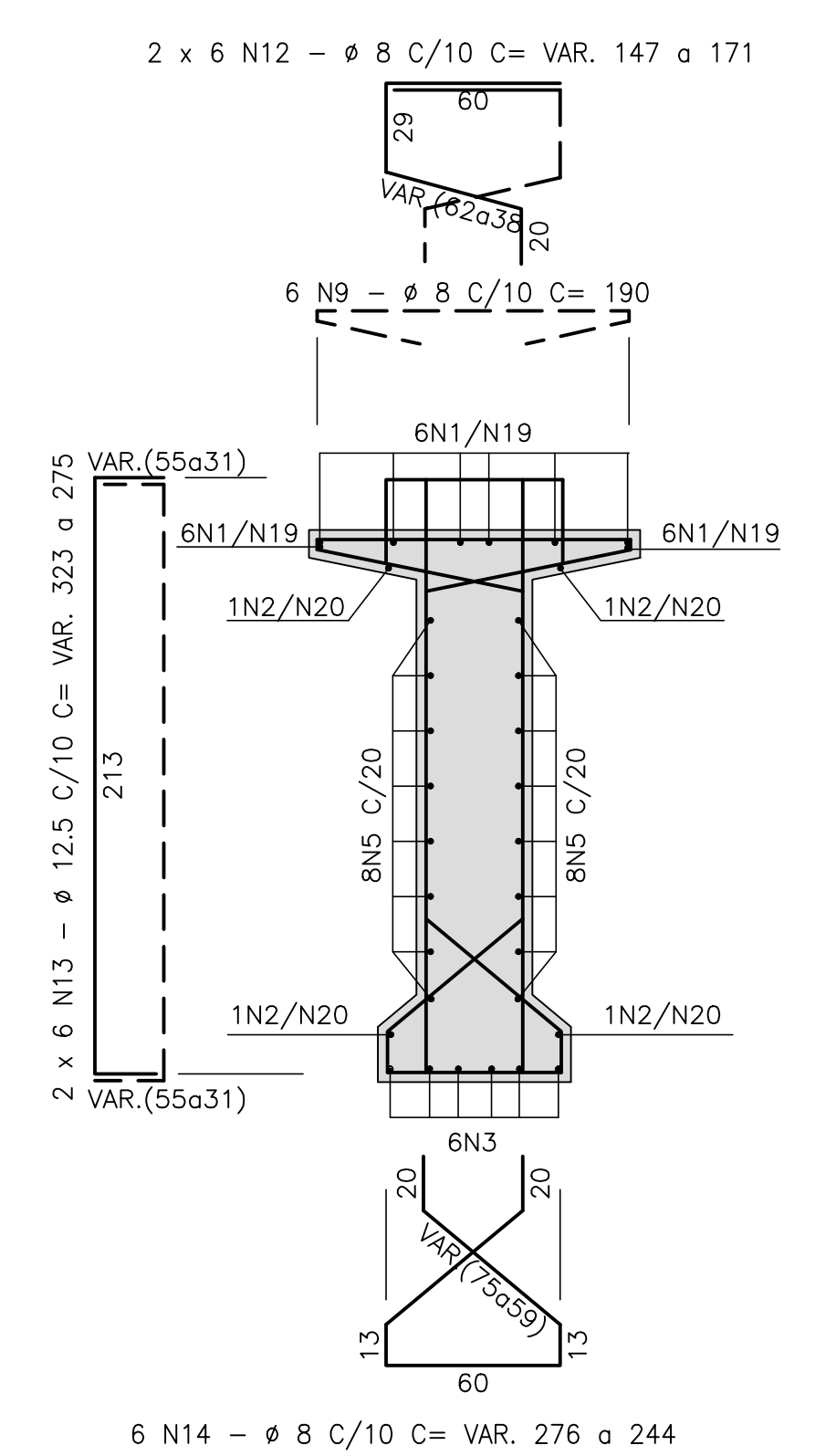
CORTE A-A
ESCALA=1:50



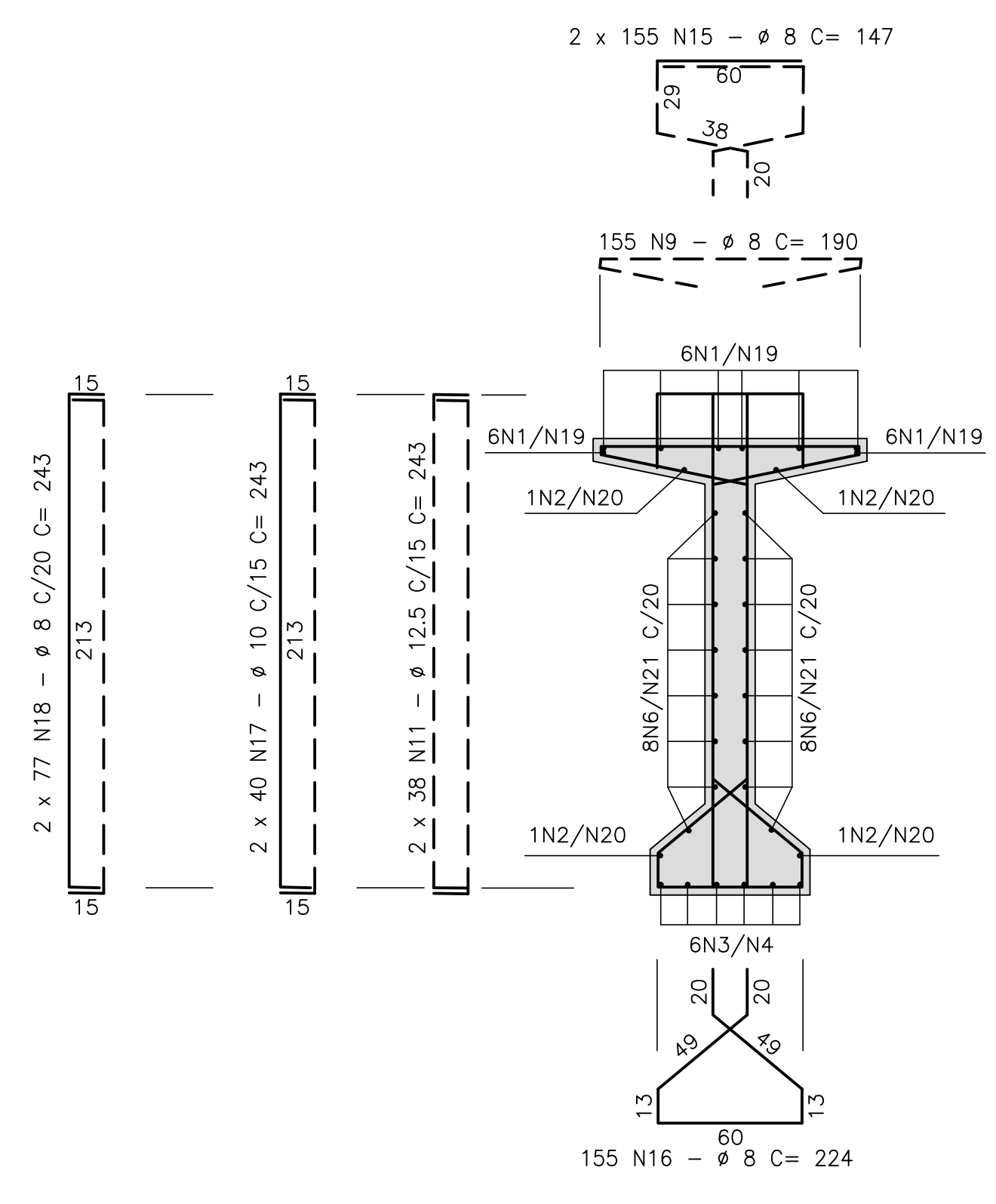
CORTE B-B(2x)
ESCALA=1:25



CORTE C-C(2x)
ESCALA=1:25



CORTE D-D
ESCALA=1:25



Rodrigo Meirelles Sigaud
Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:41:03 -03'00'

NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa – FATOR AGUA/CIMENTO = 0.45;
 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm

LEGENDAS

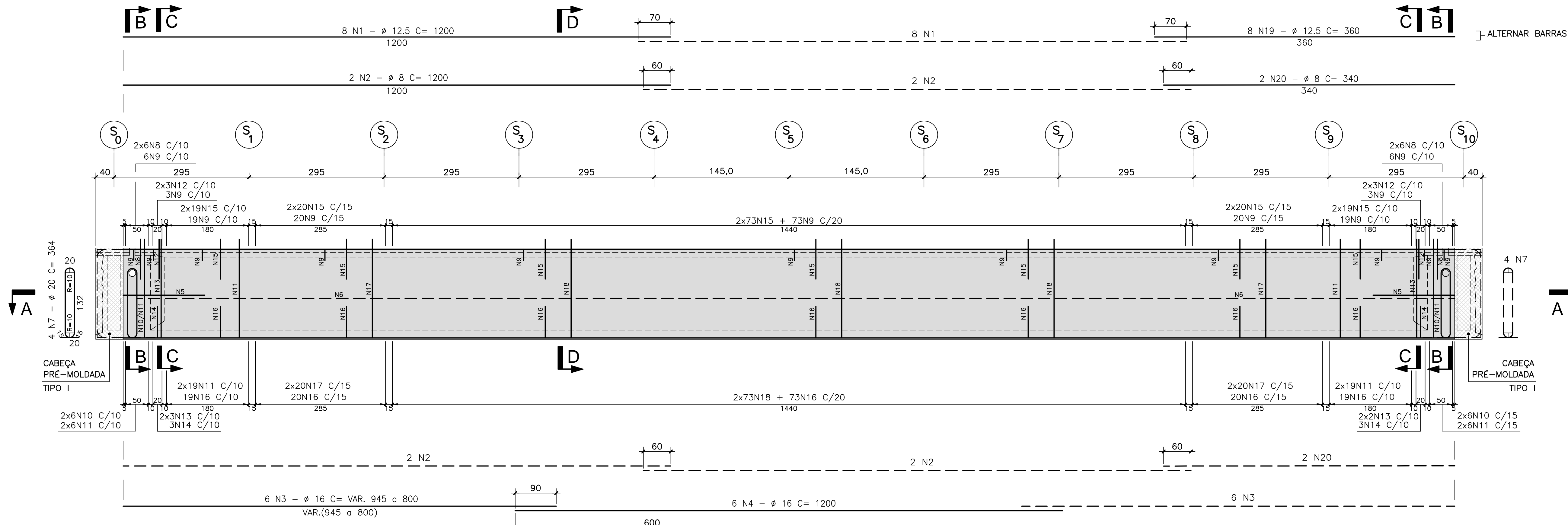
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
o	14/10/19	EMISSÃO INICIAL	MCR	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1172	A
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B231172A1.dwg	
158/2016			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA PASSIVA
VIGAS PRÉ-MOLDADA V4 DO VÃO ENTRE AP2A – AP3A (2V02) – RAMO 2000
ESCALA:
INDICADA
NÚMERO CLIENTE:
I-OAESV-X-R1/16-472-IV
REV.:
1

ARMADURA PASSIVA – VIGAS PRÉ-MOLDADA V5 DO VÃO ENTRE AP2A – AP3A (2V02)

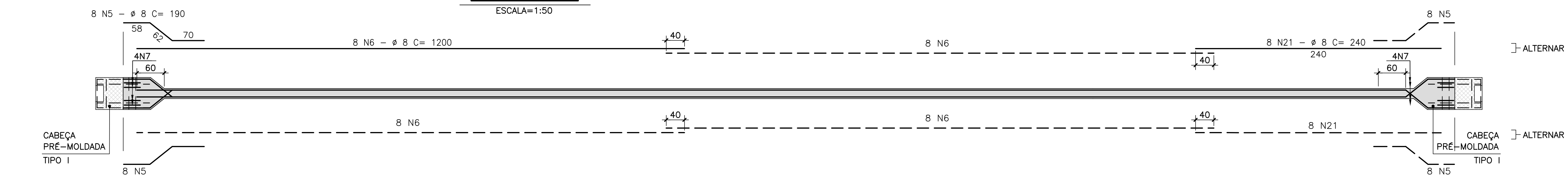
ESCALA=1:50



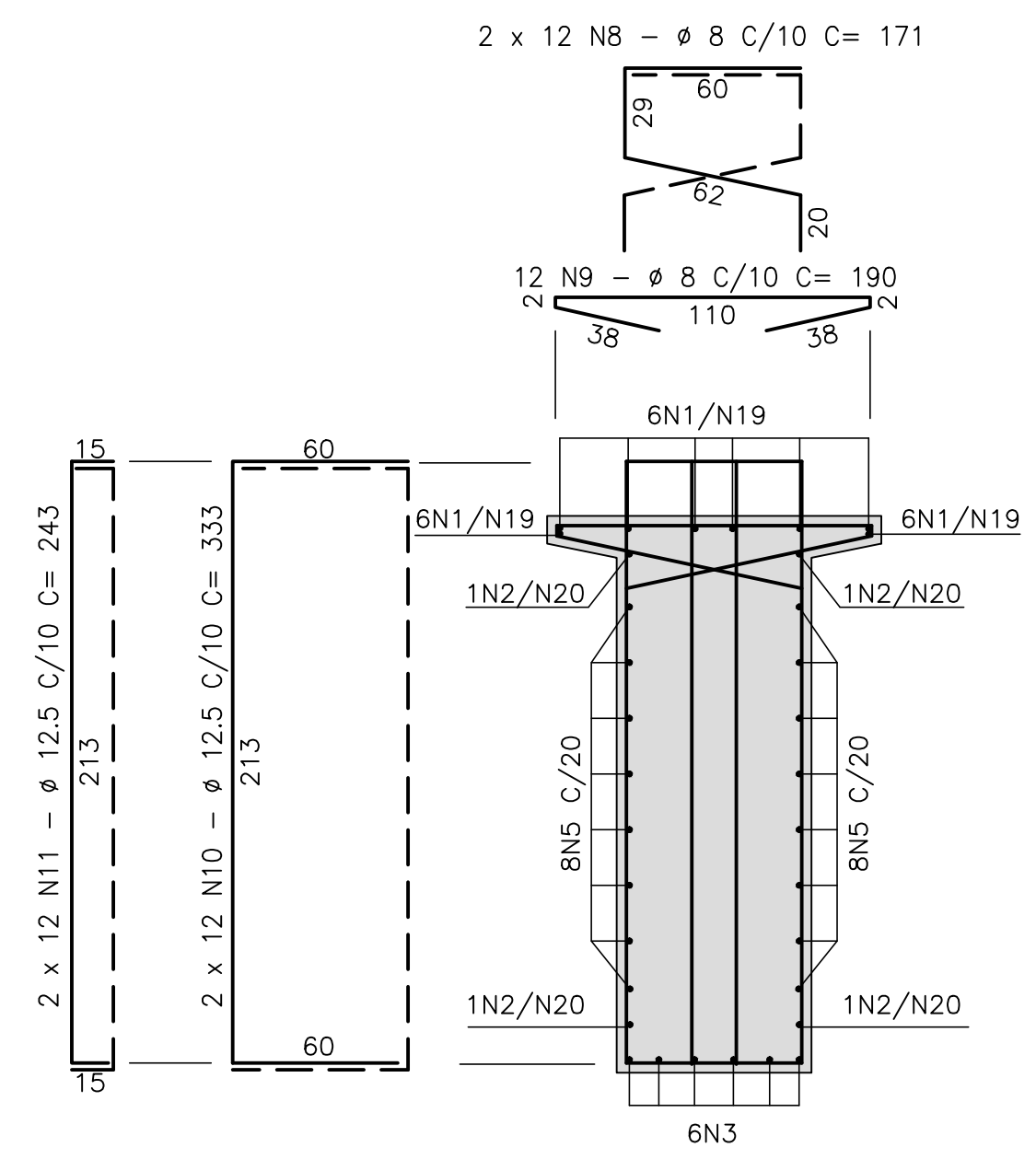
LISTA DE BARRAS				
N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	12.5	16	1200	192.00
2	8	8	1200	96.00
3	16	12	VAR.	104.70
4	16	6	1200	72.00
5	8	32	190	60.80
6	8	32	1200	384.00
7	20	8	364	29.12
8	8	24	171	41.04
9	8	169	190	321.10
10	12.5	24	333	79.92
11	12.5	100	243	243.00
12	8	12	VAR.	19.08
13	12.5	12	VAR.	35.88
14	8	6	VAR.	15.60
15	8	302	147	443.94
16	8	151	224	338.24
17	10	80	243	194.40
18	8	146	243	354.78
19	12.5	8	360	28.80
20	8	4	340	13.60
21	8	16	240	38.40

RESUMO AÇO CA-50		
Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
8	2126.58	851
10	194.40	122
12.5	579.60	580
16	176.70	283
20	29.12	73
TOTAL		1909

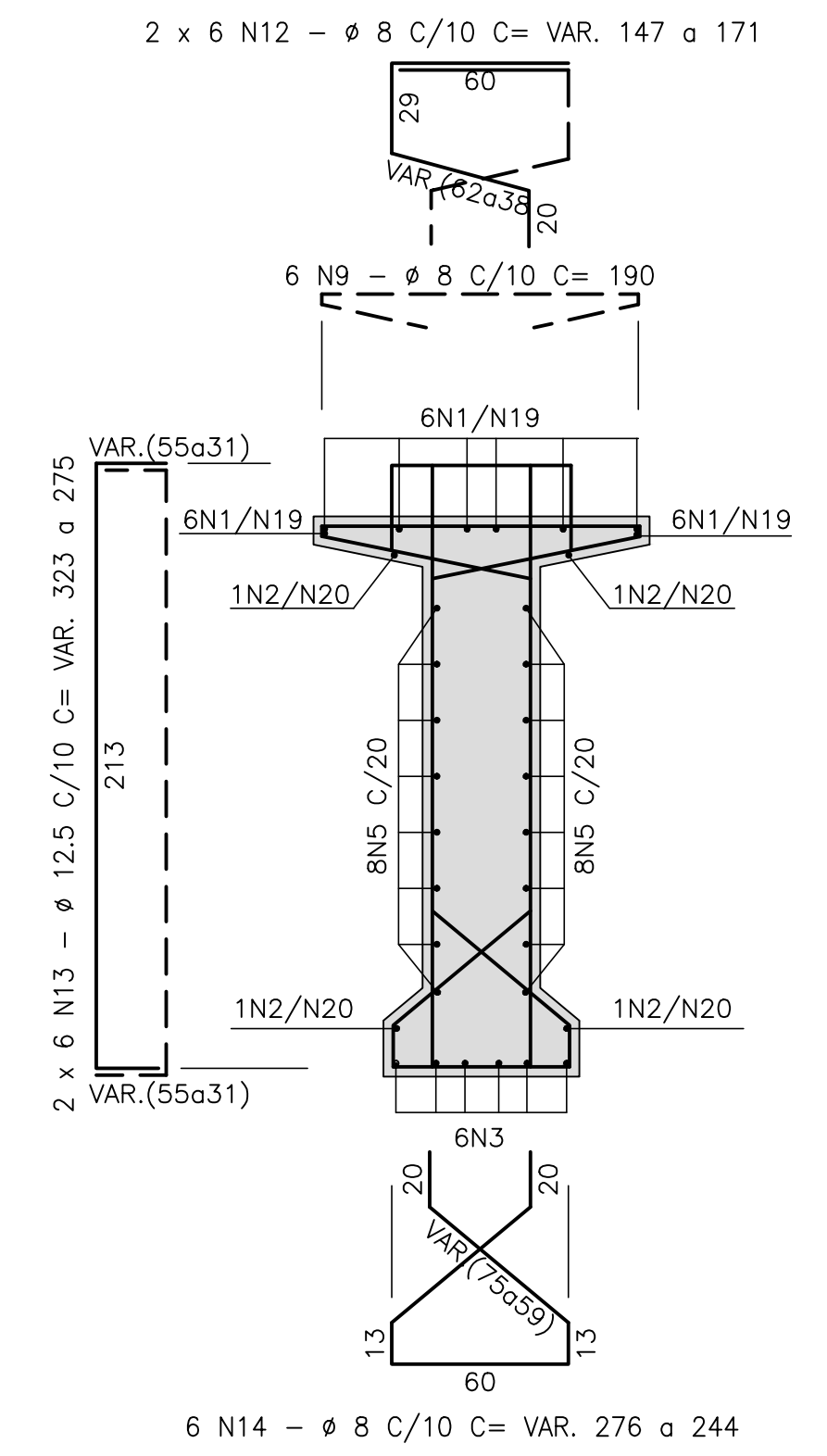
CORTE A-A
ESCALA=1:50



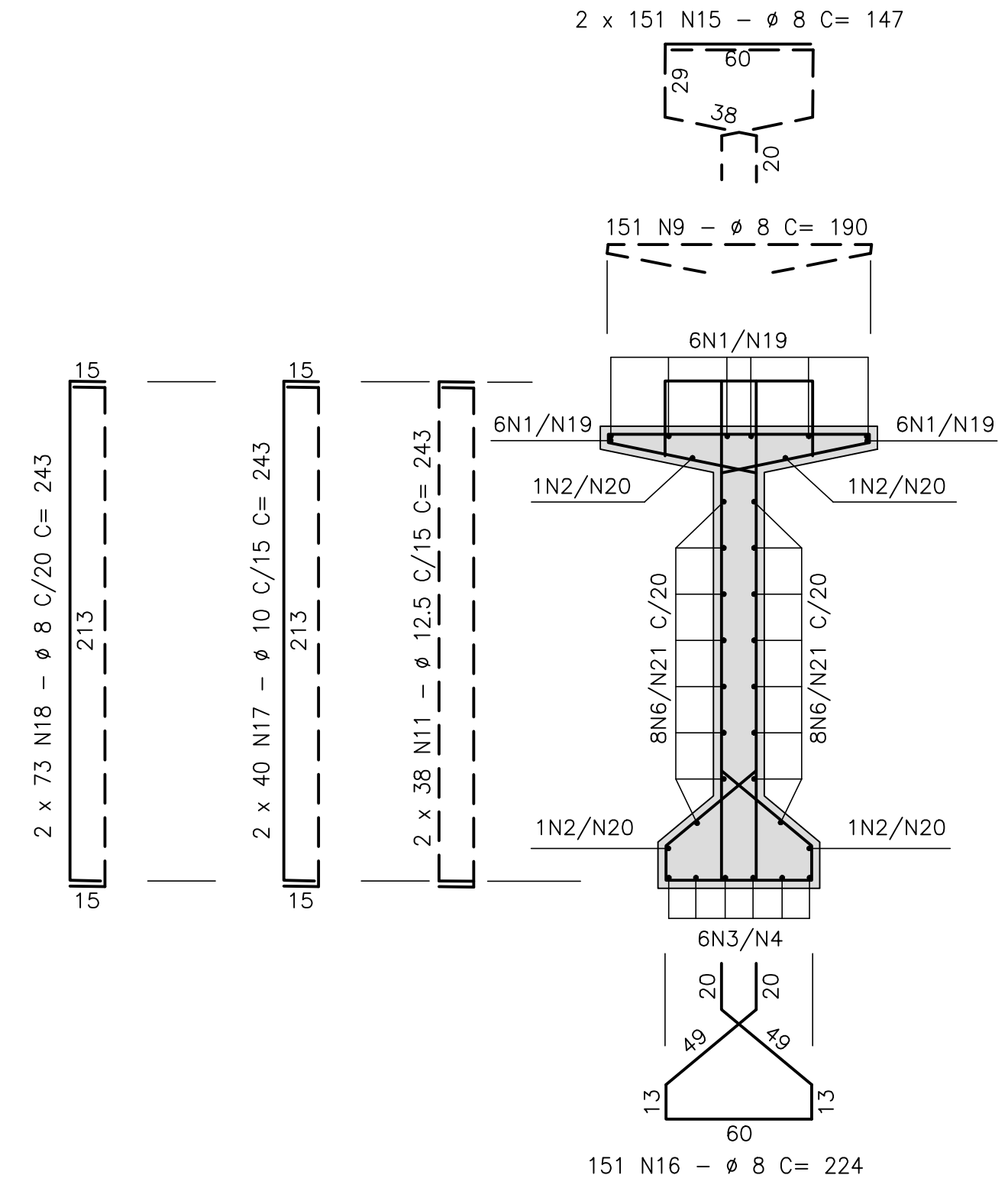
CORTE B-B(2x)
ESCALA=1:25



CORTE C-C(2x)
ESCALA=1:25



CORTE D-D
ESCALA=1:25

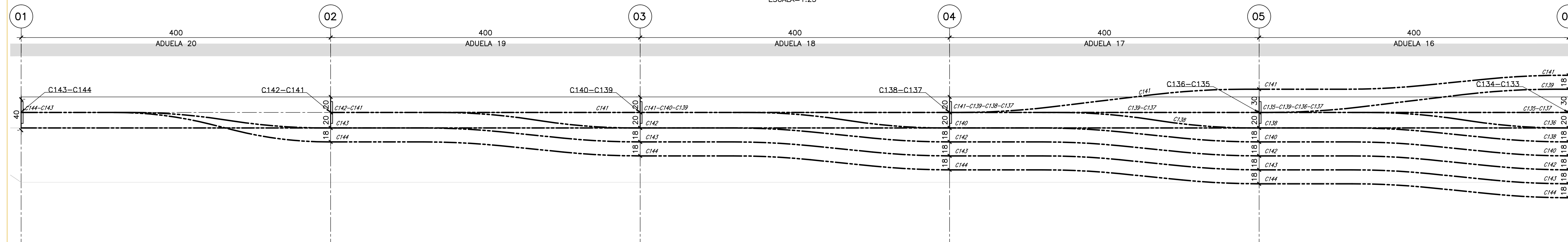


DISPOSIÇÃO DOS CABOS EM PLANTA - CABOS SUPERIORES

ESCALA=1:25

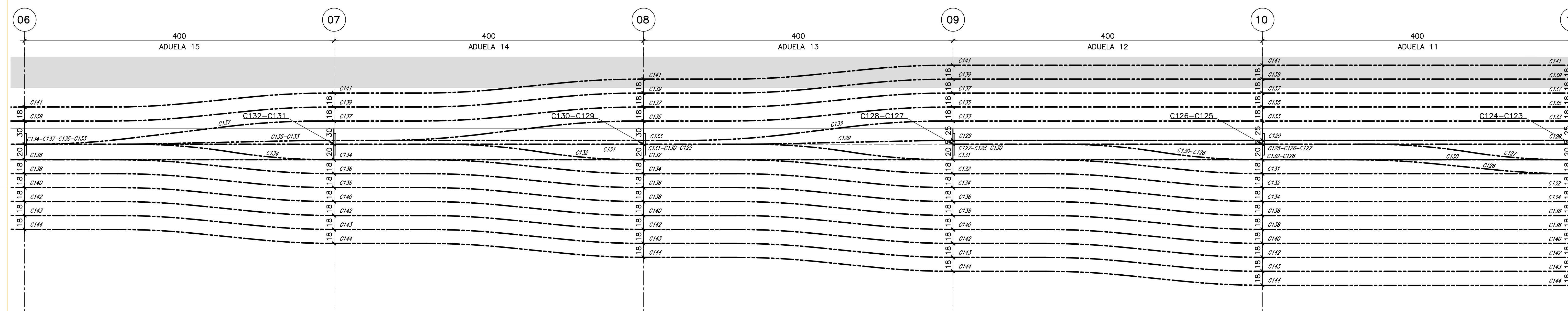
SEÇÃO S01 a S06

ESCALA=1:25



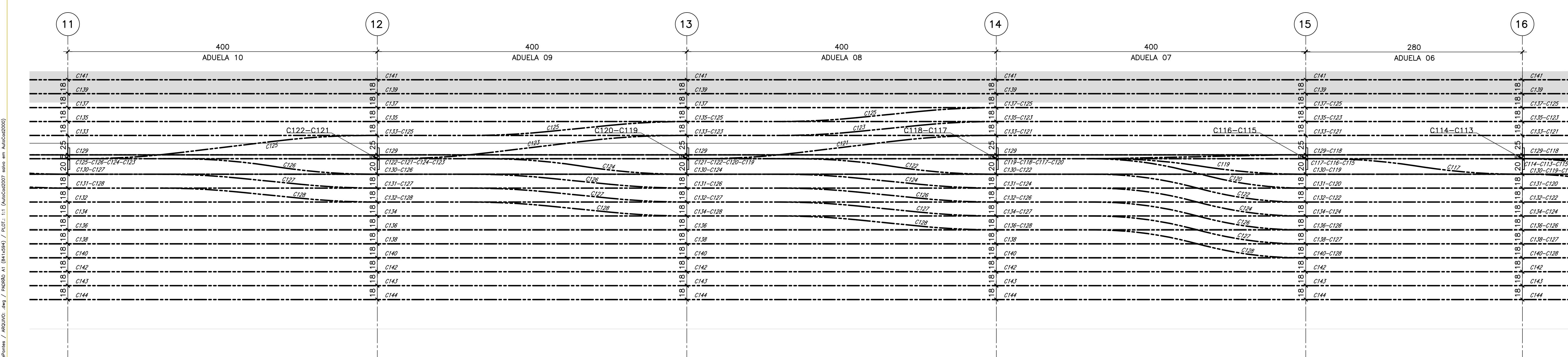
SEÇÃO S06 a S11

ESCALA=1:25



SEÇÃO S11 a S16

ESCALA=1:25



NOTAS DE PROTENSÃO

- Força de protensão aplicada nos cabos $P_{m\acute{o}x.} = 2945 \text{ kN}$ (15 ϕ 15,2mm)
- Tabela de alongamentos: VER DESENHO I-OAESV-X-R1/16-159-IV (ANTES DA GRAVAÇÃO DOS CONES)
- Seqüência de protensão: Na tabela de alongamentos, os cabos estão ordenados segundo a seqüência em que serão protendidos, sendo que cada cabo deverá ser puxado quando o anterior o tiver sido nas duas vigas da seção transversal;
- Módulo de elasticidade do aço = 195GPa;
- Coefficiente de atrito Cabo/Bainha = 0,20;
- Coefficiente de atrito Linear - $K=0,010\text{rad/m}$;
- Recuo das ancoragens no encauchamento - $\Delta=6\text{mm}$;
- Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas com $\phi=90\text{mm}$ para cabos 15 ϕ 15,2mm;
- Após a operação de protensão dos cabos e antes do corte de suas pontas e injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos reais obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.
- Protender em 3 dias, desde que $f_{c} \geq 30\text{MPa}$;
- A injeção das bainhas com calda de cimento deve ser realizada no máximo 30 dias após a protensão;
- Ancoragens de modelo compacto com placa reduzida e corpo em aço (ver detalhe);
- Os cabos de protensão foram numerados segundo a ordem de tensionamento;
- Não existe caixa de protensão entre as seções S29 e S30;
- Os blocos de ancoragem podem ser projetar para fora da aduela sendo envolvidos na concretagem na concretagem da aduela seguinte;
- A disposição dos cabos em ancoragens dos cabos da família 100 são simétricos entre ambos os lados do balanço.

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaur@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:41:41 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	22/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	08/11/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231222A1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1222	EMISSÃO:	A

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
DISPOSIÇÃO DOS CABOS DE PROTENSÃO
TRECHO EM BALANÇO - PLANTA DO CABOS NEGATIVOS - PARTE 1

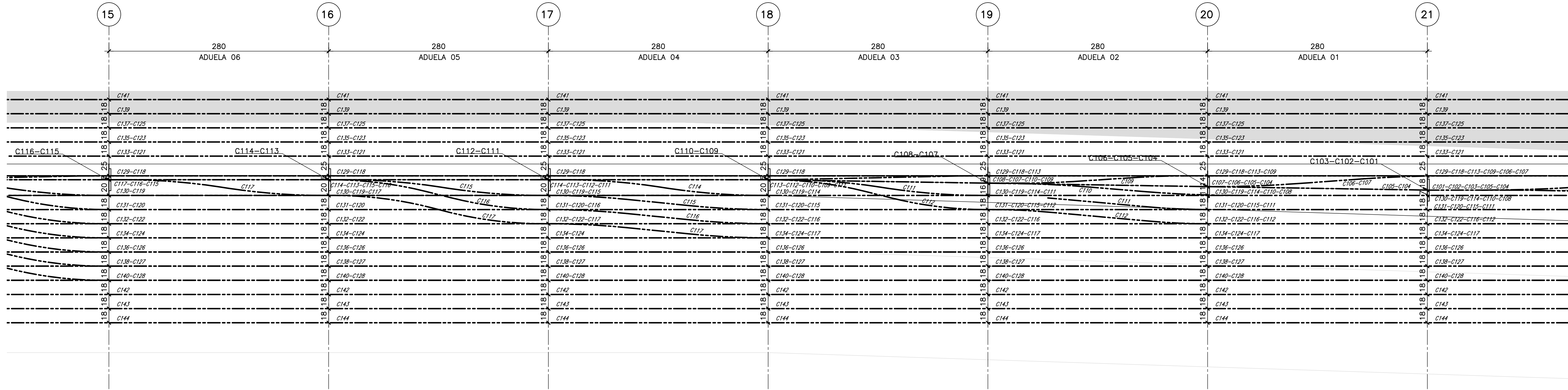
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R1/16-522-IV	1

DISPOSIÇÃO DOS CABOS EM PLANTA – CABOS INFERIORES

ESCALA=1:25

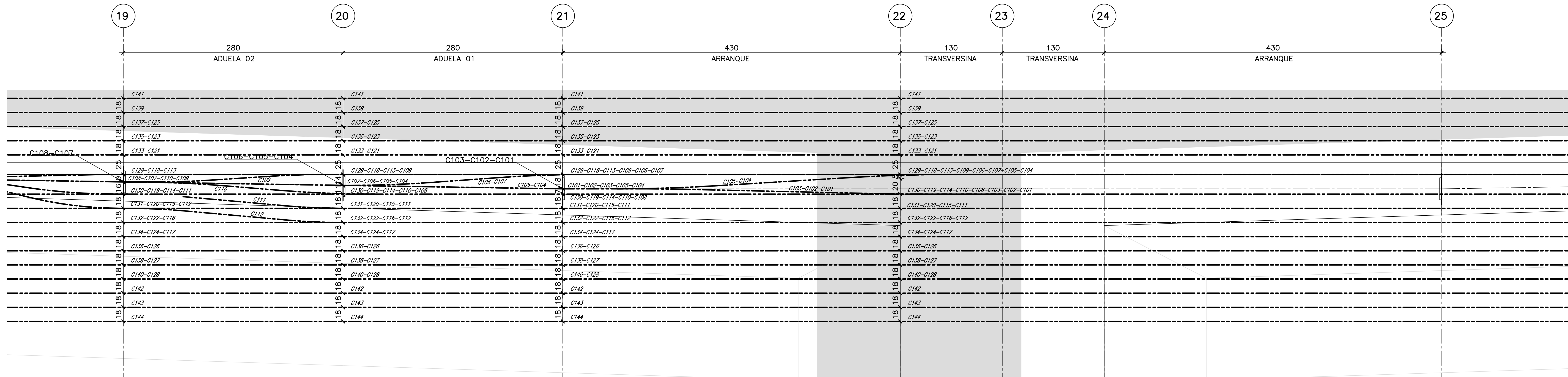
SEÇÃO S15 a S21

ESCALA=1:25



SEÇÃO S19 a S23

ESCALA=1:25



NOTAS DE PROTENSÃO

- 1) Força de protensão aplicada nos cabos P máx. = 2945 kN (15*15,2mm)
- 2) Tabela de alongamentos: VER DESENHO I-OAESV-X-R1/16-159-iv (ANTES DA GRAVAÇÃO DOS CONES)
- 3) Sequência de protensão :
Na tabela de alongamentos, os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos, sendo que cada cabo deverá ser puxado quando o anterior o tiver sido nas duas vigas do seção transversal;
- 4) Módulo de elasticidade do aço = 195GPa;
- 5) Coeficiente de atrito Cabo/Bainha = 0,20;
- 6) Coeficiente de atrito Linear - K=0,010rad/m;
- 7) Recuo das ancoragens no encunhamento - Δ=6mm;
- 8) Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas com φ=90mm para cabos 15x15,2mm;
- 9) Após a operação de protensão dos cabos e antes do corte de suas pontas e injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos reais obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.
- 10) Protender em 3 dias, desde que f_{ctj} ≥ 30MPa;
- 11) A injeção das bainhas com calda de cimento deve ser realizada no máximo 30 dias após a protensão;
- 12) Ancoragens de modelo compacto com placa reduzida e corpo em aço (ver detalhe);
- 13) Os cabos de protensão foram numerados segundo a ordem de tensionamento;
- 14) Não existe caixa de protensão entre as seções S29 e S30;
- 15) Os blocos de ancoragem podem ser projetar para fora da aduela sendo envolvidos na concretagem na concretagem da aduela seguinte;
- 16) A disposição dos cabos em ancoragens dos cabos da família 100 são simétricos entre ambos os lados do balanço.

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:42:00 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	22/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	08/11/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES					
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/OSA:	01/00	NÚMERO PLANO:	DE-F01-B23-1223
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231223A1.dwg	EMISSÃO:	A

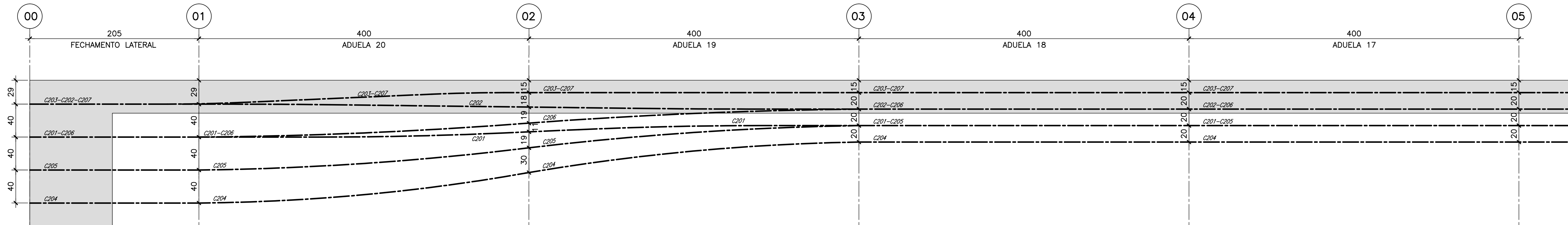
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA	
EMPRESA: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO	
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL	
DISPOSIÇÃO DOS CABOS DE PROTENSÃO	
TRECHO EM BALANÇO – PLANTA DO CABOS NEGATIVOS – PARTE 2	
ESCALA:	INDICADA
NÚMERO CLIENTE:	I-OAESV-X-R1/16-523-iv
REV.:	1

DISPOSIÇÃO DOS CABOS EM PLANTA – CABOS INFERIORES

ESCALA=1:25

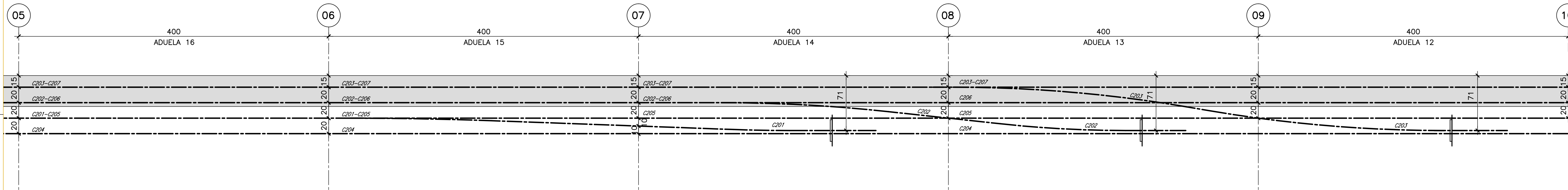
SEÇÃO S00 a S05

ESCALA=1:25



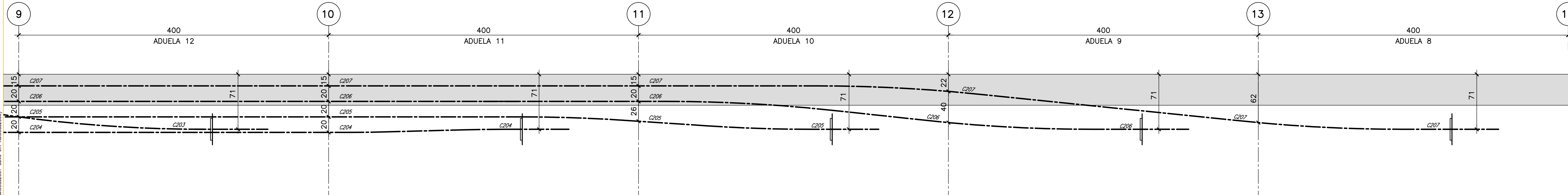
SEÇÃO S05 a S10

ESCALA=1:25



SEÇÃO S9 a S14

ESCALA=1:25



NOTAS DE PROTENSÃO

- Força de protensão aplicada nos cabos $P_{m\acute{o}x.} = 2945 \text{ kN}$ (15*15,2mm)
- Tabela de alongamentos: VER DESENHO I-OAESV-X-R1/16-159-IV (ANTES DA GRAVAÇÃO DOS CONES)
- Seqüência de protensão:
Na tabela de alongamentos, os cabos estão ordenados segundo a seqüência em que serão protendidos, sendo que cada cabo deverá ser puxado quando o anterior o tiver sido nas duas vigas da seção transversal;
- Módulo de elasticidade do aço = 195GPa;
- Coefficiente de atrito Cabo/Bainha = 0,20;
- Coefficiente de atrito Linear - $K=0,010\text{rad/m}$;
- Recuo das ancoragens no encunhamento - $\Delta=6\text{mm}$;
- Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas com $\phi=90\text{mm}$ para cabos 15*15,2mm;
- Após a operação de protensão dos cabos e antes do corte de suas pontas e injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos reais obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.
- Protender em 3 dias, desde que $f_{c} \geq 30\text{MPa}$;
- A injeção das bainhas com calda de cimento deve ser realizada no máximo 30 dias após a protensão;
- Ancoragens de modelo compacto com placa reduzida e corpo em aço (ver detalhe);
- Os cabos de protensão foram numerados segundo a ordem de tensionamento;
- Não existe caixa de protensão entre as seções S29 e S30;
- Os blocos de ancoragem podem se projetar para fora da aduela sendo envolvidos na concretagem na concretagem da aduela seguinte;
- A disposição dos cabos em ancoragens dos cabos da família 100 são simétricos entre ambos os lados do balanço.

