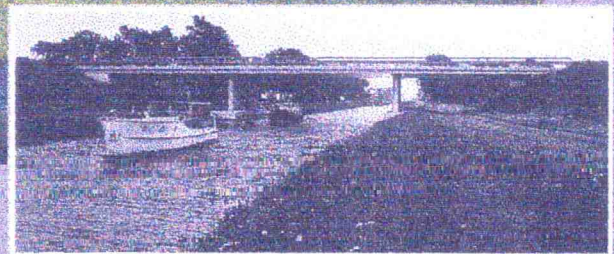


ONVOLLEDIGE INJECTIE BIJ VOORSPANKANALEN

DEELSTUDIE 2; HANDBEREKENING



Ministerie van Verkeer en Waterstaat
Directoraat-Generaal Rijkswaterstaat
Bouwdienst Rijkswaterstaat



TU Delft

Technische Universiteit Delft

Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Mechanica en Constructies
Sectie Betonconstructies

Ferdinand Bockhoudt

de uitleentermijn
loopt af op:

1. VOORWOORD

BIBLIOTHEEK
Bouwdienst Rijkswaterstaat
Postbus 20.000
3502 LA Utrecht

Dit voorwoord vormt de informele inleiding tot de tweede deelstudie, die samen met de twee andere deelstudies en het hoofdrapport het afstudeerwerk "onvolledige injectie bij voorspankanalen" vormen. Het hoofdrapport bevat daarbij naast een algemene inleiding een samenvatting van de resultaten uit de verschillende deelstudies. In deze deelstudies wordt nader ingegaan op de schademechanismen, die ten gevolge van onvolledige injectie kunnen ontstaan (deelstudie 1; schademechanismen) en zal voorts gekeken worden in hoeverre een betere modellering van de constructie (eindig elementen-model) tot extra reserves leidt (deelstudie 3; DIANA-berekening). In deze deelstudie daarentegen zal een poging worden ondernomen extra reserves op te sporen die, door de veranderde inzichten omtrent voorgespannen betonconstructies, impliciet in de voorschriften zijn opgenomen. Hiertoe wordt een reeds enige tientallen jaren bestaand kunstwerk herberekend met de huidige eisen en vergeleken met de toenmalige berekeningswijze.

Het is daarbij interessant te zien hoe zich in de loop der tijd een duidelijke verandering in ontwerpfilosofie heeft voorgedaan en tevens te ontdekken welke consequenties dit in constructief opzicht heeft voor het beschouwde kunstwerk.

Daar die oude voorschriften uit reeds lang vervlogen tijden stammen, ben ik dankbaar voor de uitleg die ik kon krijgen van de constructeurs die al wat langer bij de Bouwdienst Tilburg rekenen en deze voorschriften nog daadwerkelijk hebben gehanteerd, in het bijzonder Niek Kaptijn, die door zijn ruime constructeurservaring mij veelvuldig van bruikbare adviezen voorzag.

Rest mij nog de lezer uit te nodigen mee te gaan naar de tijd dat de "Richtlijnen Voorgespannen Beton 1967" bepalend waren voor het ontwerpen van voorgespannen betonconstructies.

Haarlem, januari 1995

Ferdinand Bockhoudt



2. INHOUDSOPGAVE

1. VOORWOORD.....	1
2. INHOUDSOPGAVE	3
3. INLEIDING.....	7
4. PROJECTBESCHRIJVING	9
5. VERSCHILLEN RVB 1967 VERSUS VBC 1990	11
5.1 ALGEMEEN	11
5.2 ONTWERPFILOSOFIE	11
5.3 MATERIALEN	14
5.3.1 Beton.....	14
5.3.1.1 Betonkwaliteit	14
5.3.1.2 Druksterkte	15
5.3.1.3 Treksterkte	17
5.3.1.4 Krimp.....	18
5.3.1.5 Kruip.....	19
5.3.2 Voorspanstaal.....	20
5.3.2.1 Kwaliteit.....	20
5.3.2.2 Treksterkte	21
5.3.2.3 Spanningsniveau.....	22
5.3.2.4 Wrijving en slip.....	23
5.3.2.5 Relaxatie.....	24
5.3.3 Betonstaal.....	25
5.3.3.1 Kwaliteit.....	25
5.3.3.2 Treksterkte	25
5.4 BELASTINGEN.....	27
5.5 VEILIGHEIDSCONCEPT	30



5.6 TOETSING	32
5.6.1 Algemeen.....	32
5.6.2 Scheurmoment	33
5.6.3 Breukmoment.....	35
6. OORSPRONKELIJKE BEREKENING VOLGENS DE RVB'67 [3]	41
6.1 GEGEVENS.....	41
6.1.1 Uitgangspunten.....	41
6.1.2 Voorspanning.....	41
6.2 BELASTINGEN	43
6.3 MOMENTEN.....	44
6.4 TOETSING	46
7. BEREKENING VOLGENS DE VBC'90 (HUIDIGE VOORSCHRIFTEN)	51
7.1 GEGEVENS (ZIE BIJLAGEN 1 EN 2).....	51
7.1.1 Uitgangspunten.....	51
7.1.2 Geometrie.....	52
7.1.3 Materialen.....	53
7.1.4 Voorspanning	53
7.1.4.1 Aanvangsvoorspanning VBC 4.1.4.5a	53
7.1.4.2 Maximaal overspannen VBC 4.1.4.5a.....	54
7.1.4.3 Werkvoorspankracht VBC 4.1.4.5b.....	54
7.1.5 Materiaalgegevens	55
7.2 BELASTINGEN	56
7.2.1 Permanente belastingen.....	56
7.2.1.1 Eigen gewicht en rustende belasting VBB 4.2.1.....	56
7.2.1.2 Opgelegde vervormingen VBB 4.2.3	57
7.2.2 Veranderlijke belastingen	57
7.2.2.1 Wegverkeer op de brug VBB 4.3.1	57
7.2.2.2 Dwarsverdeling.....	58
7.2.2.3 Gronddruk	61

7.2.2.4 Middelpuntvliedende kracht.....	62
7.2.2.5 Wind VBB 4.3.6 VOSB 17	62
7.2.2.6 Remkracht VBB 4.3.7 VOSB 20.....	62
7.2.2.7 Leuningen VBB 4.3.8 VOSB 18.....	62
7.2.2.8 Sneeuw.....	62
7.2.2.9 IJs.....	62
7.2.2.10 Klimatologische weersinvloeden VBB 4.3.11	62
7.2.3 Bijzondere belastingen.....	64
7.2.3.1 Verkeersongeval op de brug VBB 4.4.2.5	64
7.2.3.2 Aanrijding van de bovenbouw door het wegverkeer VBB 4.4.2.3	65
7.2.3.3 Vervanging van de opleggingen VBB 4.4.3.....	65
7.2.3.4 Vermoeing VBB 4.5	65
7.2.3.5 Bouwbelasting	67
7.3 BELASTINGCOMBINATIES	67
7.3.1 Principe	67
7.3.2 Aanvullingen.....	68
7.3.2.1 Verkeersbelasting VBB 4.3.1.1 / VOSB 12.....	68
7.3.2.2 Uiterste grenstoestand VBB 5.1.4.2	68
7.3.2.3 Vermoeing VBB 5.1.4.4.....	69
7.3.2.4 Scheurvorming VBB 5.2.4.2.1	69
7.3.2.5 Bouwfase TGB 6.3	69
7.3.3 Belastingfactoren.....	69
7.3.4 Modelvorming.....	71
7.3.4.1 Algemeen.....	71
7.3.4.2 Maatgevende snedes.....	71
7.3.4.3 Maatgevende belastingcombinaties.....	72
7.3.5 Combinaties	72
7.3.5.1 Gunstig en ongunstig werkende veranderlijke en bijzondere belasting	72
7.4 VOORSPANVERLIEZEN	74
7.4.1 Algemeen.....	74
7.4.2 Krimp VBC 6.1.6	74
7.4.3 Kruip VBC 6.1.5	74



7.4.4 Relaxatie VBC 4.1.4.5b.....	75
7.4.5 Totaal vertraagd optredende verliezen	76
7.5 MOMENTEN.....	76
7.6 TOETSING	78
7.6.1 Uiterste grenstoestand.....	78
7.6.1.1 Algemeen	78
7.6.1.2 Sterkte VBC 8.1.1	78
7.6.1.3 Hoogte van de betondrukzone VBC 8.1.3.....	82
7.6.1.4 Minimumwapening VBC 9.9.2.1 / VBB 10.1	83
7.6.2 Bruikbaarheidstoestand.....	84
7.6.2.1 Scheurwijdte	84
7.6.2.2 Doorbuiging.....	86
7.6.3 Vermoeiing.....	87
7.6.3.1 Algemeen	87
7.6.3.2 Beton	88
7.6.3.3 Betonstaal en voorspanstaal VBB 8.6.3.....	90
8. CONCLUSIES.....	93
9. LITERATUURLIJST	101

3. INLEIDING

De voortschrijdende kennistoename aangaande voorgespannen betonconstructies heeft er toe geleid dat in de loop der tijd het verschil tussen het werkelijke en het toelaatbare krachtenspel in een constructie steeds kleiner is geworden. Dit betekent dat een constructie in de tijd gezien steeds scherper zou kunnen worden gedimensioneerd. Andersom impliceert dit dat een éénmaal gebouwde constructie in theorie een steeds grotere veiligheidsfactor krijgt, hetgeen in de praktijk neerkomt op een stukje extra (bezwijk)reserve. Van dit laatste kan men dankbaar gebruik maken in geval van optredende gebreken in een constructie. Wanneer bijvoorbeeld blijkt dat ten gevolge van corrosie de benodigde draagkrachtcapaciteit van een constructie in gevaar komt, kan het benutten van dit extra stukje reserve juist voldoende zijn om een constructie die anders het predikaat "onveilig" verdient alsnog "veilig" te verklaren.