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:42:18 -03'00'

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
A	22/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
O	08/11/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES				
OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:	
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1224	A	
CONTRATO:	ARQUIVO:			
158/2016	DEF01B231224A1.dwg			

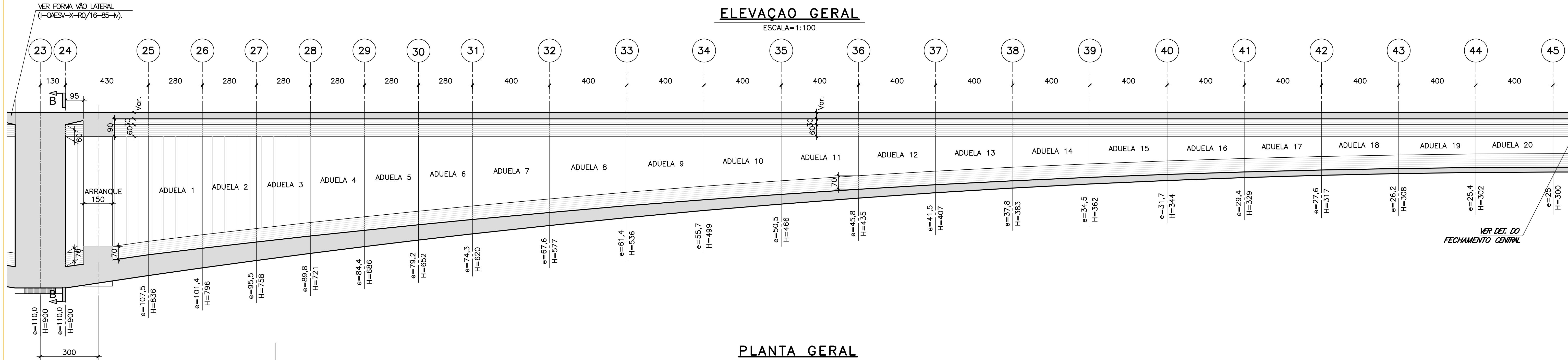
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA		
EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO		
TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL		
TRECHO EM BALANÇO – PLANTA DOS CABOS POSITIVOS – PARTE 1		
ESCALA: INDICADA	NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R1/16-524-IV	REV.: 1

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:42:55 -03'00'

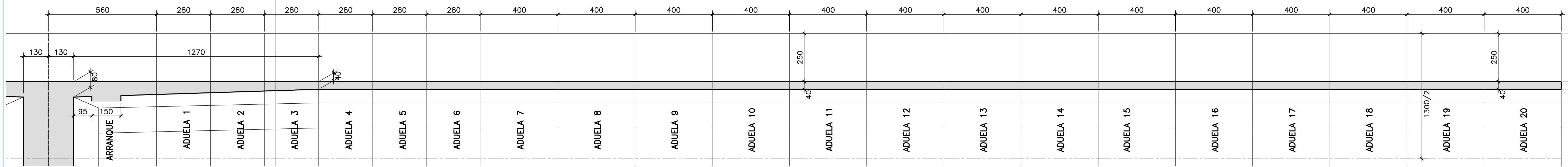
ELEVAÇÃO GERAL

ESCALA=1:100



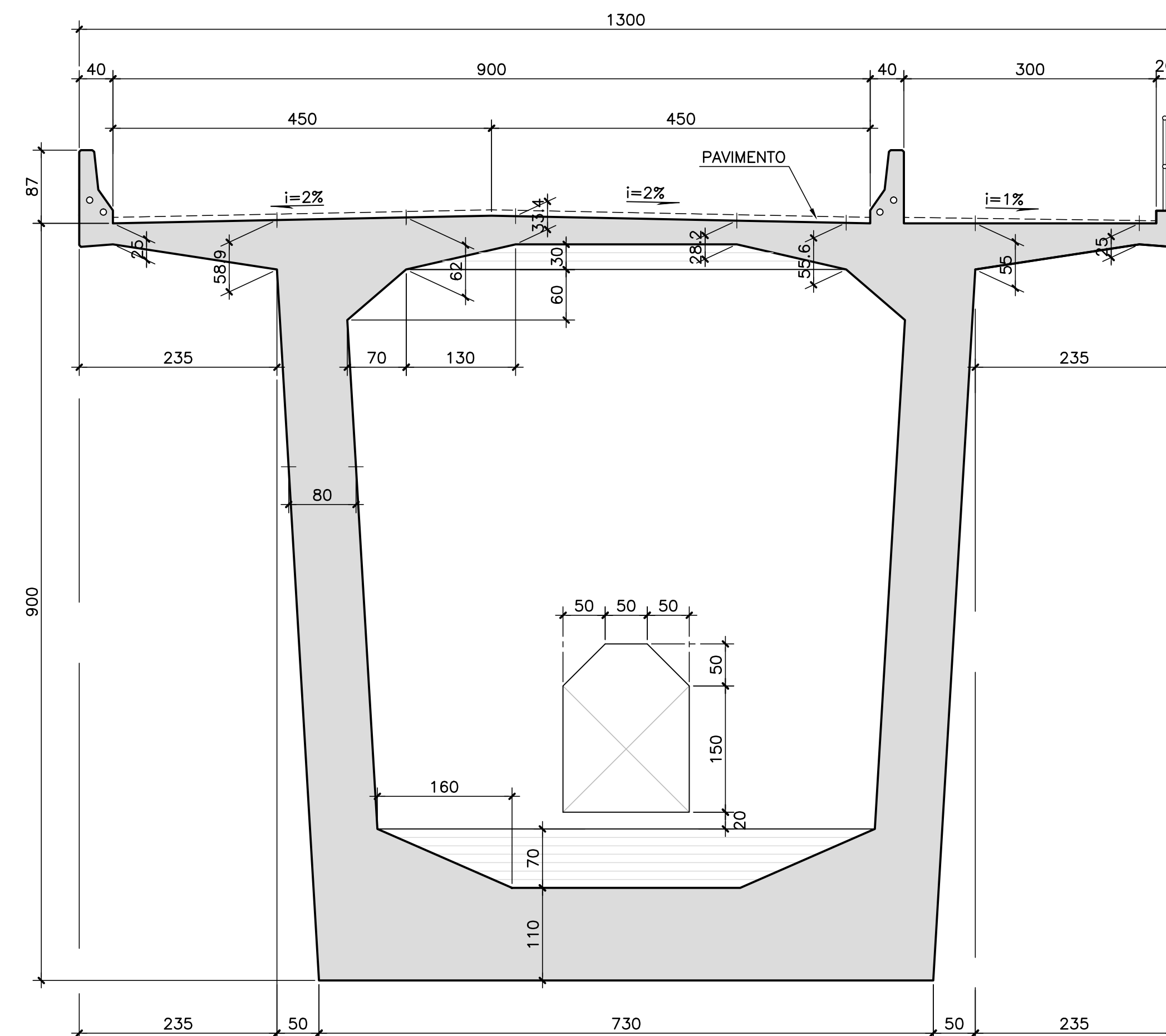
PLANTA GERAL

ESCALA=1:100



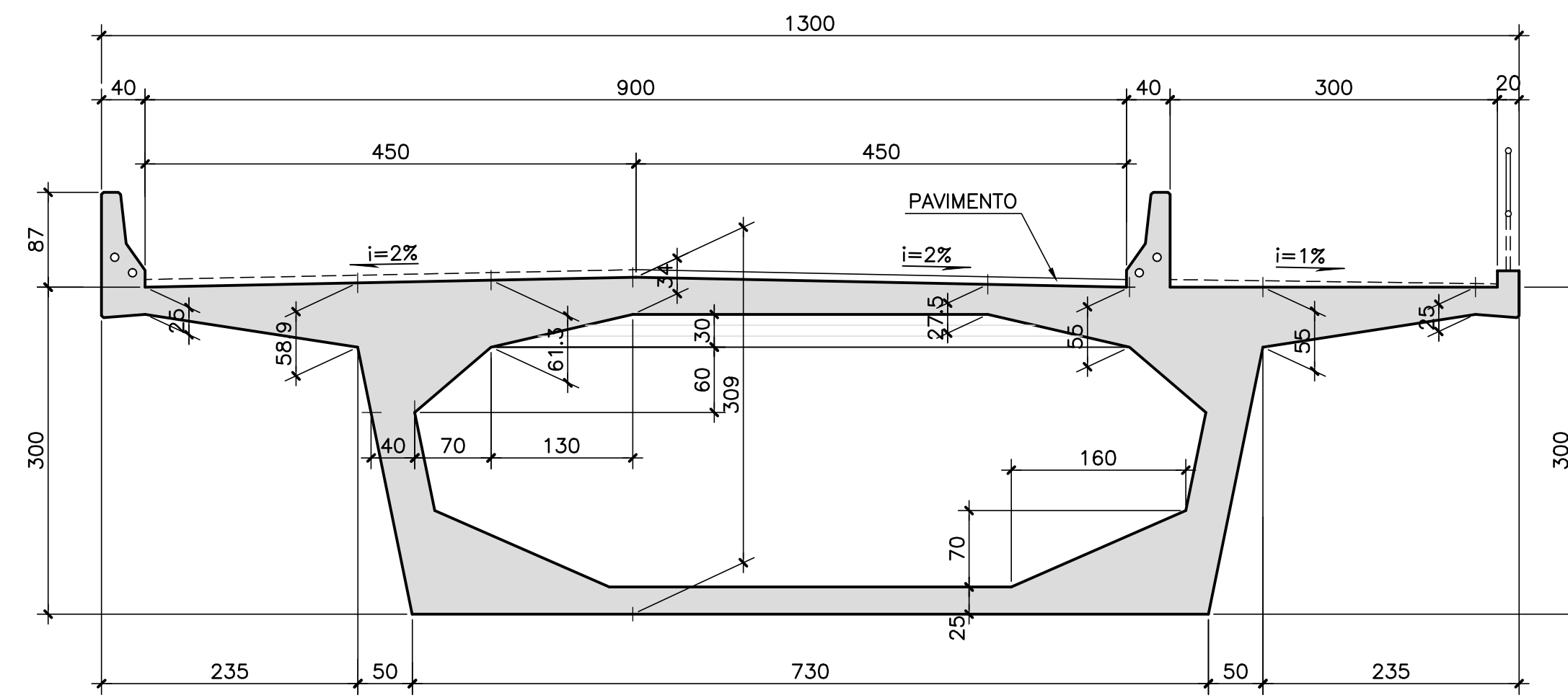
CORTE B-B

ESCALA=1:50



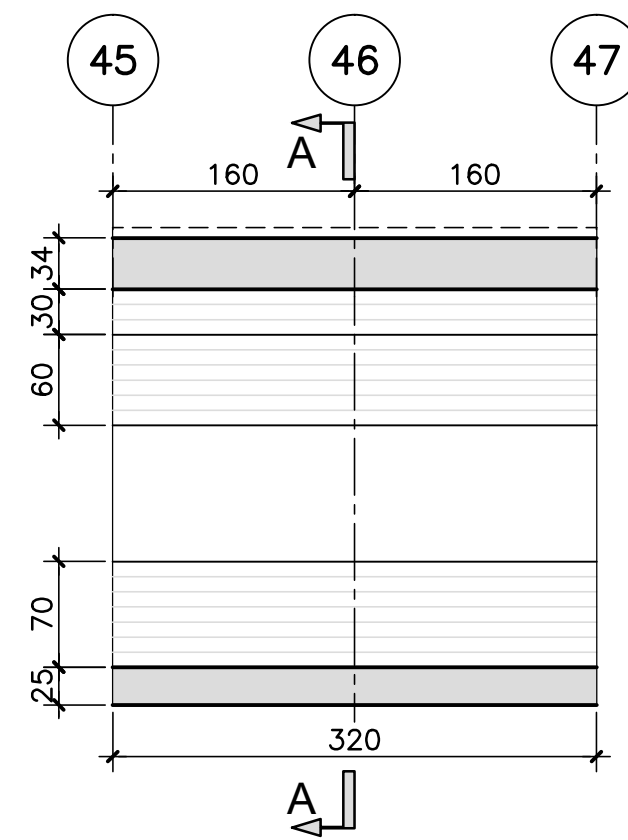
CORTE A-A

ESCALA=1:50



ADUELA DE FECHAMENTO S45/S46/S47-CENTRAL

ESCALA=1:50



NOTAS GERAIS

NOTAS :

1. DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
2. CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO (NBR-8953):
 - 2.01 (ESTACAS CRAVADAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 2.01 (ESTACAS ESCAVADAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 2.02 (BLOCOS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 2.03 (ENCONTROS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 2.04 (PILARES E TRAVESSAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 2.05 (VIGAS-PRÉ-MOLDADAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 2.06 (PRÉ-LAJES LAJES TRANSV.) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 2.07 (BALANÇO SUCESSIVO) fck=50 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 2.10 (CONCRETO SIMPLES) fck=15 MPa
3. AÇO:
 - 3.1 ARMADURA ATIVA : CP 190 RB (NBR-7483);
 - 3.2 ARMADURA PASSIVA: CA-50/60 (NBR-7480);
4. COBRIMENTO DAS ARMADURAS :
 - 4.1 (BLOCOS) C= 10,0cm;
 - 4.2 (ENCONTROS, PILARES E TRAVESSAS) C= 7,0cm;
 - 4.3 (LAJES, PRÉ-LAJES, VIGAS E TRANSVERSINAS) C= 5,0cm;
5. AS COTAS DE NÍVEL NA SUPERESTRUTURA CORRESPONDEM A ESTRUTURA EM OSSO (TOPO DA LAJE);
6. TREM-TIPO - TB-450KN (NBR-7188);
7. CALDA DE CIMENTO CONSTITUÍDA DE CIMENTO PORTLAND, ÁGUA POTÁVEL E ADITIVOS CONFORME DETALHADO A SEGUIR;
 - CIMENTO PORTLAND CP 1 - 32;
 - ÁGUA RESFRIADA ENTRE 5 C E 10 C, COM TEOR MÁXIMO DE CLORO DE 25 ML/L, ISENTA DE DETERGENTES E NEUTRA (PH ENTRE 5,8 E 8,0), NA PROPORÇÃO ÁGUA/CIMENTO A/C EM PESO ENTRE 0,38 E 0,42;
 - ADITIVO PLASTIFICANTE NA DOSAGEM DE 0,3 A 1% DO PESO DO CIMENTO E ADITIVO EXPANSOR PARA GARANTIR NO MÍNIMO RETRAÇÃO NULA;
 - ÍNDICE DE FLUIDEZ DA CALDA MENOR QUE 18 SEGUNDOS DURANTE O PERÍODO DE 30 MINUTOS APÓS A CONCLUSÃO DA MISTURA;
 - A PREPARAÇÃO, O CONTROLE E A INJEÇÃO DA CALDA DEVEM ATENDER ÀS RECOMENDAÇÕES DAS NORMAS ABNT NBR 7681, NBR 7682 E NBR 14.931.
8. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL IV (NBR-6118);
9. O COMPRIMENTO DAS ESTACAS FOI DEFINIDO EM FUNÇÃO DAS SONDAJENS DEVENDO SER CONFERIDO POR ENGENHEIRO GEOTECNICO DURANTE A EXECUÇÃO. DEVE SER RESPEITADO O COMPRIMENTO PREVISTO EM ROCHA.
10. ESTACA PERFIL AÇO ASTM 572 Gr. 50 (NBR-7007)
- 10.1. APOIOS AP01, AP01A E AP16 - W530X109
- 10.2. ENCONTROS/TRANSIÇÃO - W310X107(H)

LEGENDAS

	Vc (m³)	Sf (m²)
1/2 ARRANQ.	233,58	335,66
AD1	63,95	138,26
AD2	58,46	134,70
AD3	53,18	131,32
AD4	49,75	127,85
AD5	47,72	124,36
AD6	46,05	120,94
AD7	63,47	167,10
AD8	60,44	160,88
AD9	57,64	155,10
AD10	55,09	149,92
AD11	52,77	145,17
AD12	50,66	140,79
AD13	48,78	136,92
AD14	47,15	133,57
AD15	48,38	157,10
AD16	44,55	128,21
AD17	43,58	126,19
AD18	42,83	124,61
AD19	42,31	123,48
AD20	42,02	122,88
F. CENT	33,56	98,19

TOTAL GERAL VÃO CENTRAL		
P/1 RAMO	2.538,3	6.268,2
P/2 RAMOS	5.076,6	12.536,3

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	21/11/19	APROVADO		MAS	AEFA BFR
A	27/09/19	PARA APROVAÇÃO - ATENDIMENTO AOS COMENTÁRIOS 24/09/19		MAS	AEFA BFR
O	04/09/19	EMISSÃO INICIAL		MAS	AEFA BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/OSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARGUINHO:	DEF016221016B1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B22-1016	EMISSÃO:	B

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENDIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL FORMAS

SEC. CEL. EM BALANÇOS SUCESSIVOS - VÃO 160,0 - RAMOS 1000/2000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R2/16-B6-IV REV: 2

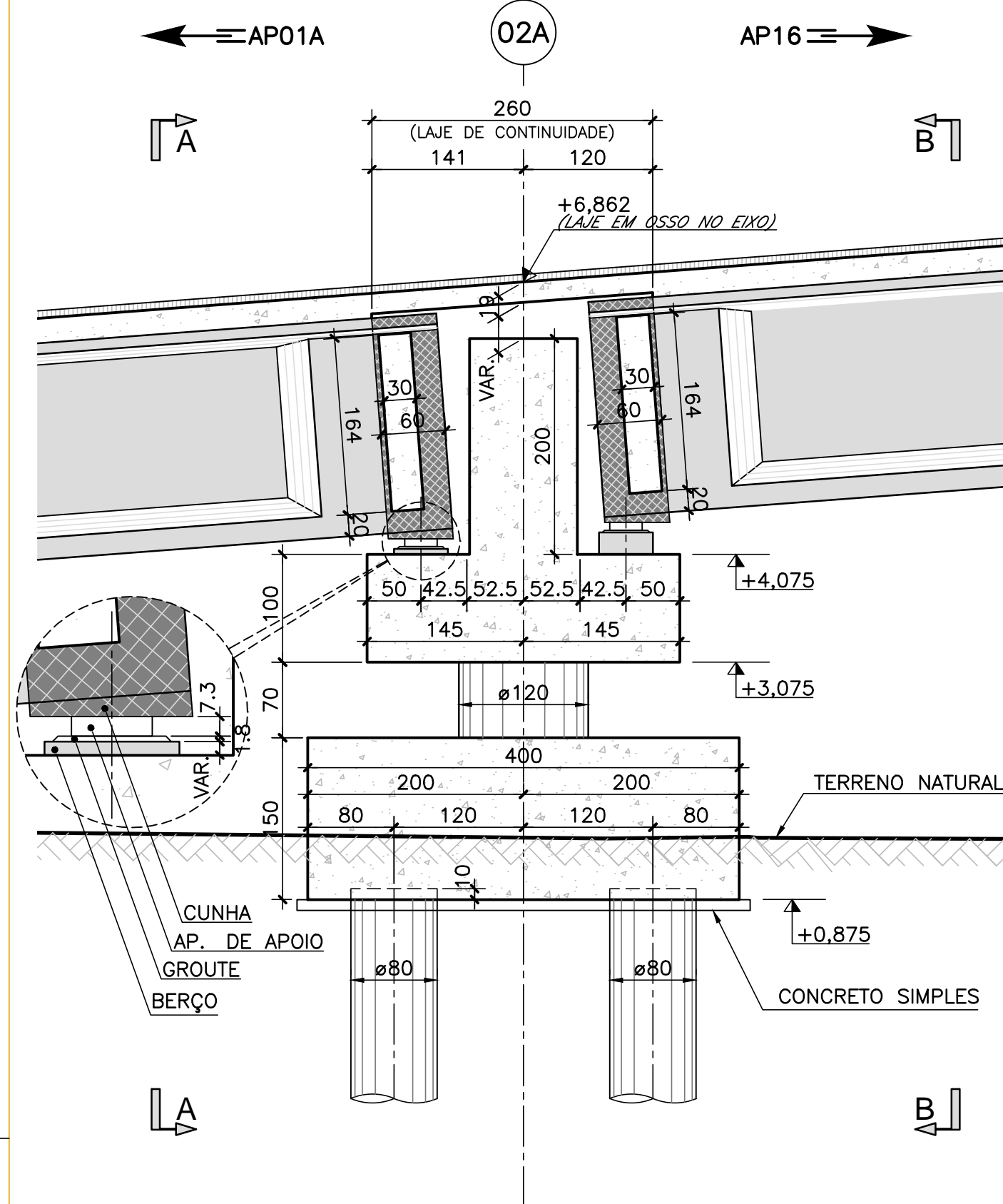
Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:43:13 -03'00'

FORMA DO APOIO APO2A – RAMO 2000

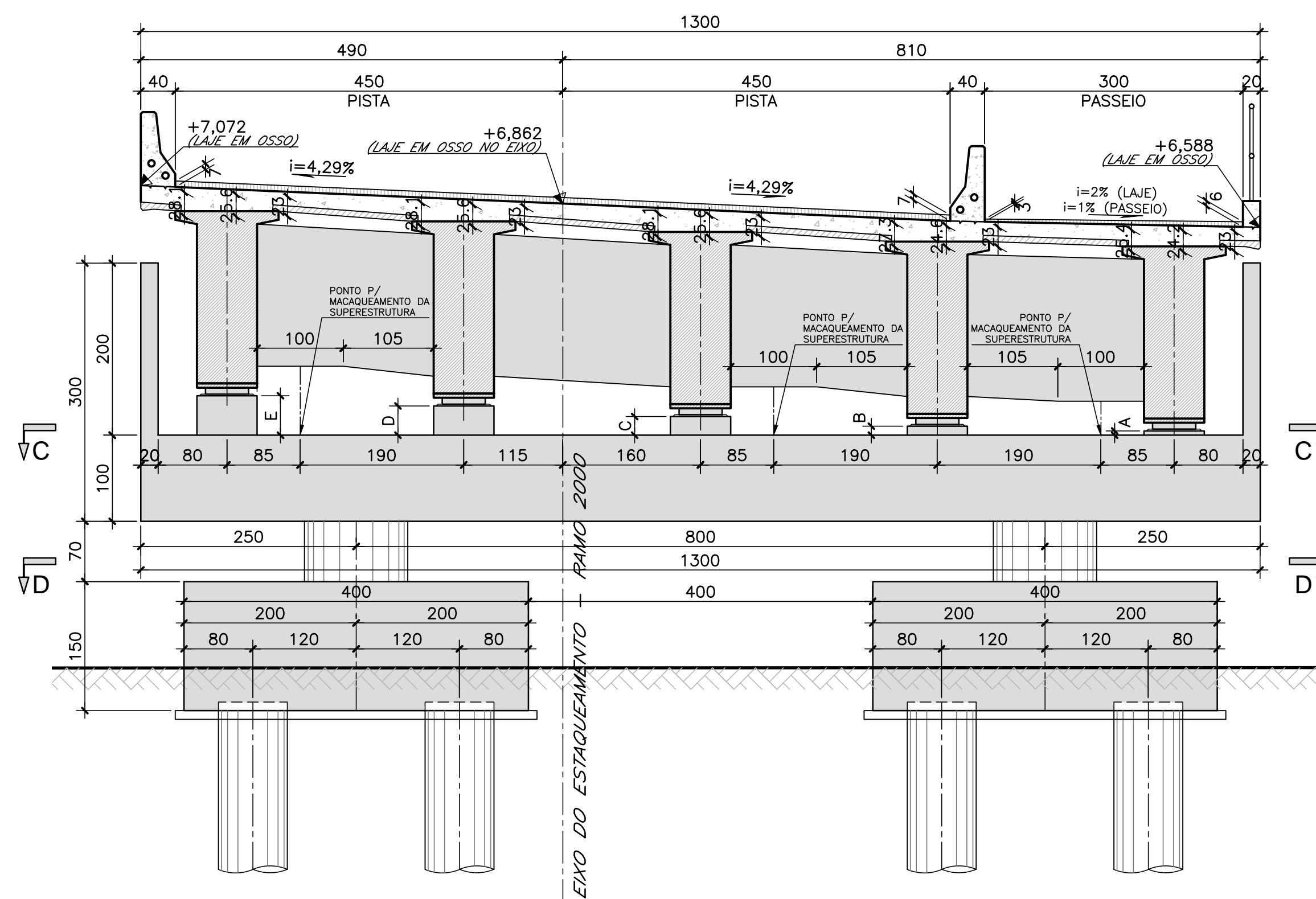
ELEVÇÃO

ESCALA=1:50



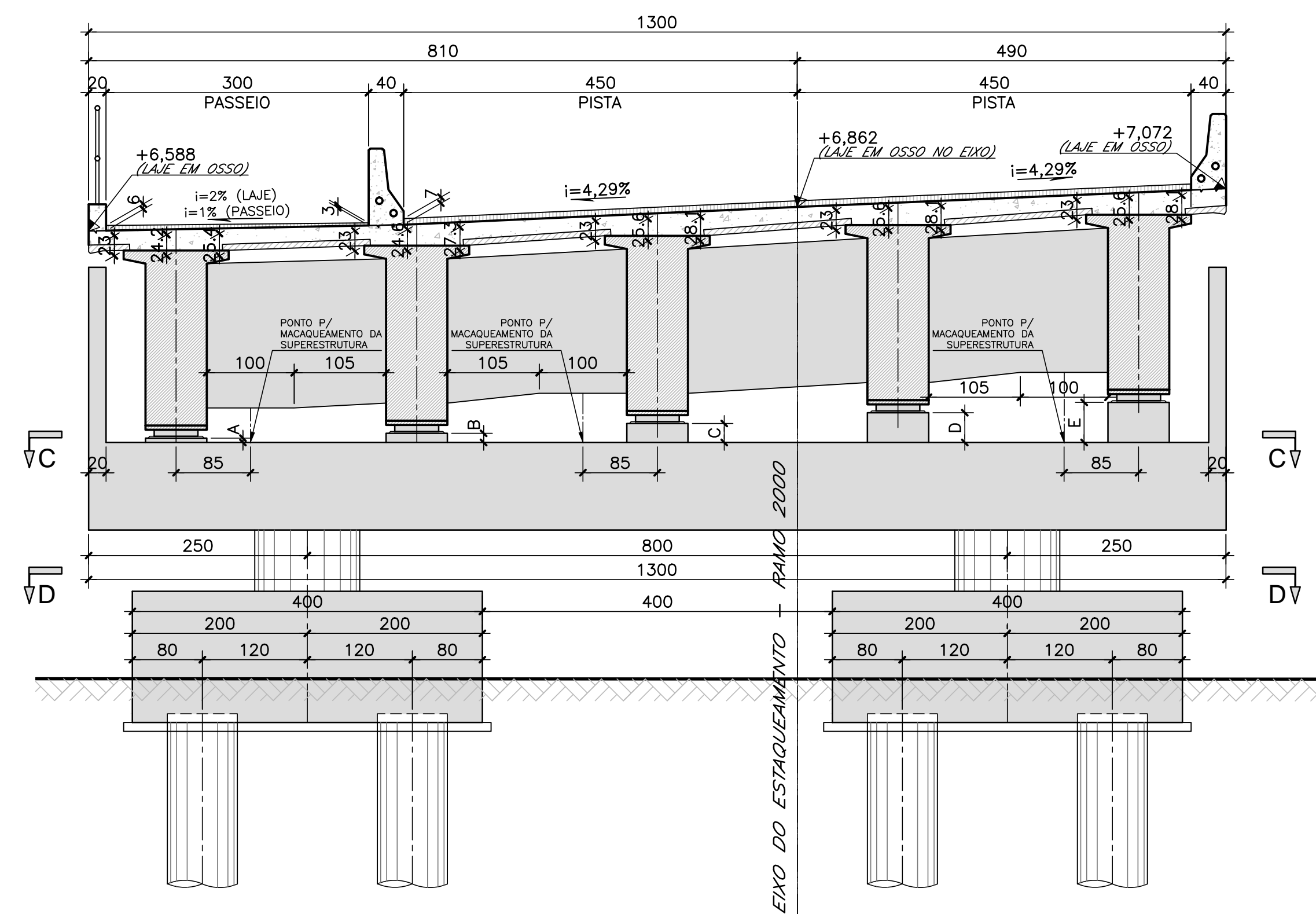
CORTE A-A

ESCALA=1:50



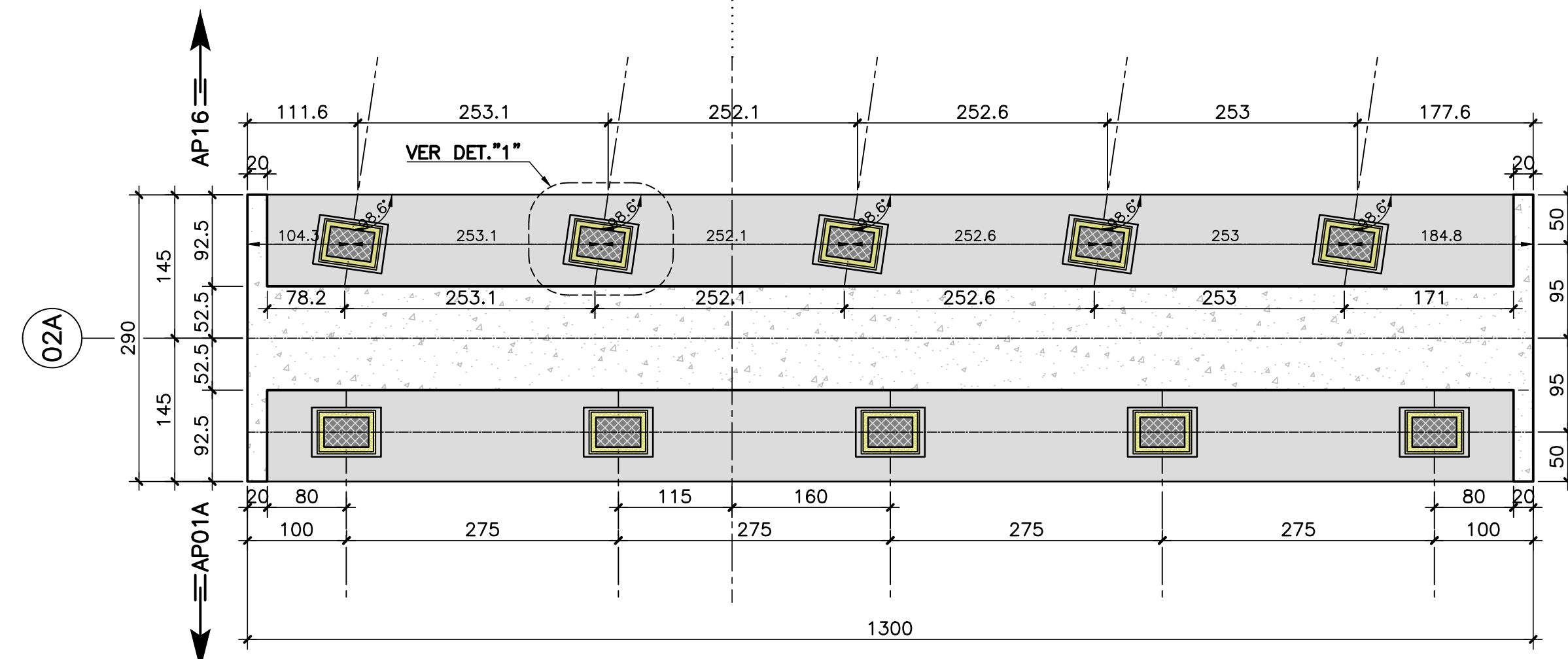
CORTE B-B

ESCALA=1:50



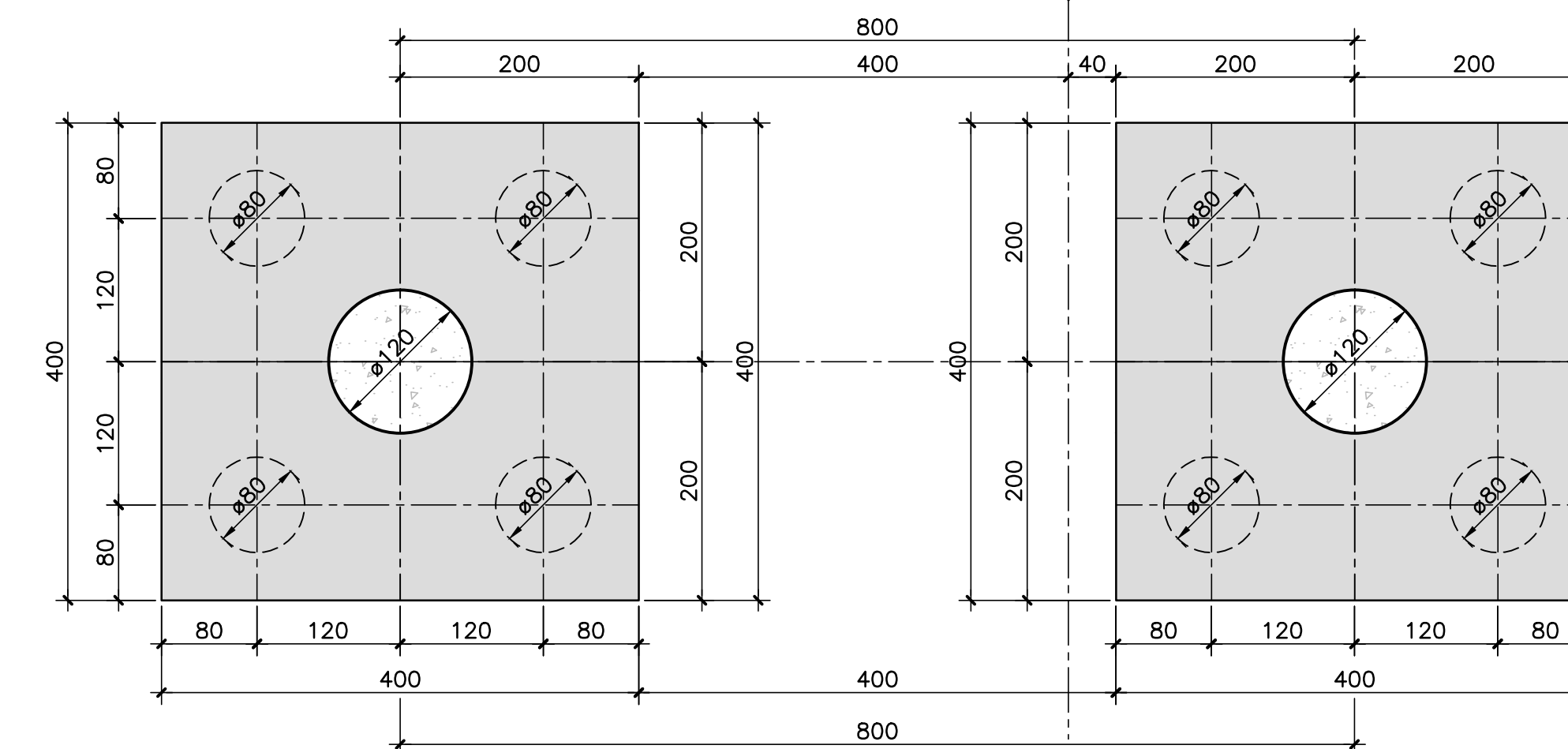
CORTE C-C

ESCALA=1:50



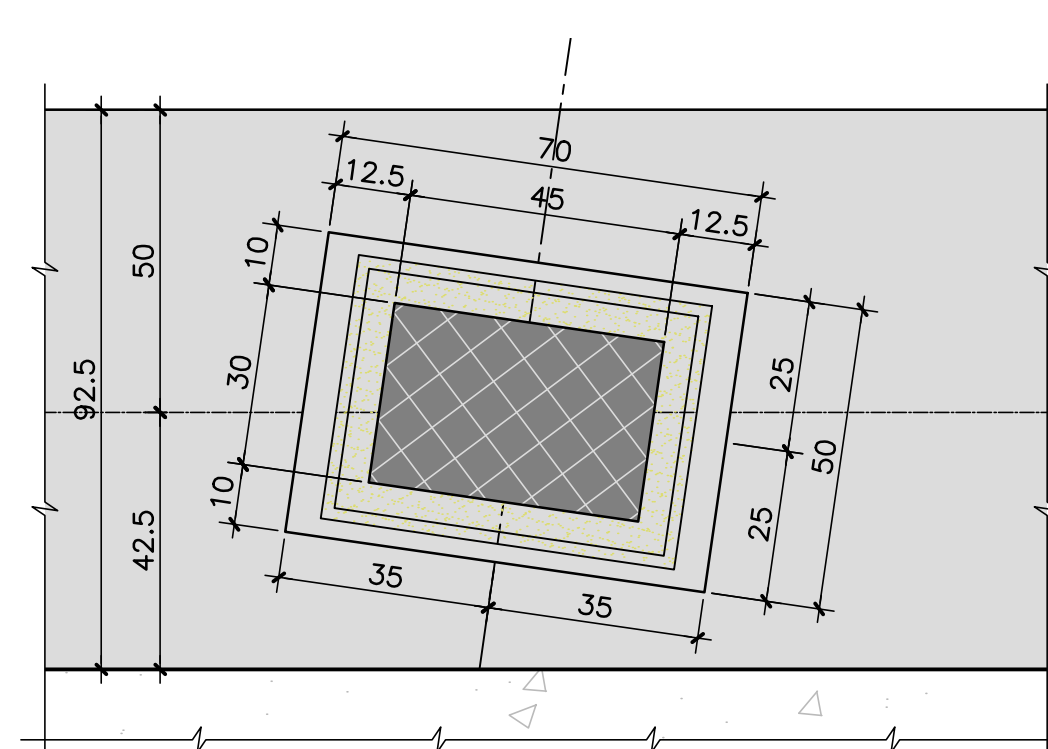
CORTE D-D

ESCALA=1:50



DETALHE "1" – TÍPICO

ESCALA=1:12,5



PARA 1 RAMO		
	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	67,62	148,34
PILARES	1,58	5,28
BLOCOS	48,0	80,0

NOTAS GERAIS

NOTAS :

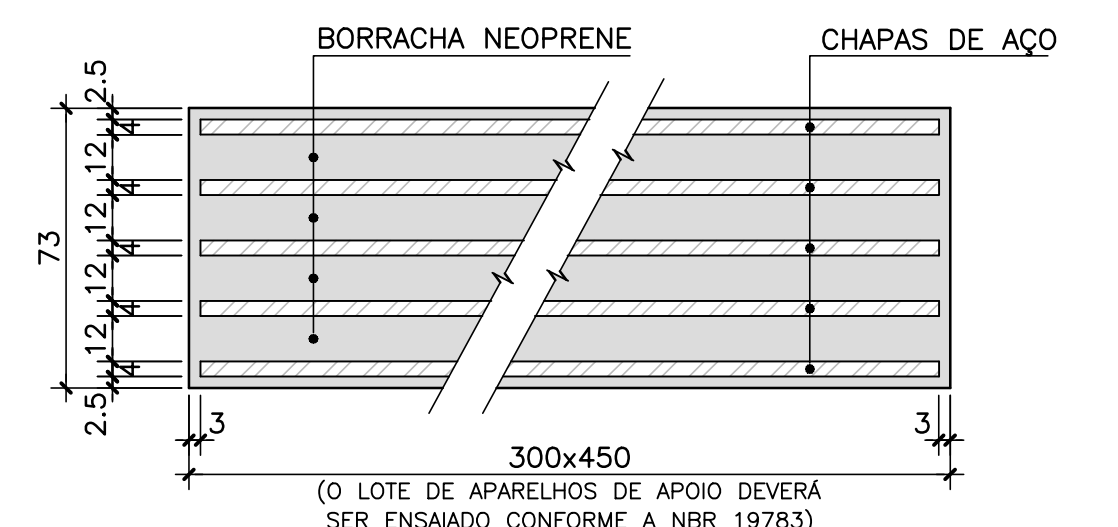
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 3.1. (BLOCOS) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 3.2. (PILARES) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 3.3. (TRAVESSAS) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45

ALTURAS DOS BERÇOS			
PÓRTICO APO3A			
COTA	LADO APO1A		LADO AP16
	(cm)	(cm)	(cm)
A	5,0	21,6	
B	11,8	29,3	
C	23,6	40,2	
D	35,4	51,0	
E	47,1	61,8	

LEGENDAS

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO

SEM ESCALA
(COTAS EM MILÍMETROS)



REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	25/09/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
A	04/09/19	PARA APROVAÇÃO	MCR	AEFA	BFR
o	05/06/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES				
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:	
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1026	B	
CONTRATO:	ARQUIVO:			
158/2016	DEF01B221026B1.dwg			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

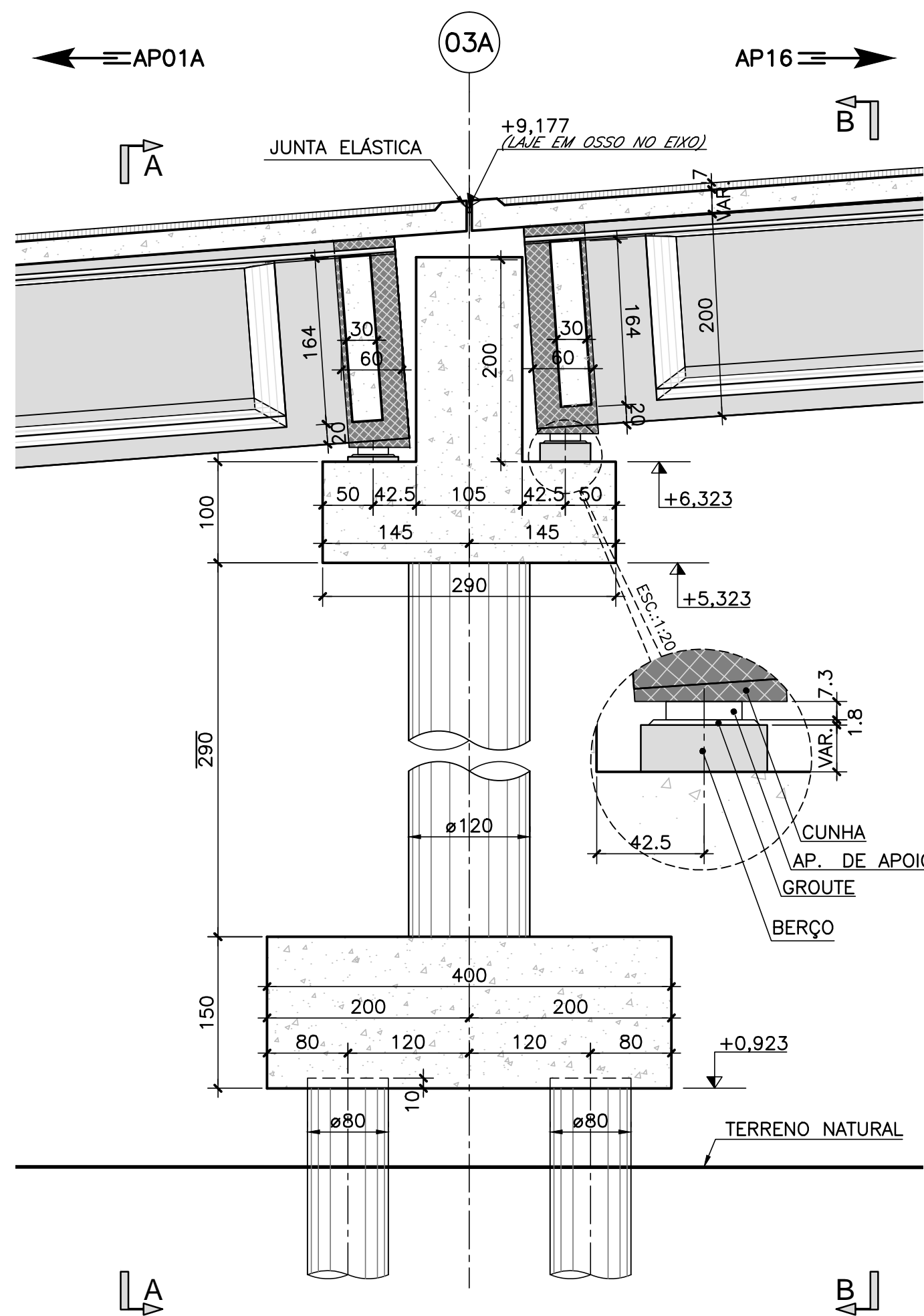
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
FORMA
APOIO APO2A – RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-96-IV	2

FORMA DO APOIO AP03A - RAMO 2000

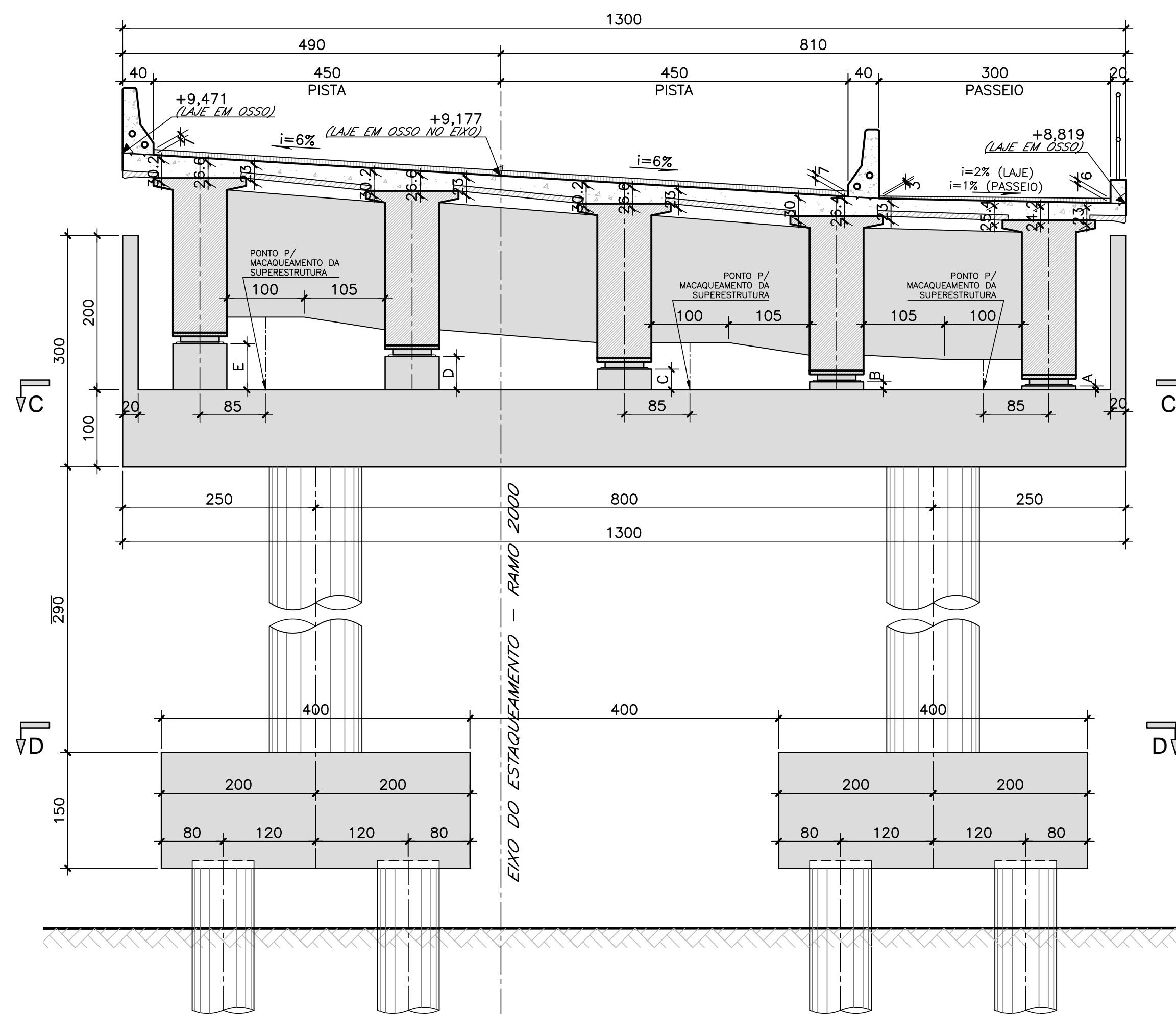
ELEVÇÃO

ESCALA=1:50



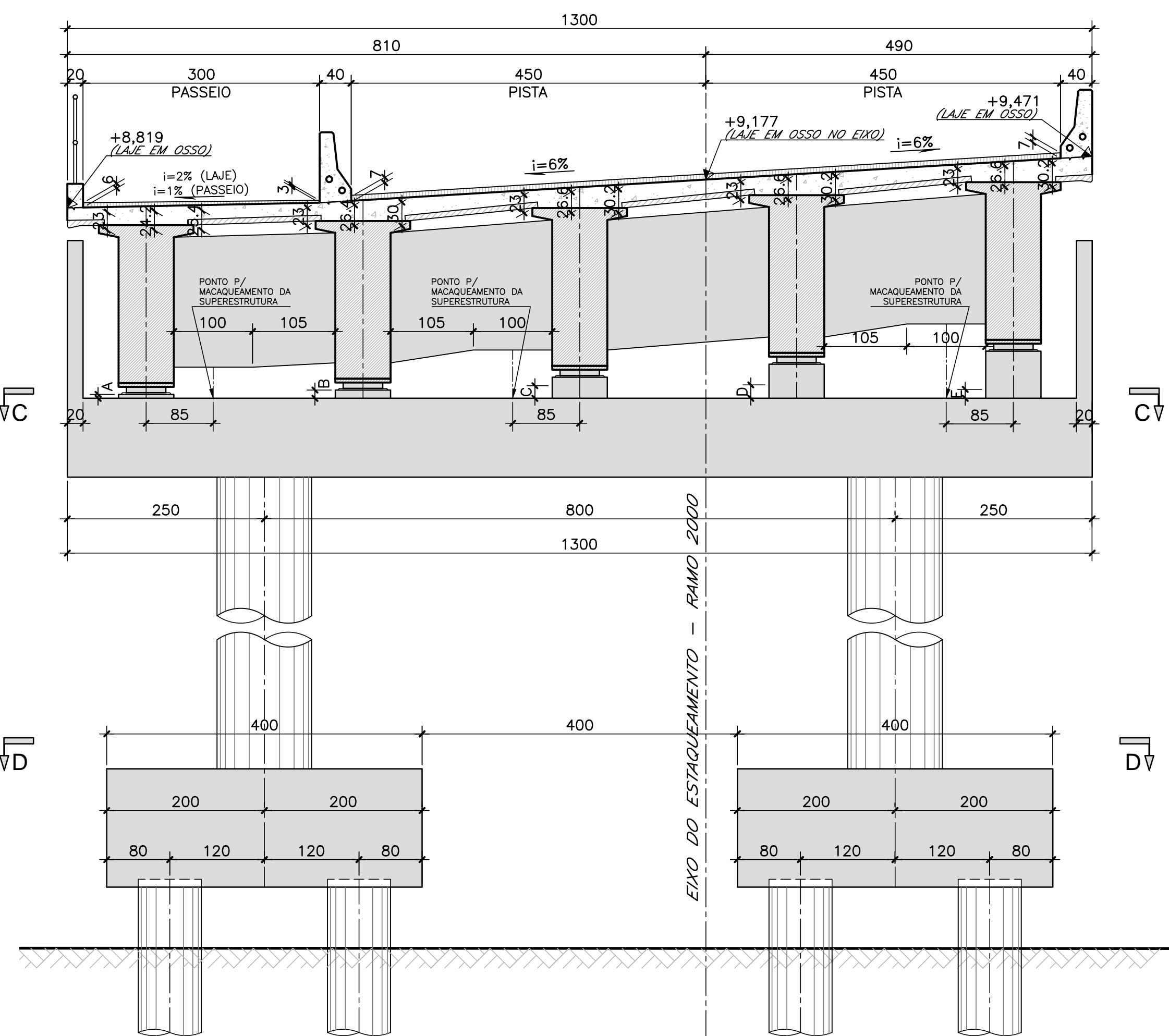
CORTE A-A

ESCALA=1:50



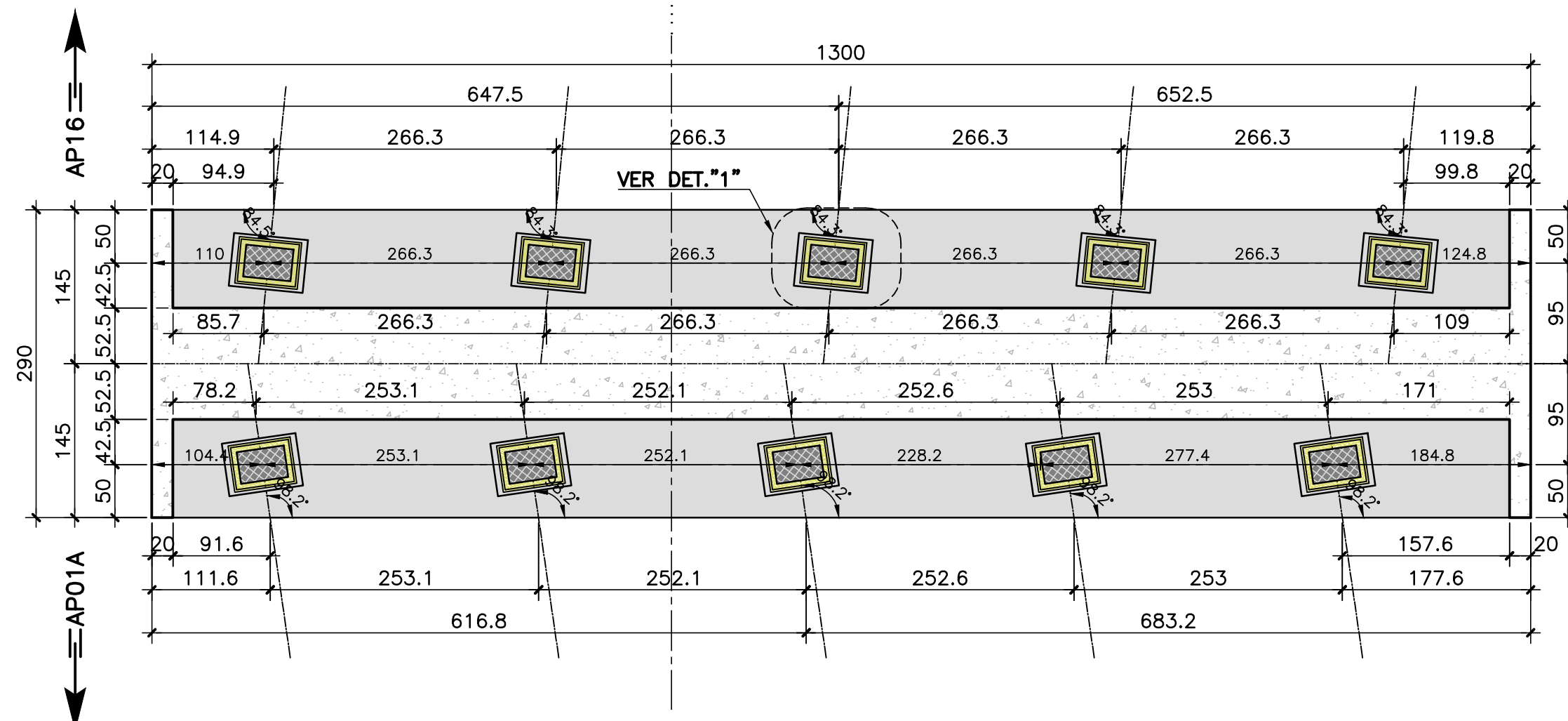
CORTE B-B

ESCALA=1:50



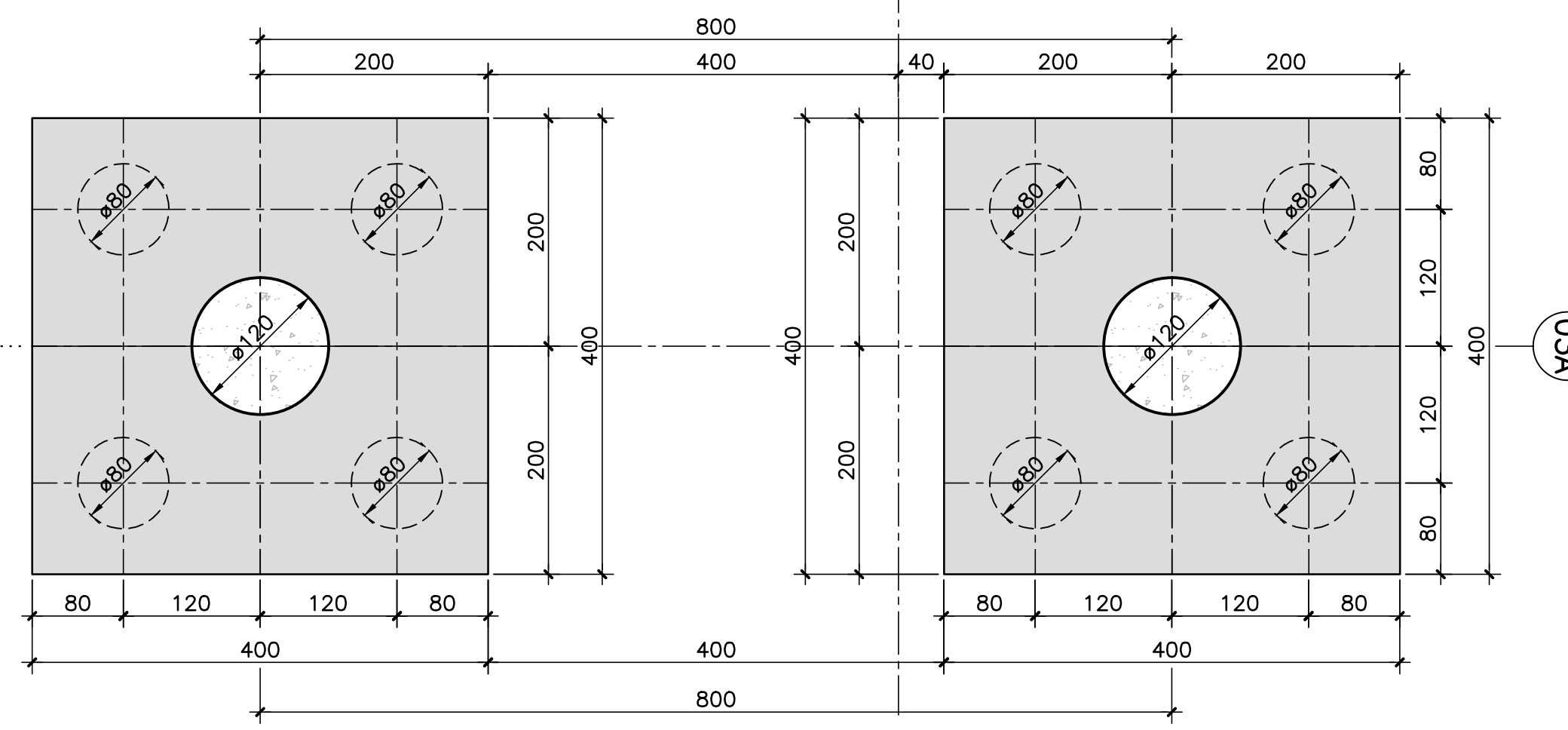
CORTE C-C

ESCALA=1:50



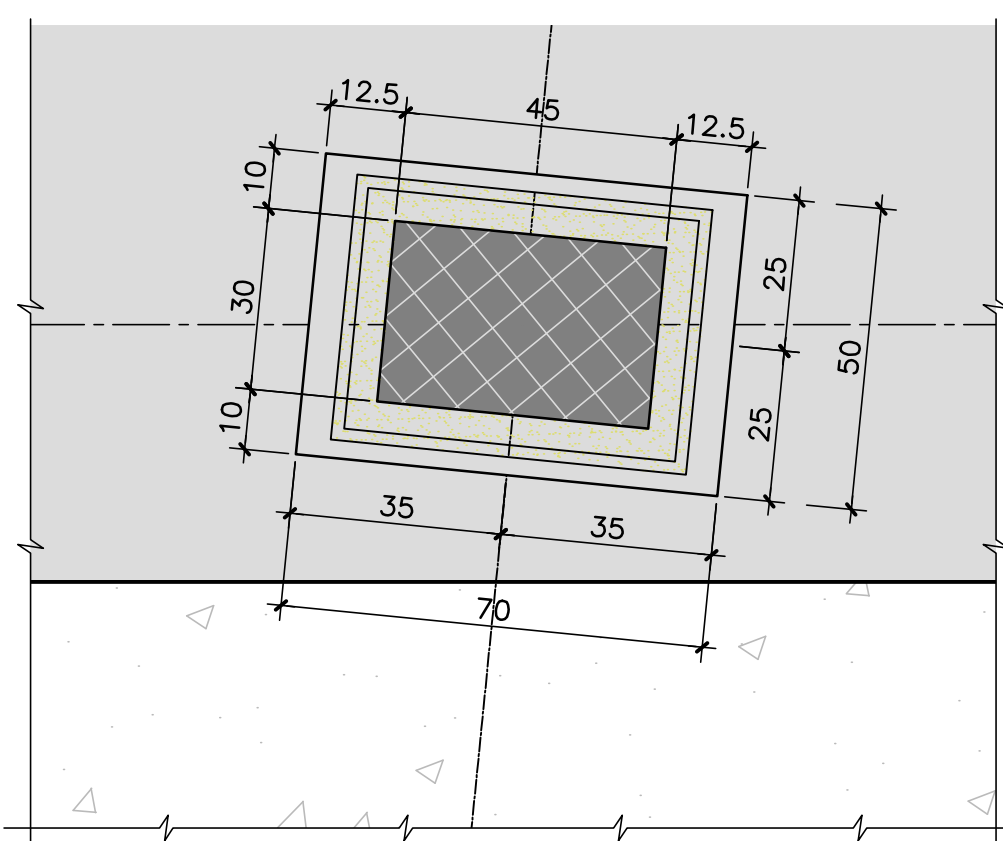
CORTE D-D

ESCALA=1:50



DETALHE "1" - TÍPICO

ESCALA=1:12,5



PARA 1 RAMO		
	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	67,78	149,43
PILARES	6,56	21,87
BLOCOS	48,0	80,0