In voorliggend deelrapport wordt bovenstaand fenomeen aan de praktijk getoetst. Besloten is om aan de hand van een bestaand kunstwerk in de leeftijd 25 à 30 jaar en berekend met de Richtlijnen Voorgespannen Beton uit 1967, te kijken hoe groot deze extra veiligheid is. Hiertoe wordt de constructie herberekend volgens de huidige voorschriften (Voorschriften Beton; Constructieve eisen en rekenmethoden 1990) en de uitkomsten vergeleken met de toenmalige resultaten (van twee generaties voorschriften eerder). Het verschil is de gezochte extra veiligheid.

De keuze voor een kunstwerk uit bovengenoemde leeftijdscategorie geniet vanwege een aantal redenen de voorkeur:

- Temperatuurbelasting werd destijds nog niet in de berekening meegenomen, hetgeen tot slankere constructies leidde.
- Evenzo werd er nog niet op vermoeiing getoetst.
- Voorts hebben inspecties aangetoond (zie deelstudie I "Schademechanismen") dat veel kunstwerken rond deze leeftijd, die veelal overeenkomt met de halve ontwerplevensduur, gebreken gaan vertonen.

4. PROJECTBESCHRIJVING

Na selectie van een groot aantal kunstwerken uit DISK (Data Informatie Systeem Kunstwerken) is uiteindelijk de keuze gevallen op een kunstwerk in rijksweg 34, Zwolle-Emmen-Groningen. Het betreft de brug over de Verlengde Hoogeveensche Vaart die nabij het dorpje Sleen (provincie Drente; topcode 17H-100) is gesitueerd. De brug is gebouwd in 1971 en vormde een onderdeel in een groter plan dat de doortrekking van rijksweg 34 van Coevorden naar Klijndijk behelsde. Binnen dit project is naast bovengenoemde brug nog een tweede, vrijwel identiek kunstwerk uitgevoerd (brug over het Oranjekanaal), hetgeen verklaart waarom in voornoemd plan voor deze twee bruggen dezelfde tekeningen zijn gebruikt.



De bovenbouw van de brug over de Verlengde Hoogeveensche Vaart bestaat uit een rijvloerconstructie, die doorgaat over een viertal steunpunten (zie Bijlage 1). De overspanningen daarvan bedragen 15,0, 18,4 en 15,0 m van respectievelijk het eerste, tweede en derde veld. De onderbouw bestaat uit twee pijlers en even zoveel landhoofden



en overbrugd de Verlengde Hoogeveensche Vaart met een breedte van 16,0 m en een aan weerszijden van het kanaal gelegen weg. Het geheel is gefundeerd op palen.

Over de brug zelf loopt de rijksweg bestaande uit 2 rijbanen met elk één rijstrook. De as van het brugdek kruist daarbij het onderliggende kanaal onder een hoek van 100 graden. De brug, met een breedte voor het wegverkeer van 12,41 m, is ontworpen voor verkeersklasse 60.

De rijvloerconstructie is uitgevoerd als massieve plaatvloer met een constante breedte van 13,61 m, die ter plaatse van de ondersteuningën voorzien is van dwarsdragere. De constructiehoogte van de plaat is over de gehele lengte constant en bedraagt 0,55 m. Het dek is voorgespannen met 34 kabels, bestaande uit 12 strengen Ø12,5 mm en kwaliteit QP190, van het type Freyssinet. De elementen liggen in één laag evenwijdig aan de brugas en zijn alle tweezijdig afgespannen. Het voorspanverloop per overspanning verloopt volgens een 2^e-graads parabool, die ter plaatse van de opleggingen wordt onderbroken door een tegenkromming. Het zwaartepunt van de voorspanning blijft daarbij binnen een afstand van 0,1 m tot de buitenrand.

In langsrichting is naast voorspanning zowel boven als onder betonstaal aangebracht in een patroon van 67 staven Ø12-200 met een kwaliteit QR40. De wapening is omhuld door beton met een kwaliteit K450.

De handberekening die in deze deelstudie ter hand zal worden genomen, richt zich uitsluitend op het rijdek van de brug.

5. VERSCHILLEN RVB 1967 VERSUS VBC 1990

5.1 ALGEMEEN

Het doel van dit hoofdstuk is na te gaan in hoeverre de voorschriften in de loop der tijd zijn veranderd, qua materiaalgedrag, berekening en toetsing. Uitgangspunt daarbij is aan te geven waar in de huidige voorschriften extra capaciteit wordt gevonden ten opzichte van de toenmalig geldende Richtlijnen Voorgespannen Beton 1967 (RVB'67). Dit impliceert een vergelijkend warenonderzoek, waarbij het noodzakelijk is een éénduidig criterium te hanteren. Arbitrair is daarom vastgelegd de huidige voorschriften als referentie te nemen en derhalve de voorschriften van weleer naar deze normen om te rekenen.

5.2 ONTWERPFILOSOFIE

Het concept van de Richtlijnen Voorgespannen Beton 1967 (RVB'67) was, voortbordurend op de Gewapend Beton Voorschriften 1962 (GBV'62) en de Richtlijnen Voorgespannen Beton 1962 (RVB'62), gebaseerd op beperkt voorgespannen betonconstructies, hetgeen impliceerde dat in het gebruikstadium onder maximale balasting nergens de toelaatbare treksterkte mocht worden overschreden. Dientengevolge was controle op scheurwijdte toendertijd overbodig.

Voorts stelde het voorschrift op de doorsnedemethode, hetgeen verwees naar het feit dat het opneembaar moment geleverd moest worden door de inwendige snedekrachten, terwijl het optredend moment geheel voortvloeide uit de aangebrachte belastingen. Een nadelig effect daarvan was dat in geval van statisch onbepaalde constructies, door het gekromde verloop van de voorspanning, parasitaire (extra) momenten werden geïntroduceerd, die vaak lastig te berekenen waren.

Het veiligheidsconcept was zodanig dat ofwel aan de belastingzijde een veiligheidsmarge



was aangebracht in de vorm van een vermenigvuldigingsfactor (veiligheidscoëfficiënt), danwel aan de materiaalkant van toelaatbare spanningen werd uitgegaan.

De berekening zelf diende gebaseerd te zijn op de elasticiteitsleer, terwijl toetsing aan de voorschriften op basis van een viertal onderdelen geschiedde:

- *Spanningscontrole*; alle optredende spanningen moesten kleiner of gelijk zijn aan de toelaatbare spanningen.
- *Doorbuigingseis*; de doorbuiging van de constructie in het gebruikstadium was gelimiteerd.
- *Controle op de scheurveiligheid*; $M_r \geq \gamma^* M_d$.
- *Controle op de breukveiligheid*; $M_u \geq \gamma^* M_d$.

De ontwerpfilosofie die gehanteerd wordt in de Voorschriften Beton; Constructieve eisen en rekenmethoden 1990 (VBC'90), en daaraan gekoppeld ook in de Voorschriften Betonnen Bruggen 1994 (VBB'94), is daarentegen gebaseerd op de 3 verschijningsvormen, waarin voorgespannen betonconstructies worden toegepast:

- *Volledig voorgespannen beton*; in het gebruikstadium wordt geen trek toegestaan.
- *Beperkt voorgespannen beton*; in het gebruikstadium wordt een bepaalde mate van trekspanningen toegelaten. Deze mag de uiterste betontrekspanning niet overschrijden.
- *Gedeeltelijk voorgespannen beton*; in het gebruikstadium mogen trekspanningen optreden die aanleiding geven tot scheuren, mits voldoende betonstaal aanwezig is om deze spanningen op te nemen.