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud.
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:43:59 -03'00'

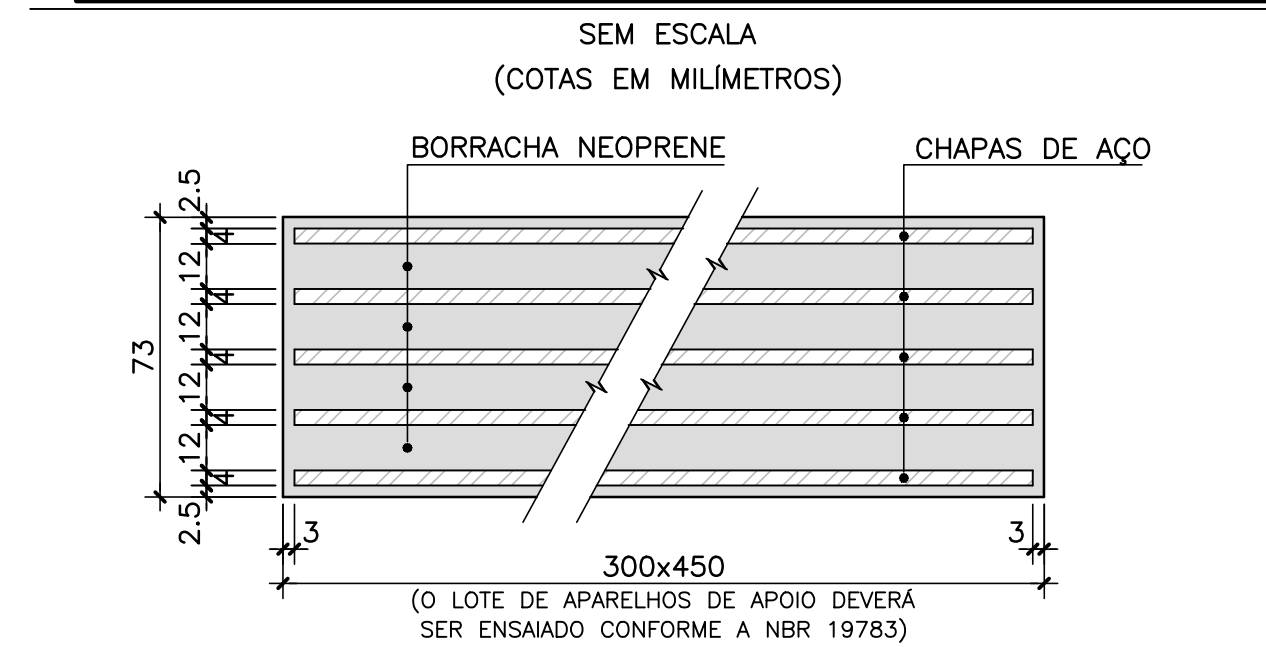
NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - (BLOCOS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - (PILARES) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - (TRAVESSAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45

ALTURAS DOS BERÇOS		
PÓRTICO AP03A		
COTA	LADO AP01A (cm)	LADO AP16 (cm)
A	5,0	17,7
B	14,8	25,9
C	29,9	41,9
D	45,1	57,9
E	60,2	73,8

LEGENDAS

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO



REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	25/09/19	APROVAÇÃO	MAST	AEFA	BFR
A	04/09/19	PARA APROVAÇÃO	MCR	AEFA	BFR
O	05/06/19	EMISSION INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
CONTRATO:	158/2016	DE-F01-B22-1028	B
ARGUVO:	DEF01B221028B1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
FORMA
APOIO AP03A - RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-98-IV	2

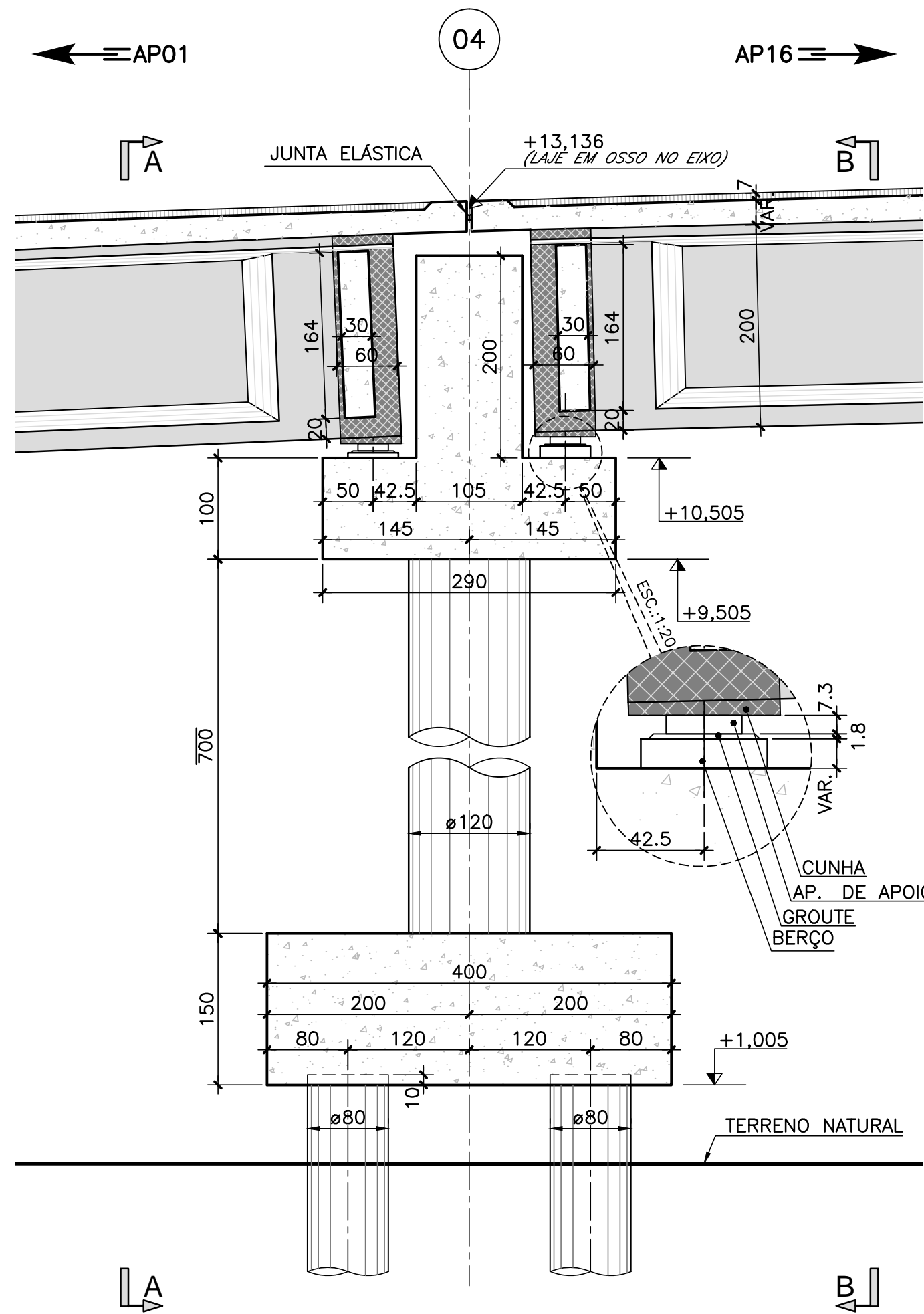
Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:44:18 -03'00'

FORMA DO APOIO AP04 – RAMO 1000

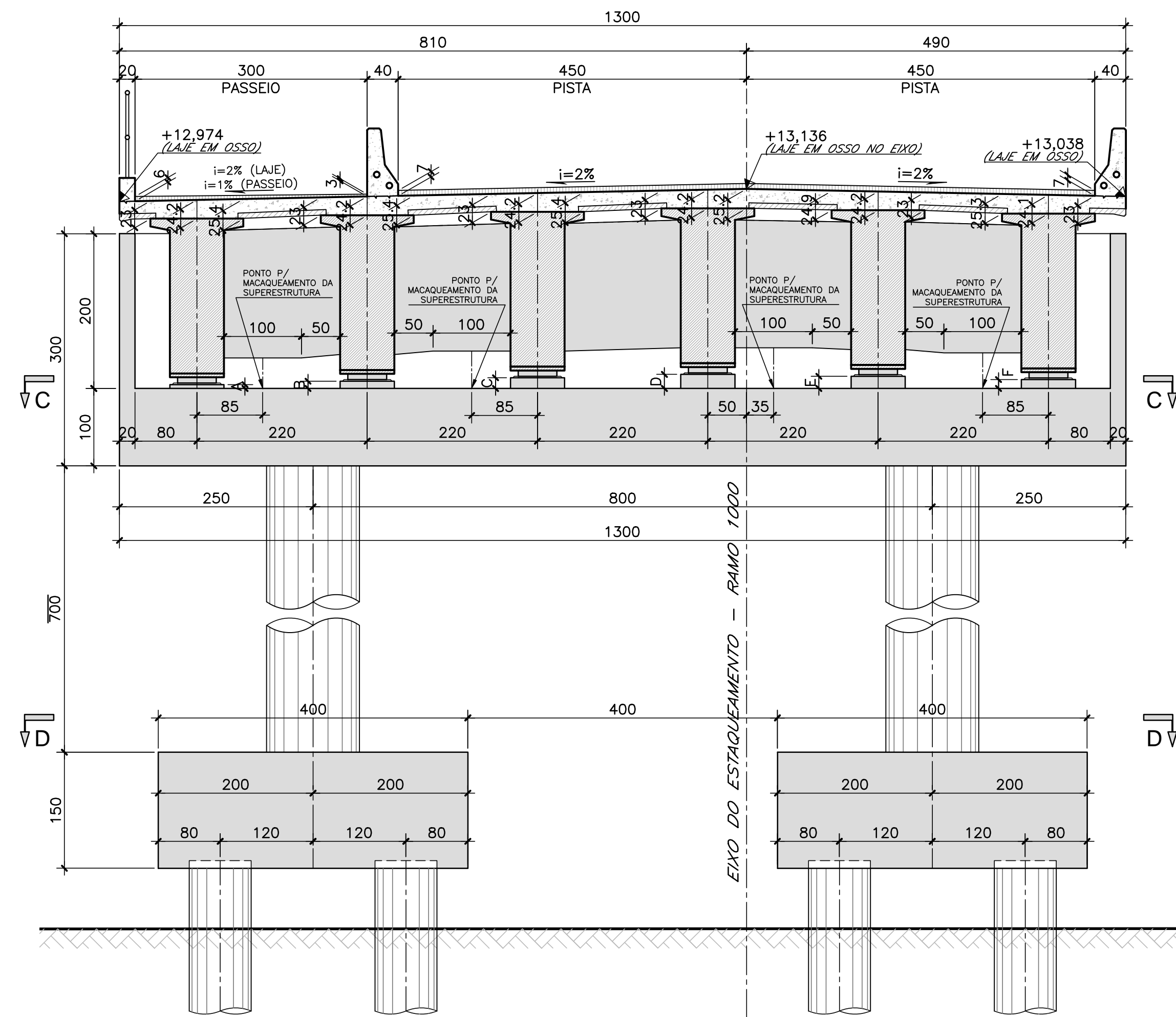
ELEVAÇÃO

ESCALA=1:50



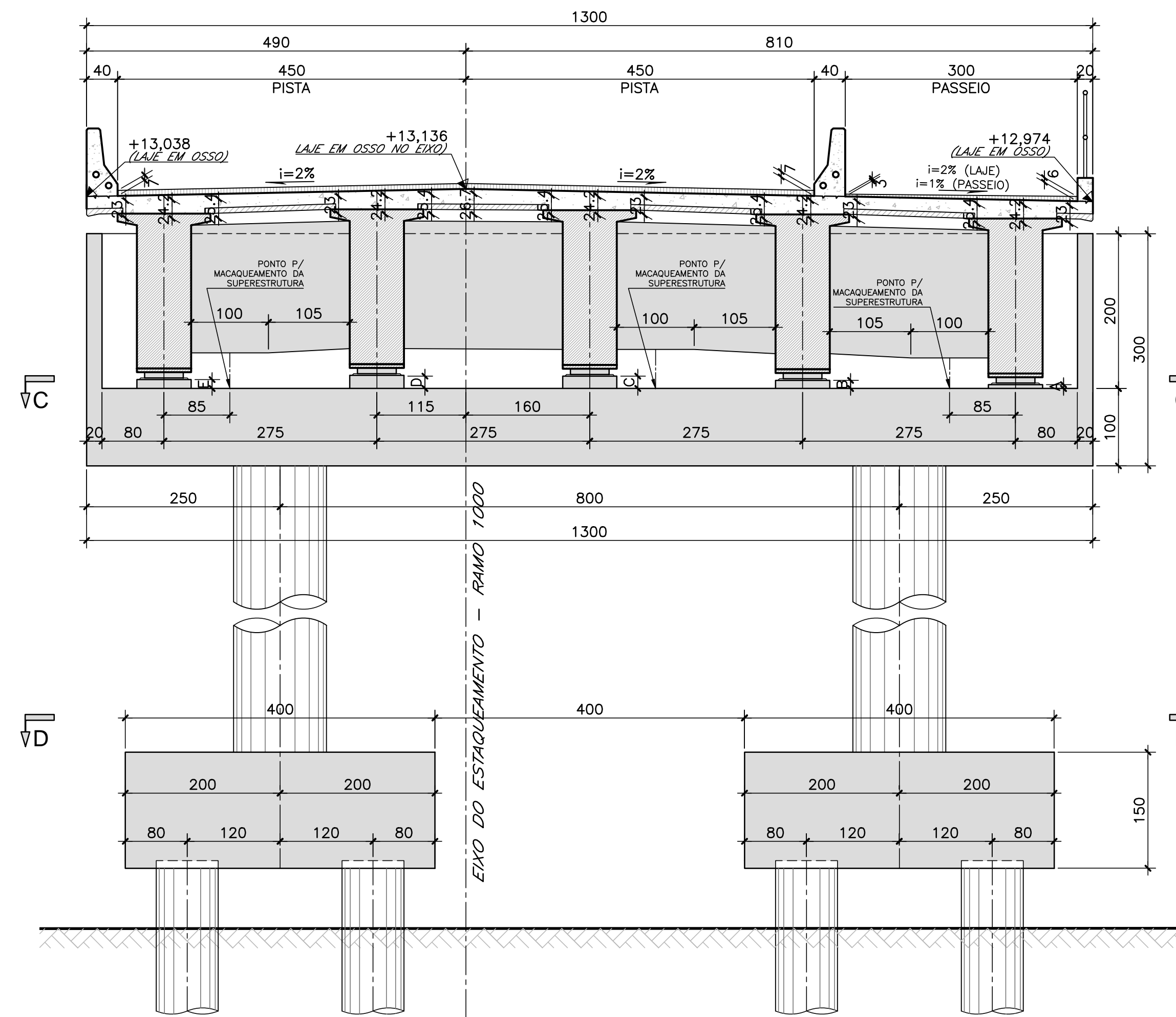
CORTE A-A

ESCALA=1:50



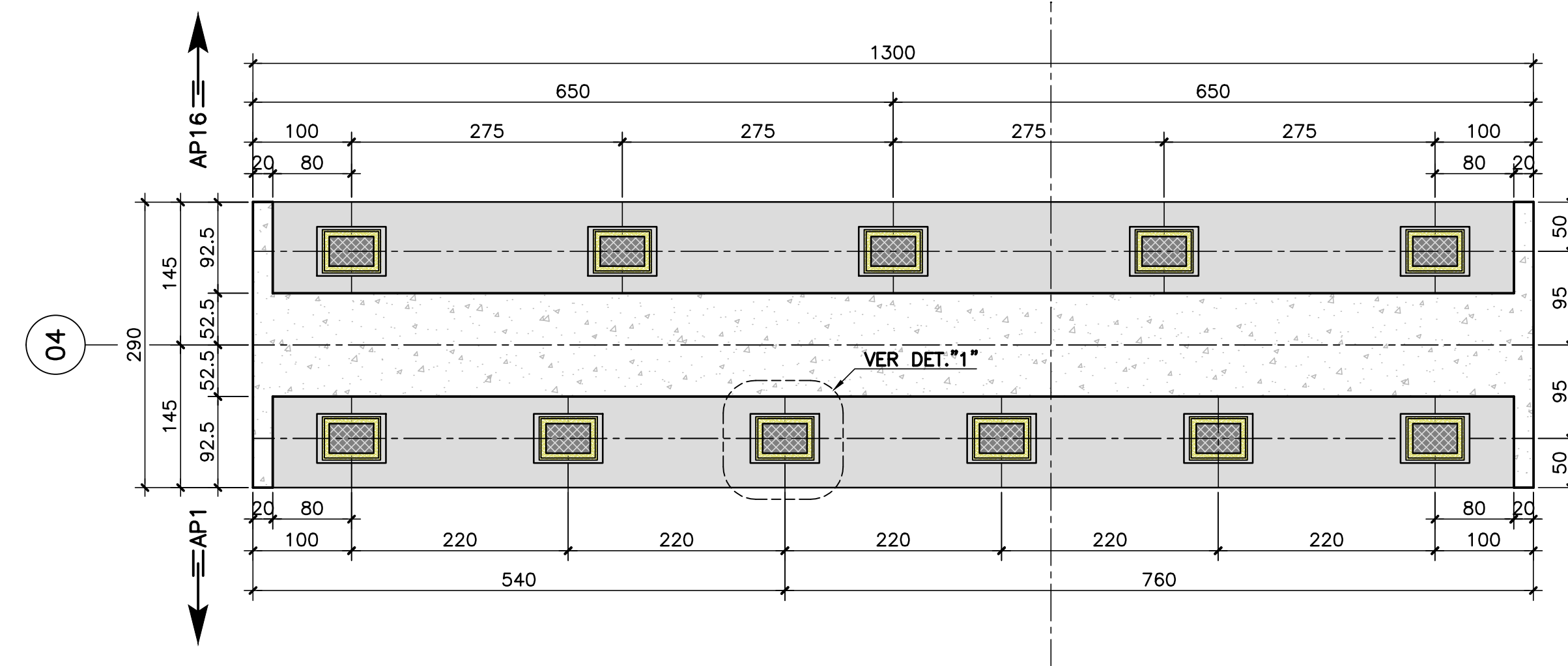
CORTE B-B

ESCALA=1:50



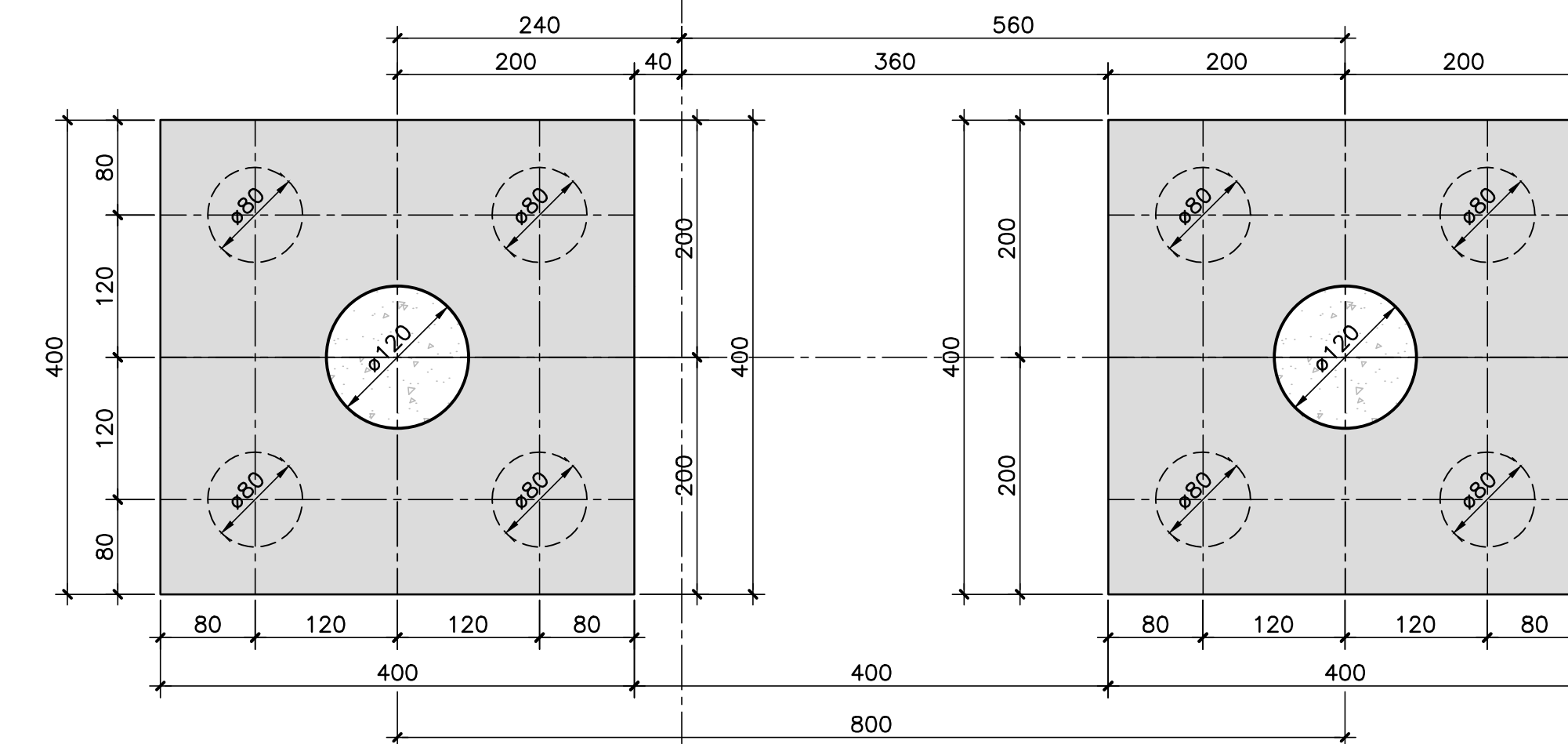
CORTE C-C

ESCALA=1:50



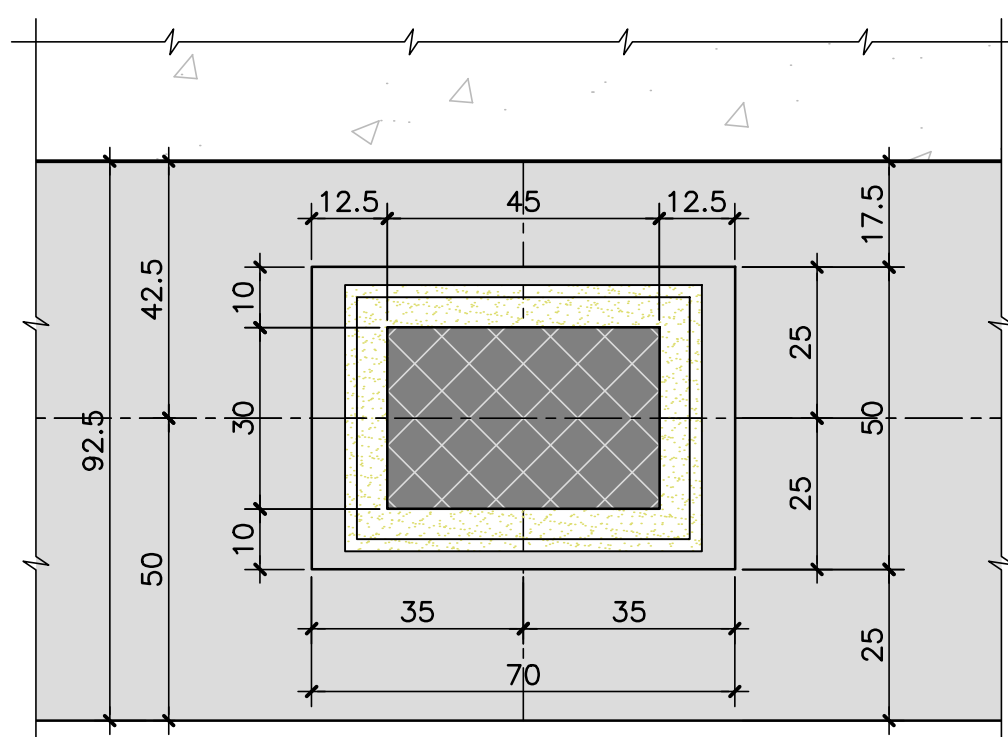
CORTE D-D

ESCALA=1:50



DETALHE "1" – TÍPICO

ESCALA=1:12,5



PARA 1 RAMO		
	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	67,07	144,53
PILARES	15,83	52,78
BLOCOS	48,0	80,0

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:

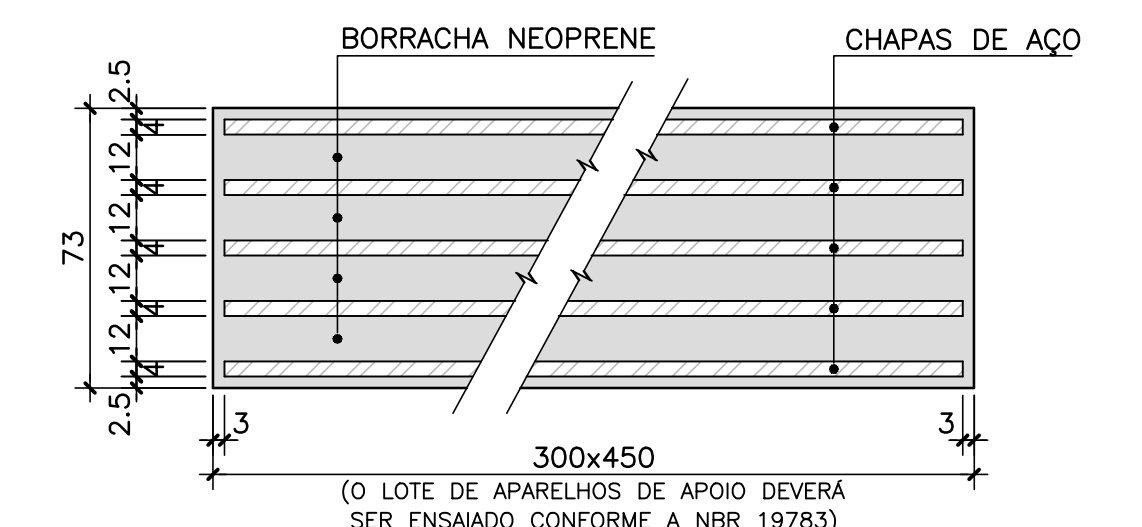
- (BLOCOS) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
- (PILARES) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
- (TRAVESSAS) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45

ALTURAS DOS BERÇOS			
PÓRTICO AP04			
COTA	LADO		(cm)
	AP01	AP16	
A	5,0	11,9	
B	9,4	17,4	
C	13,8	22,9	
D	18,2	23,8	
E	15,8	18,3	
F	11,4	-	

LEGENDAS

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO

SEM ESCALA
(COTAS EM MILÍMETROS)



(O LOTE DE APARELHOS DE APOIO DEVERÁ SER ENSAIADO CONFORME A NBR 19783)

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	25/09/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
A	04/09/19	PARA APROVAÇÃO	MCR	AEFA	BFR
O	05/06/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1029	B
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221029B1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO: OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO: PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL

FORMA

APOIO AP04 – RAMO 1000

ESCALA: INDICADA

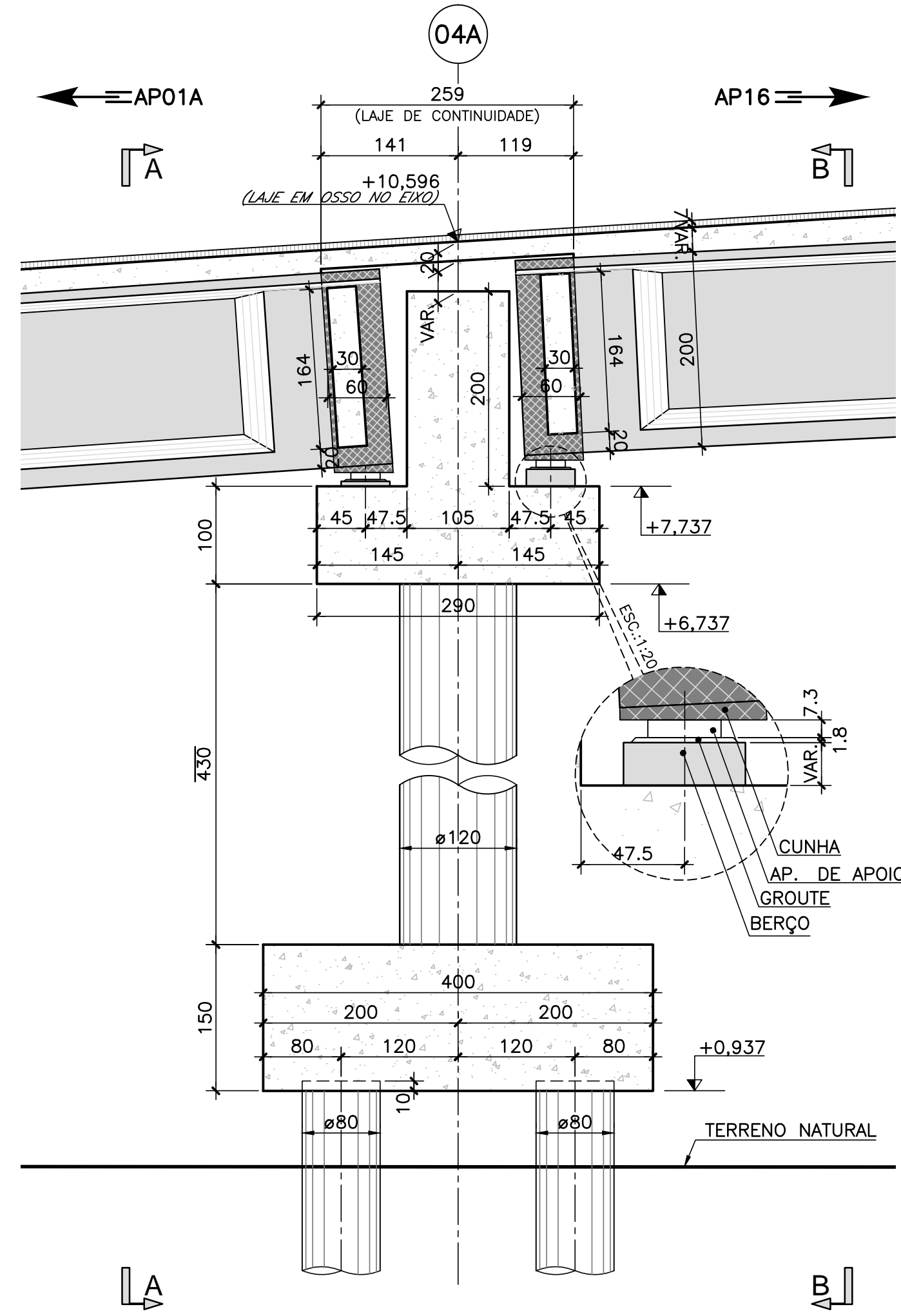
NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R2/16-99-IV

REV: 2

FORMA DO APOIO AP04A – RAMO 2000

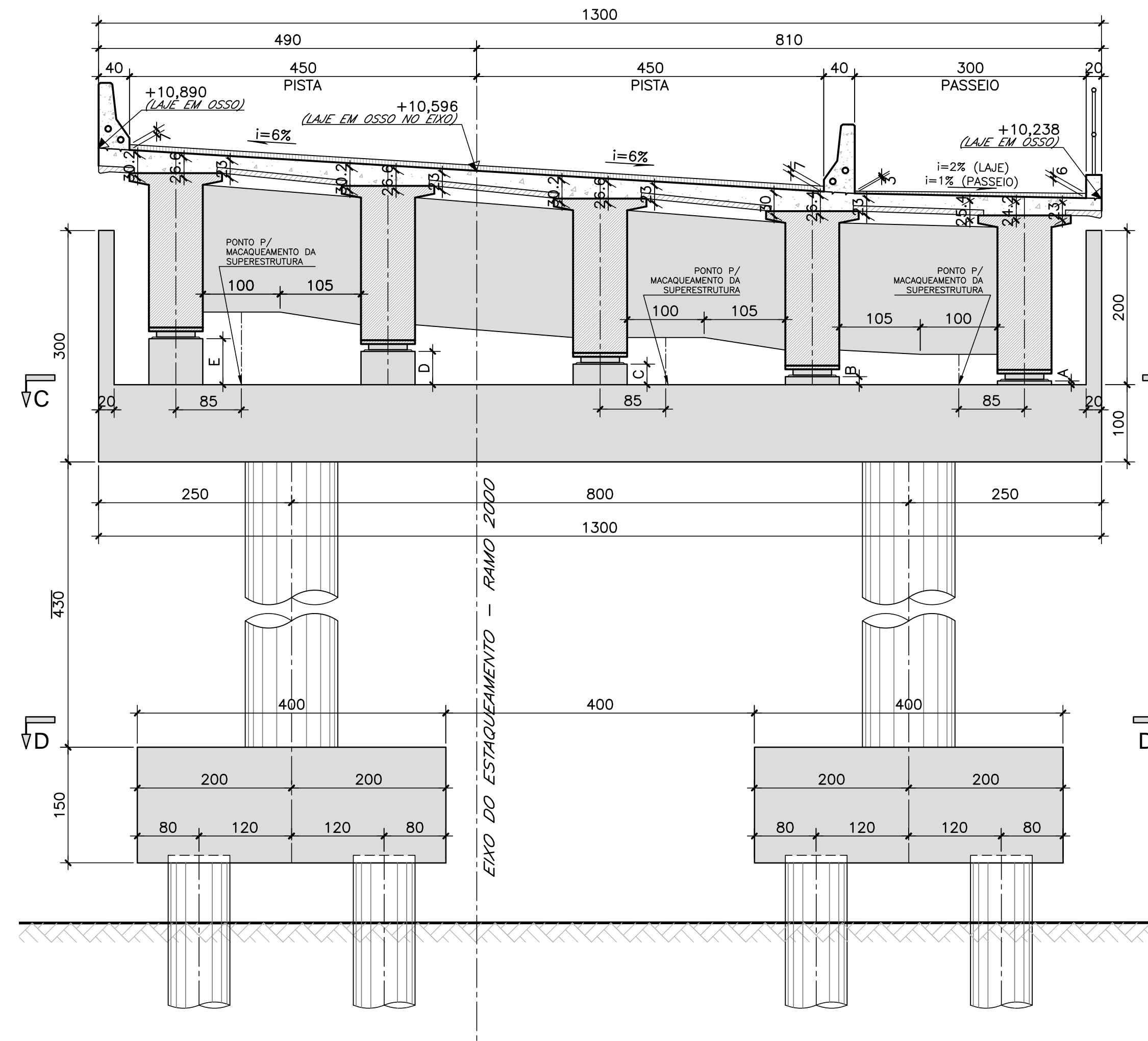
ELEVAÇÃO

ESCALA=1:50



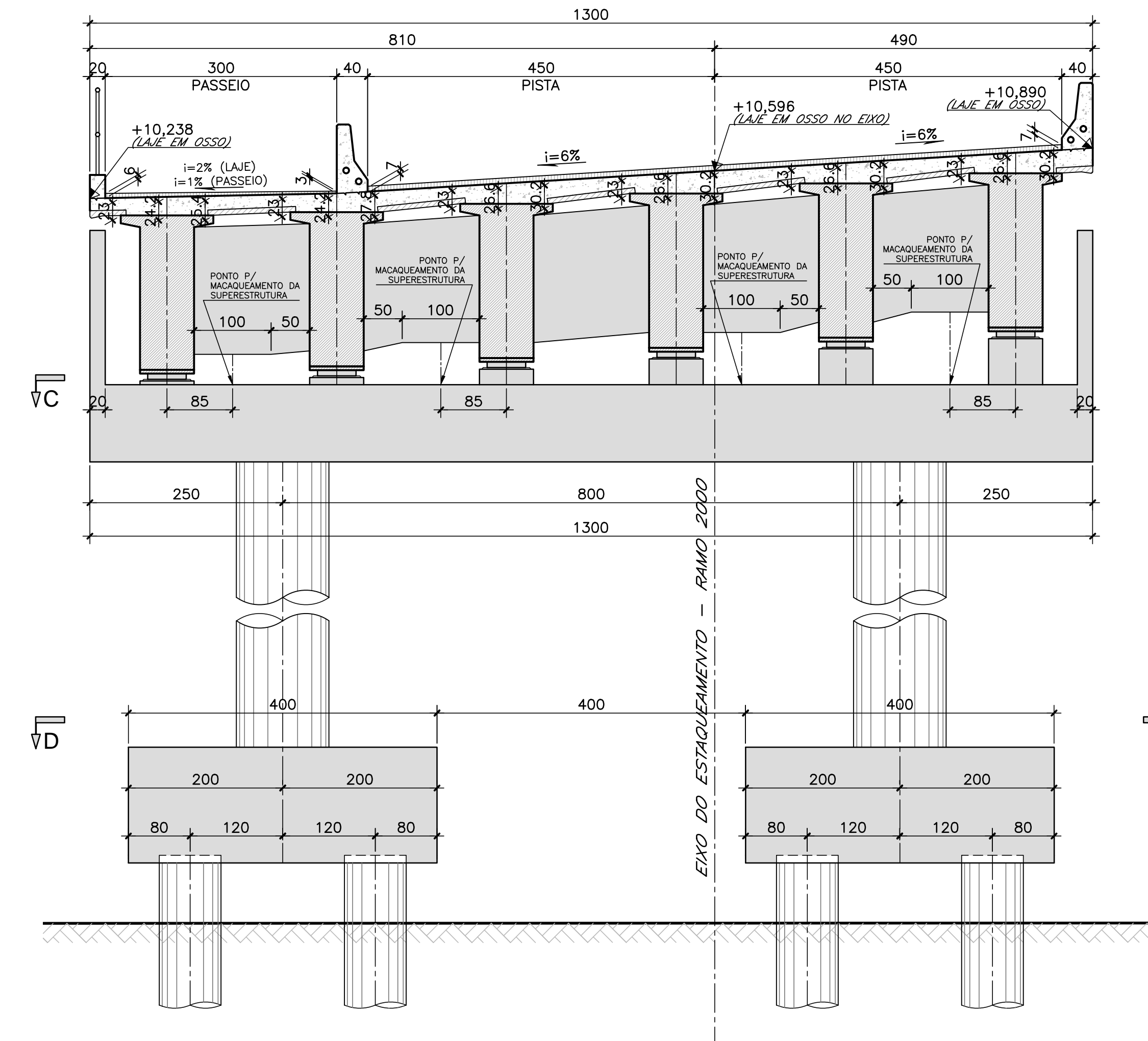
CORTE A-A

ESCALA=1:50



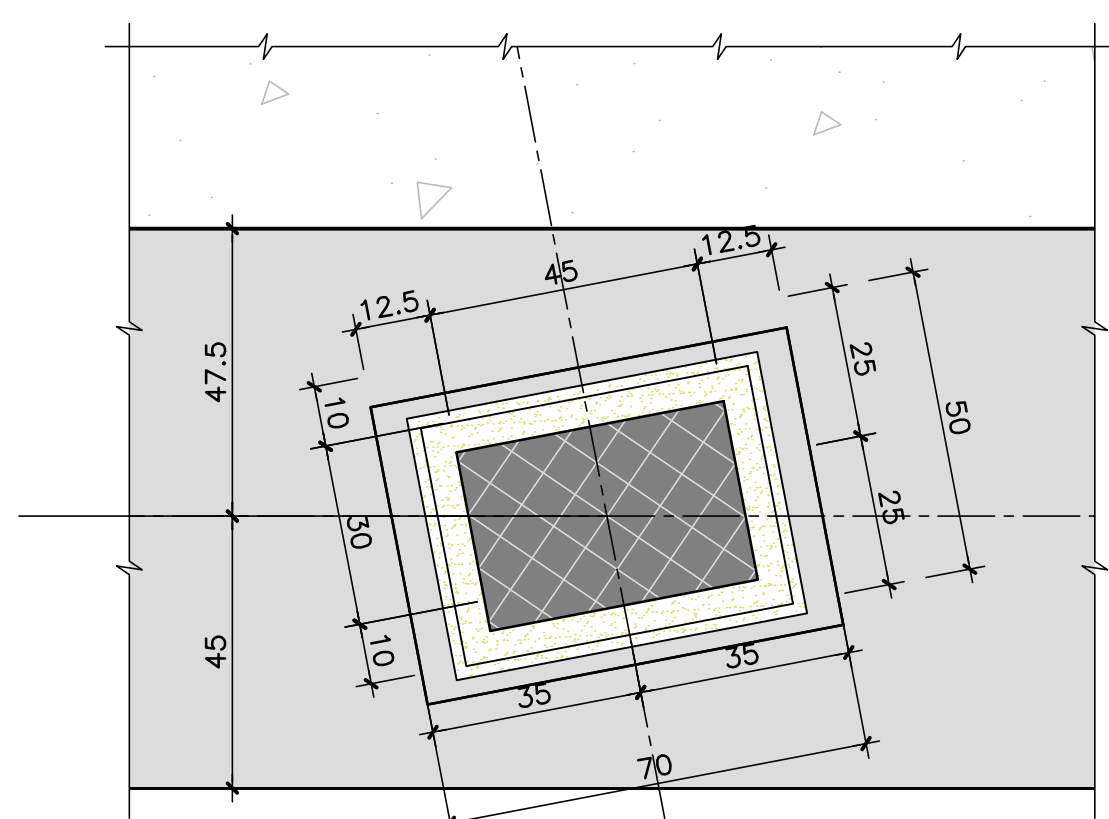
CORTE B-B

ESCALA=1:50



DETALHE "1" – TÍPICO

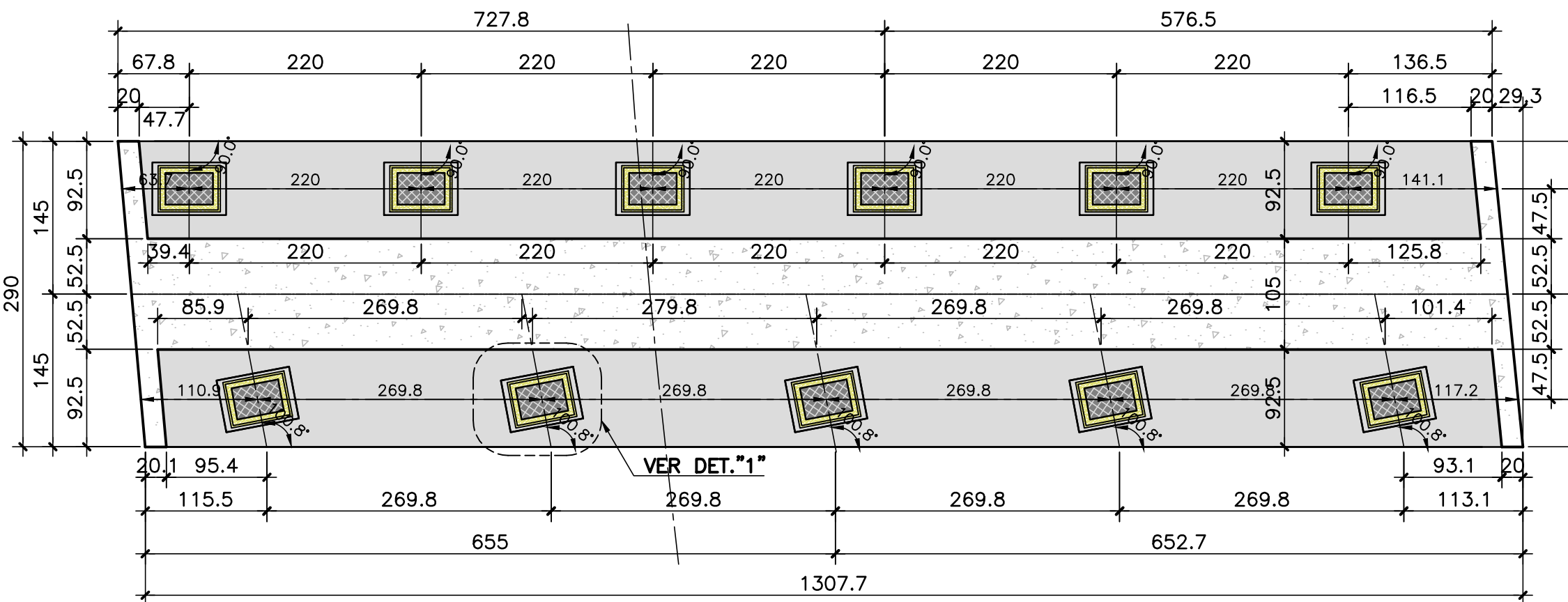
ESCALA=1:12,5



	PARA 1 RAMO	
	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	67,95	150,57
PILARES	9,73	32,42
BLOCOS	48,0	80,0