Het toelaten van deze vormen van voorgespannen beton heeft, zoals verder zal blijken, consequenties voor de toetsing van de constructies aan de voorschriften. Daarnaast is in deze voorschriften dwingend voorgeschreven dat voor de berekening dient te worden uitgegaan van de evenwichtsbelastingenmethode. Dit betekent dat de krommingsdruk, die het gevolg is van de voorspanning, als een belasting op de constructie moet worden opgevat. De grootte van deze belasting is gerelateerd aan de werkvoorspanning. De toename van de voorspankracht in het voorspanstaal ten gevolge van uitwendige

belastingen wordt echter als inwendige kracht beschouwd en als zodanig ook op de draagkrachtcapaciteit van de constructie betrokken.

Voorts heeft men gemeend naar een geheel ander veiligheidsconcept te moeten overstappen; de probabilistische benadering. Daarin wordt verondersteld dat elke grootheid een zekere kans van voorkomen heeft. Om daarbij zoveel mogelijk risico's te kunnen uitsluiten, heeft men besloten dat iedere (reken)grootheid een faalkans dient te hebben die de 5% niet overschrijdt. Hiertoe is elke grootheid voorzien van een partiële veiligheidsfactor, die in 95% van de gevallen tot een veilige benadering leidt. Aan de materiaalkant komt dit tot uiting in partiële materiaalfactoren, terwijl deze aan de belastingkant verwerkt zijn in partiële veiligheidsfactoren al dan niet voorzien van een momentaanfactor.

De bepaling van de krachtsverdeling mag geschieden volgens de onderstaande theoriën (VBC 7.2.1):

- niet-lineaire elasticiteitstheorie;
- quasi-lineaire elasticiteitstheorie;
- de lineaire elasticiteitstheorie;
- de plasticiteitstheorie op grond van een bezwijkmechanisme;
- de plasticiteitstheorie op grond van de evenwichtsmethode.

Het daarop gebaseerde ontwerp van de constructie dient te worden getoetst op de volgende onderdelen:

• Uiterste grenstoestand;

- toetsing van het draagvermogen aan de hand van de bezwijk- en scheurveiligheid.
- toetsing op vermoeiing (VBB 5.1).

• Gebruikstoestanden;

- controle op vervormingen, trillingen en scheurvorming (VBB 5.2).



5.3 MATERIALEN

5.3.1 Beton

5.3.1.1 *Betonkwaliteit*

De RVB kende een drietal betonkwaliteiten, te weten K160, K225 en K300, terwijl ook, hoewel niet in de voorschriften gedefinieerd, de kwaliteiten K400, K450 en K600 bekende begrippen waren. De letter K stond voor (beton)Kwaliteit, terwijl de cijfercombinatie overeenkwam met de minimaal vereiste gemiddelde kubussterkte in kgf/cm^2 verkregen met 6 proefkubussen. Deze proefkubussen werden destijds gestort in mallen met een ribbe van 20 cm en tijdens het beproeven gescheiden van de drukpers door een laag karton van 3 mm.

In de huidige voorschriften (VBC) wordt gesproken van B-kwaliteiten variërend van B15 tot en met B65, waarbij de letter B staat voor betonkwaliteit en de cijfercombinatie de karakteristieke kubusdruksterkte in N/mm^2 weergeeft. Men heeft dus het concept van gemiddelde sterkten verlaten en vervangen door een karakteristieke sterkte, hetgeen voortvloeit uit de probabilistische benadering. Daarnaast is de kartonlaag komen te vervallen en de kubusribbe teruggebracht tot 15 cm.

Deze veranderingen hebben tot gevolg dat een K-kwaliteit niet zonder meer kan worden vergeleken met een B-kwaliteit; hiervoor zijn enige omrekeningsfactoren nodig. Zo neemt men aan dat de kleinere kubus, gedrukt zonder karton, een 16% hogere druksterkte oplevert [1]. Daarnaast moet voor de omrekening van gemiddelde naar karakteristieke sterkte de standaardafwijking worden meegenomen.

Dit betekent dat de toegepaste betonkwaliteit K450 volgens de huidige voorschriften overeenkomt met een B-kwaliteit ter grootte van:

$$450 \text{ kgf/cm}^2 * 10 \text{ m/s}^2 * 116\% = 5220 \text{ N/cm}^2 (= 52,2 \text{ N/mm}^2) \quad (5.1)$$

De karakteristieke sterkte volgt nu uit deze gemiddelde sterkte minus 1,64 maal de

standaardafwijking, waarbij deze laatste voor K450 is vastgesteld op $7,6 \text{ N/mm}^2$ [1]:

$$\mu_{kar} = \mu - 1,64\sigma = 52,2 - 1,64 \cdot 7,6 = 39,74 \text{ N/mm}^2 \quad (5.2)$$

- μ = gemiddelde sterkte
- μ_{kar} = sterkte die door 95% van de gevallen wordt overschreden
- σ = standaardafwijking

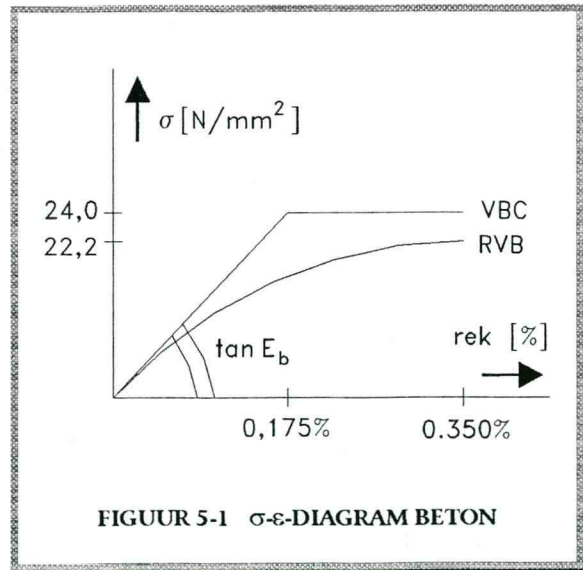
Hieruit kan worden geconcludeerd dat K450 overeenkomt met een fictieve betonkwaliteit B40.

5.3.1.2 Druksterkte

Om te komen tot een betrouwbare vergelijking zal als éénduidig criterium de kubusdruksterkte worden gehanteerd, omdat deze parameter in beide voorschriften als basis fungeert. Derhalve zal de toenmalige kubusdruksterkte $\sigma'_{w,28}$ om worden gerekend naar een karakteristieke waarde, waarin tevens een correctie voor de aangepaste proefcube is verdisconteerd. De omrekening geschiedt als volgt:

$$\sigma'_{w,28,k} = 1,16 \cdot \sigma'_{w,28} - 1,64\sigma = 1,16 \cdot 450 - 1,64 \cdot 7,6 = 397,4 \text{ kgf/cm}^2 \quad (5.3)$$

In de huidige voorschriften is het gedrag van beton geschematiseerd tot een bilineair σ - ϵ -diagram (VBC 6.1.4), bestaande uit een lineaire en een plastische tak, die gescheiden worden door een knik (zie Figuur 5-1). Deze knik is de stuikgrens, die optreedt bij een rek van $\epsilon'_{b,pl}$ en een waarde heeft ter grootte van f_b . De helling van het lineaire gedeelte is daarbij gerelateerd aan de E-modulus volgens $\sigma = E\epsilon$.



FIGUUR 5-1 σ - ϵ -DIAGRAM BETON

Het beton wordt geacht te zijn bezwaken, indien de rek de waarde ϵ'_{bu} heeft overschreden.