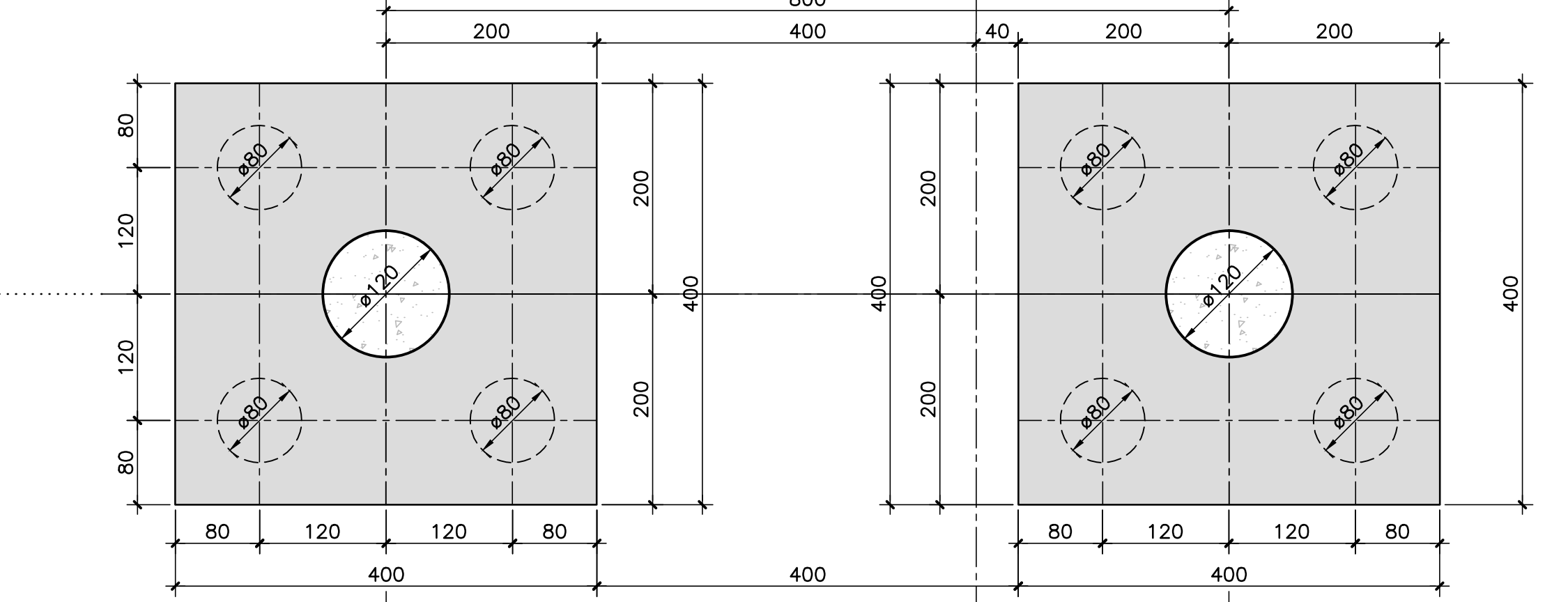
CORTE C-C

ESCALA=1:50



CORTE D-D

ESCALA=1:50



Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud, DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:44:37 -03'00'

NOTAS GERAIS

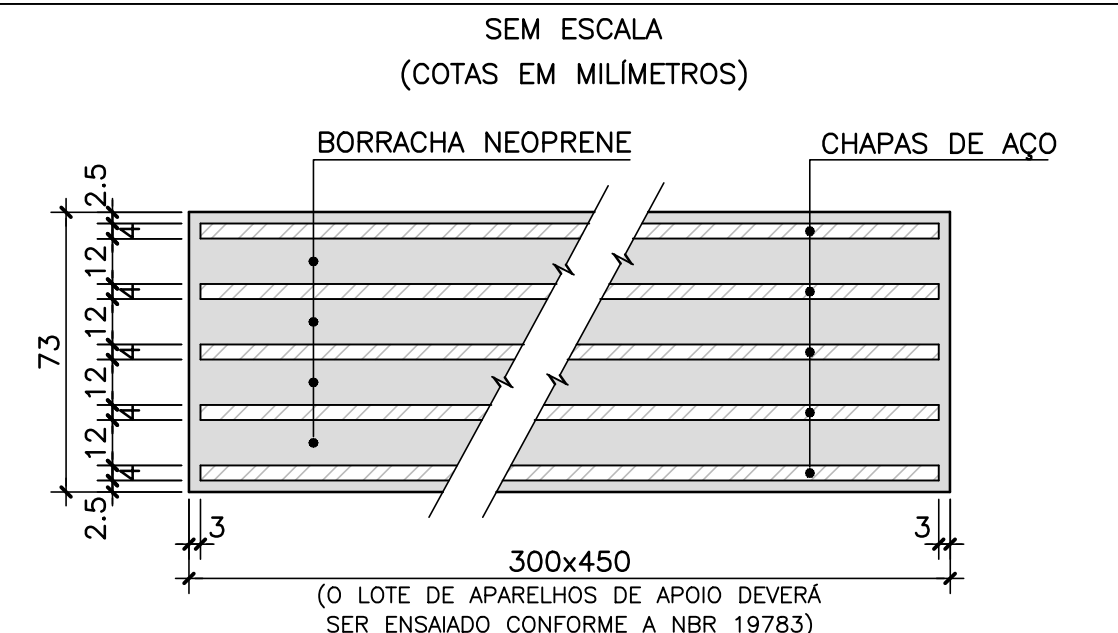
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
- 3.1. (BLOCOS) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 3.2. (PILARES) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 3.3. (TRAVESSAS) fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45

ALTURAS DOS BERÇOS		
PÓRTICO AP04A		
	LADO AP01A (cm)	LADO AP16 (cm)
RAMO 2000	A	5,0
	B	12,8
	C	29,1
	D	45,2
	E	61,4
	F	76,1

LEGENDAS

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO



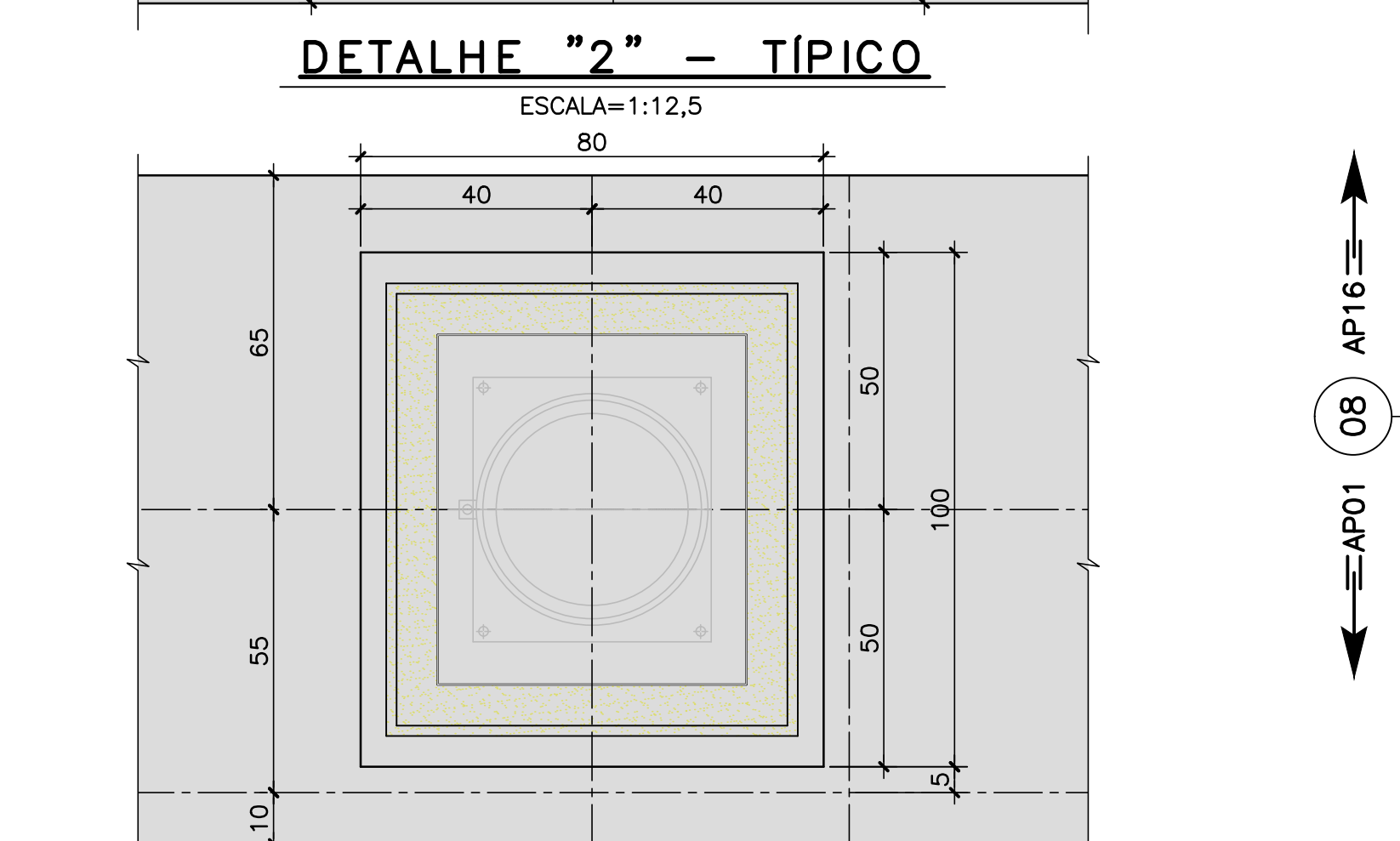
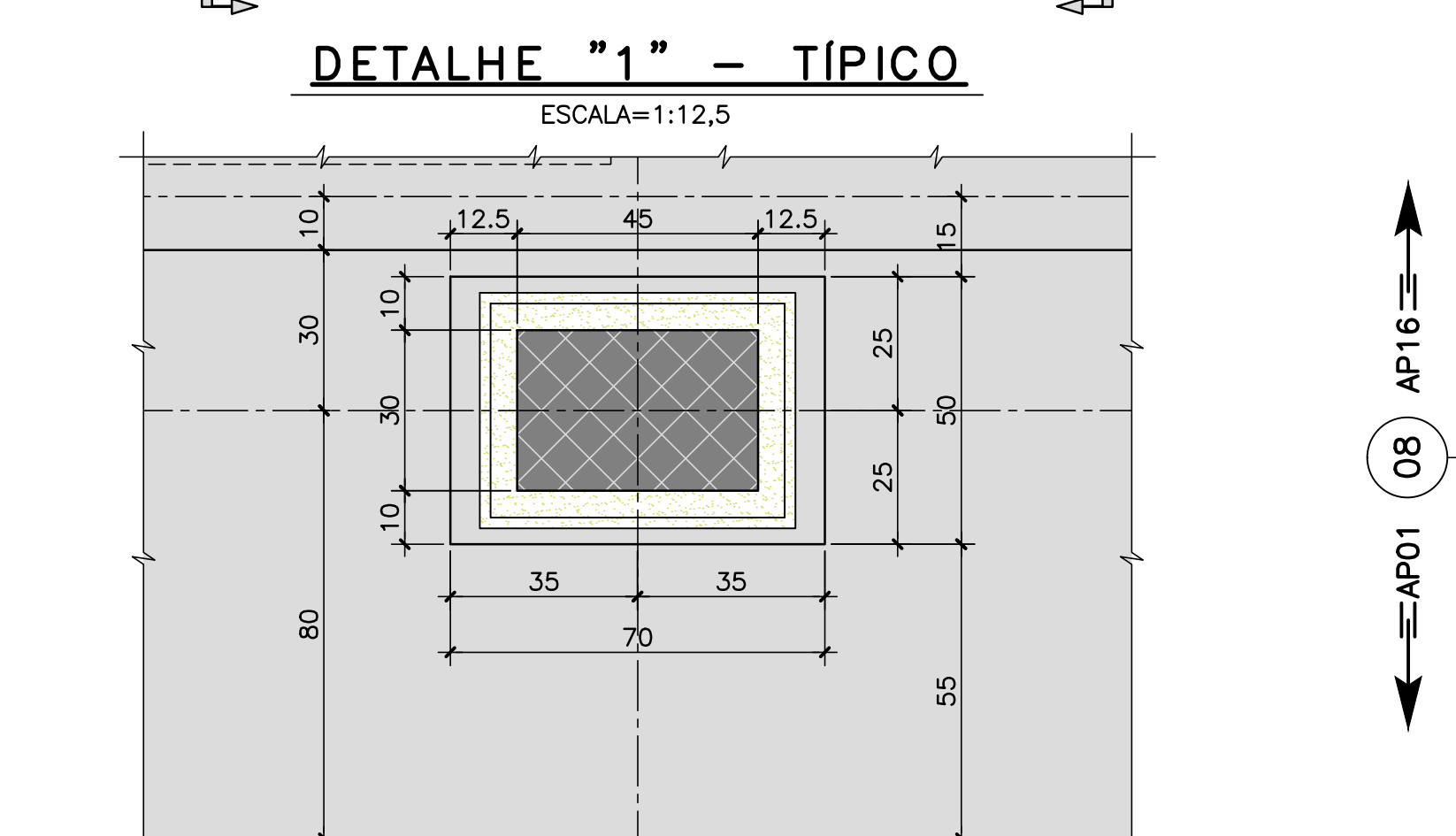
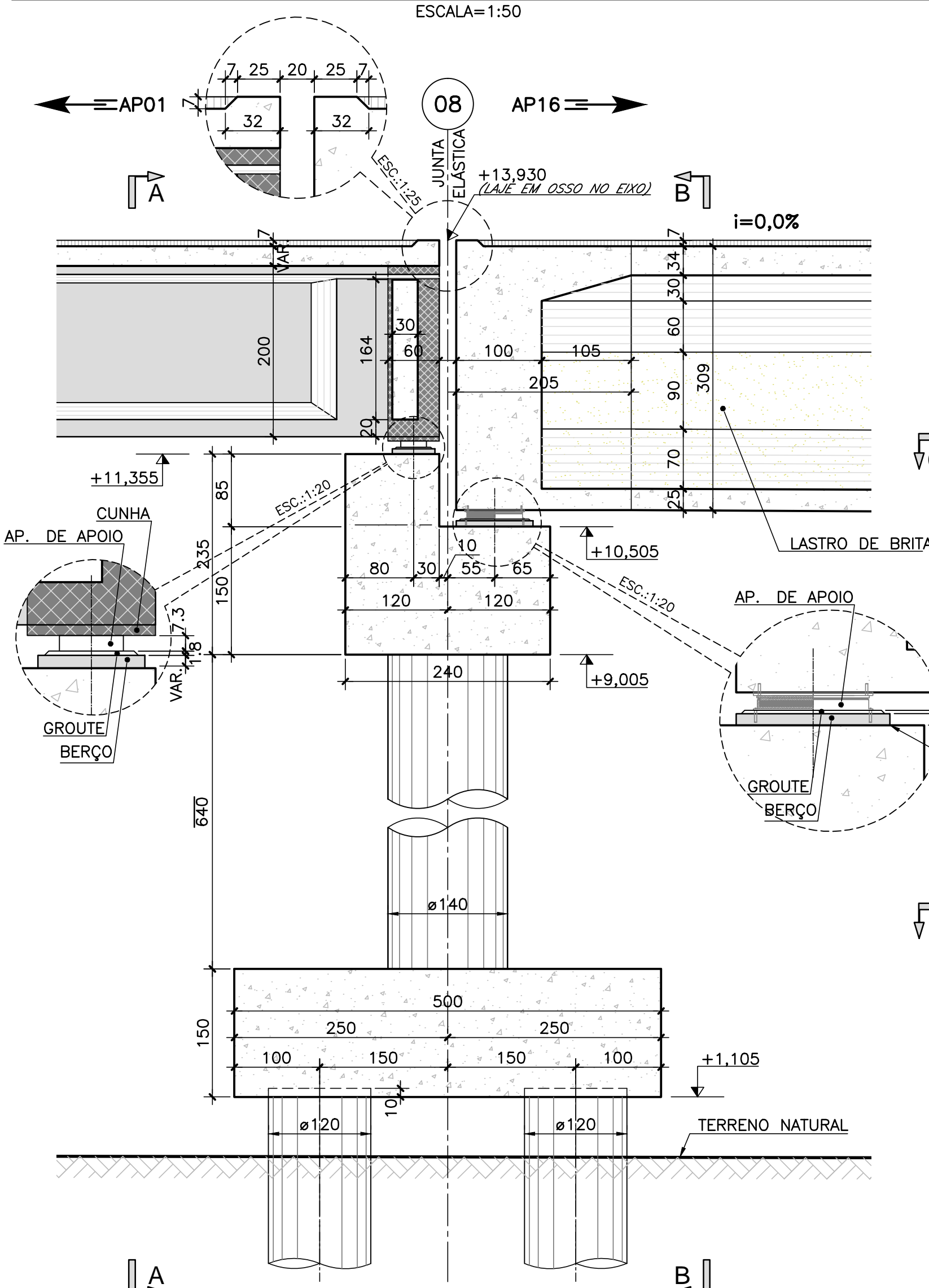
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	25/09/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
A	04/09/19	PARA APROVAÇÃO	MCR	AEFA	BFR
O	05/06/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAV:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1030	B
CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B221030B1.dwg	
158/2016			

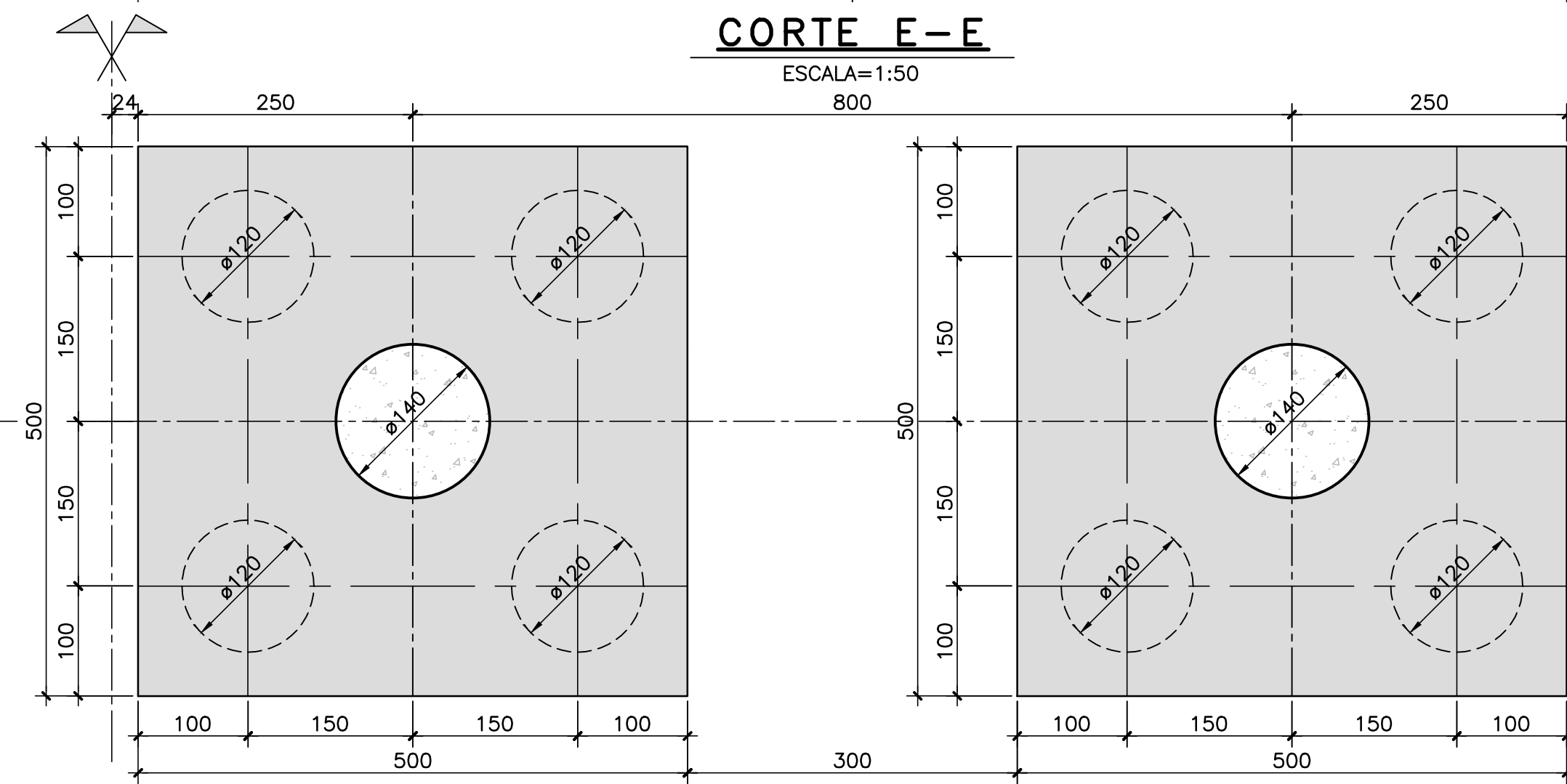
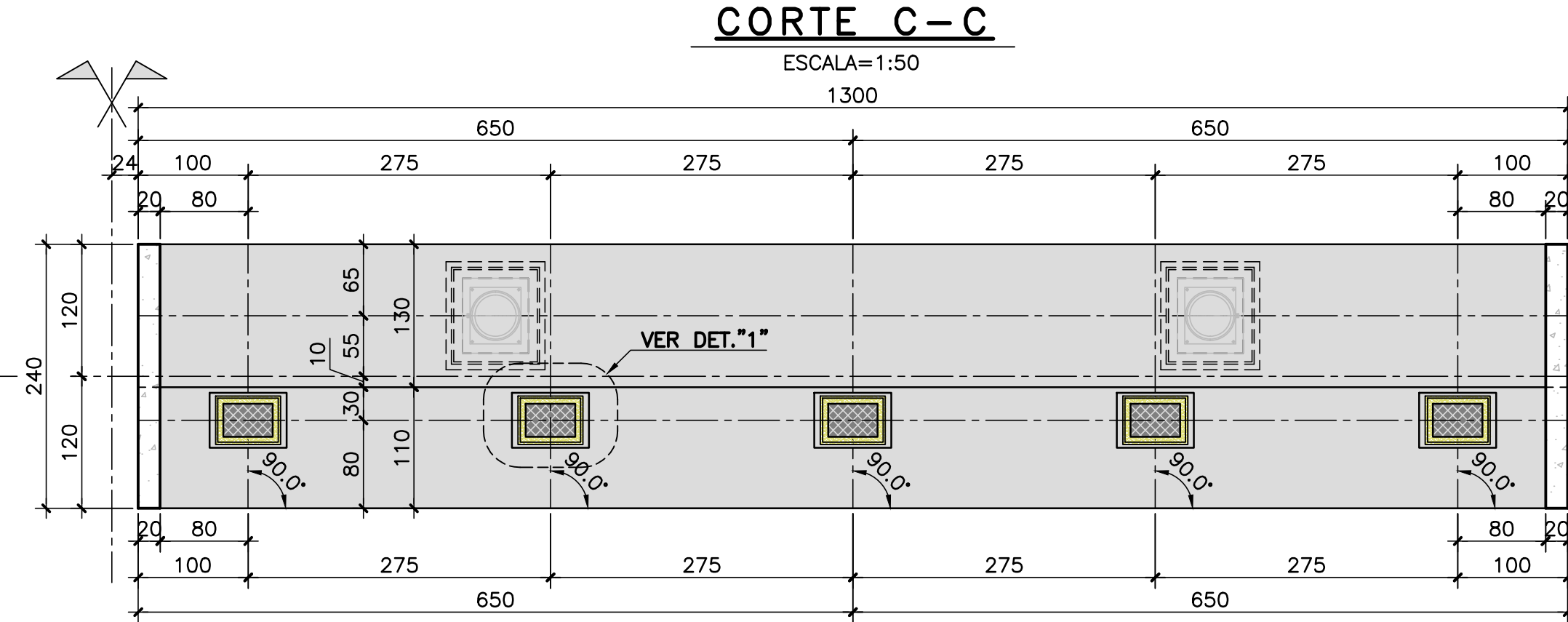
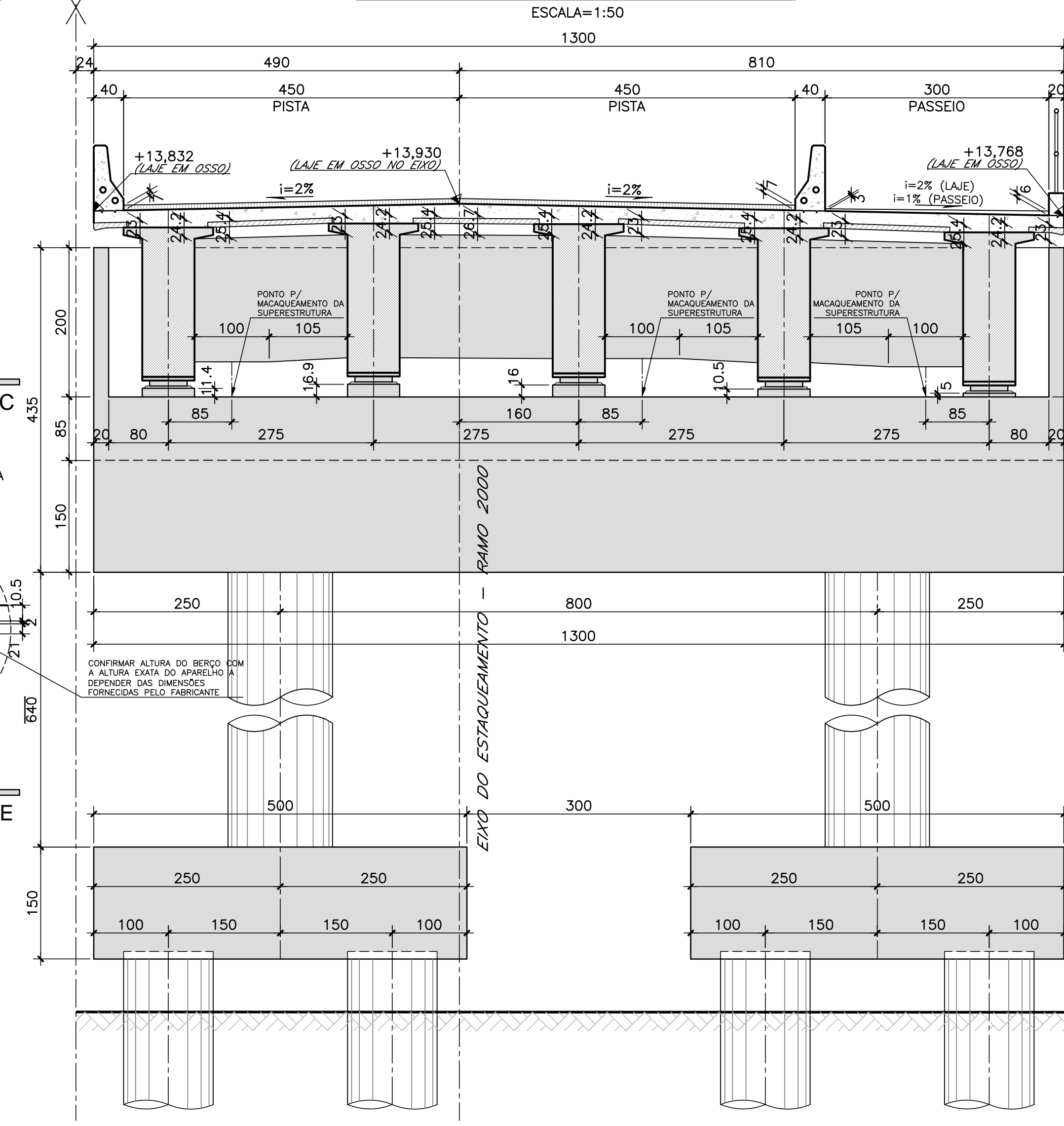
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 FORMA
APOIO AP04A – RAMO 2000

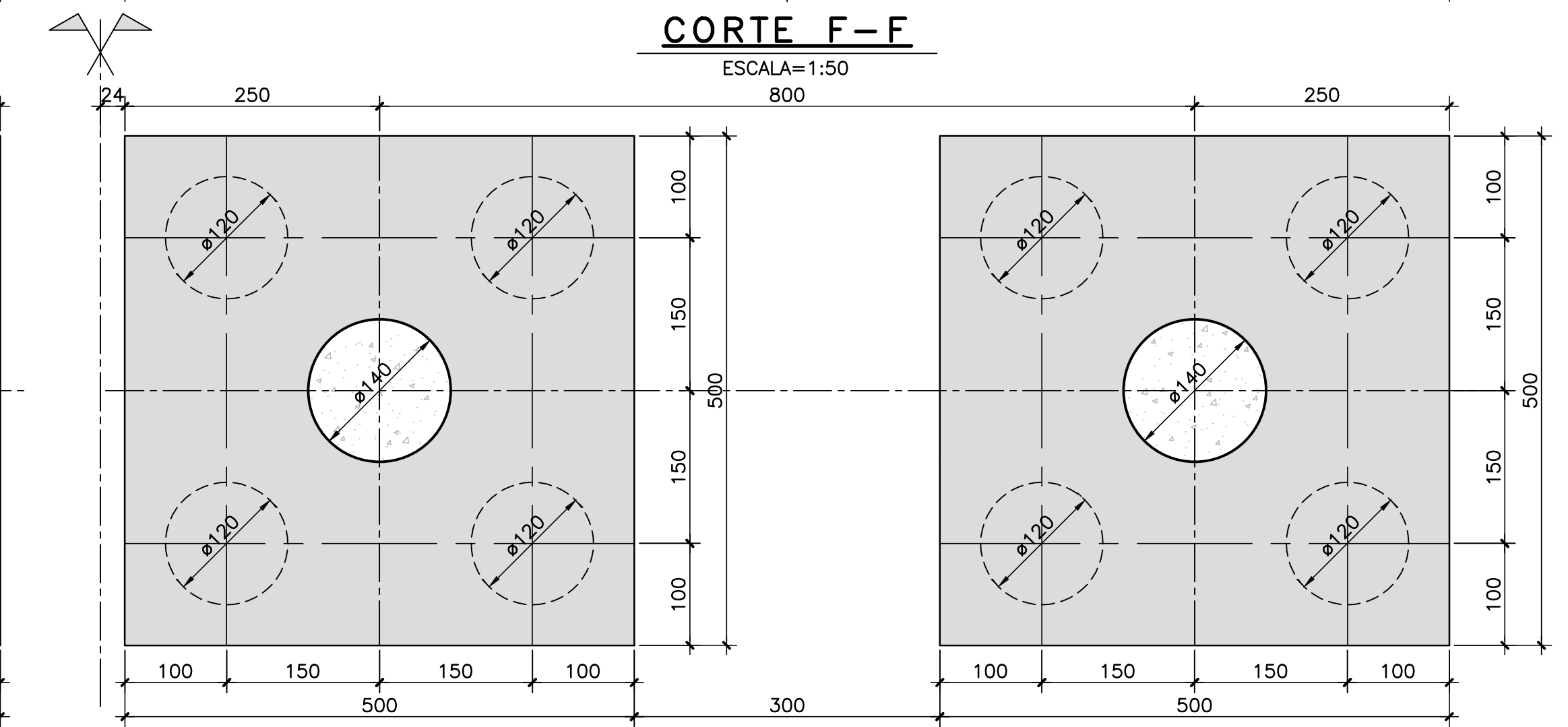
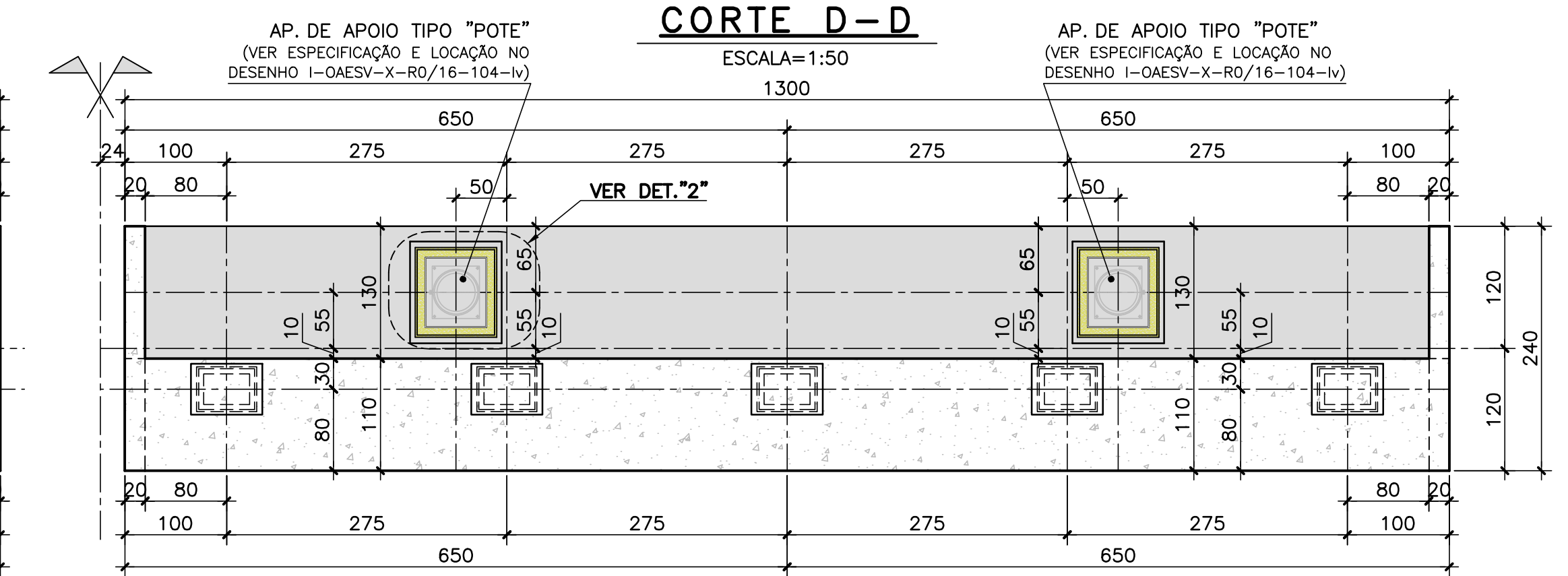
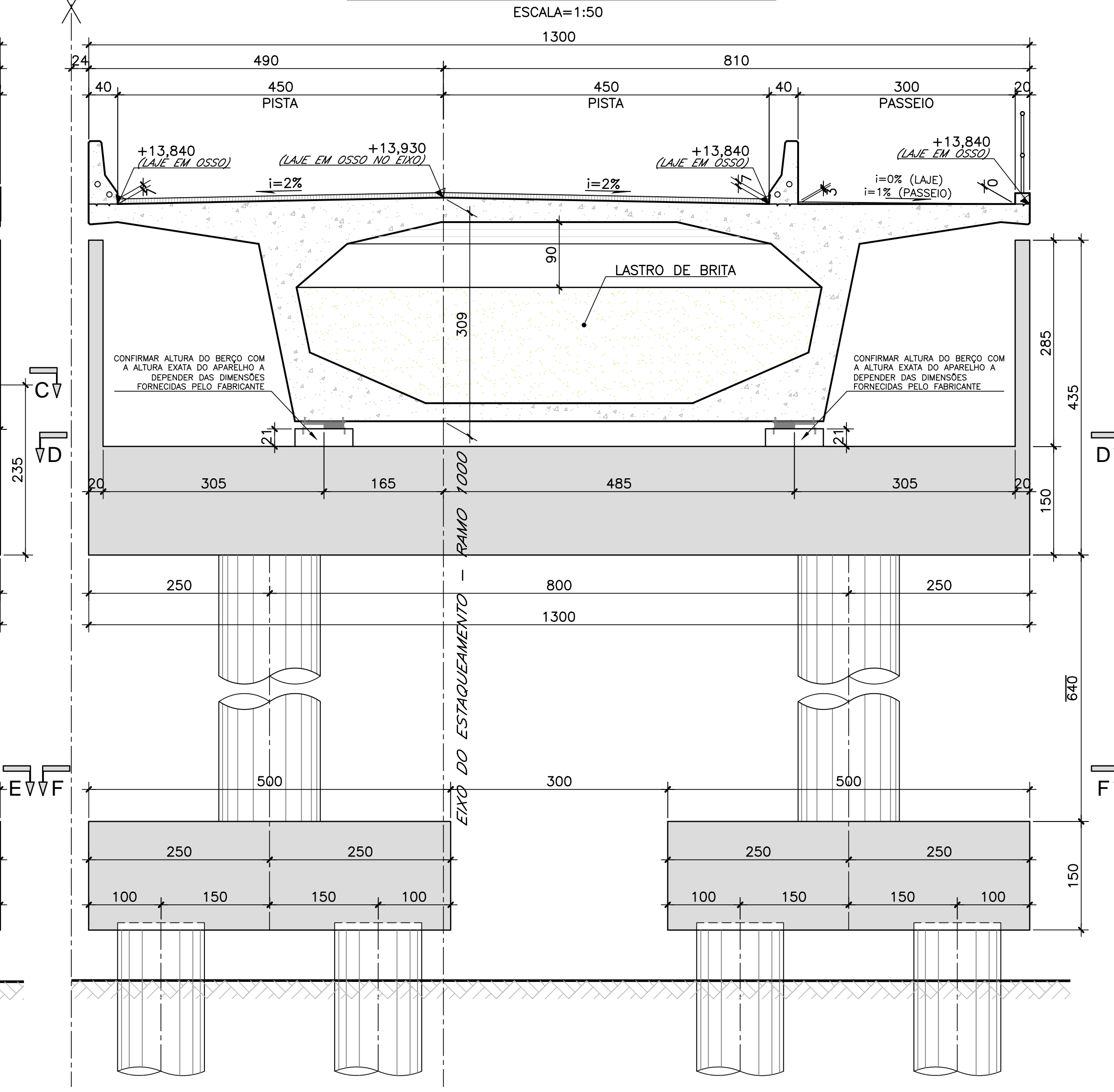
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-100-IV	2



CORTE A-A (RAMO 2000)



CORTE B-B (RAMO 1000)



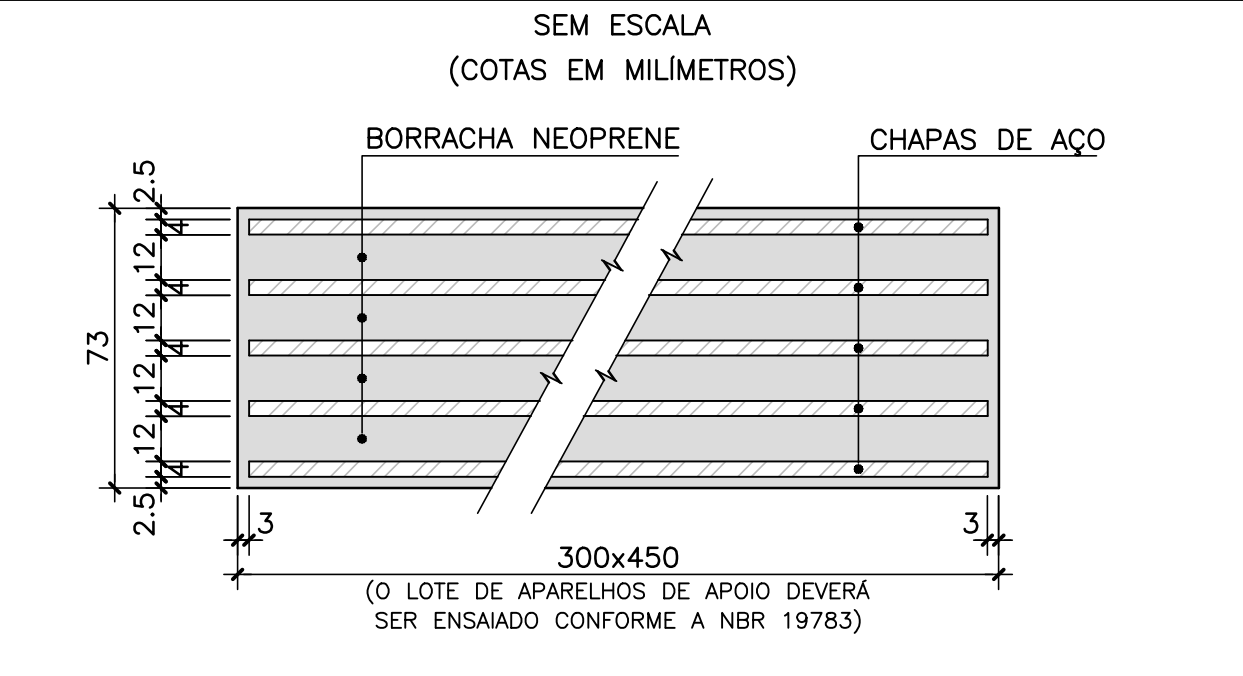
Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud.
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com.br, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:45:17 -03'00'

NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTIMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - 3.1. (BLOCOS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 3.2. (PILARES) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - 3.3. (TRAVESSAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - VER ESPECIFICAÇÃO E LOCAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO METÁLICOS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-104-IV

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO



(O LOTE DE APARELHOS DE APOIO DEVERÁ SER ENSAIADO CONFORME A NBR 19783)

LEGENDAS

	PARA 1 RAMO		PARA 2 RAMOS	
	Vc (m³)	Af (m²)	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	62,93	129,91	125,87	259,41
PILARES	19,70	56,30	39,40	112,60
BLOCOS	75,0	110,0	150,0	220,0

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	25/09/19	APROVAÇÃO	MST	AEFA	BRF
A	04/09/19	PARA APROVAÇÃO	MAS	AEFA	BRF
O	05/06/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BRF

INDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/OSL:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF016221033B1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B22-1033	EMISSÃO:	B

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

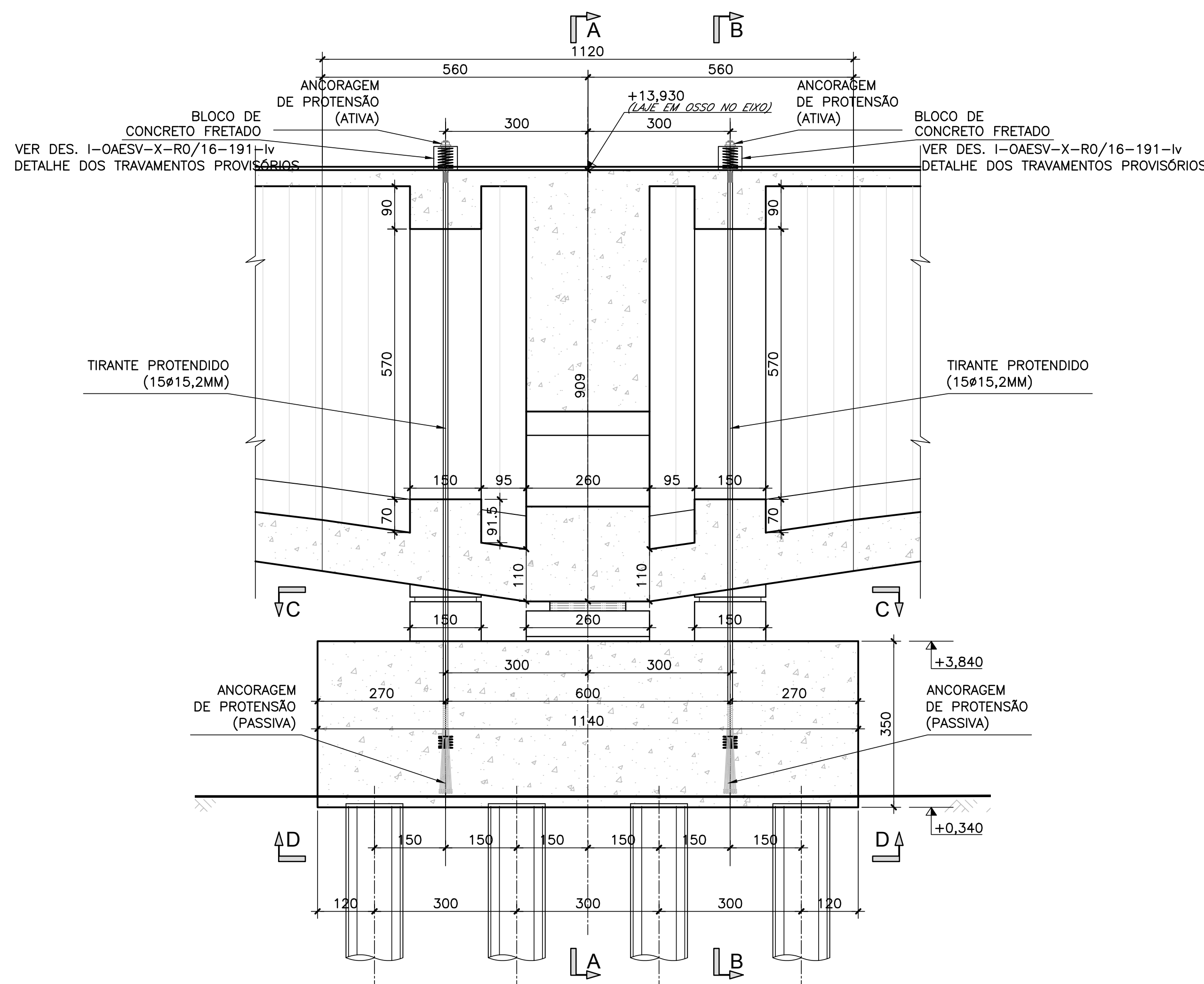
EMPREENHAMENTO:
 OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
 FORMA
 APOIOS AP08 - RAMO 1000 E RAMO 2000

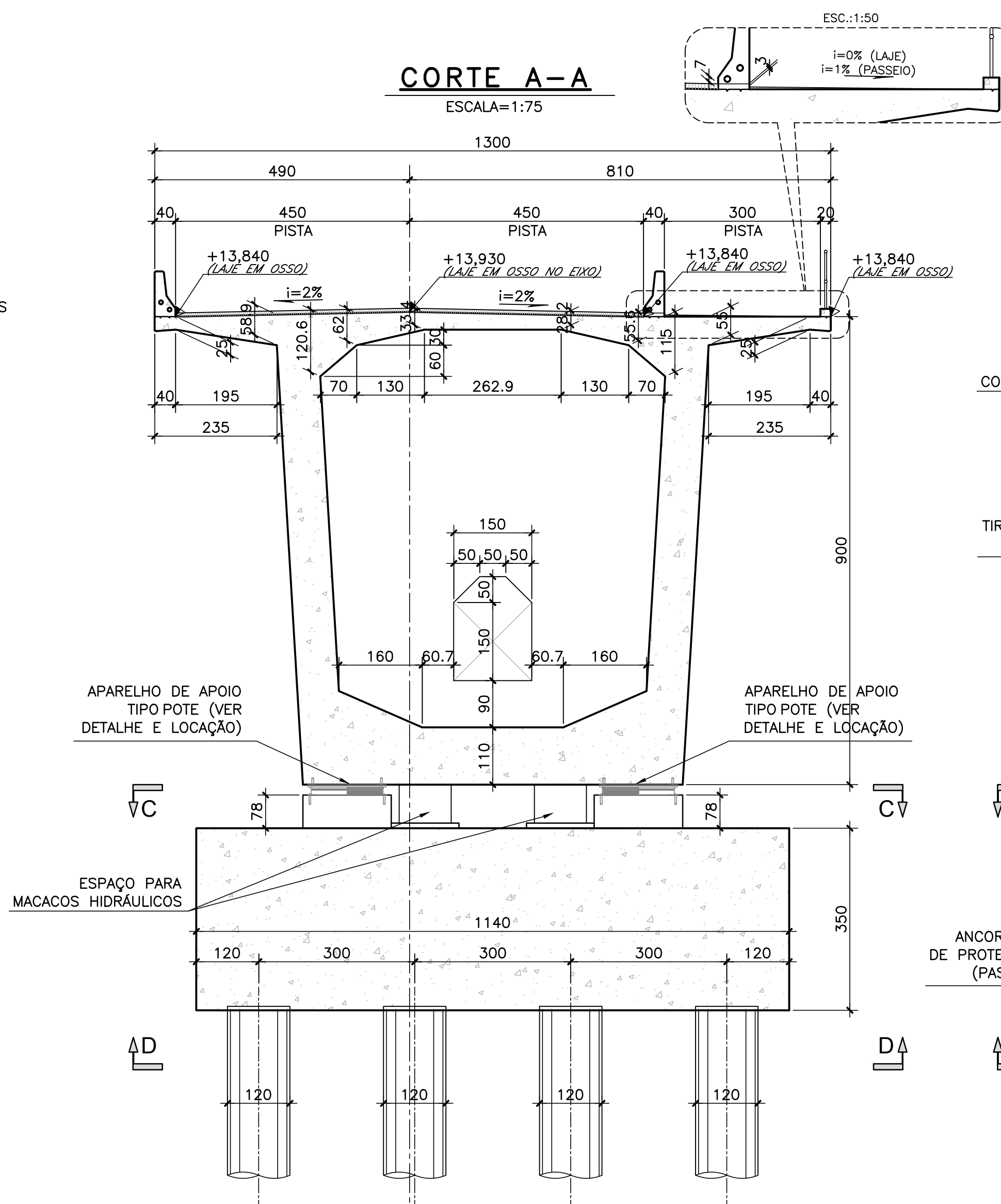
ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R2/16-103-IV REV: 2

Rodrigo Meirelles Sigaud
 Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave SA Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:45:37 -03'00'

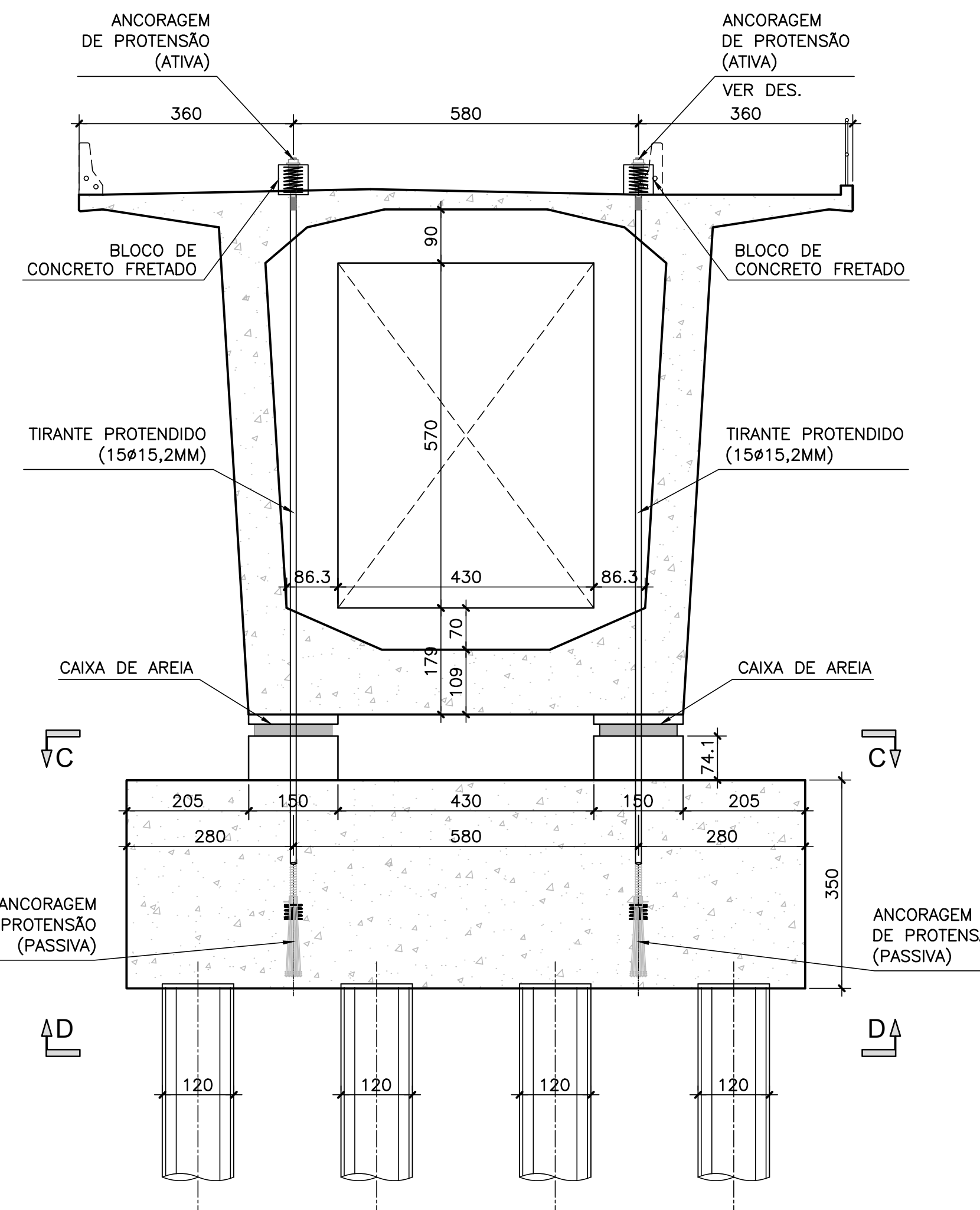
FORMA DOS APOIOS AP09 RAMOS 1000 E 2000 - ELEVACÃO
 ESCALA=1:75



CORTE A-A
 ESCALA=1:75



CORTE B-B
 ESCALA=1:75



NOTAS GERAIS

- NOTAS :**
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CEMENTO:
 1. (BLOCOS) $f_{ck}=40$ MPa - FATOR ÁGUA/CEMENTO $\leq 0,45$
 2. (PILARES) $f_{ck}=40$ MPa - FATOR ÁGUA/CEMENTO $\leq 0,45$
 3. (TRAVESSAS) $f_{ck}=40$ MPa - FATOR ÁGUA/CEMENTO $\leq 0,45$
 - APARELHOS DE APOIO DO TIPO "POTE" CONFORME ESPECIFICADO NOS DETALHES A NA LOCAÇÃO
 - OS APARELHOS DE APOIO DEVEM SER CHUMBADOS NO CONCRETO DE FORMA A SUPORTAREM AS CARGAS HORIZONTAIS ESPECIFICADAS NO DESENHO DE LOCAÇÃO. ESSE CHUMBAMENTO DEVE PERMITIR A TROCA DESSES APARELHOS QUANDO NECESSÁRIO;
 - A MOVIMENTAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIOS MÓVEIS DEVE SER PRÉ-CALIBRADA PARA ABSORÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DEVIDOS AOS EFEITOS REOLÓGICOS E ELÁSTICOS DA PROTENSÃO;
 - ETAPAS EXECUTIVAS PARA INSTALAÇÃO DOS APARELHOS DE APOIO:
 1. APÓS A EXECUÇÃO DOS FECHAMENTOS CENTRAIS E LATERAIS, OS APARELHOS DO APOIO AP09 DEVEM SER INSTALADOS E CHUMBADOS E OS RESPECTIVOS APOIOS PROVISÓRIOS DEVEM SER REMOVIDOS;
 2. OS APARELHOS DO APOIO AP10 DEVEM SER INSTALADOS E PRÉ-CALIBRADOS PARA ABSORVER A MOVIMENTAÇÃO LONGITUDINAL;
 3. OS APOIOS PROVISÓRIOS DEVEM SER REVOMIDOS E CASO A MOVIMENTAÇÃO LONGITUDINAL SE MOSTRE EXCESSIVA, O APOIO DEVE SER MACAQUEADO E OS APARELHOS DE APOIO REPOSICIONADOS PARA CONTRA-BALANÇAR O DESLOCAMENTO;

LEGENDAS

- MOVIMENTAÇÃO LIVRE NA LONGITUDINAL E NA TRANSVERSAL
- MOVIMENTAÇÃO LIVRE NA LONGITUDINAL E IMPEDIDA NA TRANSVERSAL
- MOVIMENTAÇÃO IMPEDIDA NA LONGITUDINAL E LIVRE NA TRANSVERSAL
- MOVIMENTAÇÃO IMPEDIDA NA LONGITUDINAL E NA TRANSVERSAL

BLOCOS	PARA 1 RAMO		PARA 2 RAMOS	
	Vc (m³)	Af (m²)	Vc (m³)	Af (m²)
	454,86	289,56	909,72	579,12

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	21/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
A	04/09/19	PARA APROVAÇÃO	MAS	AEFA	BFR
O	05/06/19	MISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF016221034B1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B22-1034	EMISSÃO:	B

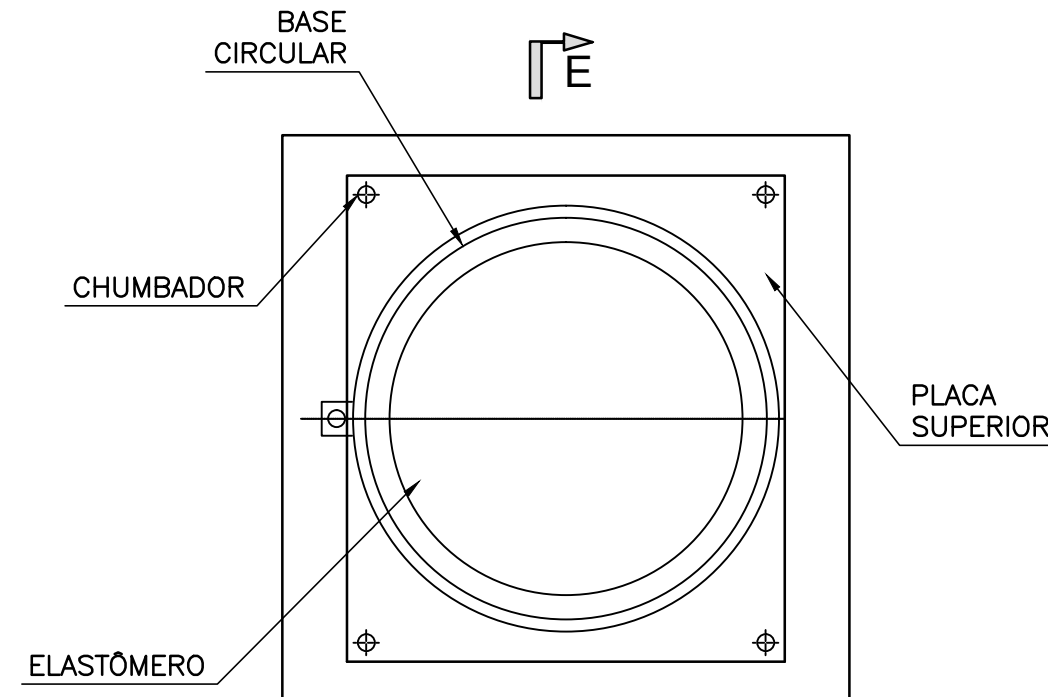
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
 FORMA
APOIOS AP09 - RAMO 1000 E RAMO 2000

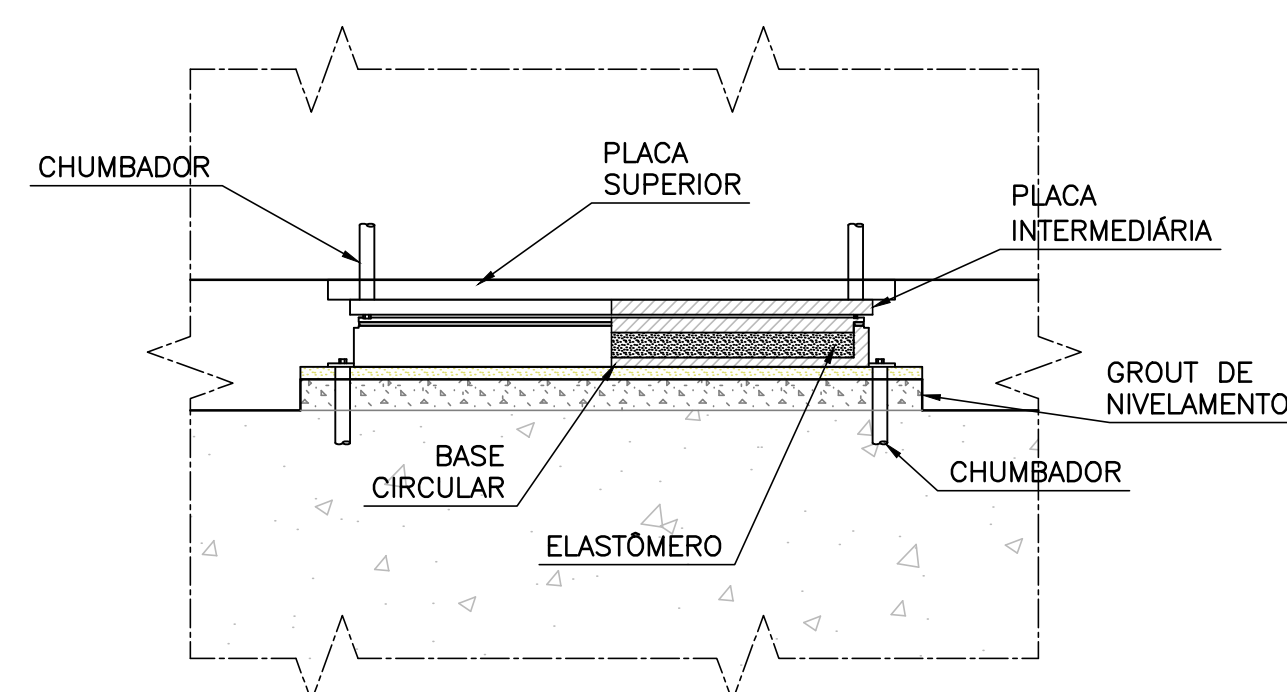
ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R2/16-104-IV REV: 2

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO TIPO POTE

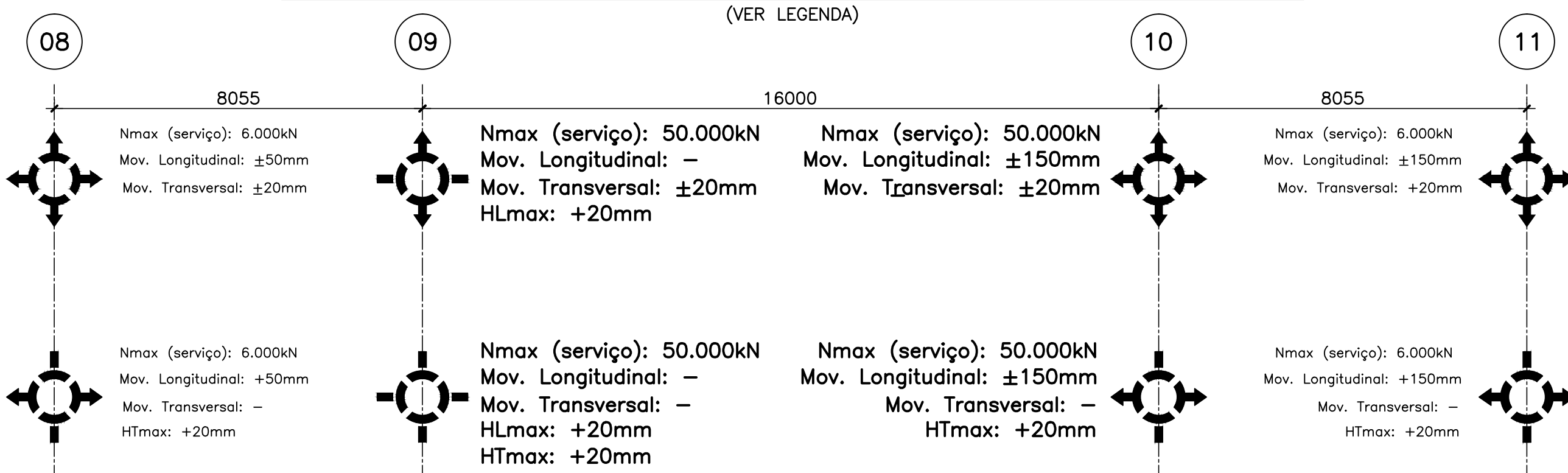
PLANTA
 ESCALA=1:20



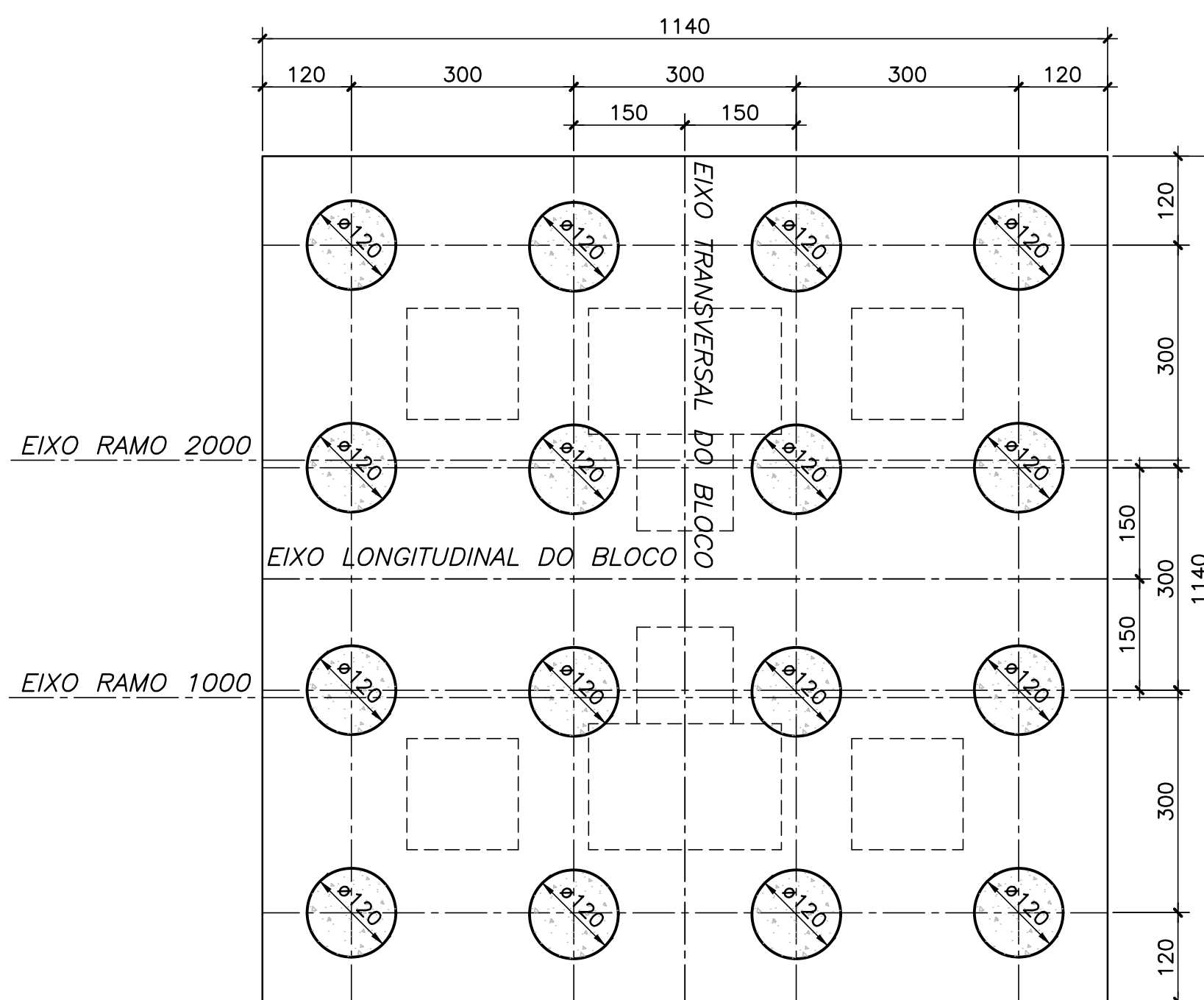
CORTE E-E
 ESCALA=1:20



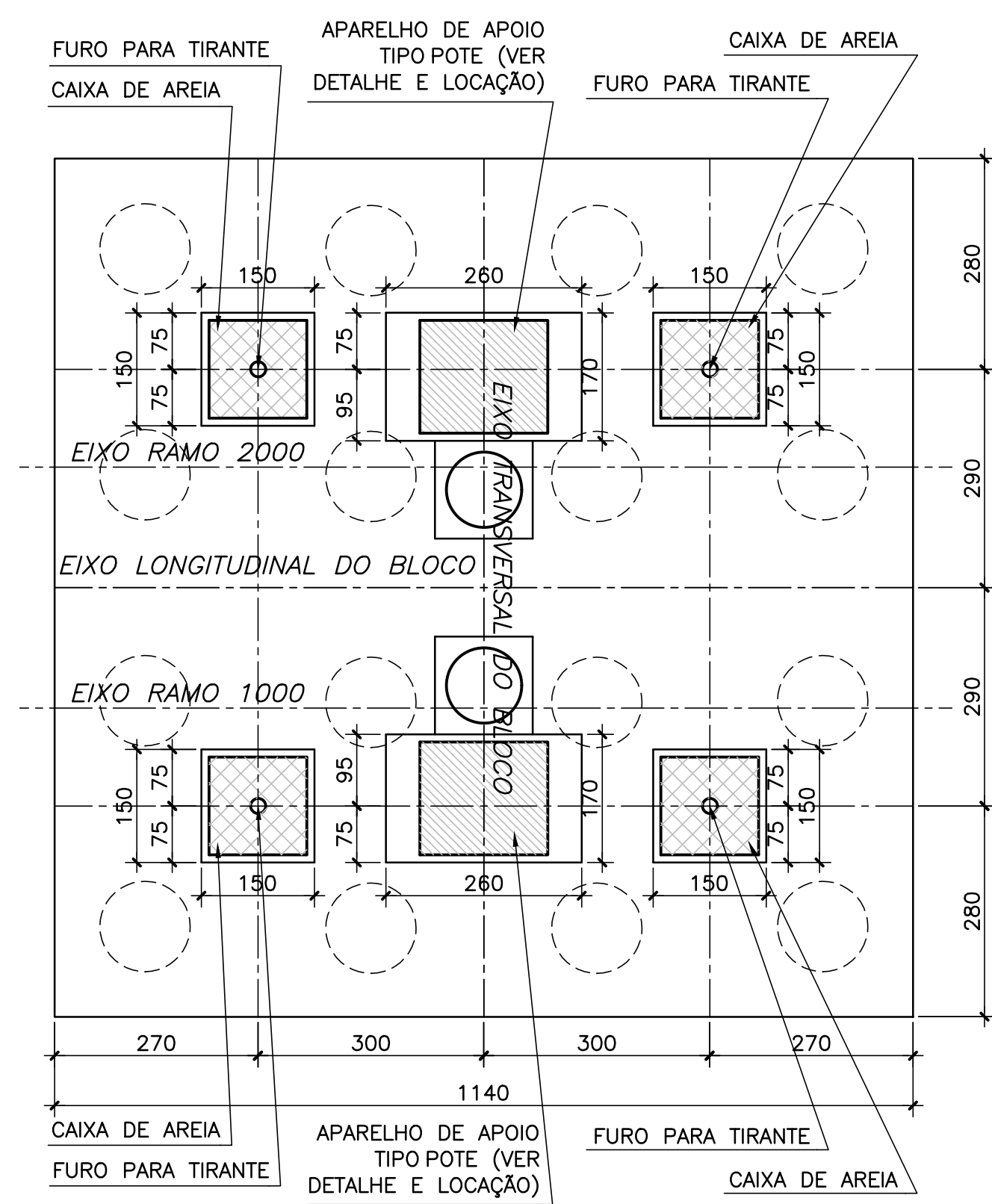
LOCAÇÃO DOS APARELHOS NOS DIVERSOS APOIOS
 (VER LEGENDA)



CORTE D-D
 ESCALA=1:75

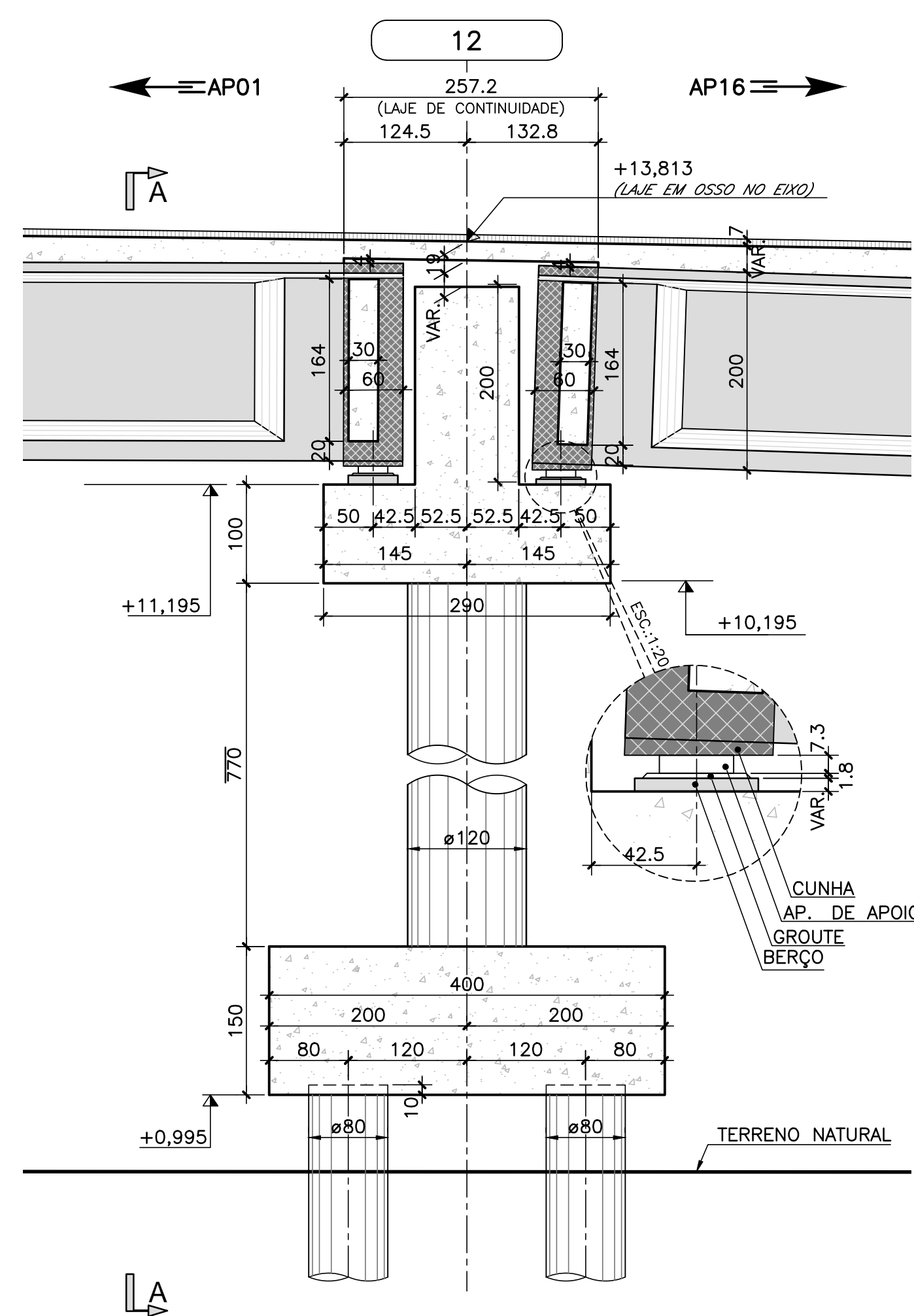


CORTE C-C
 ESCALA=1:75



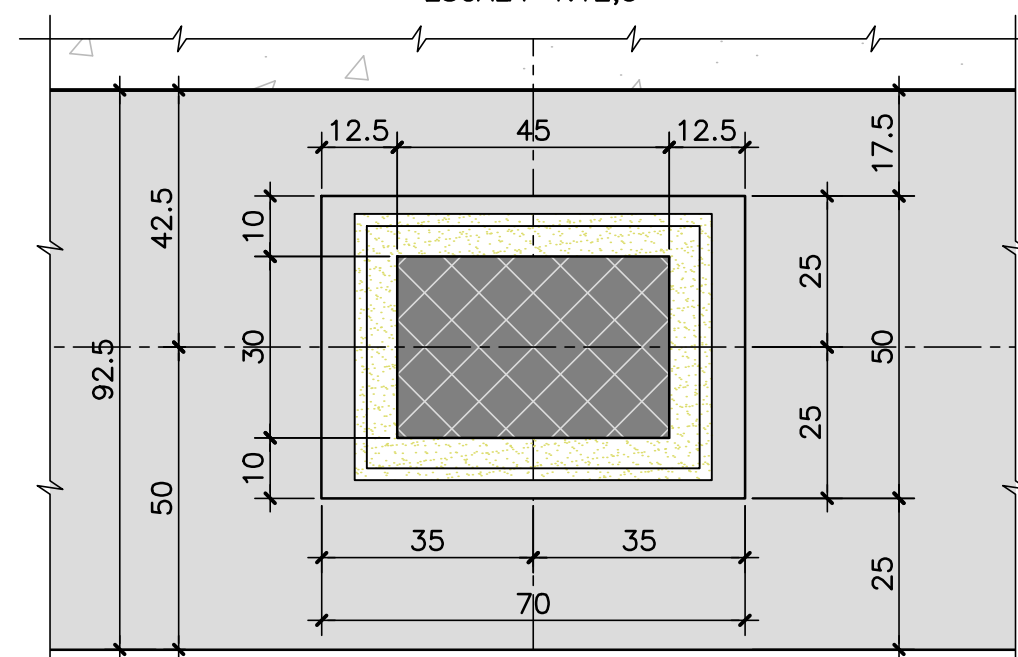
ELEVÇÃO

ESCALA=1:50



DETALHE "1" – TÍPICO

ESCALA=1:12,5

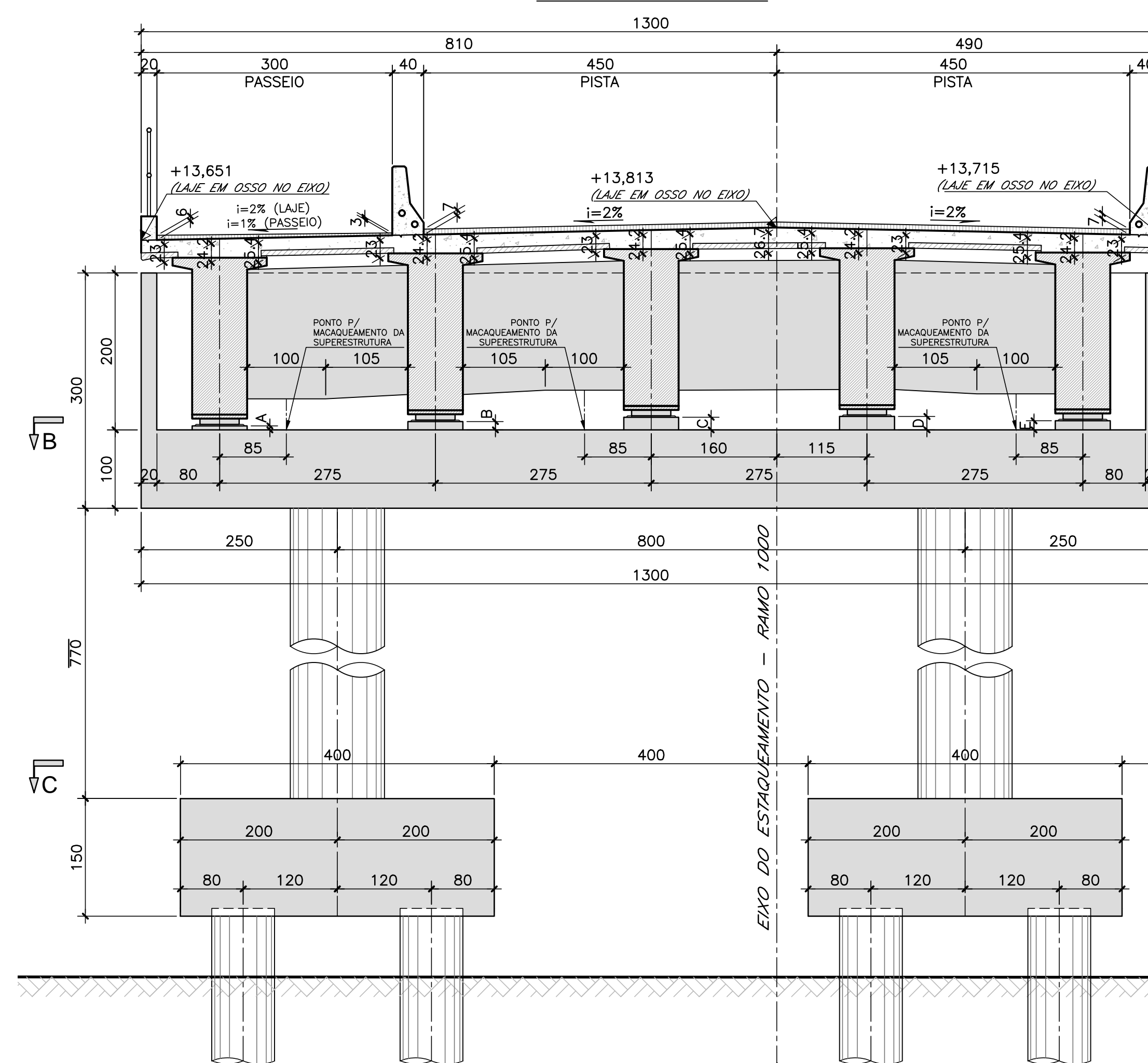


	PARA 1 RAMO		PARA 2 RAMOS	
	Vc (m³)	Af (m²)	Vc (m³)	Af (m²)
TRAVESSA	66,98	143,90	133,96	287,8
PILARES	17,42	58,06	34,84	116,12
BLOCOS	48,0	80,0	96,0	160,0

RAMO 1000

CORTE A-A

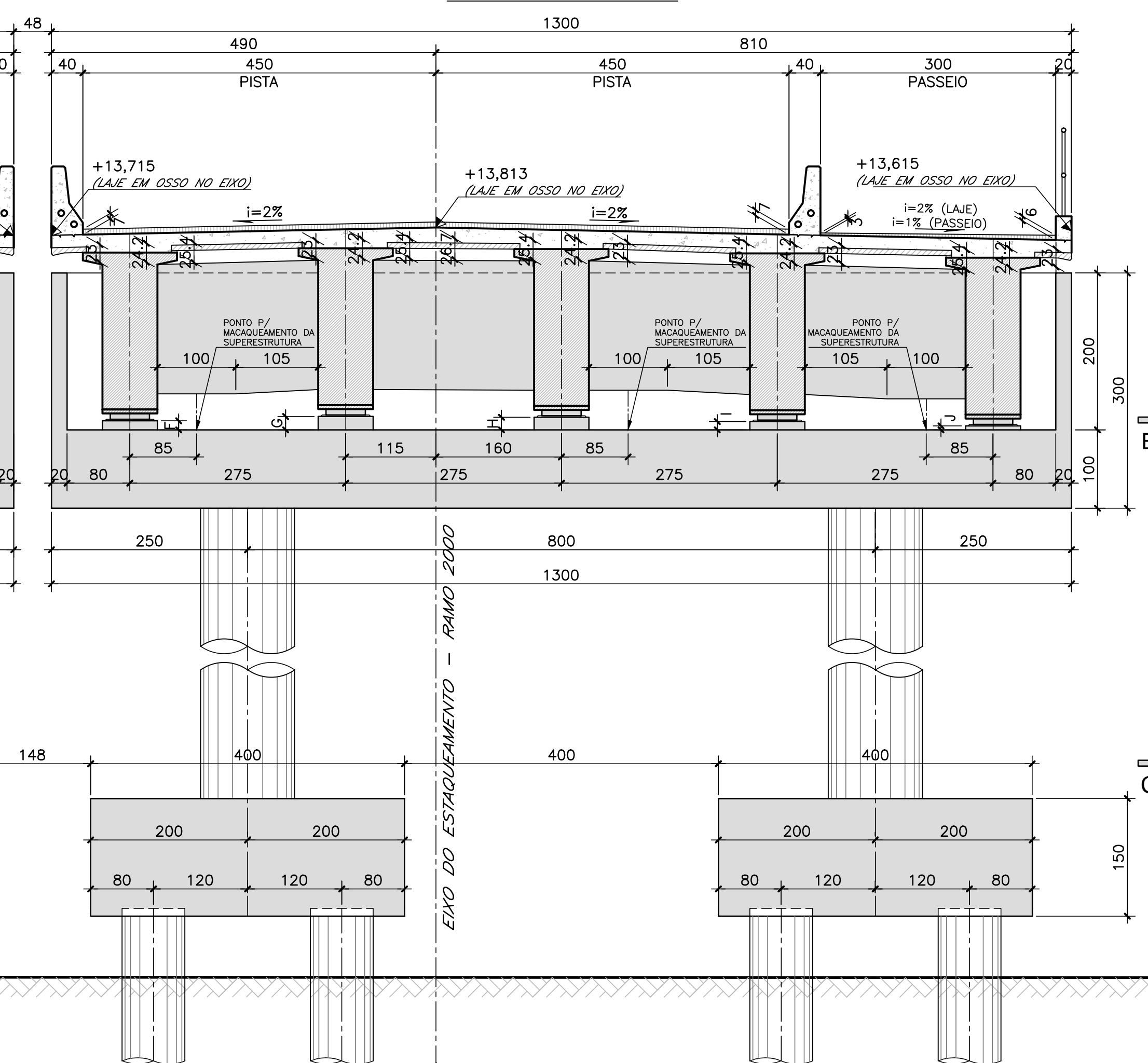
ESCALA=1:50



RAMO 2000

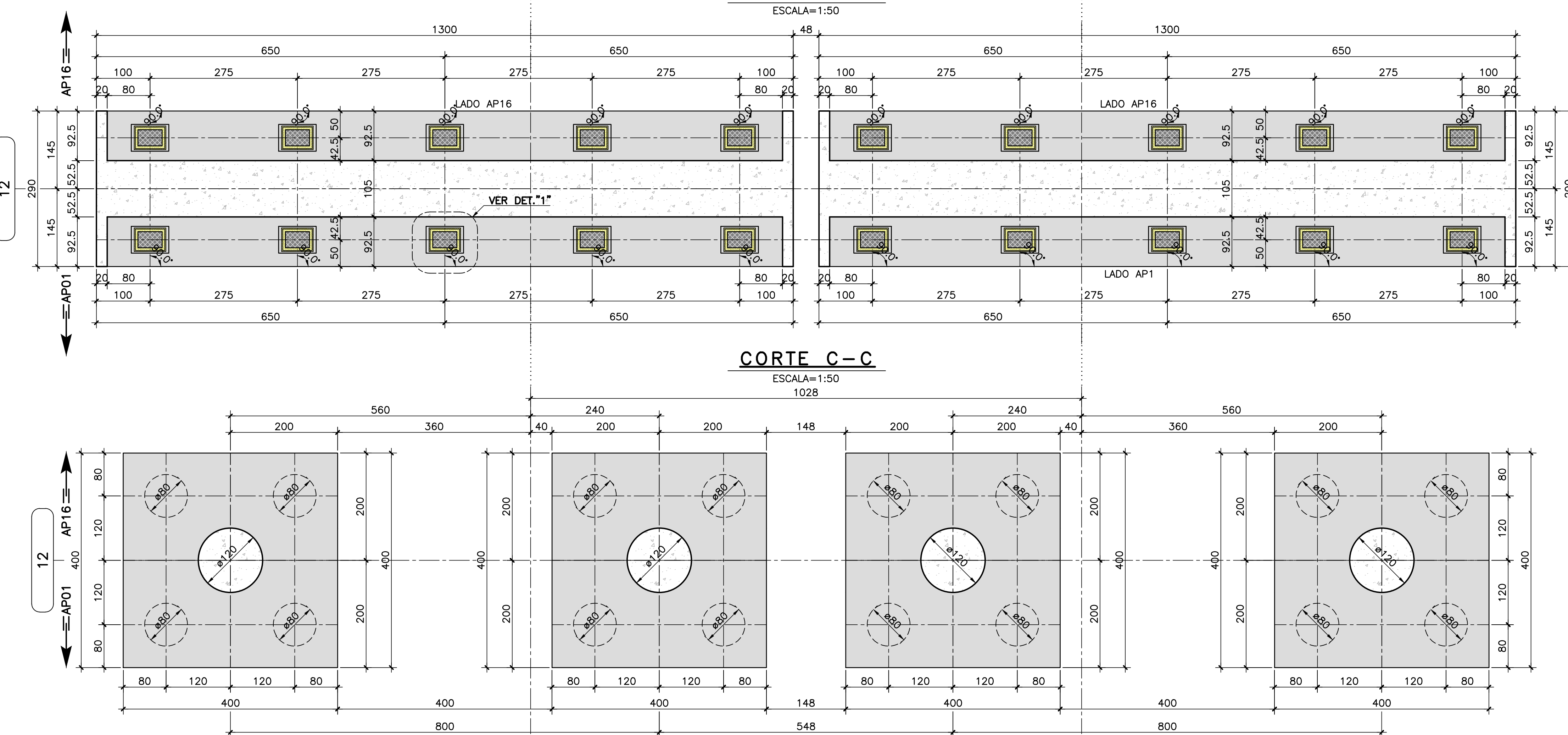
CORTE B-B

ESCALA=1:50



CORTE C-C

ESCALA=1:50



Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:46:01 -03'00'

NOTAS GERAIS

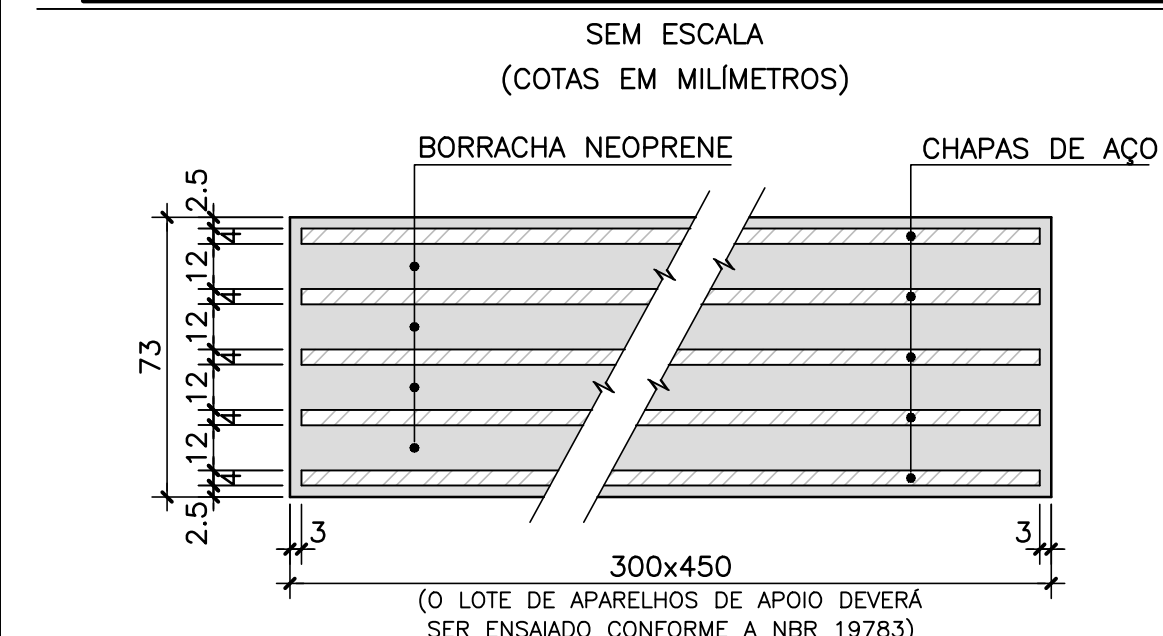
NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
 - (BLOCOS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - (PILARES) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
 - (TRAVESSAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45

ALTURAS DOS BERÇOS		
PÓRTICO AP12		
COTA	LADO AP01	LADO AP16
	(cm)	(cm)
RAMO 1000		
A	9,4	5,0
B	14,9	10,5
C	20,4	16,0
D	21,3	16,9
E	15,8	11,4
RAMO 2000		
F	15,9	11,4
G	21,4	16,9
H	20,5	16,0
I	15,0	10,5
J	9,5	5,0

LEGENDAS

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO



REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	25/09/19	APROVAÇÃO	MST	AEFA	BFR
A	04/09/19	PARA APROVAÇÃO	MAS	AEFA	BFR
O	05/06/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	OS/OS:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B22-1035	B
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B221035B1.dwg		

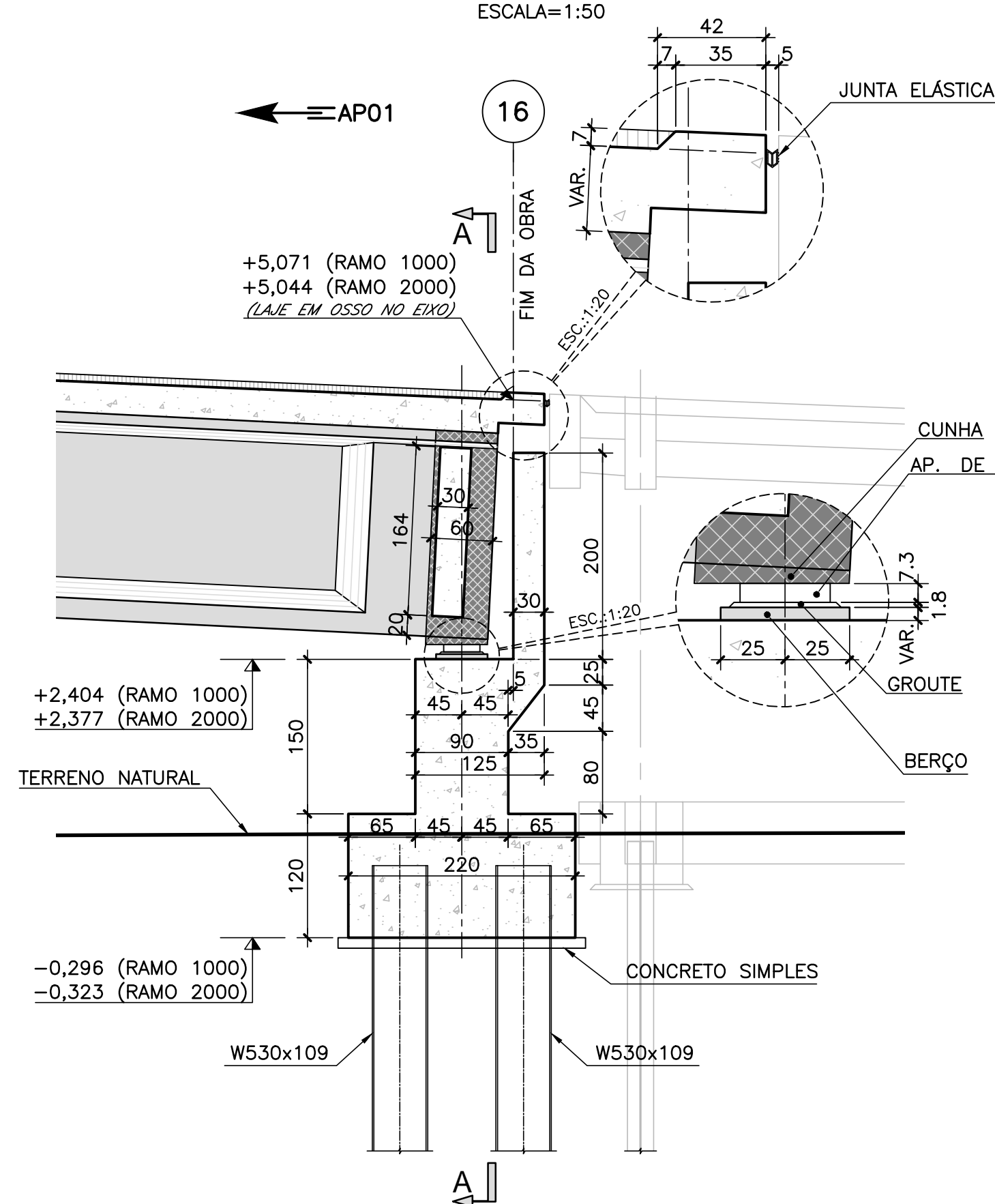
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
 OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 FORMA
 APOIOS AP12 – RAMO 1000 E RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-105-IV	2