Voor deze rekken worden in de VBC de volgende waarden aangehouden:

$$\varepsilon_{b,pl}^i = 1,75\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bu}^i = 3,5\text{‰}$$

De stuikgrens is gelijk aan de druksterkte van het beton, volgend uit:

$$f_b' = \frac{0,72 f_{ck}'}{\gamma_m} \quad (5.4)$$

- $f_{ck}' =$ karakteristieke kubusdruksterkte; 40 N/mm^2
- $\gamma_m =$ partiële materiaalfactor; $1,2$

De E-modulus, die hiervan is afgeleid (VBC 6.1.3), luidt:

$$E_b' = (22250 + 250 f_{ck}') \quad (5.5)$$

De RVB daarentegen ging uit van een parabolisch verlopend σ - ε -diagram (RVB 7.2.4c), beschreven door een 2^e-graads parabool met een top bij de maximale betonstuik ε_u' (zie Figuur 5-1). Deze betonstuik was vastgesteld op 3,5‰, terwijl de bijbehorende breukspanning $\sigma'_{u,k}$ volgde uit:

$$\sigma'_{u,k} = 0,67 * \sigma'_{w,28,k} \quad (5.6)$$

Voor de E-modulus ging men destijds uit van de benaderingsformule (RVB 8.1):

$$E_b' = (200 + \frac{1}{3} \sigma'_{w,28,k}) * 10^3 \text{ kgf / cm}^2 \quad (5.7)$$

Duidelijk moge zijn dat het trekken van een vergelijking tussen beide schematisaties moeilijk is, gezien de grote onderling afwijkende vorm van beide diagrammen. Destijds onderscheidde men geen vloeigrens voor beton, zodat enige vergelijking betreffende de betondruksterkte alleen in het bezwijkstadium mogelijk is. Daarnaast hield men toendertijd niet expliciet rekening met spreiding in materiaaleigenschappen, zodat voor een zuivere weging deze moeten worden afgeschat. Uitgaande van de gedachte dat beton van toen qua eigenschappen net zo'n grote spreiding vertoonde als nu, kan een partiële materiaalfactor gelijk aan de huidige worden gehanteerd. Dit betekent dat bij dezelfde betonstuik (3,5‰) de volgende druksterkte in rekening kan worden gebracht:

$$\begin{aligned}
 \text{VBC: } f'_b &= \frac{0,72 f'_{ck}}{\gamma_m} = \frac{0,72 * 40}{1,2} = 24 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{RVB: } \sigma'_{u,k} &= \frac{0,67 \sigma'_{w,28,k}}{\gamma_m} = \frac{0,67 * 397,4}{1,2} = 221,9 \text{ N/mm}^2 (= 22,2 \text{ N/mm}^2)
 \end{aligned}
 \tag{5.8}$$

De daarbij horende E-moduli zijn:

$$\begin{aligned}
 \text{VBC: } E'_b &= (22250 + 250 f'_b) = 32250 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{RVB: } E'_{b,k} &= (200 + \frac{1}{3} \sigma'_{w,28,k}) * 10^3 = 332467 \text{ kgf/cm}^2 (= 33247 \text{ N/mm}^2)
 \end{aligned}
 \tag{5.9}$$

Het blijkt dat de huidige voorschriften een hogere betondruksterkte toelaten dan destijds (toename van 8%), hetgeen betekent dat een grotere betonkracht kan worden geleverd. De E-modulus blijkt kleiner te zijn (afname 3%), alhoewel uit de voorschriften niet valt af te leiden, waaraan dit is toe te schrijven. De in de RVB gepresenteerde benaderingsformule wordt niet onderbouwd, dat wil zeggen men verklaart niet hoe deze aan het σ - ϵ -diagram gerelateerd is.

5.3.1.3 Treksterkte

Aangaande de treksterkte van beton wordt in de VBC onderscheid gemaakt in korte- en langeduursterkte, waarbij deze laatste voor het bezwijkstadium gelijk is aan f_b . Voor de berekening van het scheurmoment en de doorbuiging wordt eveneens van deze sterkte uitgegaan, doch dan ter grootte van f_{bm} . Voor de direct optredende doorbuiging moet de korteduursterkte worden gehanteerd ter grootte van $1,4f_{br}$.

In formule levert dit volgens de huidige voorschriften (VBC 6.1.2/8.6.2):

$$\begin{aligned}
 \text{Langeduur:} \quad & \begin{array}{ll} \text{scheurmoment, doorbuiging} & f_{bu} = f_{bm} = 2f_b \\ \text{bezwijk} & f_{bu} = f_b \end{array} \\
 \text{Korte duur:} & f_{bu} = 1,4f_{br} = 1,4(1,6 - h)f_{bm}
 \end{aligned}
 \tag{5.10}$$

- $f_b = \left(\frac{0,7(1,05 + 0,05 f'_{ck})}{\gamma_m} \right) = 1,53 \text{ N/mm}^2$

De RVB'67 daarentegen kent alleen de langeduursterkte en gaat, met inachtnaam van een partiële materiaalfactor voor trek ter grootte van 1,4, van onderstaande formule uit



(RVB 7.3.6):

$$\sigma_{u,k} = \frac{0,33 * \sigma_{b,k}}{\gamma_m} \quad (5.11)$$

$$\bullet \sigma_{b,k} = 100 + 0,2 (\sigma'_{w,28,k} - 300)$$

Voor het gekozen viaduct over de Hoogeveensche Vaart, met een betonkwaliteit K450, geeft dit:

$$VBC: f_{bu} = 2 * 1,53 = 3,1 \text{ N/mm}^2 \quad (5.12)$$

$$RVB: \sigma_{u,k} = \frac{0,33(100 + 0,20(\sigma'_{w,28,k} - 300))}{1,4} = 28,16 \text{ kgf/cm}^2 \quad (= 2,8 \text{ N/mm}^2)$$

Ook hier geldt dat de benadering volgens de VBC tot een hogere waarde leidt (toename 10%).

5.3.1.4 Krimp

Met betrekking tot de vertraagd optredende verliezen, veronderstelde men in de RVB dat de krimp afhankelijk was van het pastavolume (=volume cement en water) en de relatieve vochtigheid.

Voor constructies in de open lucht, uitgaande van de brug over de Hoogeveensche Vaart, leverde dit voor de eindkrimp (RVB 8.2.4):

$$\varepsilon_{k,\infty}^i = 25 * 10^{-5} \quad (= 0,25\%)$$

In het aansluitende artikel wordt nog opgemerkt dat bij constructies met nagerekt staal de krimp, optredend vóór het spannen, in mindering mag worden gebracht volgens (RVB 8.2.5):

$$\varepsilon_{kt}^i = 0,005 * t * \varepsilon_{k,\infty}^i \leq 0,4 \varepsilon_{k,\infty}^i$$

Bij spannen na 14 dagen geeft dit een totale krimp van:

$$\varepsilon_{k,tot}^i = \varepsilon_{k,\infty}^i - \varepsilon_{kt}^i = 25 * 10^{-5} (1 - 0,005 * 14) = 23 * 10^{-5} \quad (= 0,23\%) \quad (5.13)$$

De VBC daarentegen gaat uit van een basiskrimp met daaroverheen een aantal factoren,

ter verdiscontering van onderstaande invloeden (VBC 6.1.6):

- RV;
- betonkwaliteit;
- geometrie van de betonconstructie;
- wapeningspercentage van de constructie.

Voor het gekozen kunstwerk, de brug over de Hoogeveense Vaart, levert dit:

$$\epsilon'_r = \epsilon'_c * k_b * k_h * k_p * k_t = 0,11 * 10^3 \leq \epsilon'_{max} = 0,25 * 10^3 \quad (5.14)$$

- $\epsilon'_c = 0,25 * 10^3$ (buitenlucht; tabel 9 VBC)
- $k_b = 0,95$ (B40; tabel 6 VBC)
- $k_h = 0,50$ ($h_m = 528 > 500 \text{ mm}$; tabel 10 VBC)
- $k_p = 0,96$ ($w_0 = A_s/A_b = \{2 * 7578\} / \{13210 * 550\} = 0,209$)
- $k_t = 1,00$ ($h_m = 528 \text{ mm}$; $t = \infty$)
- $\epsilon'_{max} = 0,25 * 10^3$ (B40, buitenlucht; tabel 11 VBC)

5.3.1.5 Kruip

In het verlengde van de krimpverliezen, dienen ook de kruipverliezen te worden bepaald.