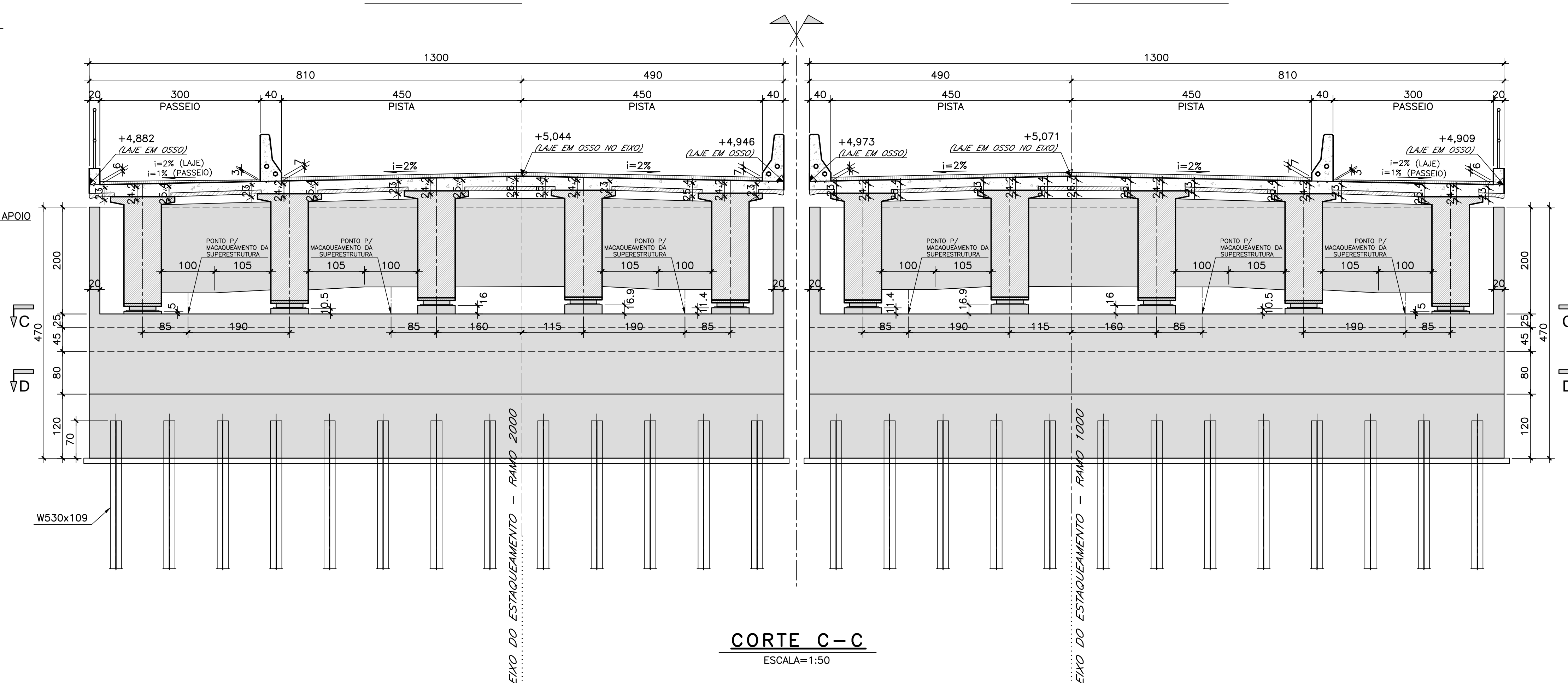
ELEVACÃO

ESCALA=1:50



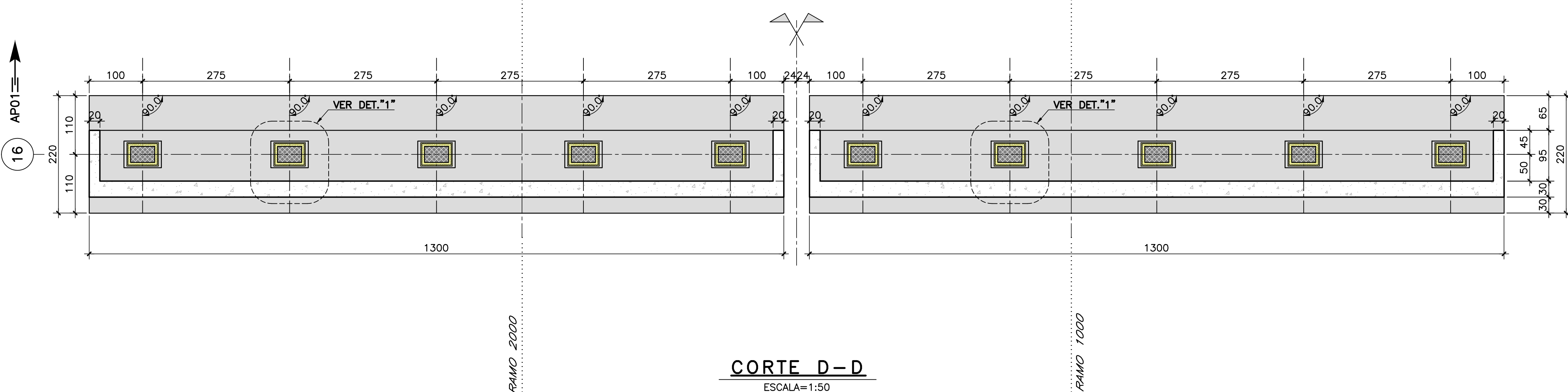
RAMO 2000

RAMO 1000



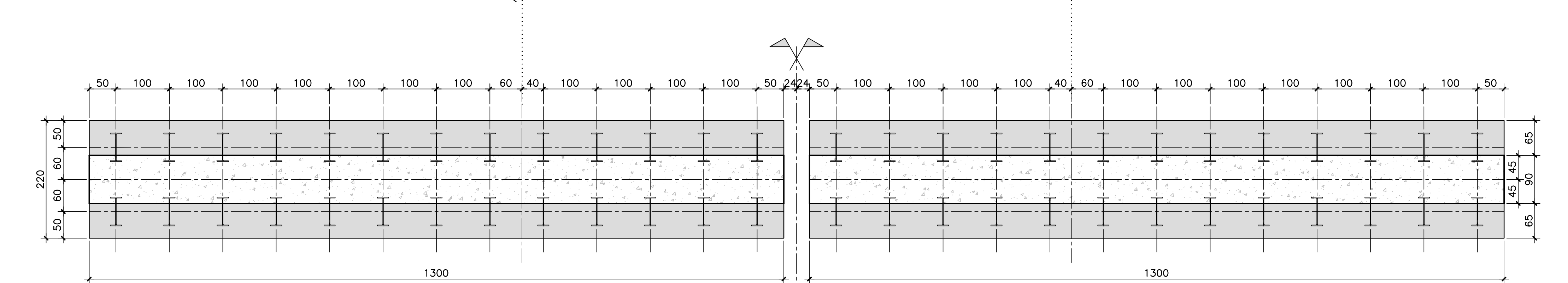
CORTE C-C

ESCALA=1:50



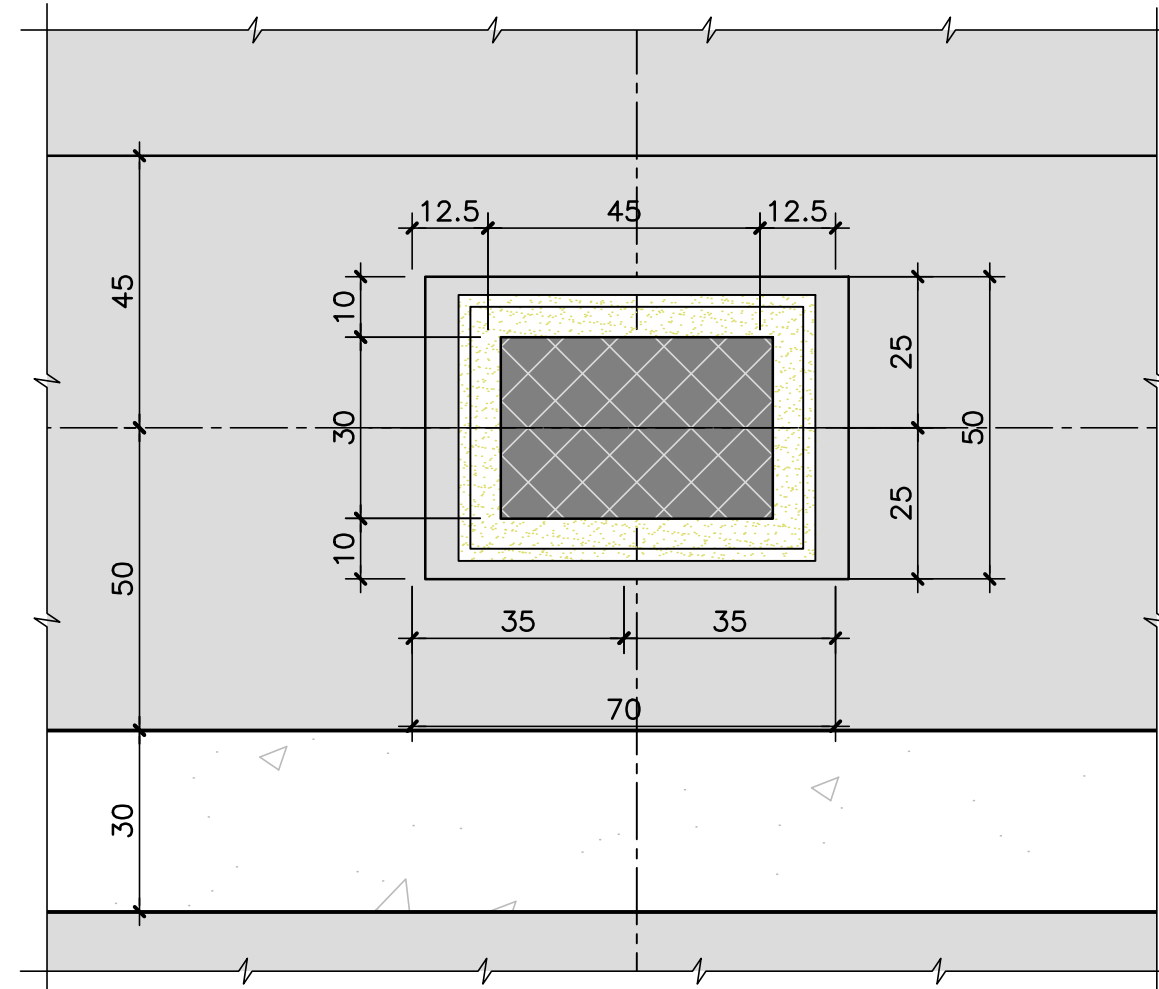
CORTE D-D

ESCALA=1:50



DETALHE "1" - TÍPICO

ESCALA=1:12,5



	Vc (m³)	Af (m²)
P/1 ENCONTRO	62,59	139,31

	Vc (m³)	Af (m²)
P/2 ENCONTROS	125,18	278,62

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 10:46:19 -03'00'

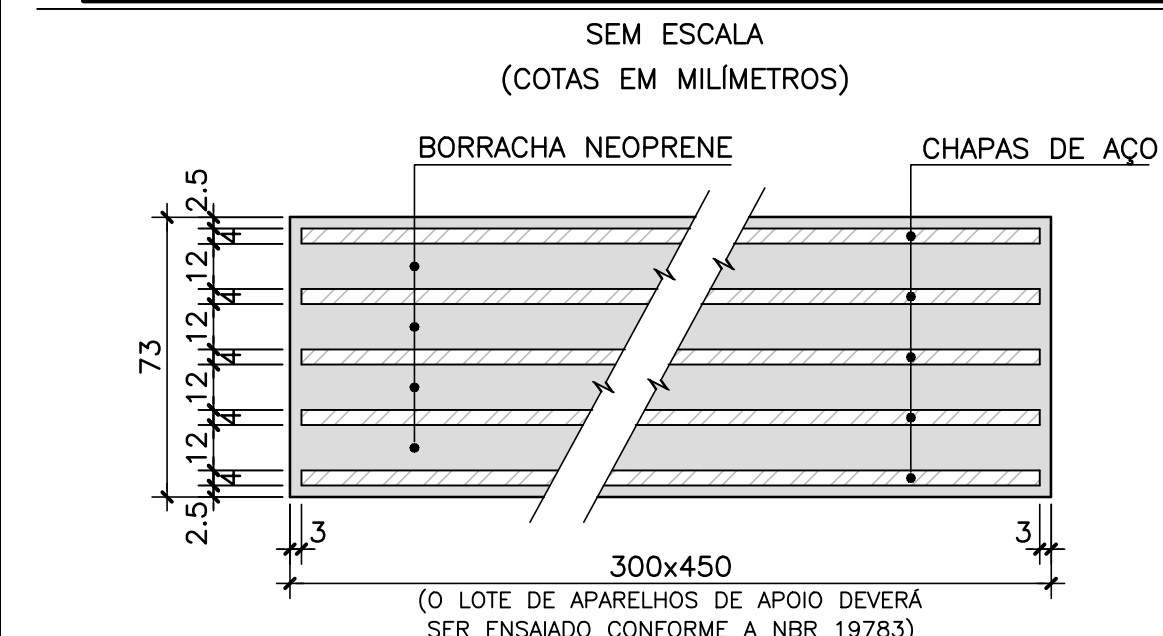
NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL E FATOR ÁGUA/CIMENTO:
1. (BLOCOS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
2. (PILARES) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
3. (TRAVESSAS) fck=40 MPa - FATOR ÁGUA/CIMENTO ≤ 0,45
- AÇO PARA ESTACAS:
1. PERFIS LAMINADOS W530x109: A572 Gr.50

LEGENDAS

DETALHE DOS APARELHOS DE APOIO



REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	25/09/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
A	04/09/19	PARA APROVAÇÃO	MST	AEFA	BFR
O	05/06/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/OSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF016221036B1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B22-1036	EMISSÃO:	B

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
FORMA
APOIOS AP16 - RAMO 1000 E RAMO 2000

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-106-IV	2

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou=email=rodrigossigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 10:46:39 -03'00'

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-RO/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL: fck=40 MPa - FATOR AGUA/CEMENTO = 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:
 - 4.1_ BLOCOS: C=10,00 cm
 - 4.2_ PAREDES DE APOIO DAS VIGAS: C=7,00 cm
 - 4.3_ CORTINA E OUTROS: C=5,00 cm

LEGENDAS

B	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
A	14/10/19	PARA APROVAÇÃO	MAS	AEFA	BFR
O	01/08/19	EMIÇÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.

INDICE DE REVISÕES		OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMIÇÃO:
1	1.15.285	158/2016	01/00	DE-F01-B23-1003	B
		CONTRATO:	ARQUIVO:	DEF01B231003B1.dwg	

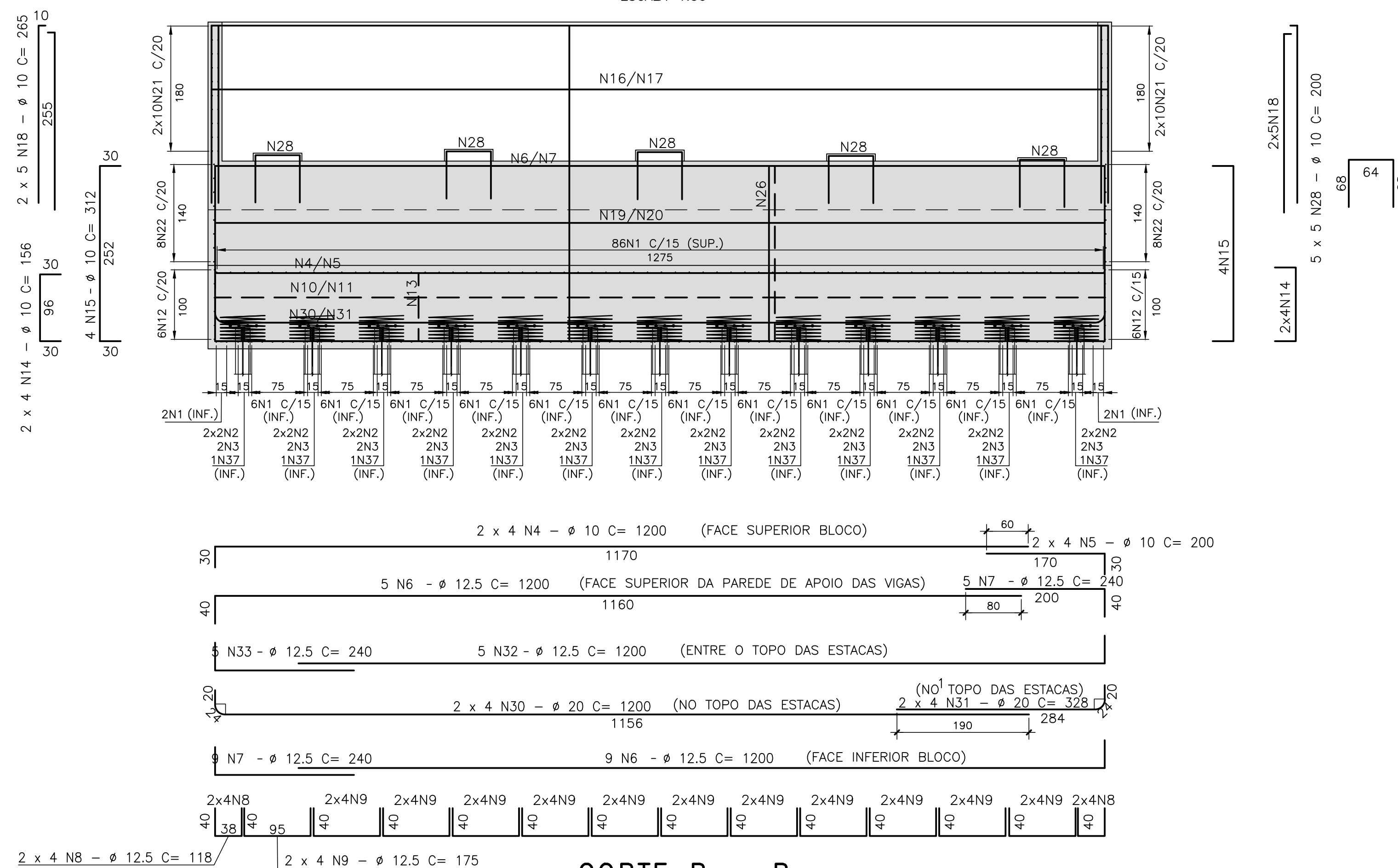
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL ARMADURA APOIO AP01 - RAMO 1000

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R2/16-118-IV REV: 2

CORTE A - A

ESCALA=1:50



LISTA DE CABOS PARA 1 VIGA				
AÇO DURO CP - 190 RB - 15,2				
CABO	φ	Q	C	T
10#15,2mm	C1 a C5	5	46,20	231,00

RESUMO PARA 1 VIGA		
CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
10#15,2mm	231,00	2.545,62
PESO TOTAL = 2.545,62(kg)		

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA	
ANCORAGENS ATIVAS (10 φ 15,2mm) = 10 unid.	

RESUMO PARA 12 VIGAS (2 VIGAS)	
AÇO CP - 190 RB = 30.547,44 kg	
ANCORAGENS ATIVAS (10 φ 15,2mm) = 120 unid.	

PLANO DE PROTENSÃO

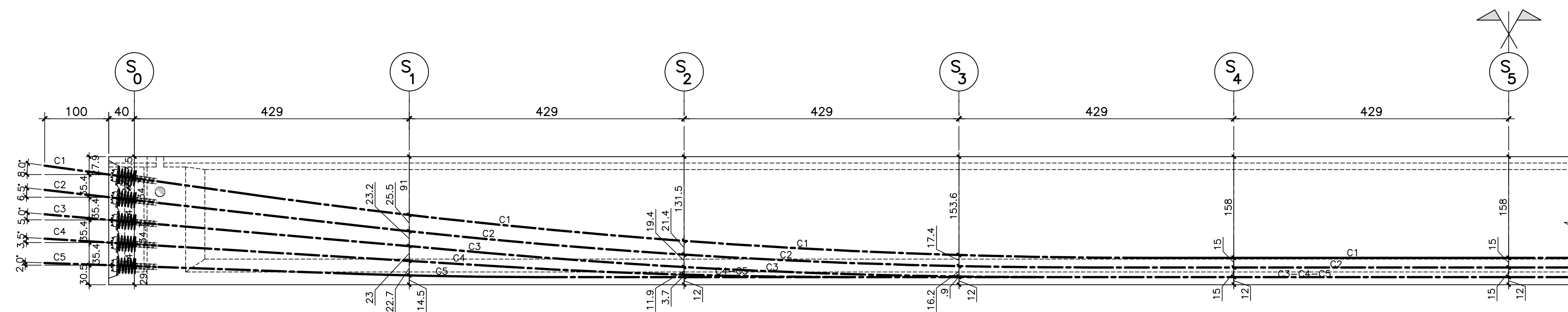
- a) Força de protensão aplicada no cabo
P máx. = 1963 kN para 10#15,2mm.
- b) Tabela de alongamentos :

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	147	147
	C 2	147	147
	C 3	148	148
2ª Etapa	C 4	148	148
	C 5	148	148

- c) Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.
- d) Sequencia de protensão
Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.
- e) Módulo de deformação longitudinal do aço.
200GPa
- f) Coeficiente atrito : cabo/bainha = 0,20
- g) As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.
- h) Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 75mm. Para pós-entiação utilizar uma bainha com um diâmetro acima.
- i) Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.
- j) Idade da aplicação da protensão.
A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 7 dias após a concretagem da viga desde que f_{cd} > 25MPa.
A 2ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 15 dias após a concretagem da viga desde que f_{cd} > 36MPa.
- k) A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

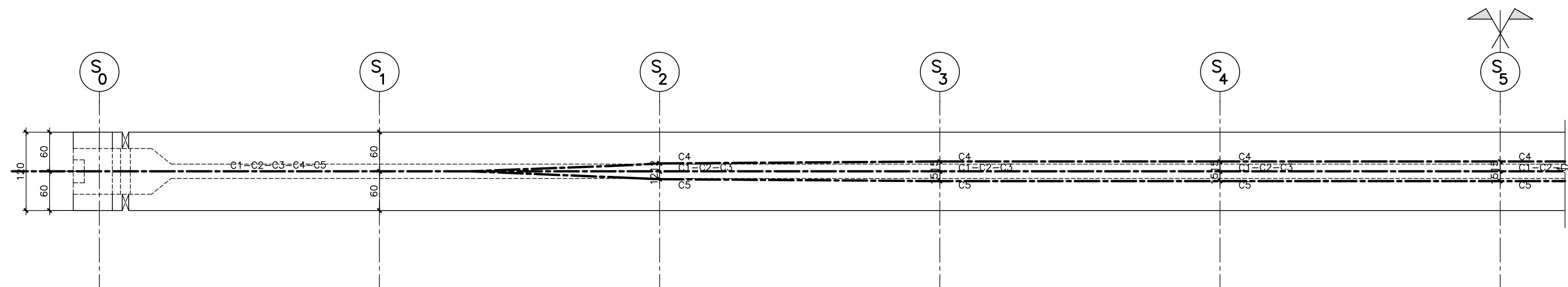
AÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS (VÃO DE 45,0m) - ELEVÇÃO

ESCALA=1:50



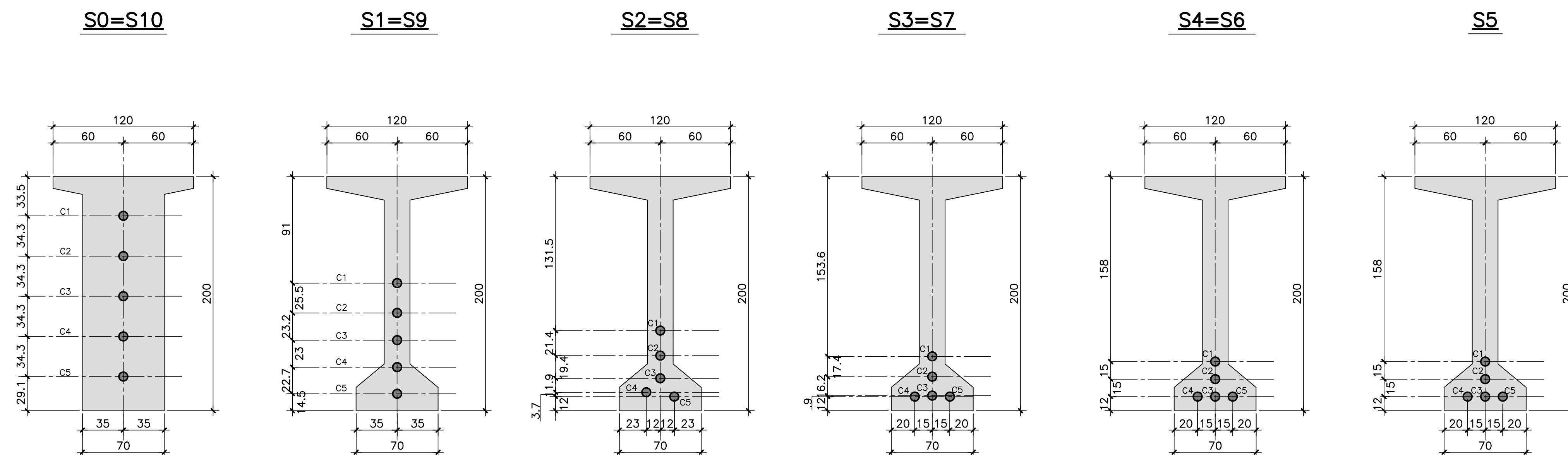
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

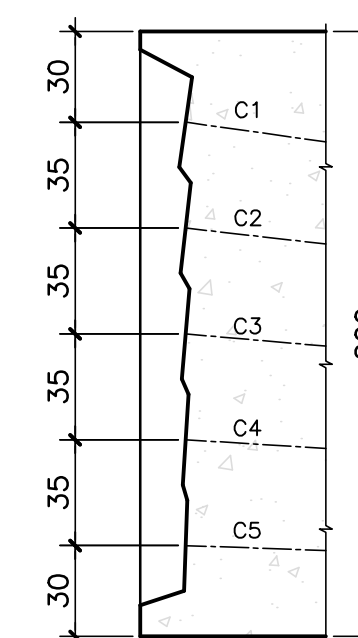
ESCALA=1:25



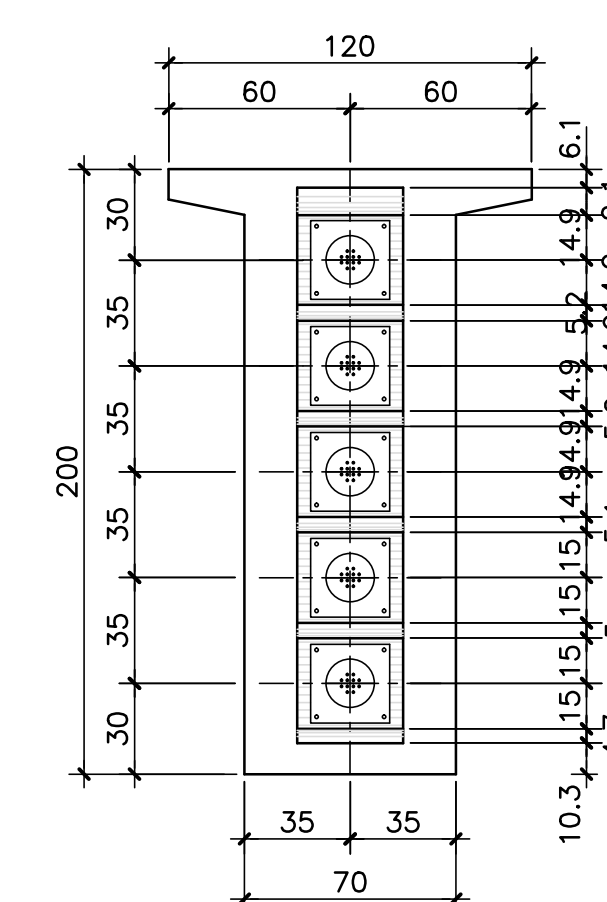
DETALHE DAS EXTREMIDADES

ESCALA=1:25

CORTE



VISTA



NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{cd}=40 MPa - FATOR ÁGUA/CEMENTO ≤ 0.45;

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	18/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
A	14/10/19	PARA APROVAÇÃO	MAS	AEFA	BFR
O	13/04/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES				
OPERAÇÃO:	OS/OSL:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:	
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1018	B	
CONTRATO:	ARQUIVO:			
158/2016	DEF01B231018B1.dwg			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA	
EMPRESAMENTO:	OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:	PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL ARMADURA ATIVA DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE 45,0m

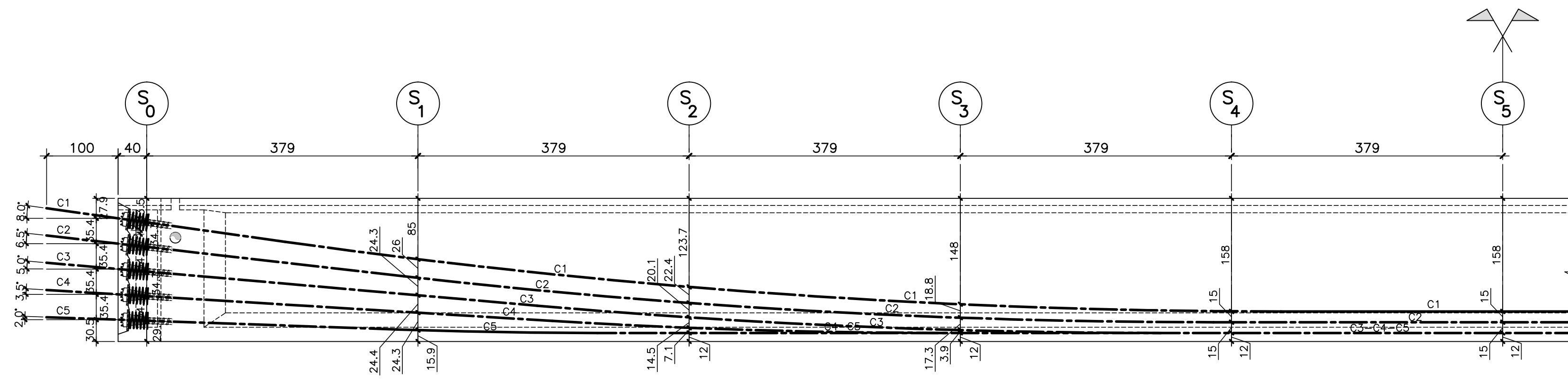
ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-133-IV	2

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 11:04:21 -03'00'

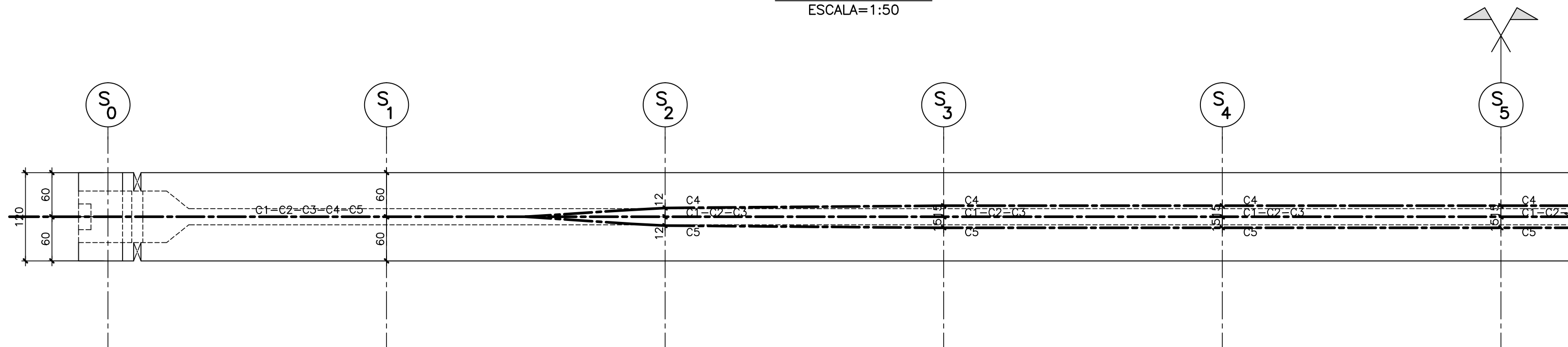
ÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS (VÃO DE 40,0m) – ELEVÇÃO

ESCALA=1:50



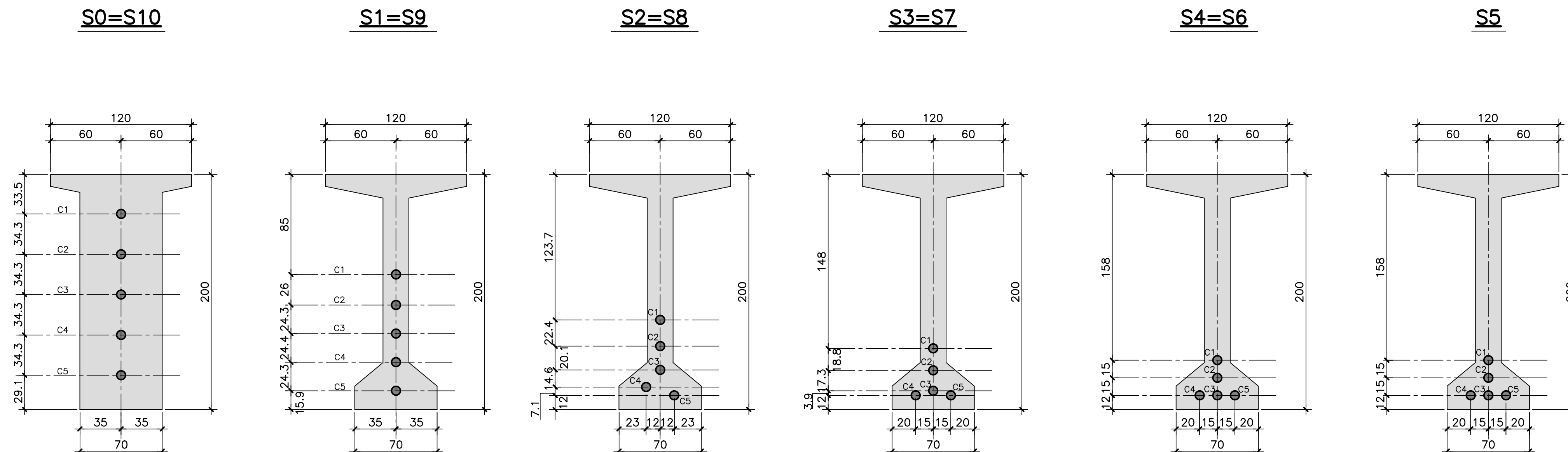
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

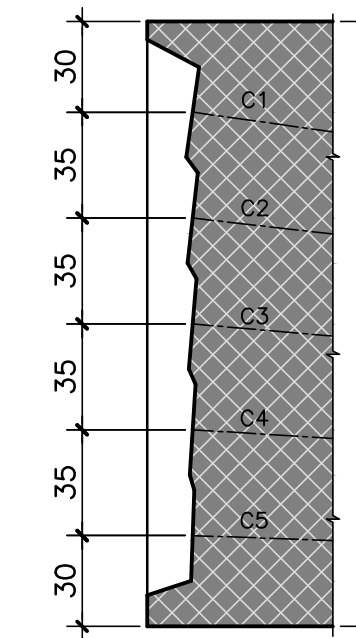
ESCALA=1:25



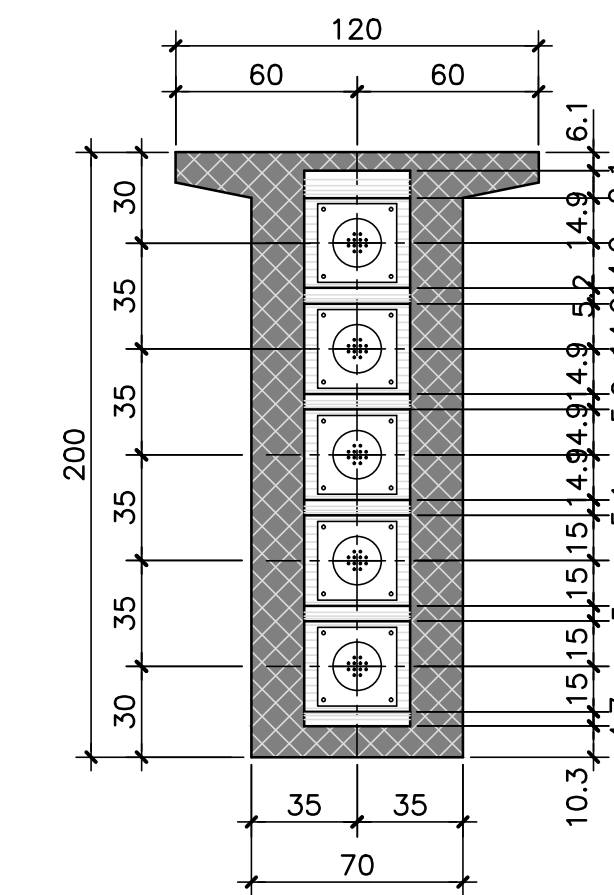
DETALHE DAS EXTREMIDADES

ESCALA=1:25

CORTE



VISTA



LISTA DE CABOS PARA 1 VIGA

AÇO DURO CP – 190 RB – 15,2

CABO	Ø	Q	C	T
9Ø15,2mm	C1 a C5	5	41,20	206,0

RESUMO PARA 1 VIGA

CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
9Ø15,2mm	206,0	2.043,1

PESO TOTAL = 2.043,1 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA

ANCORAGENS ATIVAS (9 Ø 15,2mm) = 10 unid.

RESUMO PARA 90 VIGAS (18 VÃOS)

AÇO CP – 190 RB = 183.879,9 kg
 ANCORAGENS ATIVAS (9 Ø 15,2mm) = 900 unid.

PLANO DE PROTENSÃO

- a) Força de protensão aplicada no cabo
 P máx. = 1767 kN para 9Ø15,2mm.
- b) Tabela de alongamentos :

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	130	130
	C 2	131	131
	C 3	131	131
2ª Etapa	C 4	131	131
	C 5	131	131

- c) Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.
- d) Sequencia de protensão
 Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.
- e) Módulo de deformação longitudinal do aço.
 200GPa
- f) Coeficiente atrito : cabo/bainha = 0,20
- g) As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.
- h) Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 70mm. Para pós-entiação utilizar uma bainha com um diâmetro acima.
- i) Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.
- j) Idade da aplicação da protensão.
 A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 7 dias após a concretagem da viga desde que $f_{cj} \geq 25MPa$.
 A 2ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 15 dias após a concretagem da viga desde que $f_{cj} \geq 33MPa$.
- k) A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- 1_ DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - 2_ VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - 3_ CONCRETO ESTRUTURAL:
 $f_{ck}=40 MPa$ – FATOR ÁGUA/CEMENTO $\leq 0,45$;

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	18/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
A	14/10/19	PARA APROVAÇÃO	MAS	AEFA	BFR
O	13/04/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1019	B
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231019B1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA ATIVA
 VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE 40,0m

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-134-IV	2

LISTA DE CABOS PARA 1 VIGA					
AÇO DURO CP – 190 RB – 15,2					
CABO	Ø	Q	C	T	
6Ø15,2mm	C1 a C5	5	34,20	171,0	

RESUMO PARA 1 VIGA		
CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
6Ø15,2mm	171,0	1.130,7
PESO TOTAL =		1.130,7 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA	
ANCORAGENS ATIVAS (6 Ø 15,2mm)	= 10 unid.

RESUMO PARA 5 VIGAS (1 VÃO)	
AÇO CP – 190 RB	= 5.653,3 kg
ANCORAGENS ATIVAS (6 Ø 15,2mm)	= 50 unid.

PLANO DE PROTENSÃO

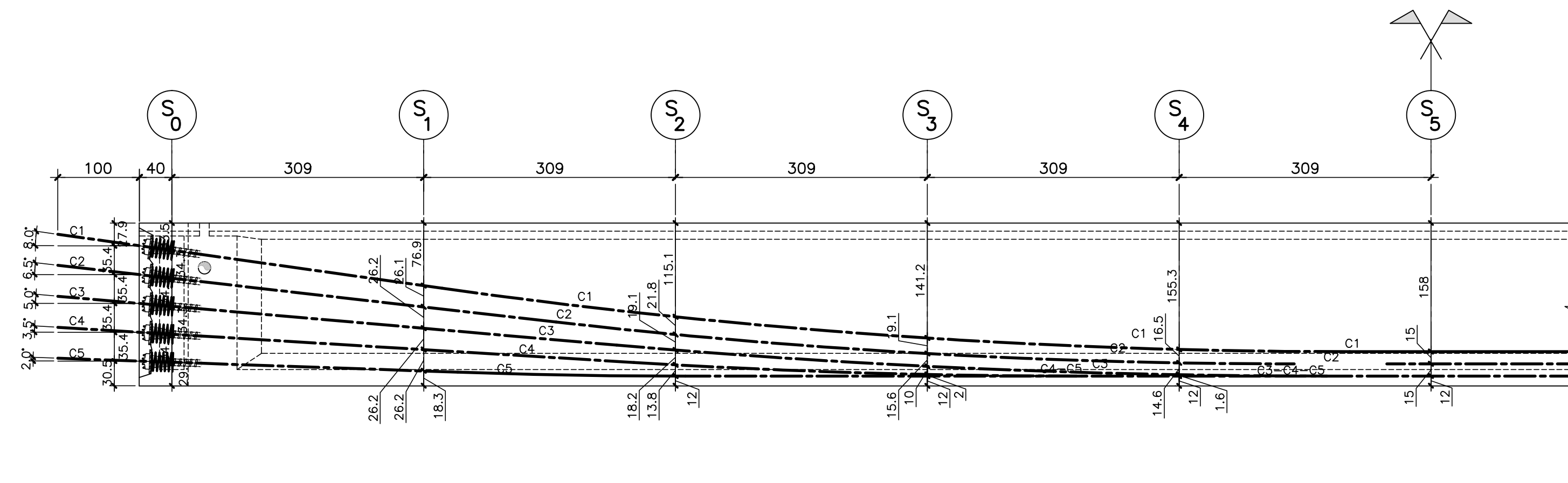
- a) Força de protensão aplicada no cabo
P máx. = 1178 kN para 6Ø15,2mm.
- b) Tabela de alongamentos :

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	107	107
	C 2	107	107
	C 3	108	108
2ª Etapa	C 4	108	108
	C 5	108	108

- c) Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.
- d) Sequencia de protensão
Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.
- e) Módulo de deformação longitudinal do aço.
200GPa
- f) Coeficiente atrito : cabo/bainha = 0,20
- g) As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.
- h) Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 60mm. Para pós-enchimento utilizar uma bainha com um diâmetro acima.
- i) Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.
- j) Idade da aplicação da protensão.
A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 4 dias após a concretagem da viga desde que $f_{cj} \geq 25\text{MPa}$.
A 2ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 7 dias após a concretagem da viga desde que $f_{cj} \geq 28\text{MPa}$.
- k) A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

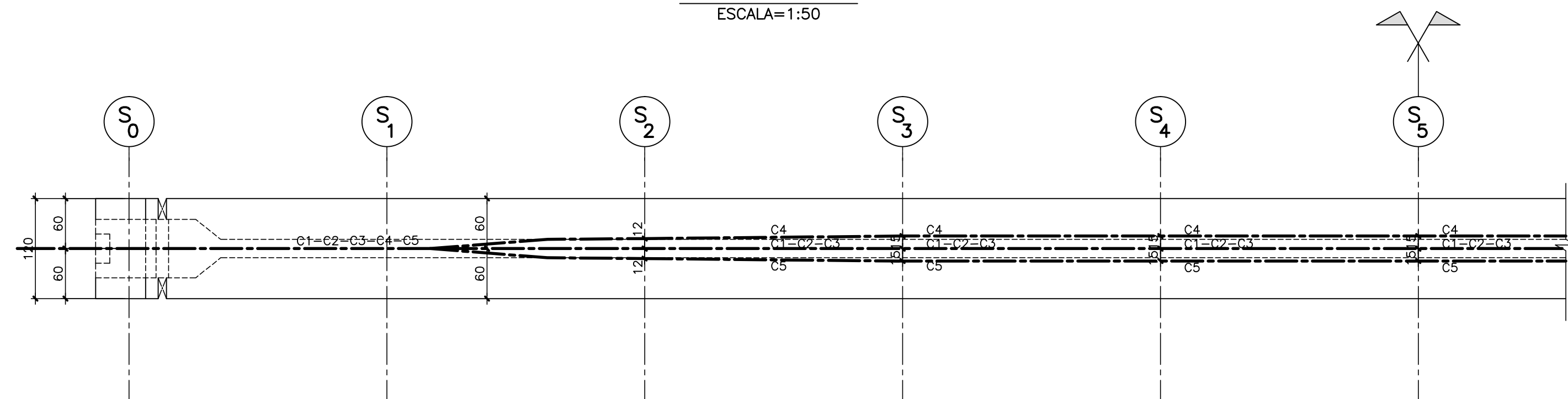
AÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS (VÃO DE 33,0m) – ELEVÇÃO

ESCALA=1:50



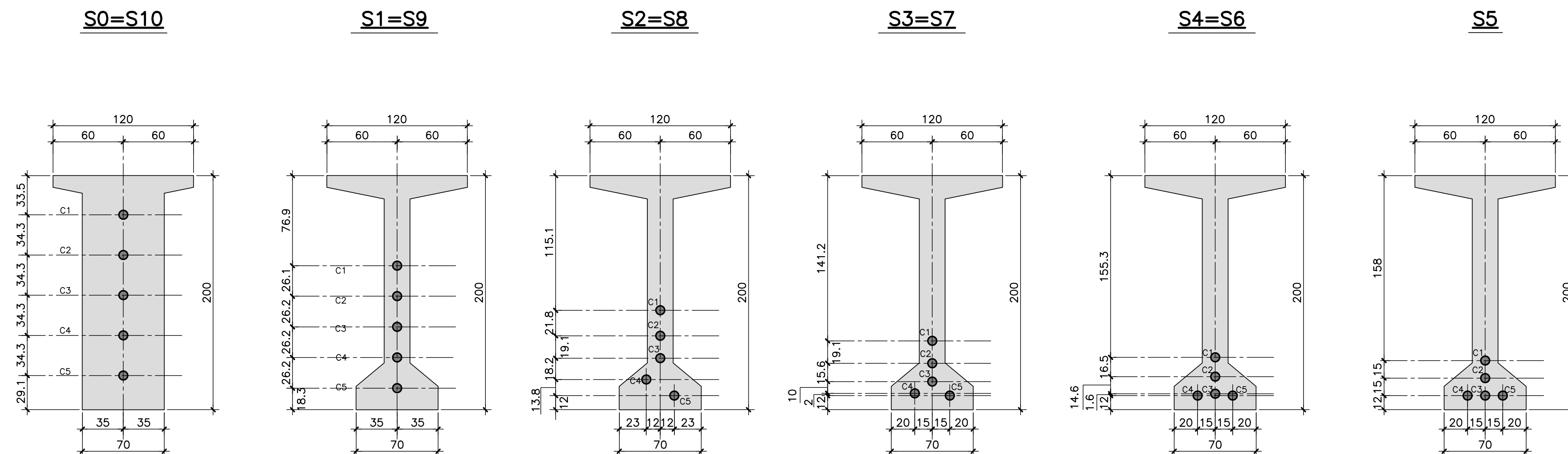
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

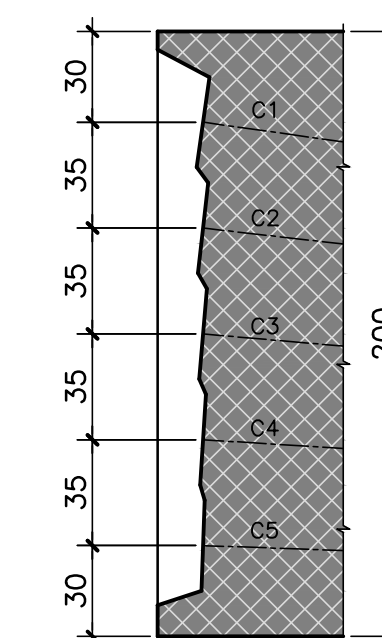
ESCALA=1:25



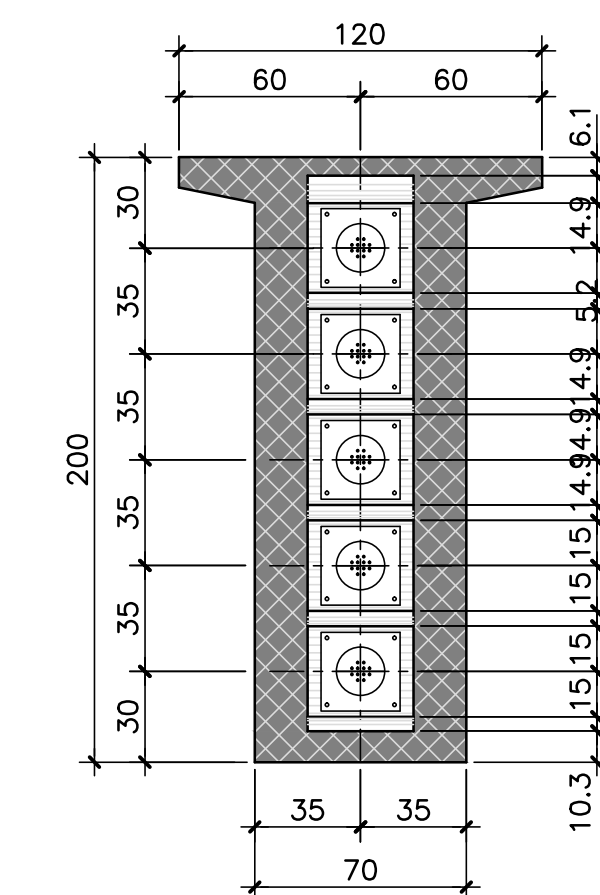
DETALHE DAS EXTREMIDADES

ESCALA=1:25

CORTE



VISTA



Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 11:04:39 -03'00'

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
 $f_{ck}=40\text{ MPa}$ – FATOR ÁGUA/CEMENTO $\leq 0,45$;

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	18/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
A	14/10/19	PARA APROVAÇÃO	MAS	AEFA	BFR
O	13/04/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES				
OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:	
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1020	B	
CONTRATO:	ARQUIVO:			
158/2016	DEF01B231020B1.dwg			

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA ATIVA
VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE 33,0m

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-135-IV	2

LISTA DE CABOS PARA 1 VIGA				
AÇO DURO CP – 190 RB – 15,2				
CABO	Ø	Q	C	T
6Ø15,2mm	C1 a C3	3	24,20	72,6

RESUMO PARA 1 VIGA		
CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
6Ø15,2mm	72,6	480,0
PESO TOTAL = 480,0 (kg)		

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA	
ANCORAGENS ATIVAS (6 Ø 15,2mm) = 6 unid.	