Hiervoor hanteerde de RVB onderstaande formule:

$$\epsilon'_{kr,\infty} = 100 \left(\frac{\sigma'_{bag}}{[40 - 0,30R] \sigma'_w} \right) (\epsilon'_{k,\infty} - \epsilon'_{k,t}) \quad (5.15)$$

- σ'_{bag} = gem. aanvangsdrukspanning in het beton; in de werkelijke handberekening zal deze worden berekend, doch wordt hier geschat op 9 N/mm^2
- σ'_w = kubussterkte op het moment van aanspannen (= $\sigma'_{u,k}$; $22,2 \text{ N/mm}^2$)
- R = relatieve vochtigheid [%]; 75%
- $\epsilon'_{k,tot}$ = eindkrimp (= $\epsilon'_{k,\infty} - \epsilon'_{k,t}$); 0,23‰

Invullen geeft een kruip ter grootte van $53 * 10^{-5} = 0,53\text{‰}$

De VBC gaat ervan uit dat de kruip rechtevenredig is met de elastische vervormingen en



via een kruipcoëfficiënt uit deze vervormingen kan worden berekend. De grootte van deze coëfficiënt volgt daarbij uit (VBC 6.1.5):

$$\varphi = k_c * k_d * k_b * k_h * k_t = 1,52 \leq \varphi_{max} = 2,3 \quad (5.16)$$

- $k_c = 1,9$ (buitenlucht; tabel 4 VBC)
- $k_d = 1,2$ (klasse A; $t = 14$ dagen; tabel 5 VBC)
- $k_b = 0,95$ (B40; tabel 6 VBC)
- $k_h = 0,70$ ($h_m = 528 > 500$ mm; tabel 7 VBC)
- $k_t = 1,00$ ($h_m = 528$ mm; $t = \infty$)
- $\varphi_{max} = 2,3$ (B40, buitenlucht; tabel 8 VBC)

Met als aanname dezelfde geschatte gemiddelde aanvangsdrukspanning in het beton als hierboven, resulteert dit in een kruipvervorming van:

$$\varepsilon_{kr} = \varphi \varepsilon_{be} = \varphi \frac{\sigma'_b}{E'_b} = 1,52 \frac{9}{32250} = 42 * 10^{-5} \quad (= 0,42 \text{‰}) \quad (5.17)$$

Het spanningsverlies ten gevolge van krimp en kruip komt hiermee op:

$$\Delta \sigma_{p,r+cr} = (\varepsilon_r + \varepsilon_{cr}) E_p = (0,11 + 0,42) \text{‰} * 2 * 10^5 = 106 \text{ N/mm}^2 \quad (5.18)$$

Hieruit kan worden geconcludeerd dat de vertraagd optredende verliezen ten tijde van de RVB werden overschat in vergelijking met de huidige voorschriften. Dit betekent dat destijds een groter aantal voorspanelementen werd toegepast dan tegenwoordig benodigd zou zijn (afname krimp- en kruipverliezen 30%).

5.3.2 Voorspanstaal

5.3.2.1 Kwaliteit

In de RVB wordt voor wat betreft voorspanstaal verwezen naar het keuringsvoorschrift KVS'62. Hierin worden een aantal kwaliteiten onderscheiden, aangeduid met de letters QP (=Qualité Précontrainte) gevolgd door de gegarandeerde treksterkte σ_{ar} in kgf/mm^2 . Tegenwoordig kennen we een drietal voorspankwaliteiten (m.b.t. strengen en draden),

aangeduid met de letters FeP en gevolgd door een cijfercombinatie, die de representatieve waarde voor de treksterkte $f_{pu,rep}$ weergeeft. Deze kwaliteiten komen rechtstreeks overeen met de toenmalige QP-kwaliteiten:

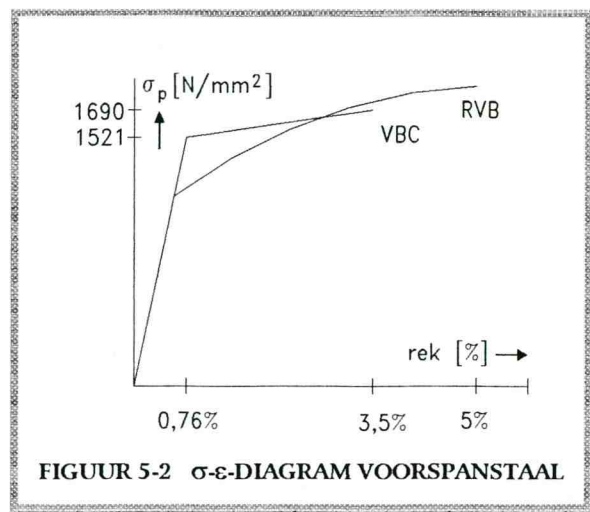
FeP 1860 → QP 190

FeP 1770 → QP 180

FeP 1670 → QP 170

5.3.2.2 Treksterkte

Aangaande het gedrag van het voorspanstaal was men in de RVB gewend het reële σ - ϵ -diagram aan te houden met daarin enkele markante punten aangegeven, zoals de evenredigheidsgrens $\sigma_{0,05}$, de vloeigrens σ_e (gekaracteriseerd door die sterkte waarbij een blijvende rek van 0,2% optreedt) en de (breuk)treksterkte σ_{ar} (zie Figuur 5-2). De E-modulus van het voorspanstaal werd gevonden in



FIGUUR 5-2 σ - ϵ -DIAGRAM VOORSPANSTAAL

de helling van het σ - ϵ -diagram, uitgaande van de evenredigheidsgrens $\sigma_{0,05}$. De waarde hiervoor lag toendertijd rond de 20000 kgf/mm² (=200000 N/mm²), terwijl de breukrek destijds aan de meetlengte van het proefstuk werd gerelateerd. Een veel gebruikte waarde hiervoor was de breukrek op een meetlengte van 10 keer de diameter, aangeduid als *Adp 10*. Voor strengen lag die waarde rond de 5%.

De huidige voorschriften gaan uit van een bilineair σ - ϵ -diagram, waarin de knik optreedt bij ϵ_{pl} en een waarde heeft ter grootte van $0,9f_{pu}$. Breuk treedt op bij het bereiken van de breuksterkte f_{pu} , hetgeen geschiedt bij een rek van 3,5%. De E-modulus is nu gedefinieerd als de helling van de eerste tak (zie Figuur 5-2).



Ter verdiscontering van het feit dat spreiding in materiaaleigenschappen niet expliciet werd meegenomen, dienen de toenmalige waarden met de huidige representatieve sterkten te worden vergeleken en, in geval van berekeningen, gecorrigeerd te worden met een partiële materiaalfactor ter grootte van 1,1.

Hierdoor gelden voor de toegepaste kwaliteit QP190 (FeP1860) de volgende waarden:

TABEL 5.1 EIGENSCHAPPEN VOORSPANSTAAL

	QP 190	FeP 1860
treksterkte $f_{pu,rep}$	1860 N/mm ²	1860 N/mm ²
f_{pu}	1690 N/mm ²	1690 N/mm ²
E-modulus	200000 N/mm ²	200000 N/mm ²
ϵ_{pu}	5%	3,5%

Uit de tabel blijkt dat afgezien van een afname in de breukrek de eigenschappen van het voorspanstaal geen noemenswaardige veranderingen hebben ondergaan.

5.3.2.3 *Spanningsniveau*

Het niveau tot waarop mocht worden gespannen was in de RVB met betrekking tot het aanvangstadium, gelimiteerd tot 65% van de gegarandeerde treksterkte (RVB 9.7.2/3.9.4.4). Ter overwinning van de direct optredende verliezen (wrijving en slip) mocht deze waarde nog eens met 10% van dit percentage worden verhoogd, hetgeen resulteerde in een maximum van 71,5%. In het gebruiksstadium (werkvoorspanning) mocht dit echter nog maar ten hoogste 55% van de treksterkte bedragen.

Hedentendage kennen we alleen nog een grens aangaande de aanvangsvoorspanning die gelijk gesteld is op maximaal:

$$F_{pi} \leq 0,8 A_p f_{pu} \quad \text{of} \quad (5.19)$$
$$F_{pi} \leq A_p f_p$$

Ter overwinning van de direct optredende verliezen mag deze waarde nog met een

bepaald percentage worden overspannen:

$$80 \left(\frac{f_p}{f_{pu}} - 0,75 \right) \leq 12\% \quad (5.20)$$

Hiermee komt het totale percentage tijdens het spannen maximaal op 89,6%. Men dient zich hierbij echter wel te realiseren dat dit percentage betrekking heeft op de rekenwaarde van de voorspanning, terwijl ten tijde van de RVB de representatieve waarde als uitgangspunt gold. Een reële vergelijking met de VBC-waarden vereist derhalve dat de percentages van 65 , 71,5% en 55% met 1,1 vermenigvuldigd moeten worden, hetgeen overeenkomt met percentages van resp. 71,5, 79 en 60,5%.

Een constructie met voorspanning QP190 (=FeP1860) mocht dus een maximale voorspanning hebben van:

TABEL 5.2 MAXIMALE SPANNINGEN VOORSPANSTAAL

QP 190 / FeP 1860		RVB	VBC
aanvangsvoorspanning	tijdens spannen	1335 N/mm ²	1465 N/mm ²
aanvangsvoorspanning	na blokkage	1208 N/mm ²	1350 N/mm ²
werkvoorspanning		1022 N/mm ²	-

Hieruit mag geconcludeerd worden dat het verbreden van de kennis aangaande voorgespannen beton tot het toelaten van hogere spanningspercentages heeft geleid (toename 10%).

5.3.2.4 Wrijving en slip

De grootte van de direct optredende verliezen wordt grotendeels bepaald door de specifieke eigenschappen van het toe te passen voorspanstelsel, zoals de wrijvingscoëfficiënt, de Wobble-factor en de intrekking aan de verankering. Deze grootheden zijn in de loop der tijd verbeterd, waardoor de hieruit voortvloeiende verliezen zijn verminderd:

TABEL 5.3 PARAMETERS VOORSPANSYSTEMEN

		RVB'67	VBC'90
wrijvingsfactor	μ [-]	0,25-0,40	0,15-0,25
Wobble-factor	φ_1 [rad/m]	0,003-0,008	0,00-0,005
intrekking	S [mm]	7-14	5-13

5.3.2.5 Relaxatie

Ten behoeve van de bepaling van het verlies aan voorspankracht ten gevolge van relaxatie was in de RVB een tabel afgebeeld, waarin dit verliespercentage, gerelateerd aan de verhouding aanvangsvoorspanning/ treksterkte en de in rekening te brengen krimp- en kruip, kon worden afgelezen (RVB 8.4.1; tabel 5).

Combinatie van de eerder berekende krimp en kruipverliezen met deze tabel geeft dat bij een aanvangsvoorspanning van $0,65\sigma_{ar}$ de relaxatie 11% van de aanvangsvoorspanning bedraagt. Dit komt overeen met een spanningsverlies van:

$$\Delta\sigma_{ar} = 11\% * 1208 = 133 \text{ N/mm}^2 \quad (5.21)$$

In de VBC daarentegen wordt de relaxatie van het voorspanstaal bepaald aan de hand van onderstaande formule (VBC 4.1.4.5b):

$$\Delta\sigma_p = 3\Delta\sigma_{p,rel} \left(1 - 2 \frac{\Delta\sigma_{p,kr}}{\sigma_{pi}} \right) = 3 * 3,10\% * 1350 \left(1 - 2 \frac{106}{1350} \right) = 105,8 \text{ N/mm}^2 \quad (5.22)$$

- $\Delta\sigma_{p,rel}$ = relaxatie na 1000 uur volgens tabel 14 uit de VBC; 3,1 ($\sigma_{pi}/f_{pu,rep} = 73\%$)
- $\Delta\sigma_{p,kr}$ = spanningsverlies ten gevolge van de krimp- en kruipverliezen; 106 N/mm^2
- σ_{pi} = aanvangsvoorspanning ($= F_{pi}/A_p$); 1350 N/mm^2

Geconcludeerd mag worden dat het spanningsverlies ten gevolge van relaxatie is teruggebracht met zo'n 20%.

5.3.3 Betonstaal

5.3.3.1 *Kwaliteit*

Ten tijde van de RVB was een groot aantal betonstaalsoorten verkrijgbaar, die men in een drietal categoriën had onderverdeeld:

- *Normaal, warm gewalst betonstaal* (kwaliteiten QR 22-24)
- *Hoogwaardig, warm gewalst betonstaal* (kwaliteiten QR 32-40-48)
- *Hoogwaardig, nabehandeld betonstaal* (kwaliteiten QRn 32-40-48)

De letters QR drukten uit dat het om betonstaal handelde; de cijfercombinatie kwam daarbij overeen met de minimale vloeigrens in kgf/mm^2 , terwijl de toevoeging *n* aangaf dat het betonstaal was nabehandeld.

Tegenwoordig kennen we nog slechts 3 soorten betonstaal, die worden aangeduid met FeB220, FeB400 en FeB500 al dan niet voorzien van de toevoeging HWL, HK of HKN. De letters FeB staan voor betonstaal; de cijfercombinatie geeft de representatieve treksterkte weer, terwijl de toevoegingen een indicatie zijn voor het feit of het betonstaal is nabehandeld dan wel warmgewalst of lasbaar is.

De kwaliteiten van toen zijn rechtstreeks te vergelijken met die van nu, zij het dat destijds de partiële materiaalfactoren niet expliciet mee werden genomen en de toenmalige kwaliteiten dus aan de huidige representatieve waarden moeten worden gekoppeld. In geval van berekeningen moeten de "oude" waarden worden gecorrigeerd met een materiaalfactor $\gamma_m = 1,15$.

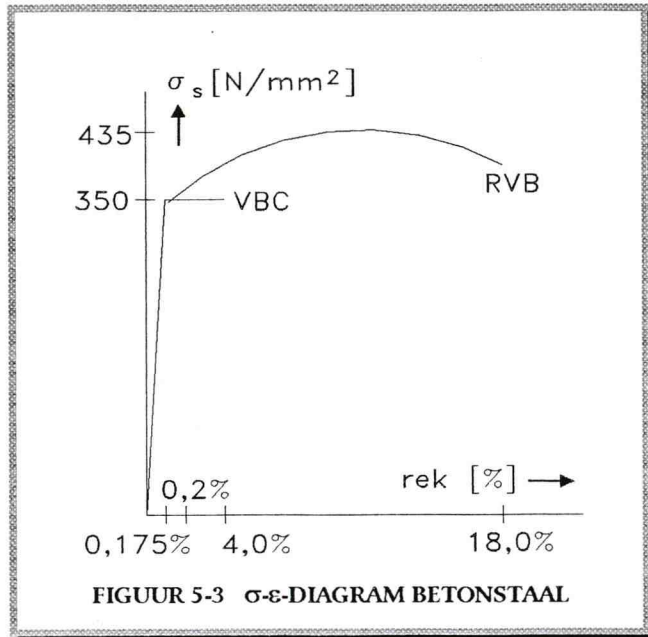
5.3.3.2 *Treksterkte*

Voor het gedrag van betonstaal werd destijds uitgegaan van het werkelijke σ - ϵ -diagram, met daarin een tweetal markante punten aangegeven (zie Figuur 5-3). De eerste betrof de vloeigrens, die gelijk was aan de sterkte optredend bij een blijvende rek van 0,2% (0,2%-rekgrens), terwijl de tweede de breuksterkte σ_{ar} weergaf, behorende bij de breukrek



ϵ_{au} . Voor deze breukrek werd de *Adp.5*-waarde aangehouden volgend uit tabel II van de RVB (RVB 2.13/6.2.8). De E-modulus was evenals bij het voorspanstaal gerelateerd aan de evenredigheidsgrens ($\sigma_{0,05}$).

In de VBC wordt uitgegaan van een bilineair σ - ϵ -diagram, gescheiden door een knik ter plaatse van de vloeigrens f_s . De plastische tak verloopt horizontaal, wat verondersteld dat de



vloeispanning tevens de breukspanning is, zij het dat deze breukspanning pas optreedt bij de breukrek ϵ_{su} .

De helling is een maat voor de E-modulus, die in grootte gelijk is aan de E-waarde van voorspanstaal.

Resumerend levert dit voor de toegepaste betonstaalkwaliteit QR40 (=FeB400HW) het volgende beeld op:

TABEL 5.4 EIGENSCHAPPEN BETONSTAAL

		QR 400	FeB 400 HW
treksterkte	$f_{su,rep}$	500 N/mm ²	400 N/mm ²
	f_{su}	435 N/mm ²	350 N/mm ²
vloeigrens	$\sigma_{e,rep}$	400 N/mm ²	400 N/mm ²
	σ_e	350 N/mm ²	350 N/mm ²
E-modulus		200000 N/mm ²	200000 N/mm ²
ϵ_u		18%	4%

Overeenkomstig het voorspanstaal zijn de toenmalige en huidige betonstaalkwaliteiten,

afgezien van de breukrek en de schematisatie van het σ - ϵ -diagram, vergelijkbaar.

5.4 BELASTINGEN

De belastingen waaraan een constructie ten tijde van de RVB werd geacht te worden blootgesteld, waren gebaseerd op de TGB'55 (RVB 6.1.1) en bestonden voor brugconstructies uit de volgende onderdelen (RVB 6.1.2):

- eigen gewicht;
- rustende belasting;
- nuttige belasting;
- sneeuwbelasting;
- windbelasting;
- bijzondere invloeden.

Met deze belastingen konden, naar men veronderstelde, onderstaande belastingcombinaties worden verwacht (RVB 6.1.3):

- eigen gewicht ;
- eigen gewicht + rustende belasting;
- eigen gewicht + rustende belasting + nuttige belasting;
- eigen gewicht + rustende belasting + sneeuw- of windbelasting.

Deze combinaties moesten zowel voor de aanvangsvoorspankracht als de werkvoorspankracht worden doorgerekend en bovendien, wanneer dit zich voordeed, aangevuld worden met belastingen voortvloeiende uit bijzondere invloeden.

Aangaande de nuttige belasting werd met betrekking tot brugconstructies ook verwezen naar de VOSB'63 (RVB 6.1.6).

In de VBC wordt aangaande de belastingen verwezen naar de TGB'90, waarin een drietal soorten belastingen zijn geïntroduceerd:

- *Permanente belastingen*

Hieronder vallen het eigen gewicht en de rustende belasting, opgelegde vervormingen (zettingen, krimp/kruiplinvoeden, enz) en de voorspanning.