RESUMO PARA 10 VIGAS (2 VÃOS)	
AÇO CP – 190 RB = 4.800,3 kg	
ANCORAGENS ATIVAS (6 Ø 15,2mm) = 60 unid.	

PLANO DE PROTENSÃO

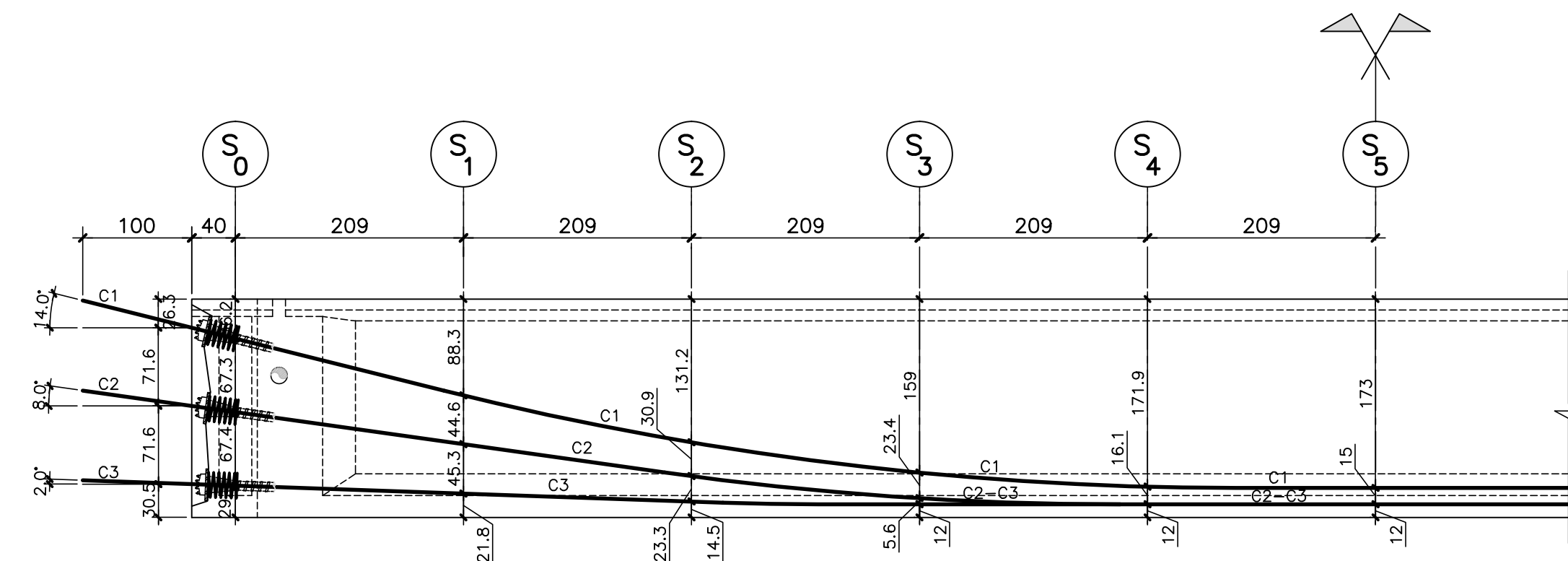
- a) Força de protensão aplicada no cabo
P máx. = 1178 kN para 6Ø15,2mm.
- b) Tabela de alongamentos :

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	73	73
	C 2	73	73
	C 3	74	74

- c) Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.
- d) Sequencia de protensão
Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.
- e) Módulo de deformação longitudinal do aço.
200GPa
- f) Coeficiente atrito : cabo/bainha = 0,20
- g) As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.
- h) Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 60mm. Para pós-enfição utilizar uma bainha com um diâmetro acima.
- i) Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.
- j) Idade da aplicação da protensão.
A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 4 dias após a concretagem da viga desde que $f_{cj} > 25\text{MPa}$.
- k) A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

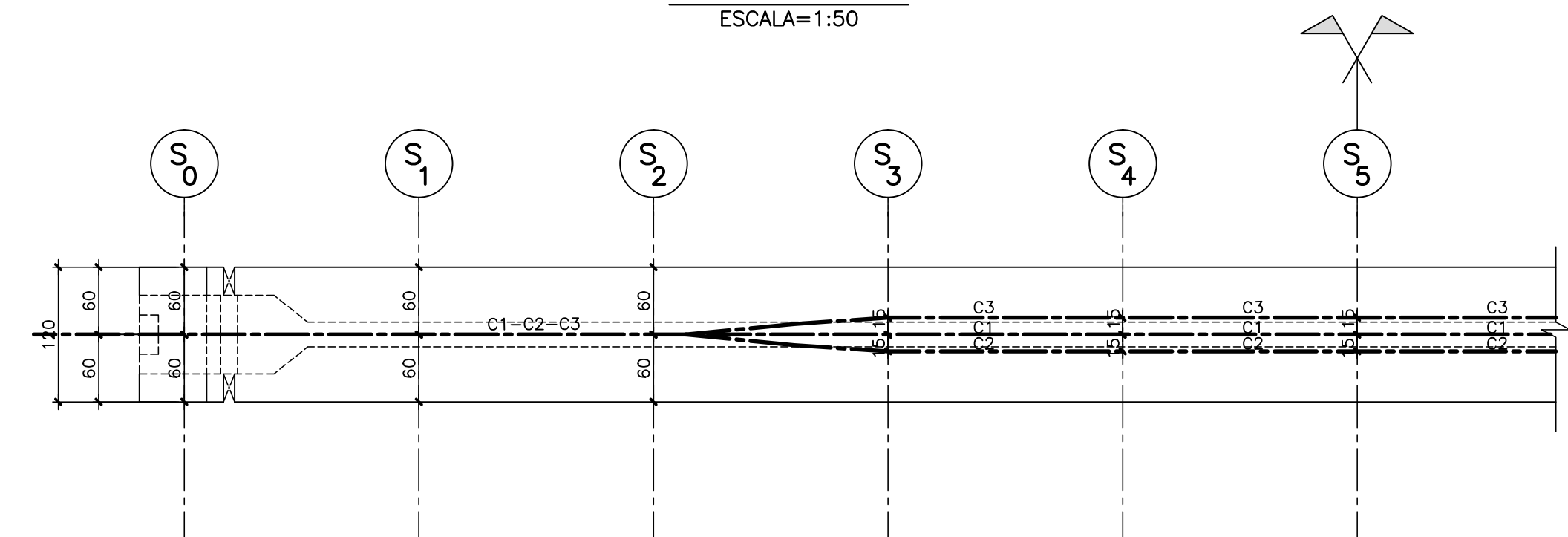
AÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS (VÃO DE 23,0m) – ELEVÇÃO

ESCALA=1:50



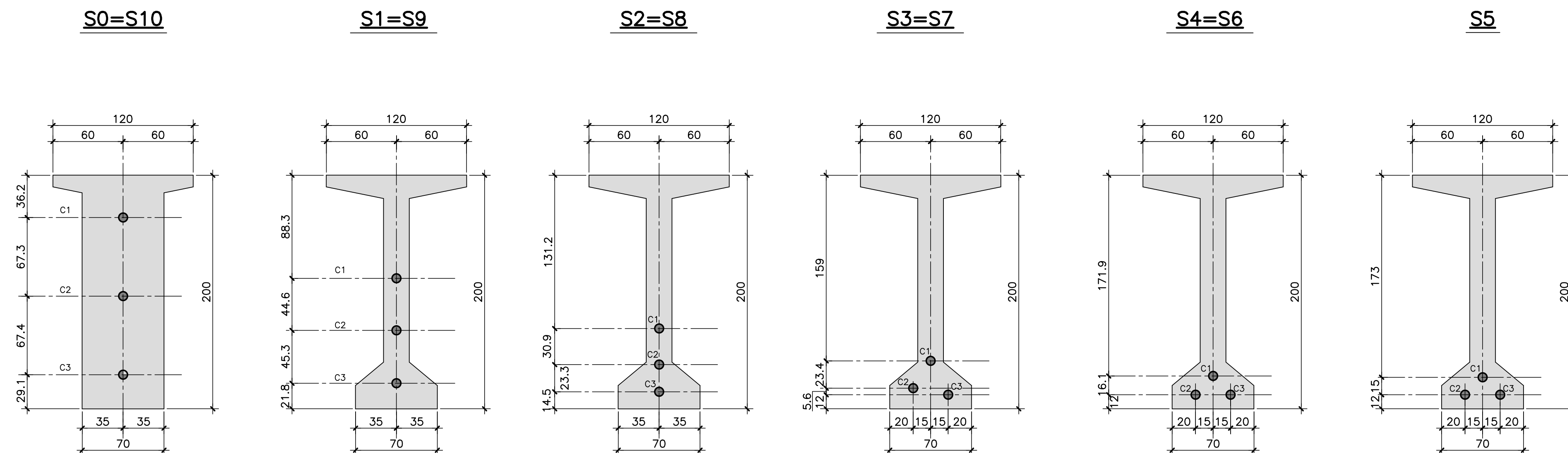
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

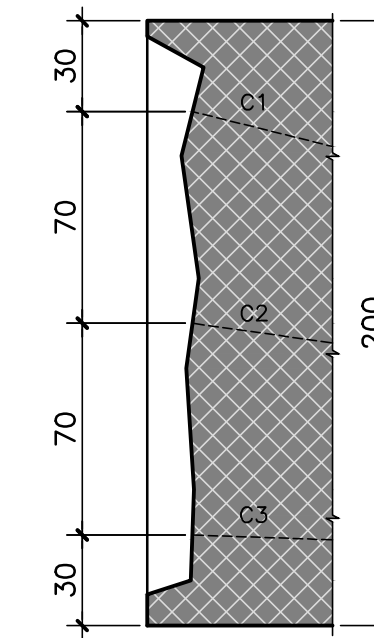
ESCALA=1:25



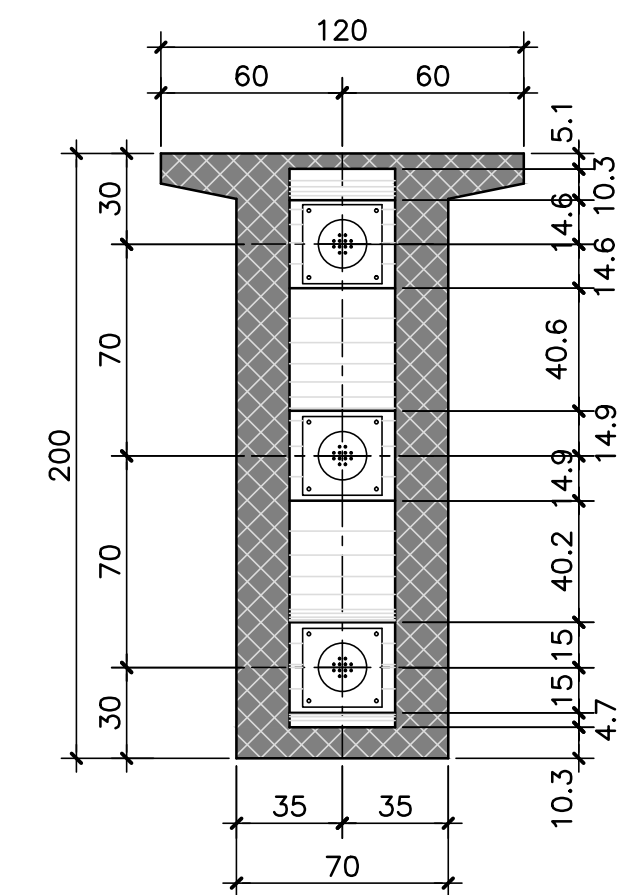
DETALHE DAS EXTREMIDADES

ESCALA=1:25

CORTE



VISTA



Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilgaud@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 11:04:56 -03'00'

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
 $f_{ck}=40\text{ MPa}$ – FATOR ÁGUA/CEMENTO $\leq 0,45$;

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	18/11/19	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
A	14/10/19	PARA APROVAÇÃO	MAS	AEFA	BFR
O	13/04/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/OSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231021B1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1021	EMISSÃO:	B

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA ATIVA
VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE 23,0m

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-136-IV	2

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo
Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud,
o=Planave S.A. Estudos e Projetos de
Engenharia, ou
email=rodrigosigaud@planave.com,
c=BR
Dados: 2020.07.14 11:05:15 -03'00'

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
 $f_{ck}=40$ MPa – FATOR ÁGUA/CEMENTO $\leq 0,45$;

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	30/01/20	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
A	14/10/19	PARA APROVAÇÃO	MAS	AEFA	BFR
O	13/04/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/OSAL:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1022	B
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231022B1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL

VIGA PRÉ-MOLDADA V1 DO VÃO DE AP2A a AP3A (2V02) – RAMO 2000

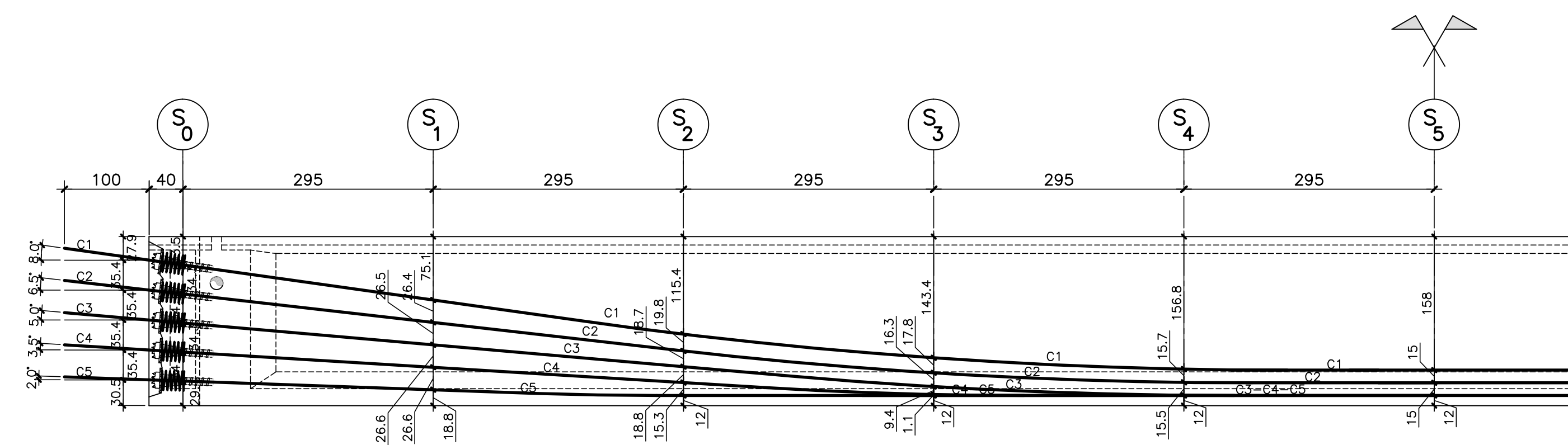
ESCALA:
INDICADA

NÚMERO CLIENTE:
I-OAESV-X-R2/16-137-IV

REV.:
2

AÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS – V1 – ENTRE EIXOS 2A/3A – ELEVÇÃO

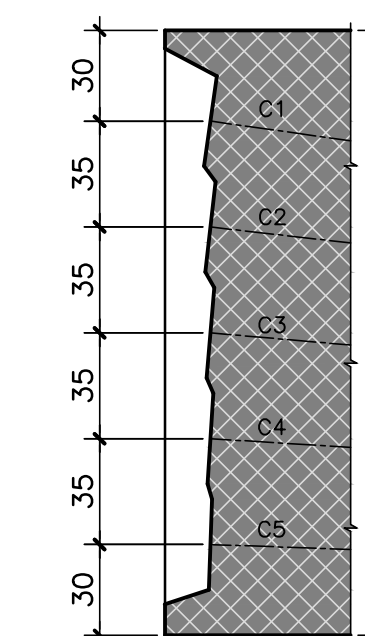
ESCALA=1:50



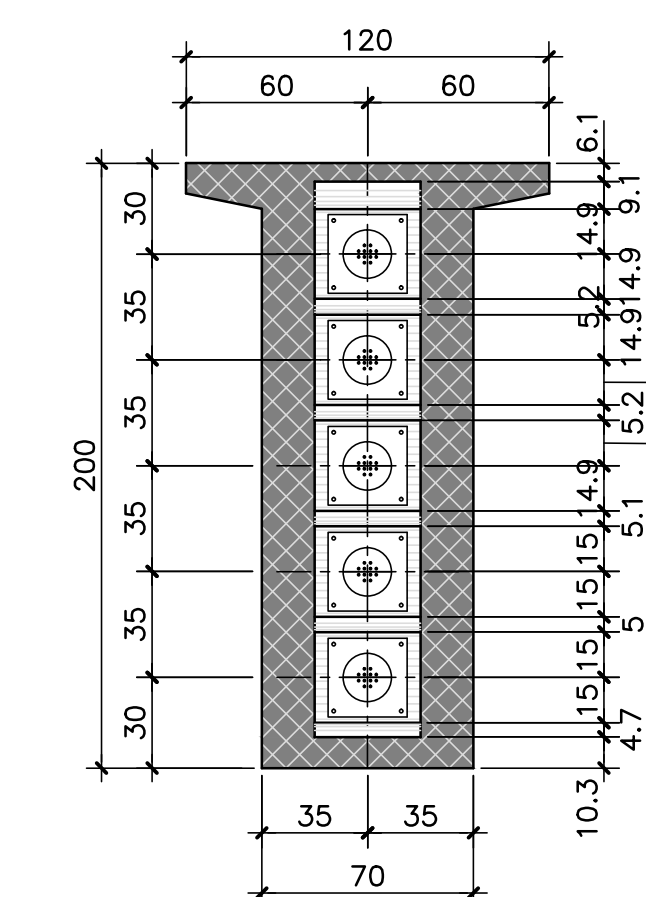
DETALHE DAS EXTREMIDADES

ESCALA=1:25

CORTE

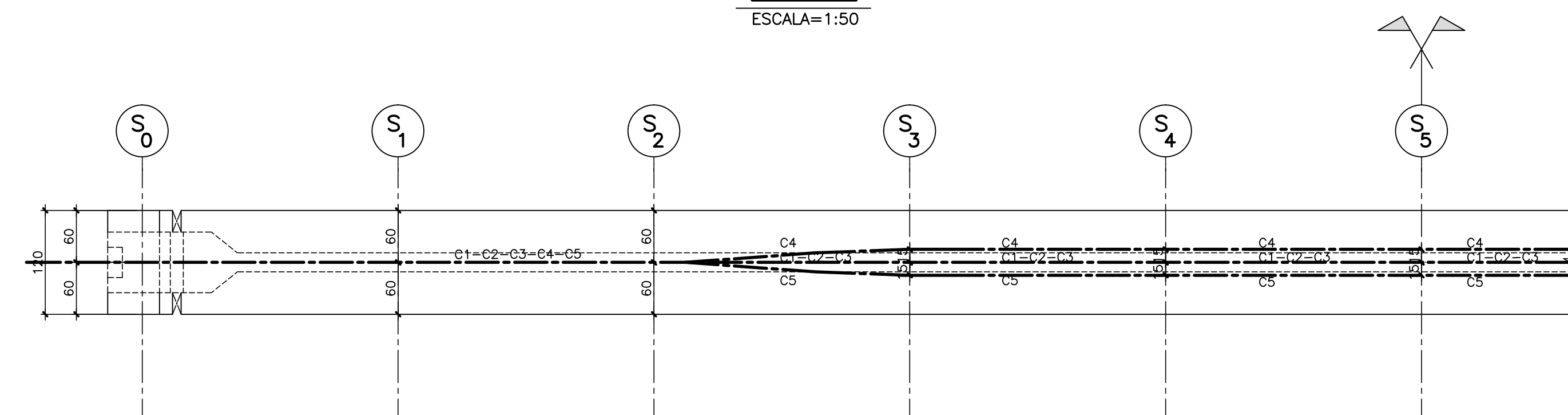


VISTA



PLANTA

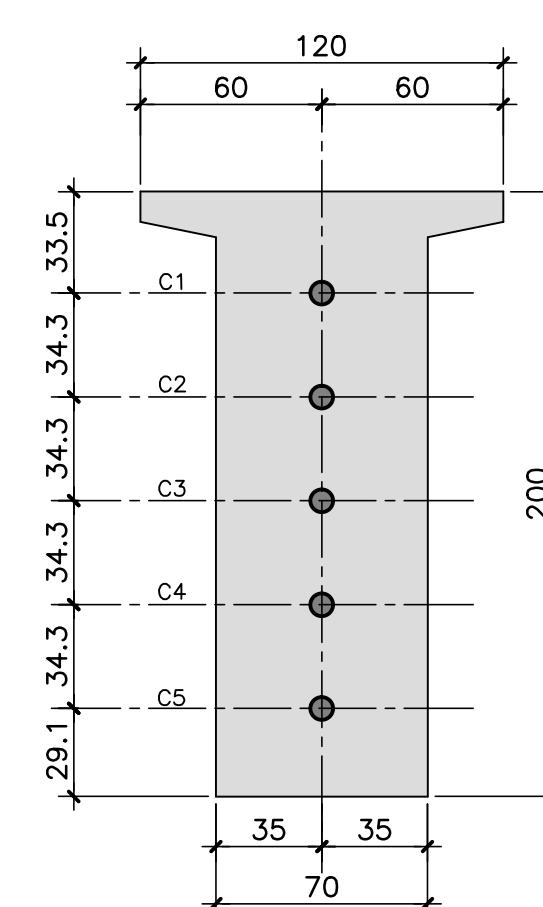
ESCALA=1:50



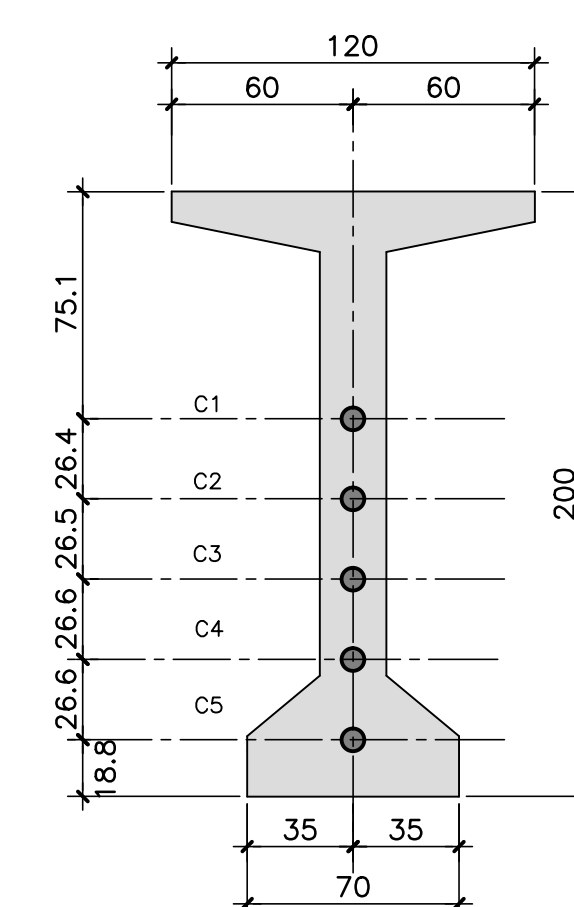
SEÇÕES TRANSVERSAIS

ESCALA=1:25

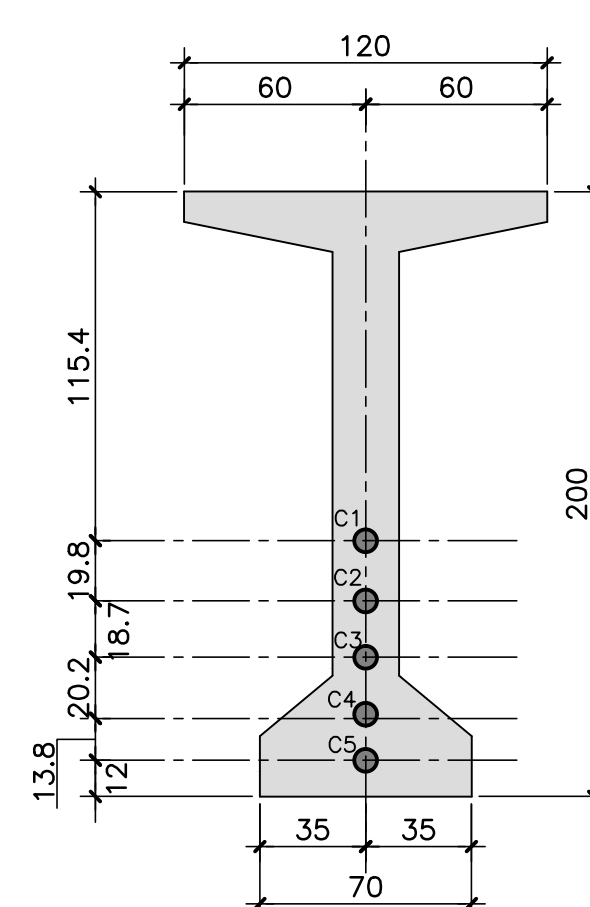
S0=S10



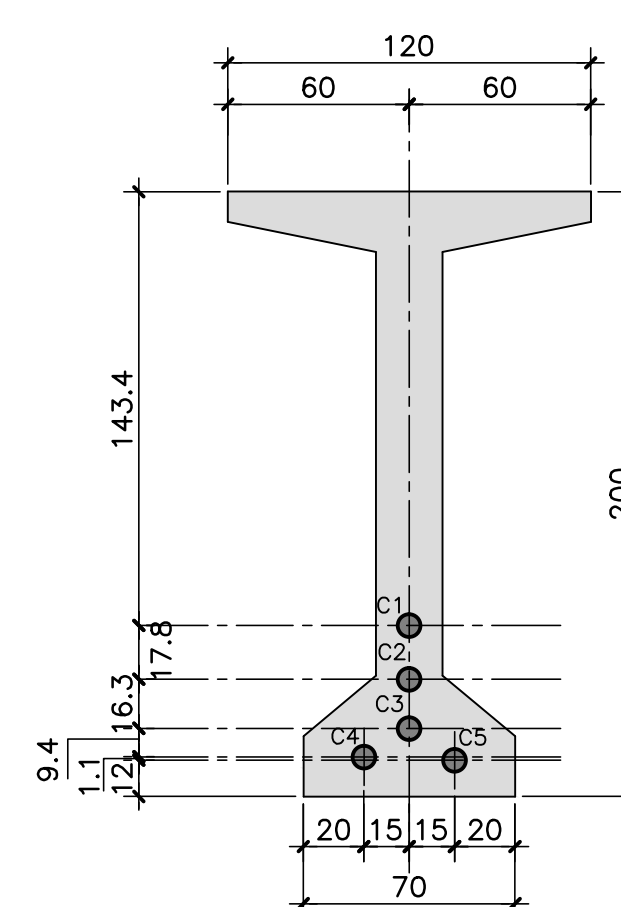
S1=S9



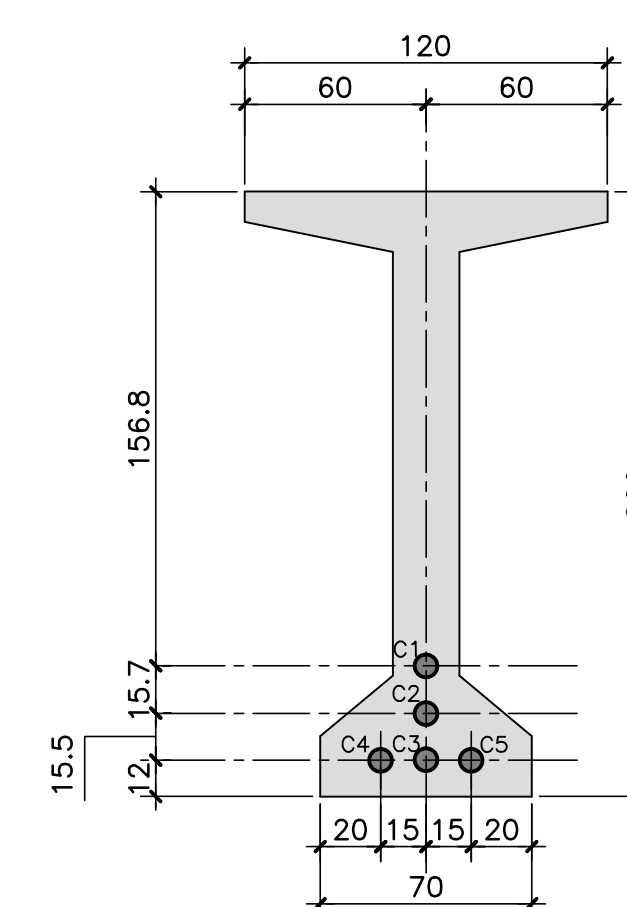
S2=S8



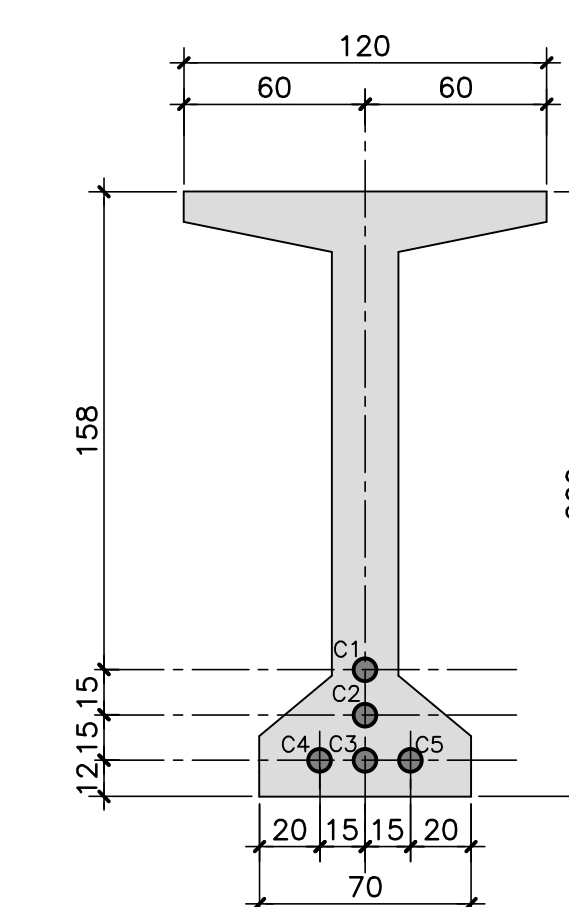
S3=S7



S4=S6



S5



LISTA DE CABOS PARA VIGA 2V02-01

AÇO DURO CP – 190 RB – 15,2

CABO	Ø	Q	C	T
6Ø15,2mm	C1 a C5	5	32,88	164,4

RESUMO PARA VIGA 2V02-01

CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
6Ø15,2mm	164,4	1.087,0
PESO TOTAL	=	1.087,0 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA

ANCORAGENS ATIVAS (6 Ø 15,2mm) = 10 unid.

PLANO DE PROTENSÃO

- Força de protensão aplicada no cabo
 $P_{m\acute{o}x.} = 1178$ kN para 6Ø15,2mm.
- Tabela de alongamentos :

ALONGAMENTOS PARA VIGA 2V02-01

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	103	103
	C 2	103	103
	C 3	103	103
2ª Etapa	C 4	103	103
	C 5	103	103

- Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.

- Sequencia de protensão
Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.

- Módulo de deformação longitudinal do aço.
200GPa

- Coefficiente atrito : cabo/bainha = 0,20

- As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.

- Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 60mm. Para pós-enfiado utilizar uma bainha com um diâmetro acima.

- Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.

- Idade da aplicação da protensão.

- A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 4 dias após a concretagem da viga desde que $f_{cj} > 25$ MPa.

- A 2ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 7 dias após a concretagem da viga desde que $f_{cj} > 28$ MPa.

- A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

Rodrigo
Meirelles
Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo
Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud,
o=Planave S.A Estudos e Projetos de
Engenharia, ou,
email=rodrigossilgaud@planave.com,
c=BR
Dados: 2020.07.14 11:05:43 -03'00'

NOTAS GERAIS

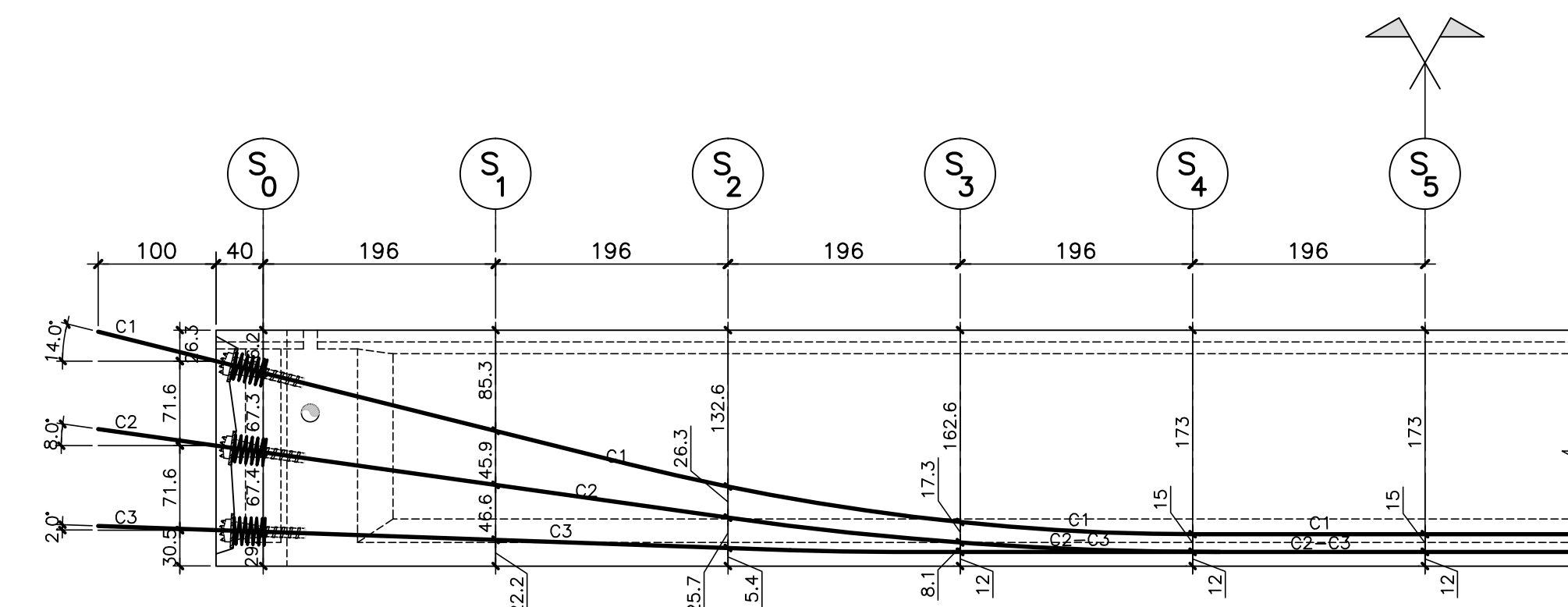
NOTAS :

1. DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
2. VER NOTAS GERAIS NO DESENHO N° I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
3. CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa – FATOR ÁGUA/CEMENTO ≤ 0.45;

LEGENDAS

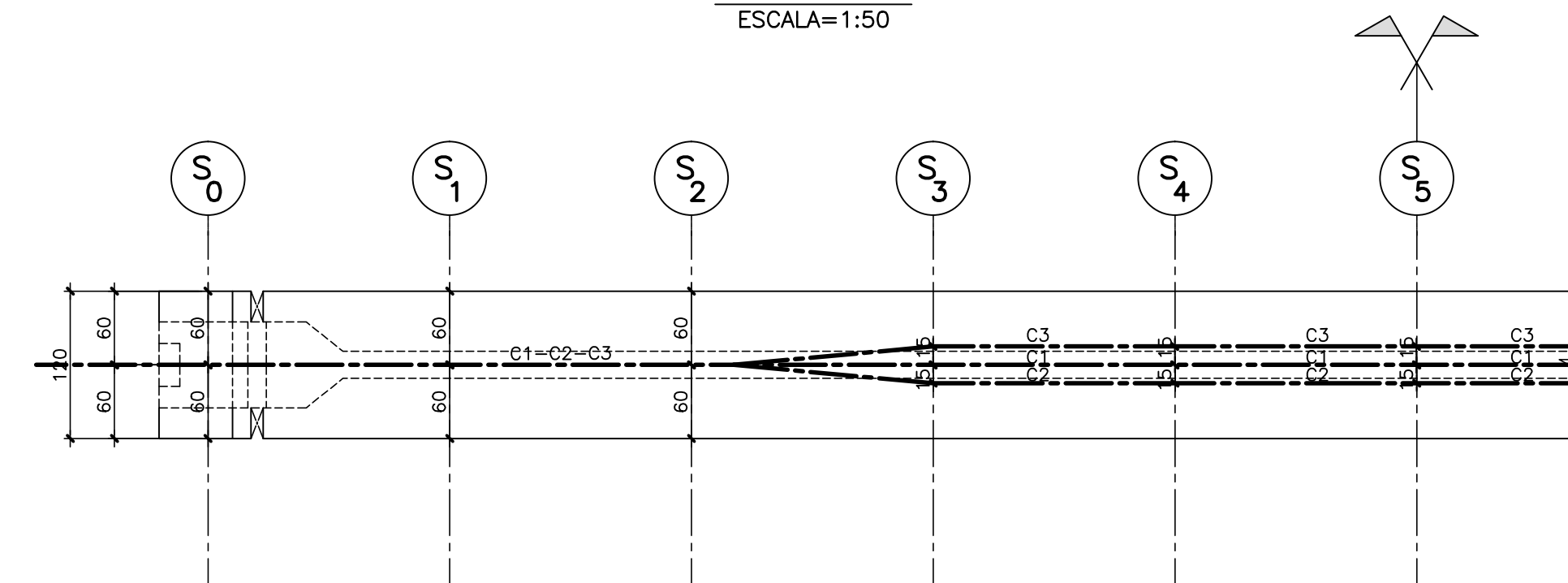
AÇO DE PROTENSÃO DAS VIGAS PRÉ-MOLDADAS – V1 – ENTRE EIXOS 3A/4A – ELEVÇÃO

ESCALA=1:50



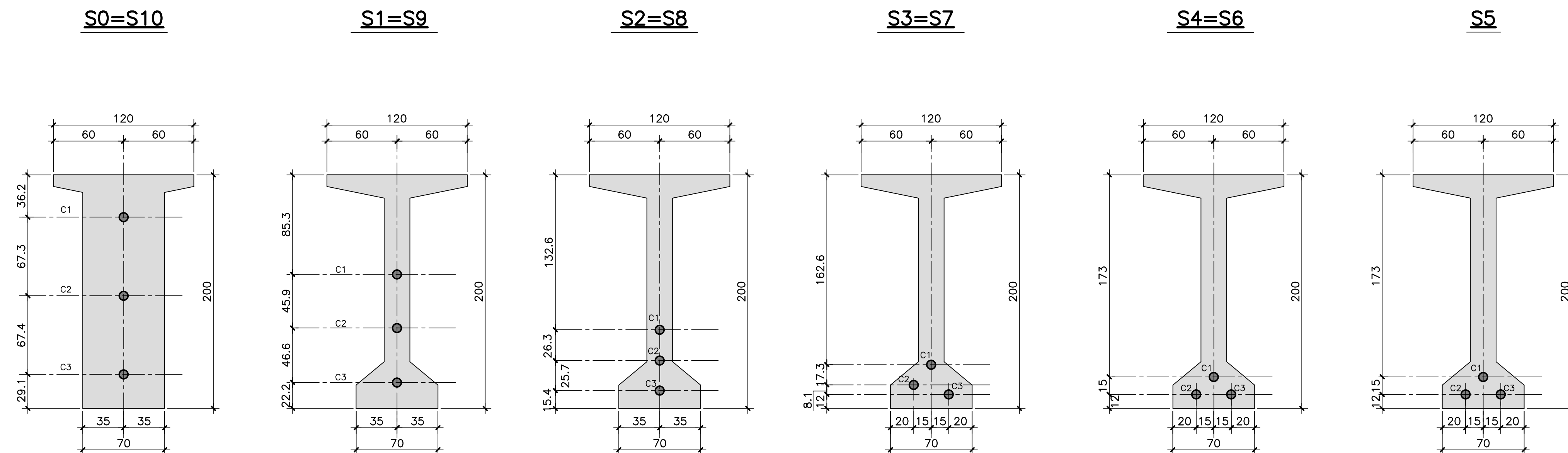
PLANTA

ESCALA=1:50



SEÇÕES TRANSVERSAIS

ESCALA=1:25



LISTA DE CABOS PARA VIGA 2V03-01

AÇO DURO CP – 190 RB – 15,2

CABO	φ	Q	C	T
6#15,2mm	C1	1	23,00	23,0
4#15,2mm	C2 e C3	2	23,00	46,0

RESUMO PARA VIGA 2V03-01

CABO	COMP. (m)	PESO (kg)
6#15,2mm	23,0	152,1
4#15,2mm	46,0	202,8
PESO TOTAL =		354,9 (kg)

RESUMO DAS ANCORAGENS PARA 1 VIGA

ANCORAGENS ATIVAS (6 φ 15,2mm) = 2 unid.
ANCORAGENS ATIVAS (4 φ 15,2mm) = 4 unid.

PLANO DE PROTENSÃO

- a) Força de protensão aplicada no cabo
P máx. = 1178 kN para 6#15,2mm.
P máx. = 785 kN para 4#15,2mm.

- b) Tabela de alongamentos :

ALONGAMENTOS PARA VIGA 2V03-01

Etapa de Protensão	Cabo N°	Alongamento teórico (mm)	
		Lado esquerdo	Lado direito
1ª Etapa	C 1	69	69
	C 2	69	69
	C 3	70	70

- c) Os alongamentos teóricos acima referem-se a situação final do cabo antes da cravação de cones.

- d) Sequência de protensão
Na tabela de alongamento os cabos estão ordenados segundo a sequência em que serão protendidos.

- e) Módulo de deformação longitudinal do aço.
200GPa

- f) Coeficiente atrito : cabo/bainha = 0,20

- g) As perdas de alongamento devido ao deslizamento das cordoalhas durante o encunhamento foram estimadas em 6mm.

- h) Bainhas metálicas, corrugadas, semi-rígidas, galvanizadas diâmetro 60mm. Para pós-enfiagem utilizar uma bainha com um diâmetro acima.

- i) Após a operação de protensão e antes de cortar as pontas dos cabos de protensão, antes da injeção das bainhas, os resultados dos alongamentos obtidos deverão ser submetidos a fiscalização para aprovação.

- j) Idade da aplicação da protensão.
A 1ª Etapa de protensão deverá ser aplicada aproximadamente 4 dias após a concretagem da viga desde que f_{cd} > 25MPa.

- k) A injeção de nata de cimento nas bainhas metálicas deve ser realizada no máximo 30 dias após a aplicação da protensão nos cabos.