- *Veranderlijke belastingen*

Hiertoe rekent men de mobiele belasting, wind, temperatuur, enz. Sneeuw hoeft niet meer als belasting te worden meegenomen.

- *Bijzondere belastingen*

Deze bestaan onder andere uit calamiteiten (verkeersongevallen, brand, enz.) en vervanging van de opleggingen.

- *Vermoeingsbelasting*

De mogelijke combinaties die kunnen optreden zijn onderverdeeld naar de grenstoestand waarbij ze worden verwacht.

- *Uiterste grenstoestand*

$$\begin{aligned} \text{Fundamentele combinaties} & \quad \gamma_{f;g} * G_{rep} + \gamma_{f;q} * \psi_i * Q_{i,rep} + \sum \gamma_{f;q} * \psi_i * Q_{i,rep} \quad (i \geq 2) \\ & \quad \gamma_{f;g} * G_{rep} \end{aligned}$$

$$\text{Bijzondere combinaties} \quad \gamma_{f;g} * G_{rep} + \gamma_{f;a} * F_{a,rep} + \sum \gamma_{f;q} * \psi_i * Q_{i,rep} \quad (i \geq 1)$$

- *Bruikbaarheidsgrenstoestand*

$$\text{Incidentele combinaties} \quad \gamma_{f;g} * G_{rep} + \gamma_{f;q} * \psi_i * Q_{i,rep} + \sum \gamma_{f;q} * \psi_i * Q_{i,rep} \quad (i \geq 2)$$

$$\text{Momentane combinaties} \quad \gamma_{f;g} * G_{rep} + \sum \gamma_{f;q} * \psi_k * \psi_i * Q_{i,rep} \quad (i \geq 1)$$

- G_{rep} = *Permanente belasting*
- $Q_{k,rep}$ = *Extreme waarde veranderlijke belasting l*
- $Q_{i,rep}$ = *Extreme waarde veranderlijke belasting i*
- $F_{a,rep}$ = *Bijzondere belasting*
- $\gamma_{f;g}$ = *Belastingfactor permanente belasting*
- $\gamma_{f;q}$ = *Belastingfactor veranderlijke belasting*
- ψ_i = *Factor voor bepaling momentane belasting*
- ψ_t = *Reductiefactor gebaseerd op de referentieperiode*
- ψ_k = *Reductiefactor voor de momentane belasting*
 = 0,6 volgens NEN 6702 6.4.3.2 voor belastingen bij kruipberekeningen
 = 1,0 volgens NEN 6702 6.4.3.2 voor belastingen bij overige berekeningen

De dynamische effecten die bij een brugconstructie optreden worden niet anders

meegenomen dan de verdiscontering in een zogeheten stootcoëfficiënt. Hiervoor hield/houdt men aan (RVB 6.3.2/ VBB 4.3.2.1):

$$RVB: S = 1 + \frac{3}{10 + l_t} = 1,11 \quad (5.23)$$

$$VBC: S = 1 + C_0 \frac{l_t}{h(100 + l_t)} = 1,226$$

- $l_t = 18,4 \text{ m}$ (hoofdoverspanning)
- $C_0 = 0,8$ (grindbeton)
- $h = 0,55 \text{ m}$

Voorts kan nog worden vermeld dat de effecten in dwarsrichting ten tijde van de RVB via een meewerkende breedte van het brugdek werden meegenomen (gebaseerd op CUR-rapport 16a [4]), terwijl men momenteel uitgaat van de methode Gyon-Massonnet (invloedslijnen). Tevens is de uiterste stand die de wagen kan innemen veranderd, omdat men tegenwoordig hierop de breedte van het inspectiepad in mindering brengt, terwijl de uiterste stand vroeger gelijk was aan de rand van de constructie.

Een vergelijking tussen beide voorschriften leert dat zich aan de belastingkant in de loop der tijd aanzienlijke verschillen hebben voorgedaan. Tegenwoordig houdt men rekening met temperatuur en vermoeiing, terwijl dit ten tijde van de RVB niet het geval was. Daar staat tegenover dat destijds sneeuw als belasting werd bekeken, terwijl deze nu is vervallen. De overgang van doorsnedemethode naar evenwichtsbelastingenmethode heeft veroorzaakt dat de voorspanning thans tot de belastingen wordt gerekend.

Ook de belastingcombinaties zijn drastisch gewijzigd. Destijds bekeek men alleen de grenstoestanden op $t=0$ (gebruikstoestand) en $t=\infty$ (bezwijktoestand), terwijl tegenwoordig ook de grenstoestand vermoeiing wordt beschouwd. Voorts zijn de belastingen meer uitgesplitst, met als gevolg dat de afzonderlijke invloed van een belasting op de krachtswerking beter gemodelleerd kan worden.

Aangaande de dynamische effecten die bij bruggen optreden, zien we een toename,



waaruit geconcludeerd mag worden dat de invloed van deze fenomenen vandaag de dag zwaarder wordt ingeschat (toename van 10%). Deze toename is goed te verklaren, wanneer men beseft dat met het huidige belastingsconcept een aanzet is gegeven tot het maken van slankere constructies. Tegelijkertijd impliceert dit echter een toename in de gevoeligheid van constructies voor dynamische effecten, zoals trillingen en vermoeiing, hetgeen een verhoging van de stootcoëfficiënt rechtvaardigt.

5.5 VEILIGHEIDSCONCEPT

Aangezien de gehanteerde parameters in de voorschriften voortvloeien uit schematisaties en aannames, dienen veiligheidsfactoren te worden toegepast ter vermindering van de risico's en onzekerheden die deze benaderingen met zich meebrengen.

Ten tijde van de RVB ging men uit van het concept dat alle belastingfactoren alleen aan de belastingkant werden toegepast volgens:

$$S \leq \frac{R}{\gamma} \quad (5.24)$$

- $R = \text{sterkte}$
- $S = \text{belasting}$
- $\gamma = \text{totale veiligheidsfactor}$

Voor het gebruiksstadium bedroegen deze factoren 1,8, hetgeen verdisconteerd was in de toelaatbare spanningen. Met betrekking tot het bezwijkstadium werd dit meer genuanceerd en paste men voor de permanente belasting 1,75 en voor de mobiele belasting 2,25 toe.

In de VBC heeft men via de probabilistische benadering eerdergenoemde onzekerheden beschreven en in factoren omgezet volgens:

$$S^* \gamma_s \leq \frac{R}{\gamma_m} \quad (5.25)$$

- R = *sterkte*
- S = *belasting*
- γ_s = *partiële belastingsfactor*
- γ_m = *partiële materiaalfactor*

Voor de materiaalparameters levert dit partiële materiaalfactoren (γ_m) op, variërend van 1,1 tot 1,4, terwijl dit zich aan de belastingkant uit in belasting- (γ_s) en momentaanfactoren (ψ), waarbij deze laatste een maat zijn voor de kans dat een belasting ook daadwerkelijk optreedt. Qua grootte hanteert men voor deze belastingfactoren in het bezwijkstadium 1,5 voor permanente en mobiele belasting en 1,0 voor de voorspanning, terwijl voor het gebruiksstadium deze waarden alle op 1,0 zijn gesteld. De momentaanfactoren hebben een waarde tussen nul en één.

Men dient zich te realiseren dat de totale veiligheidsfactor γ uit de RVB een vermenigvuldiging is van partiële componenten, zoals die genoemd zijn in de VBC. Voor een objectieve vergelijking van de twee voorschriften dient de veiligheidsfactor uit de RVB door de partiële materiaalfactor (γ_m^*) te worden gedeeld, waarbij deze laatste gelijk is aan de grootste partiële materiaalfactor van de deelnemende componenten en derhalve 1,2 bedraagt. Deze keuze is logisch, indien men realiseert dat de sterkte van een doorsnede bepaald wordt door de zwakste schakel, hetgeen overeenkomt met het materiaal dat de grootste onzekerheid in zich herbergt.

Dit resulteert in onderstaande aangepaste waarden voor de betreffende factoren:

TABEL 5.5 AANPASSING VEILIGHEIDSFACTOREN

		RVB'67	aanpassing
bezwijkmoment	γ_g	1,75	1,46
	γ_p	2,25	1,88
scheurmoment	γ_g	1,10	0,92
	γ_p	1,25	1,04



In de loop der tijd heeft zich dus de gedachte opgedrongen dat zowel aan de belasting- als aan de materiaalzijde parameters van belastingfactoren dienden te worden voorzien, zij het dat deze met een grotere nuance en ook vaak met een lagere waarde zijn toegepast. Men heeft dus gemeend de veiligheidsmarge te kunnen verkleinen.