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	30/01/20	APROVADO	MAS	AEFA	BFR
A	14/10/19	PARA APROVAÇÃO	MAS	AEFA	BFR
O	13/04/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/GSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1023	B
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231023B1.dwg		

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPRESAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO

TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO – OBRA DE ARTE ESPECIAL

VIGA PRÉ-MOLDADA V1 DO VÃO DE AP3A a AP4A (2V03) – RAMO 2000

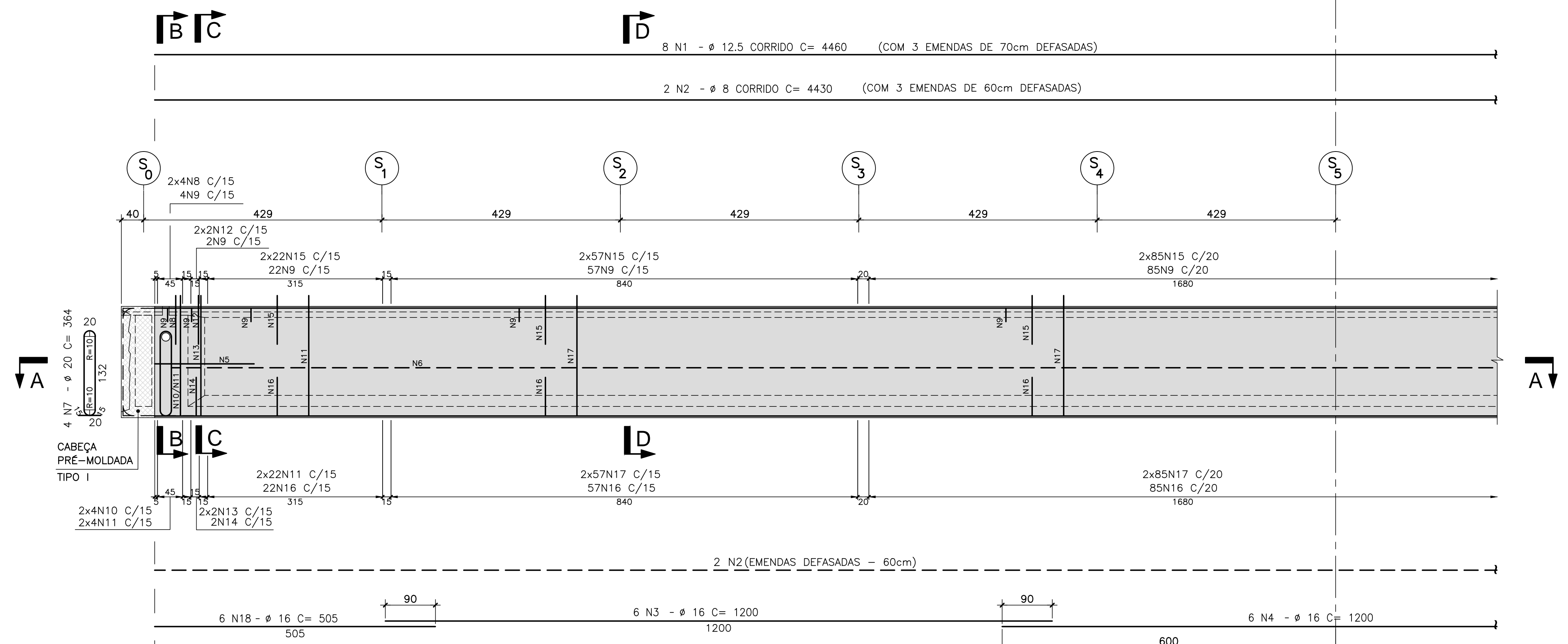
ESCALA:
INDICADA

NÚMERO CLIENTE:
I-OAESV-X-R2/16-138-IV

REV.:
2

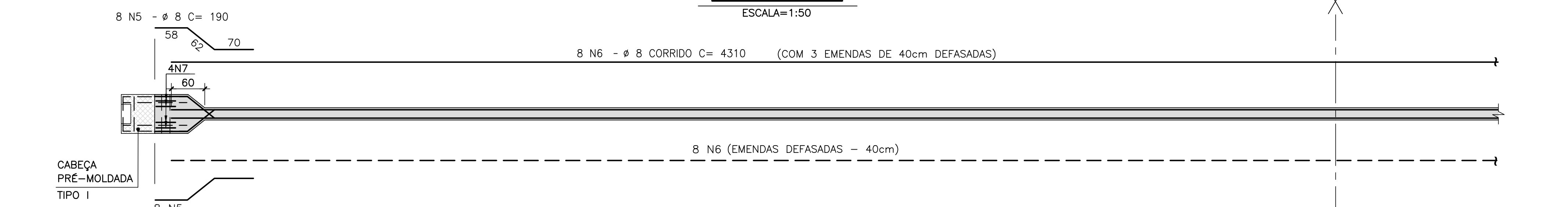
ARMADURA PASSIVA DA VIGA PRÉ-MOLDADA

ESCALA=1:50



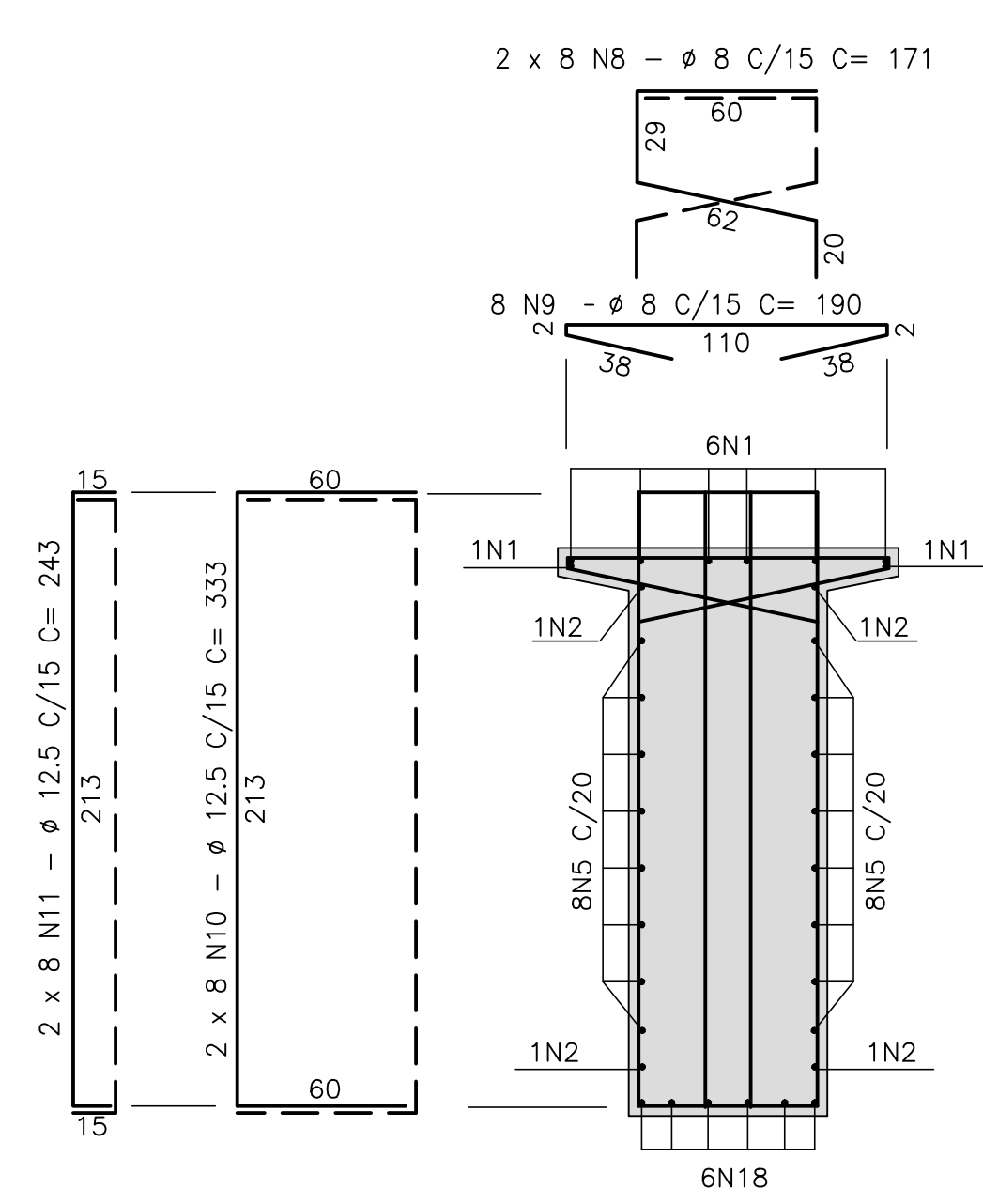
CORTE A-A

ESCALA=1:50



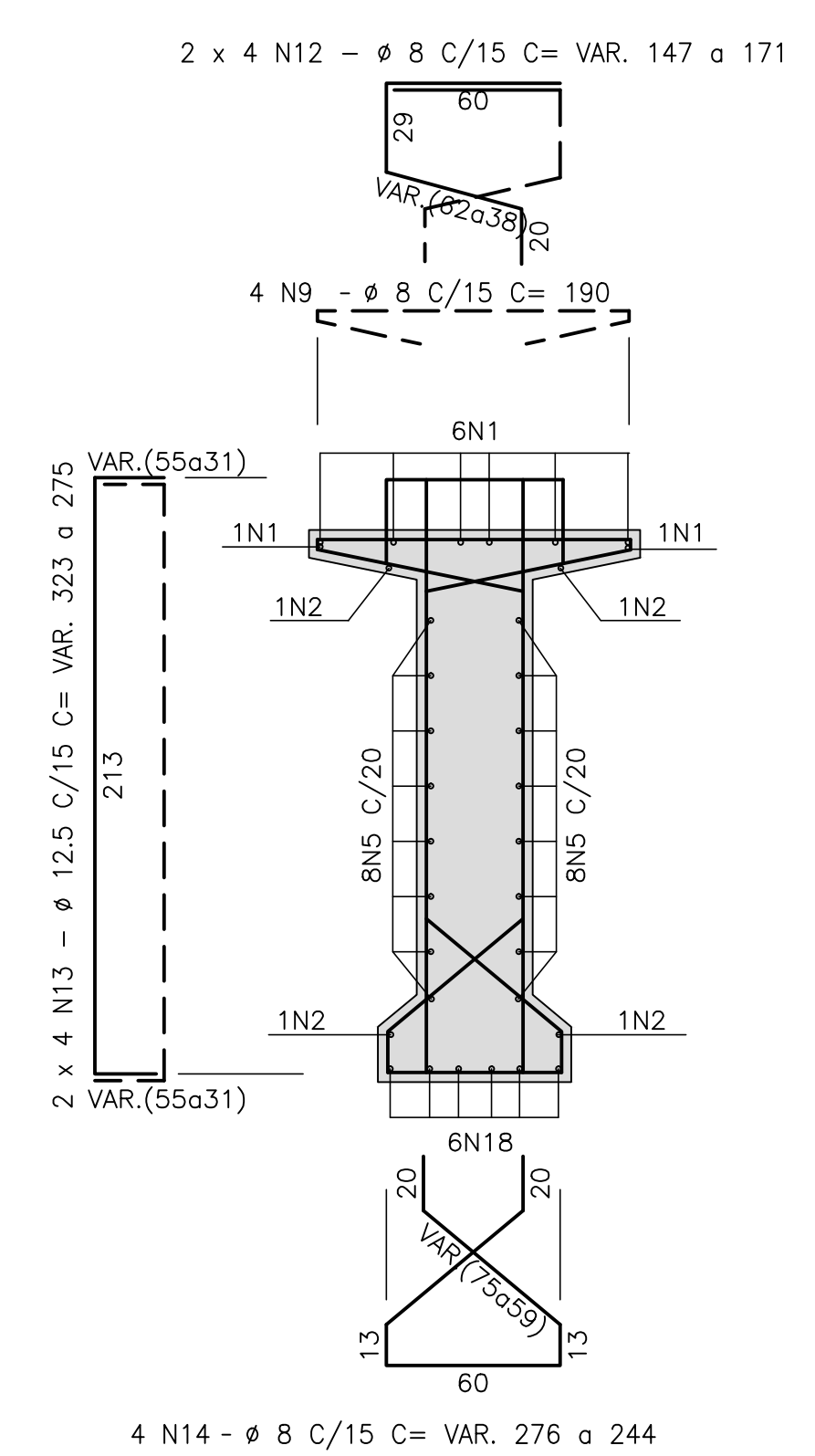
CORTE B-B(2x)

ESCALA=1:25



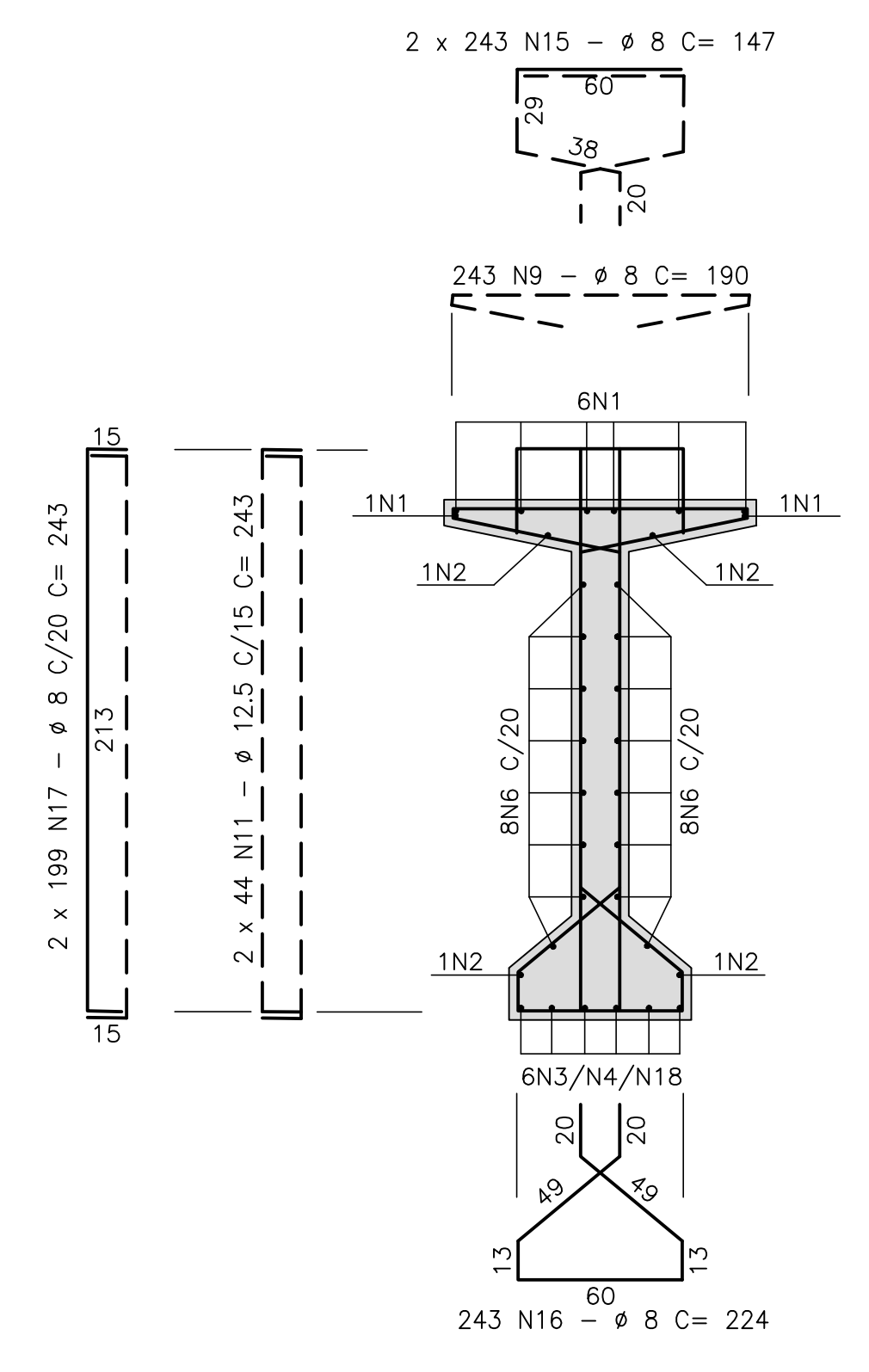
CORTE C-C(2x)

ESCALA=1:25



CORTE D-D

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS

N	Ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	12.5	8	CORRIDOS	356.80
2	8	4	CORRIDOS	177.20
3	16	12		1200
4	16	6		1200
5	8	32		190
6	8	16	CORRIDOS	689.60
7	20	8		364
8	8	16		171
9	8	255		190
10	12.5	16		333
11	12.5	104		243
12	8	8	VAR.	12.72
13	12.5	8	VAR.	23.92
14	8	4	VAR.	10.40
15	8	486		147
16	8	243		224
17	8	398		243
18	16	12		505

RESUMO AÇO CA-50

Ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
8	3688.46	1475
12.5	686.72	687
16	276.60	443
20	29.12	73
TOTAL		2678

TOTAL 12 VIGAS = 32.136 (kg)

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave S.A. Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilg@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 11:06:02 -03'00'

NOTAS GERAIS

- NOTAS :**
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa - FATOR AGUA/CEMENTO ≤ 0.45;
 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
A	14/10/19	PARA APROVAÇÃO	MCR	AEFA	BFR
o	13/04/19	EMIÇÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES

OPERAÇÃO:	OS/OSA:	NÚMERO PLANAVE:	EMISSÃO:
1.15.285	01/00	DE-F01-B23-1026	B
CONTRATO:	ARQUIVO:		
158/2016	DEF01B231026B1.dwg		

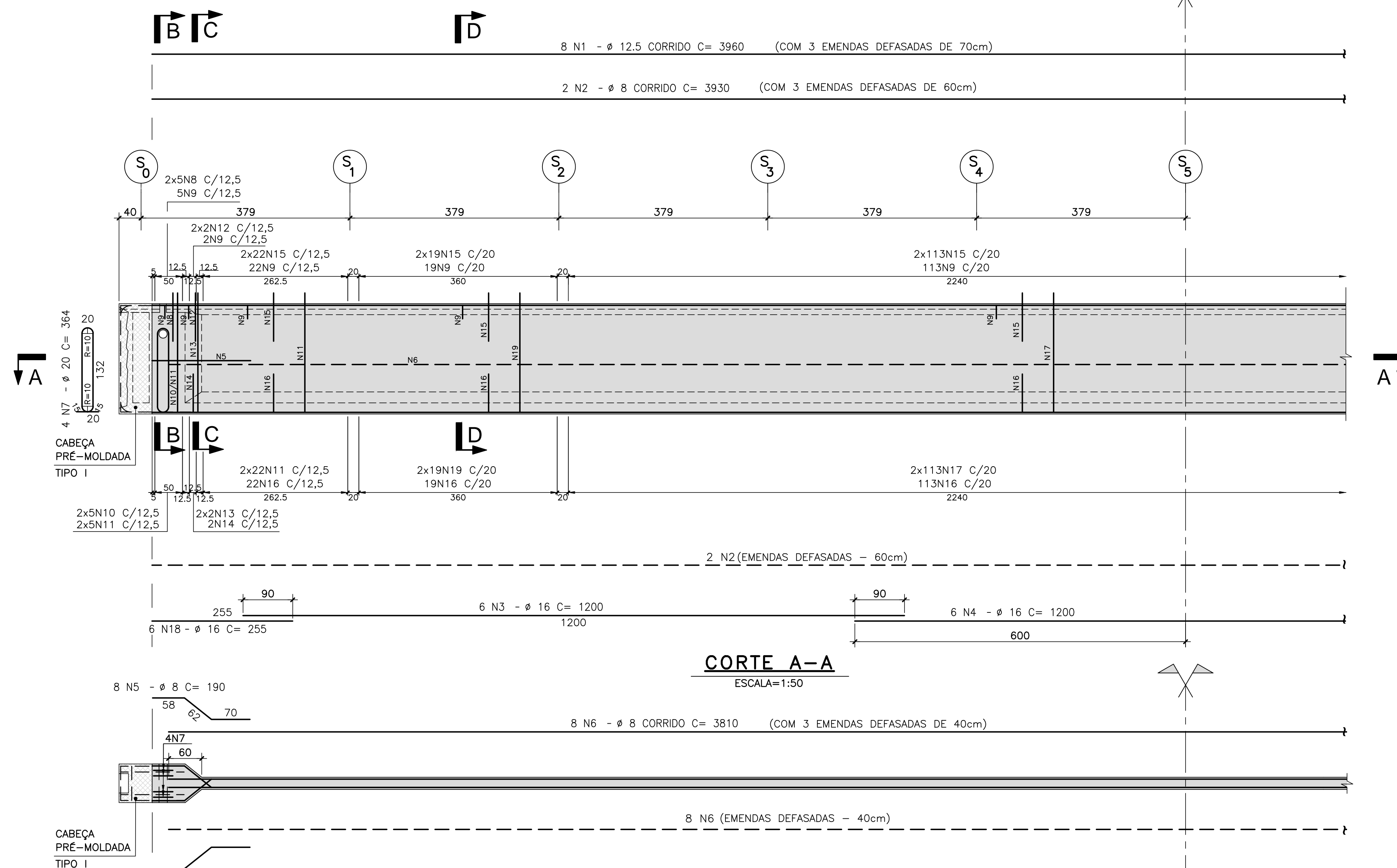
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHAMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA PASSIVA
 VIGAS PRÉ-MOLDADAS DO VÃO DE 45 METROS

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-141-IV	2

ARMADURA PASSIVA DA VIGA PRÉ-MOLDADA

ESCALA=1:50



LISTA DE BARRAS

N	ø	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	12.5	8	CORRIDOS	316.80
2	8	4	CORRIDOS	157.20
3	16	12	1200	144.00
4	16	6	1200	72.00
5	8	32	190	60.80
6	8	16	CORRIDOS	609.60
7	20	8	364	29.12
8	8	20	171	34.20
9	8	209	190	397.10
10	12.5	20	333	66.60
11	12.5	108	243	262.44
12	8	8	VAR.	12.80
13	12.5	8	VAR.	23.60
14	8	4	VAR.	10.28
15	8	390	147	573.30
16	8	195	224	436.80
17	8	226	243	549.18
18	16	12	255	30.60
19	10	76	243	184.68

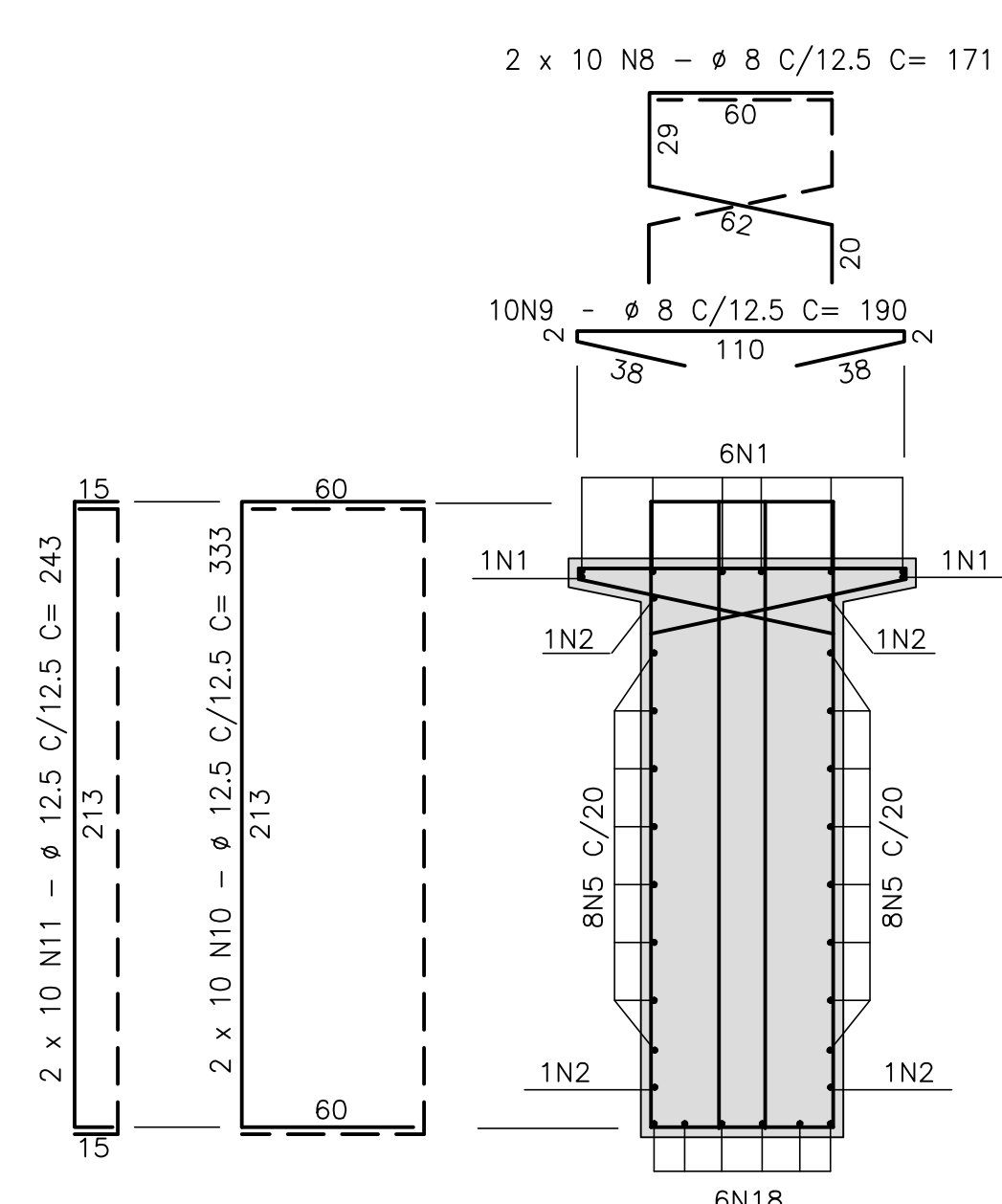
RESUMO AÇO CA-50

ø	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
8	2841.26	1137
10	184.68	116
12.5	669.44	669
16	246.60	395
20	29.12	73
TOTAL		2390

TOTAL 90 VIGAS = 215.100 (Kg)

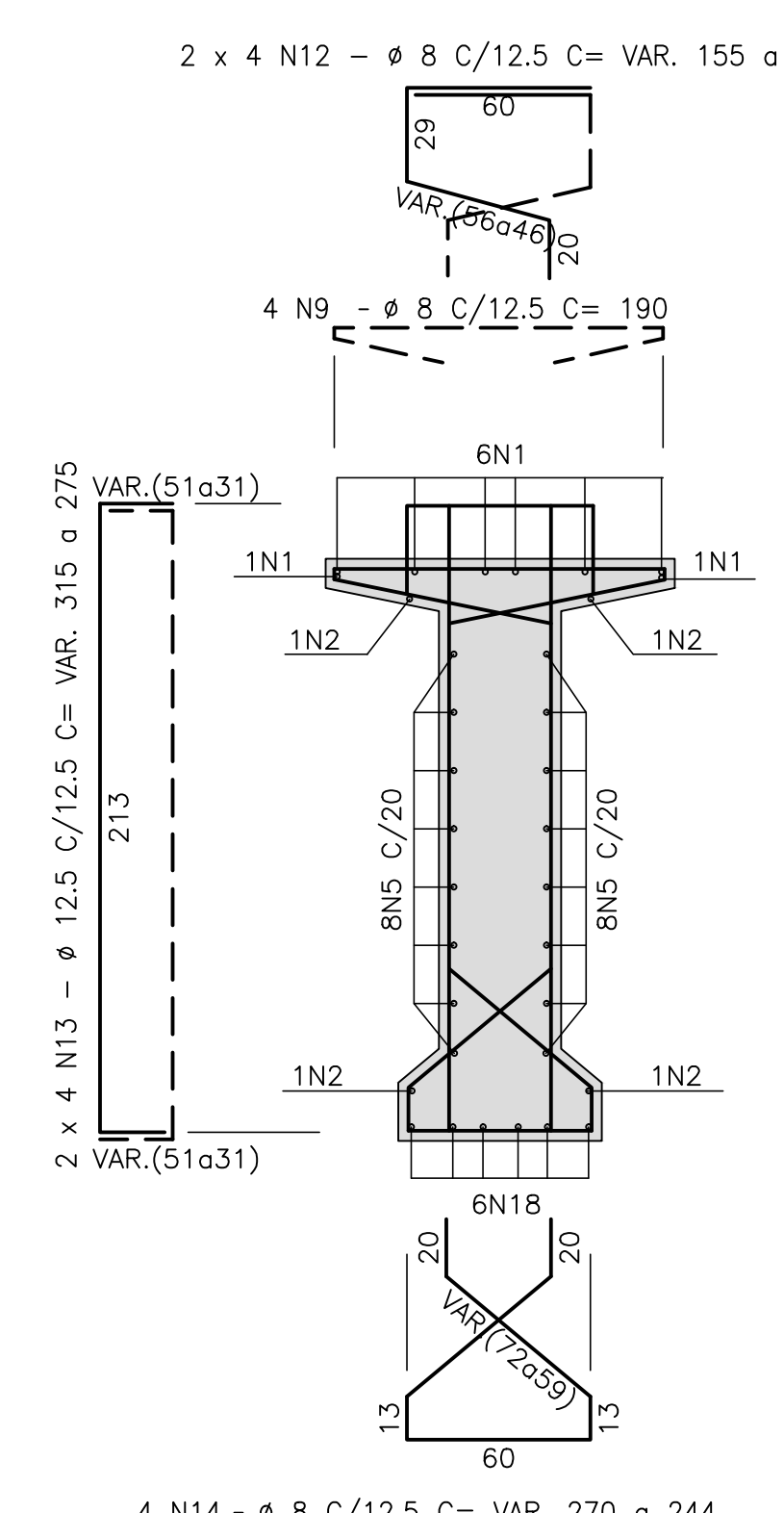
CORTE B-B(2x)

ESCALA=1:25



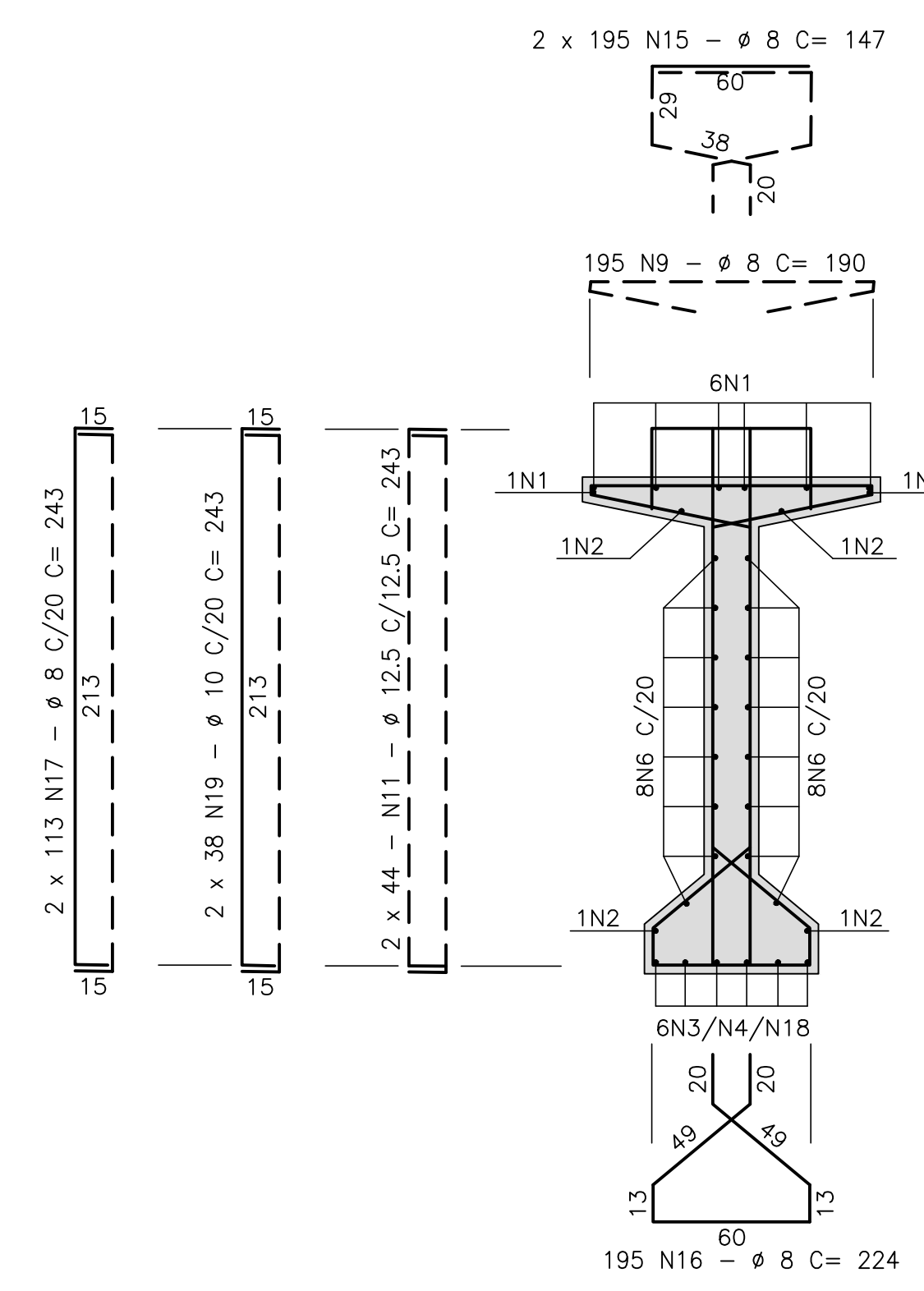
CORTE C-C(2x)

ESCALA=1:25



CORTE D-D

ESCALA=1:25



Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
 DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigosigaud@planave.com, c=BR
 Dados: 2020.07.14 11:05:20 -03'00'

NOTAS GERAIS

- NOTAS :
- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
 - VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
 - CONCRETO ESTRUTURAL:
fck=40 MPa - FATOR AGUA/CIMENTO ≤ 0.45;
 - COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
A	14/10/19	PARA APROVAÇÃO	MCR	AEFA	BFR
o	13/04/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF016231027B1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1027	EMISSÃO:	B

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA
 EMPREENDIMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
 TÍTULO:
 PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
 ARMADURA PASSIVA
 VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE 38,70m

ESCALA:	NÚMERO CLIENTE:	REV.:
INDICADA	I-OAESV-X-R2/16-142-IV	2

Rodrigo Meirelles Sigaud

Assinado de forma digital por Rodrigo Meirelles Sigaud
DN: cn=Rodrigo Meirelles Sigaud, o=Planave s.a Estudos e Projetos de Engenharia, ou, email=rodrigossilva@planave.com, c=BR
Dados: 2020.07.14 11:06:37 -03'00'

NOTAS GERAIS

NOTAS :

- DIMENSÕES EM CENTÍMETROS EXCETO ONDE INDICADO;
- VER NOTAS GERAIS NO DESENHO I-OAESV-X-R0/16-70-IV;
- CONCRETO ESTRUTURAL:
f_{ck}=40 MPa - FATOR AGUA/CEMENTO ≤ 0,45;
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: C=5,0cm

LEGENDAS

REV.	DATA	DESCRIÇÃO	EXEC.	VERIF.	APROV.
B	24/10/19	APROVADO	MST	AEFA	BFR
A	14/10/19	PARA APROVAÇÃO	MCR	AEFA	BFR
o	13/04/19	EMISSÃO INICIAL	MAS	AEFA	BFR

ÍNDICE DE REVISÕES			
OPERAÇÃO:	1.15.285	OS/GSA:	01/00
CONTRATO:	158/2016	ARQUIVO:	DEF01B231028B1.dwg
NÚMERO PLANAVE:	DE-F01-B23-1028	EMISSÃO:	B

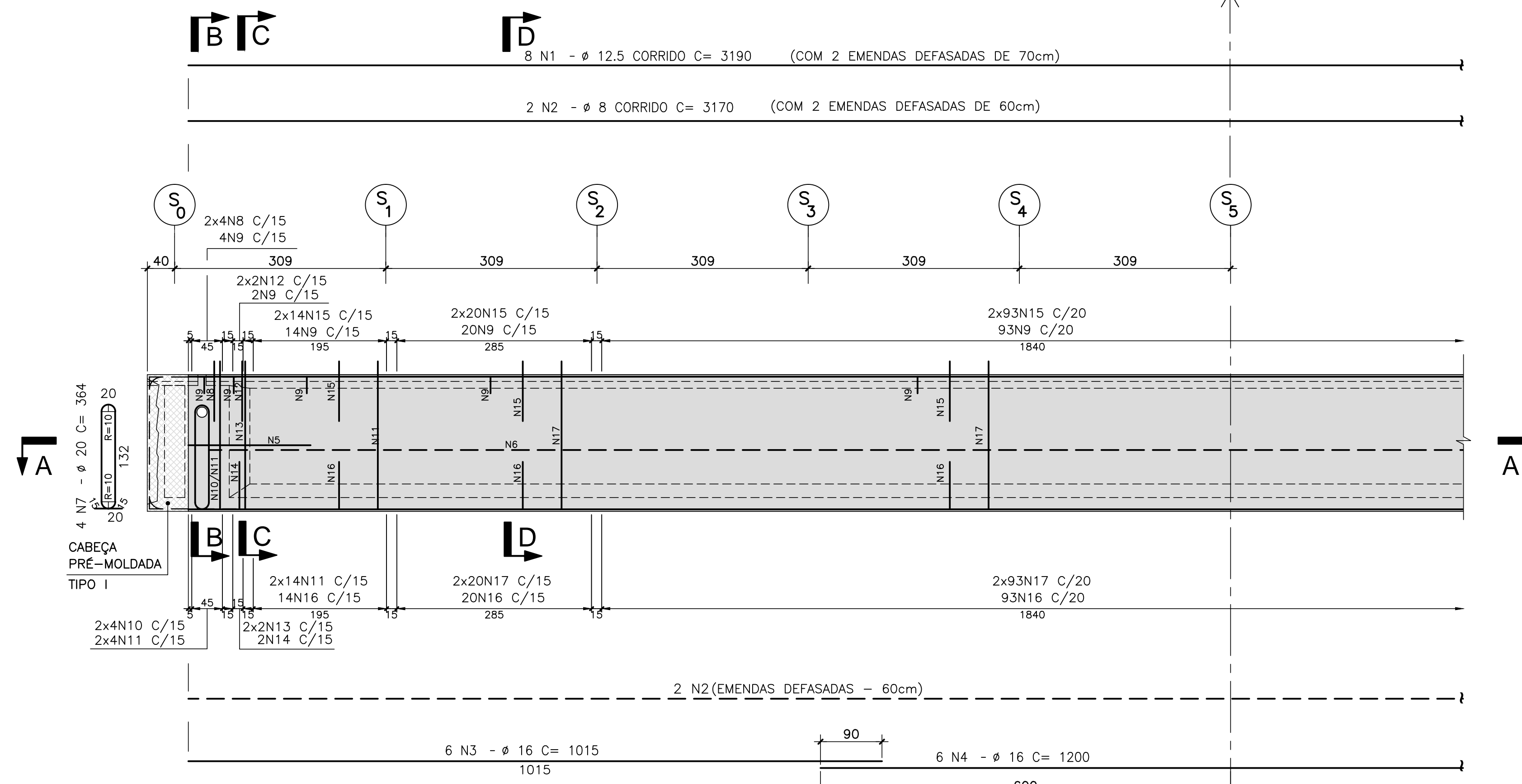
SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA URBANA

EMPREENHIMENTO:
OBRA DE ARTE ESPECIAL E READEQUAÇÃO DO SISTEMA VIÁRIO
TÍTULO:
PROJETO EXECUTIVO - OBRA DE ARTE ESPECIAL
ARMADURA PASSIVA
VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE 31,70m

ESCALA: INDICADA NÚMERO CLIENTE: I-OAESV-X-R2/16-143-IV REV: 2

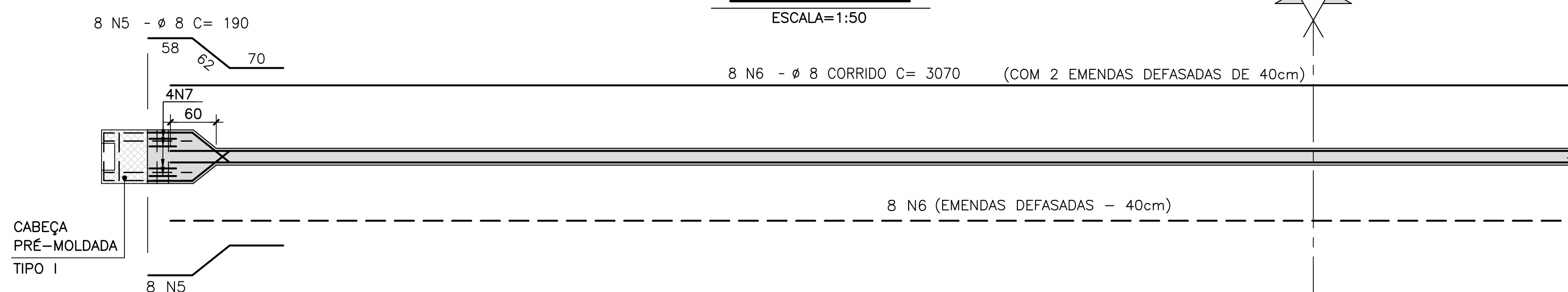
ARMADURA PASSIVA DA VIGA PRÉ-MOLDADA

ESCALA=1:50



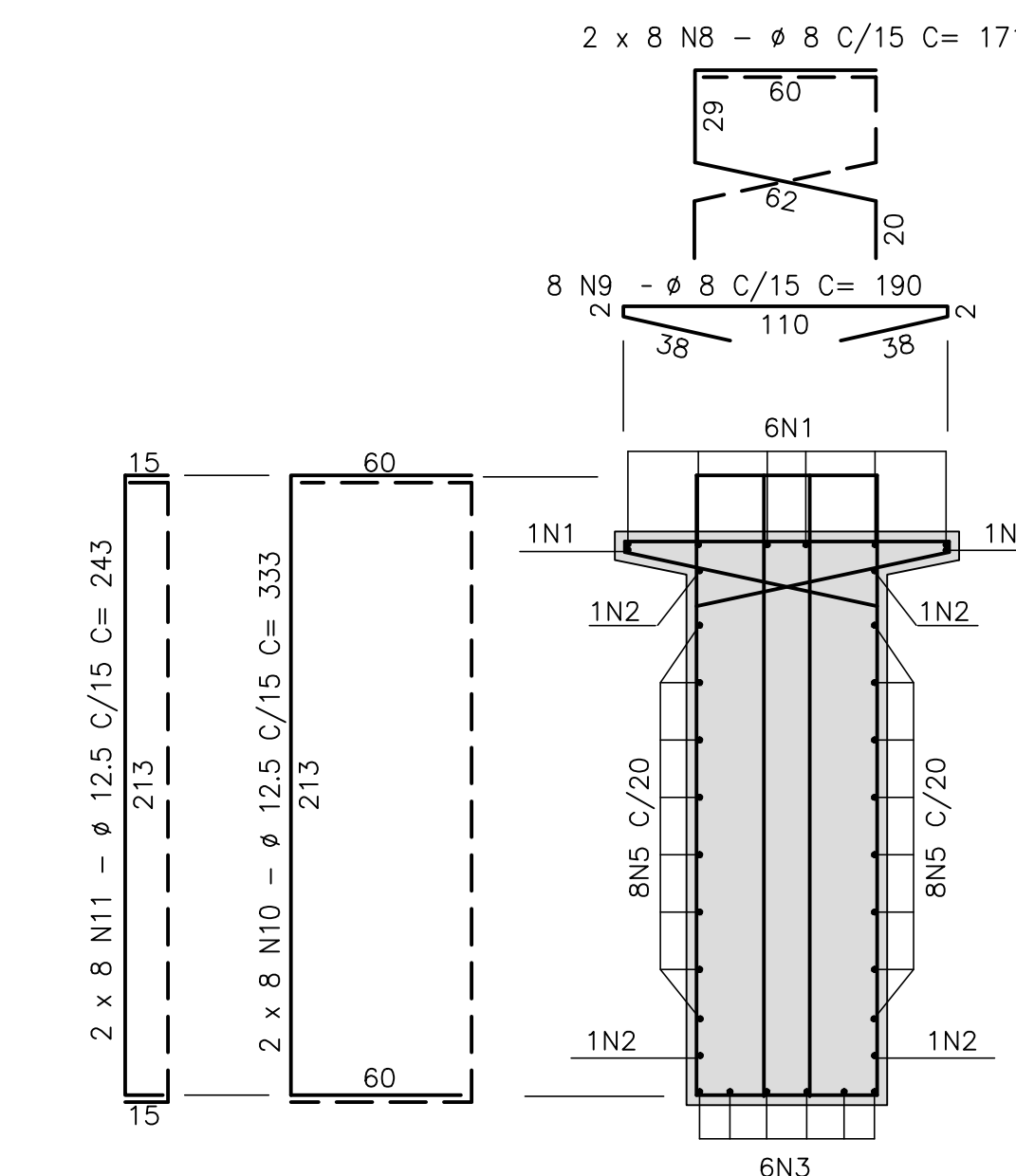
CORTE A-A

ESCALA=1:50



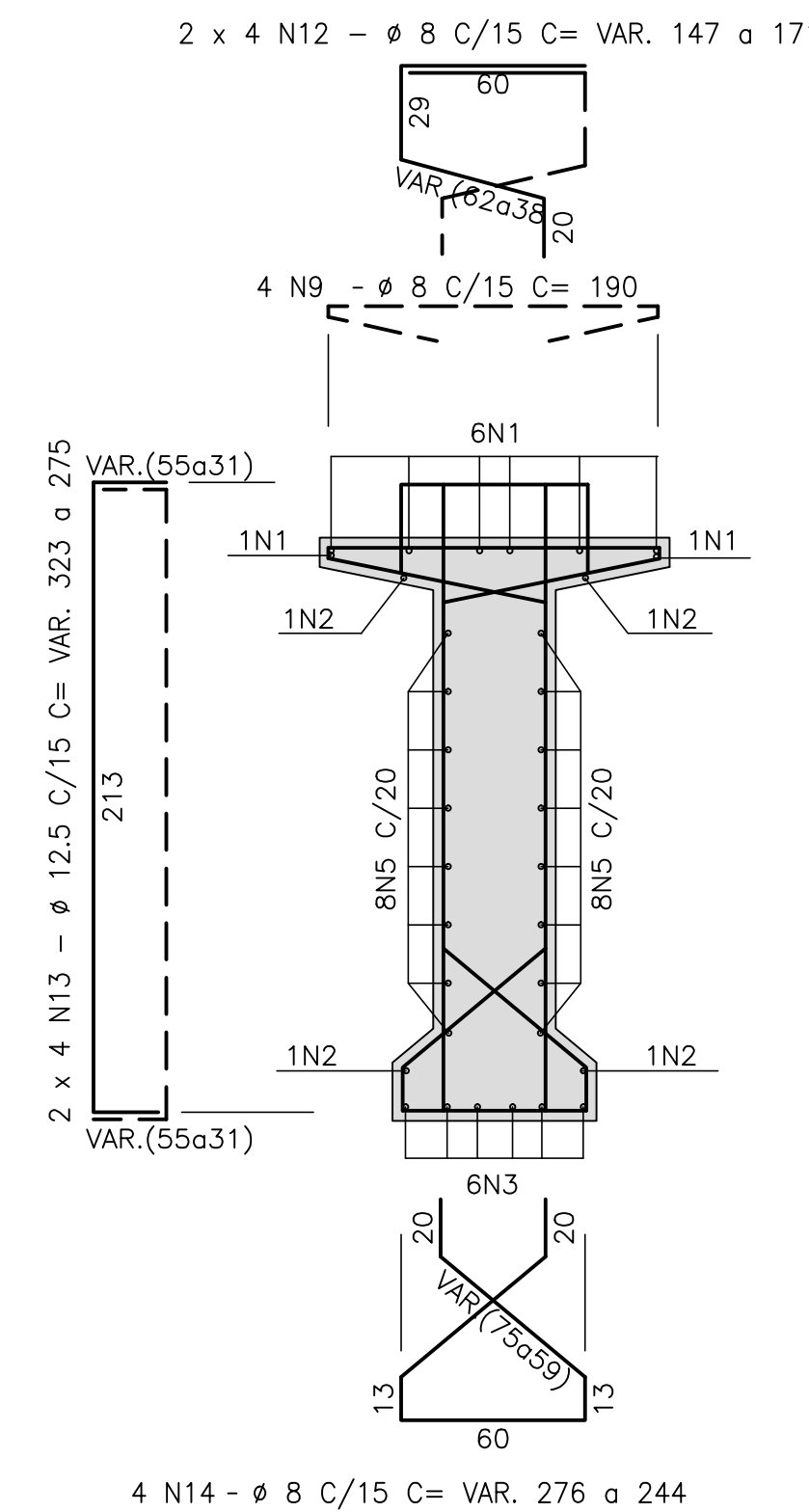
CORTE B-B(2x)

ESCALA=1:25



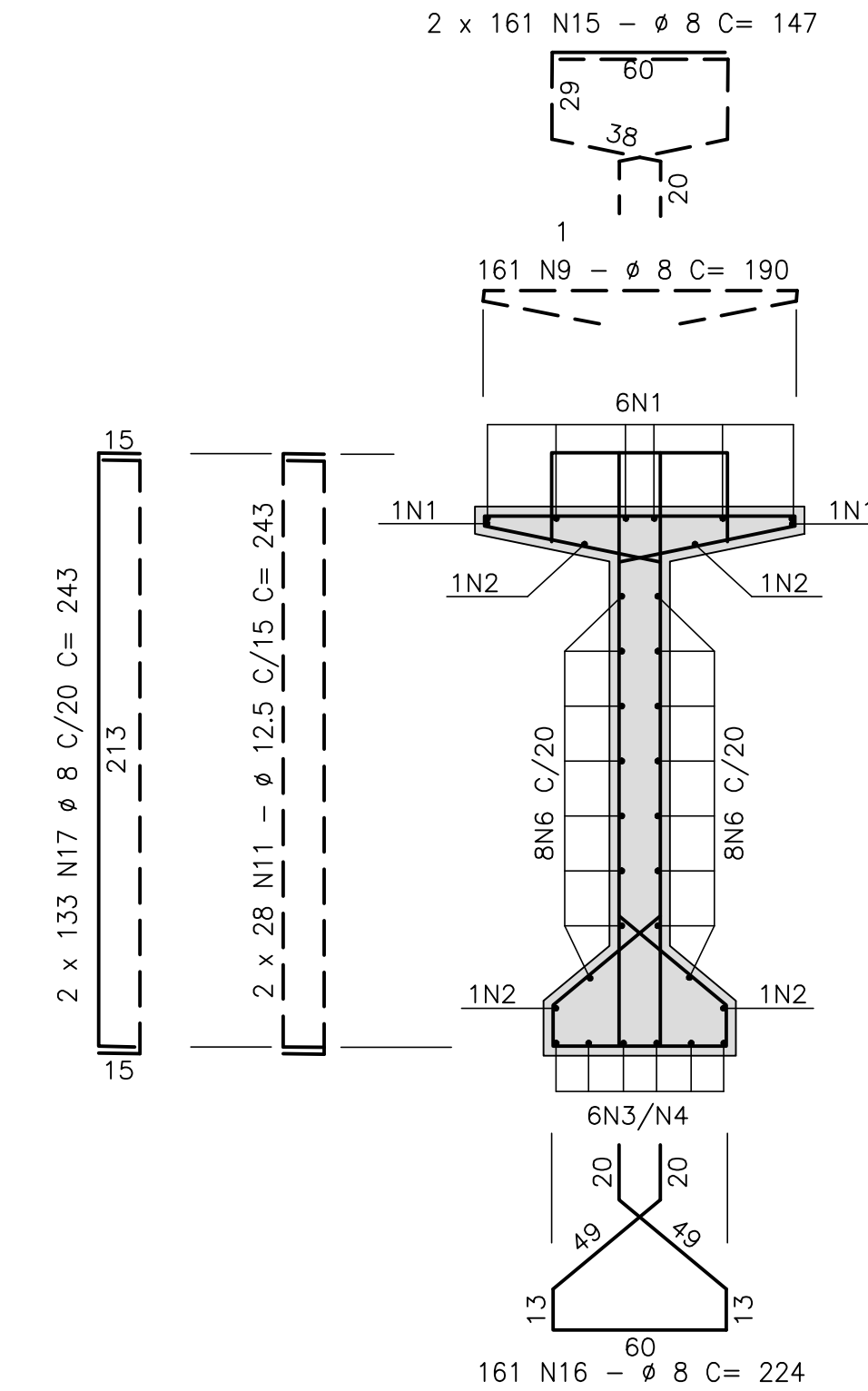
CORTE C-C(2x)

ESCALA=1:25



CORTE D-D

ESCALA=1:25



LISTA DE BARRAS

N	φ	Q	COMPRIMENTOS	
			UNIT.(cm)	TOTAL (m)
1	12,5	8	CORRIDOS	255,20
2	8	4	CORRIDOS	126,80
3	16	12		1015
4	16	6		1200
5	8	32		190
6	8	16	CORRIDOS	491,20
7	20	8		364
8	8	16		171
9	8	173		190
10	12,5	16		333
11	12,5	72		243
12	8	8	VAR.	12,72
13	12,5	8	VAR.	23,92
14	8	4	VAR.	10,40
15	8	322		147
16	8	161		224
17	8	266		243

RESUMO AÇO CA-50

φ	COMPRIMENTO (m)	PESO (Kg)
8	2538,34	1015
12,5	507,36	507
16	193,80	310
20	29,12	73
TOTAL		1905

TOTAL 5 VIGAS = 9.525 (kg)