Voor een éénduidig begrip betreffende de term “veiligheidsfactor” wordt hier een definitie ingevoerd, die in de rest van de deelstudie zal worden aangehouden. Deze definitie kenmerkt zich door de volgende omschrijving: “De veiligheidsfactor geeft de verhouding tussen enerzijds het bezwijkmoment minus γ_g -keer het moment uit de permanente en γ_{VSP} -keer het moment uit de voorspanbelasting en anderzijds het moment uit de mobiele belasting”. Omgezet in formule levert dit de volgende gedaante:

$$\gamma = \frac{M_u - (\gamma_g * M_g + \gamma_{VSP} * M_{VSP})}{M_{vb}} \quad (5.26)$$

- γ = veiligheidsfactor
- γ_g = partiële veiligheidsfactor voor permanente belasting
- γ_{VSP} = partiële veiligheidsfactor voor voorspanbelasting
- M_u = opneembaar moment
- M_g = moment uit permanente belasting
- M_{VSP} = moment uit voorspanbelasting
- M_{vb} = moment uit mobiele belasting

De veiligheidsfactor betreft dus de veiligheid op de veranderlijke belasting; de waarde berekend met de RVB kan dan rechtstreeks worden vergeleken met de VBC.

5.6 TOETSING

5.6.1 Algemeen

In het gebruiksstadium dienden volgens de RVB de spanningen, voortvloeiende uit de



voorgeschreven belastingscombinaties, kleiner te zijn dan de toelaatbare spanningen, zoals aangegeven in artikel 9. Aangaande het bezwijkstadium moest voor respectievelijk de scheurveiligheid en de breukveiligheid aan onderstaande voorwaarden worden voldaan:

$$\begin{aligned} M_r &= 1,10M_g + 1,25M_p \quad \text{en} \quad M_r \leq 0,8M_u \\ M_u &= 1,75M_g + 2,25M_p \end{aligned} \quad (5.27)$$

De VBC stelt daar een drietal grenstoestanden tegenover, waar voor de maatgevende doorsneden voldaan moet worden aan de verschillende toetsingscriteria:

• bezwijktoestand

draagvermogen: $M_u \geq 1,5M_g + 1,5M_p$; $M_u \geq M_r$ (VBC 8.1/9.9.2.1)

• gebruikstadium

vervormingen: elastische doorbuiging $\delta_{\text{elas}} \leq l/300$ (met $l > 10$ m) (VBB 5.2.1)

scheurvorming: $s \leq s_{\text{min}}$ of $\varnothing_{\text{km}} \leq \varnothing_{\text{km,min}}$ of $\sigma_b \leq \sigma_{b,\text{max}}$ (VBB 5.2.4/VBC 8.7)

• vermoeiing

vermoeiing: $\sigma_{b,\text{verm}} \leq \sigma_{b,\text{verm,max}}$ en $\sigma_{s,\text{verm}} \leq \sigma_{s,\text{verm,max}}$ (VBB 8.6)

5.6.2 Scheurmoment

In verband met het voorkomen van brossen breuk, dient volgens beide voorschriften een constructie op scheurveiligheid te worden gecontroleerd, hetgeen de bepaling van het scheurmoment impliceert ter vergelijking met het optredende moment onder de gebruiksbelasting. De VBC gaat daarbij uit van de evenwichtsbelastingenmethode, met als gevolg dat de voorspanning als belasting wordt verwerkt en de drukkracht als centrische normaalkracht op de doorsnede aangrijpt. Hierdoor is het maximale scheurmoment gelijk aan:

$$M_r = W_b (1,4 f_{bm} - \sigma'_{bm}) \quad (5.28)$$

• W_b = weerstandsmoment van de ongescheurde doorsnede

• f_{bm} = gemiddelde buigtreksterkte



- σ'_{bm} = gemiddelde spanning t.g.v. normaalkracht incl. de voorspanning (druk = negatief)

De RVB ging uit van de doorsnedemethode, waarbij de voorspanning als inwendige kracht werd meegenomen (RVB 10.1), hetgeen resulteerde in een grotere M_r :

$$M_r = \left(\frac{0,33\sigma'_b}{\gamma_m} - \frac{N_a * e_p}{W_b} - \frac{N_a}{A_b} \right) W_b \quad (5.29)$$

- N_a = werkvoorspankracht (druk = negatief)
- e_p = excentriciteit van de voorspanning
- W_b = weerstandsmoment van de ongescheurde doorsnede
- A_b = betondoorsnede

Om het effect van beide voorschriften te bekijken, dienen eerst enige aanpassingen te worden uitgevoerd. In de formule van de RVB, gebaseerd op de doorsnedemethode, wordt ook het moment ten gevolge van de voorspanning als inwendige kracht meegenomen, terwijl deze bij de evenwichtsmethode juist aan de belastingkant verschijnt. Voor een correcte weging dient deze term voor de bepaling van het scheurmoment in zijn geheel uit de formule van de RVB te worden weggestreept. In zijn geheel, omdat de VBC aangaande het scheurmoment de toename van de voorspankracht onder gebruiksbelasting, zijnde een inwendige kracht, verwaarloost. Neemt men als voorbeeld snede 4 van de brug over de Hoogeveensche Vaart en de daarbij behorende gegevens die nodig zijn ter bepaling van het scheurmoment ($b \cdot h = 13,21 \cdot 0,55$ m; 34 kabels FeP1860 met A_p per kabel = 1116 mm²), dan levert dit onder de aanname van een totaal voorspanverlies van 20%:

$$\begin{aligned} W &= \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6} * 13210 * 550^2 = 6,7 * 10^8 \text{ mm}^3 \\ F_{pw} &= -34 * 0,8 * 1350 * 1116 = -40980 \text{ kN} \quad \pm -38817 \text{ kN} \\ N_{a,w} &= -34 * 0,8 * 1208 * 1116 = -36669 \text{ kN} \\ \sigma'_{bm} &= \frac{F_{pw}}{A_b} = \frac{-38817000}{13210 * 550} = -5,3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad (5.30)$$

$$F_{pw,min} = 0,55 f_{pu,rep} * A_p = 0,55 * 1860 * (34 * 1116) = -38817 \text{ kN}$$

Hieruit volgt dat het scheurmoment gelijk is aan:

$$\begin{aligned}
 \text{VBC: } M_r &= 6,7 * 10^8 [1,4 * 3,05 - (-5,3)] = 6,41 * 10^9 \text{ Nmm } (=6410 \text{ kNm}) \\
 \text{RVB: } M_r &= 6,7 * 10^8 \left[2,8 - \left(-\frac{36669000}{13210 * 550} \right) \right] = 5,26 * 10^9 \text{ Nmm } (=5260 \text{ kNm})
 \end{aligned}
 \tag{5.31}$$

Het blijkt dat met het scherper rekenen in de huidige voorschriften alleen al aan de materiaalkant een behoorlijke reserve is opgebouwd (toename van 18%). Deze marge kan nog groter uitvallen, indien deze uitkomst gecombineerd wordt met een genuanceerdere opbouw aan de belastingkant, zoals verder in de werkelijke handberekening ook zal blijken.

5.6.3 Breukmoment

Evenals het scheurmoment dient volgens beide voorschriften in het bezwijkstadium het breukmoment te worden gecontroleerd. Om daarbij te voorkomen dat het waarschuwingseffect niet optreedt dan wel dat de constructie te weinig rotatiecapaciteit bezit, is de betondrukzone gelimiteerd. Volgens de VBC geldt hiervoor onderstaande formule (VBC 8.1.3):

$$\begin{aligned}
 \frac{x_u}{d} &\leq k_{max} = \frac{500}{500 + f} - \beta \\
 \bullet \quad f &= \frac{(1 - \alpha) f_{pu} A_p + f_s A_s}{A_p + A_s} \\
 \bullet \quad \alpha &= \frac{\sigma_{pw}}{f_{pu}}
 \end{aligned}
 \tag{5.32}$$

De RVB stelt daar tegenover dat de maximale betondrukzone gelijk is aan (RVB 7.4.2.1e):

$$x_u = 0,525h
 \tag{5.33}$$

Wordt nu dezelfde snede als voor het scheurmoment bekeken dan levert dit:



$$\frac{x_u}{d} \leq k_{max} = \frac{500}{500+f} - \beta = \frac{500}{500+583} - 0 = 0,46$$

$$\bullet f = \frac{(1-0,6)1690 \cdot 34 \cdot 1116 + 350 \cdot 2 \cdot 7578}{34 \cdot 1116 + 2 \cdot 7578} = 583 \text{ N/mm}^2 \quad (5.34)$$

$$\bullet \alpha = \frac{1023}{1690} = 0,6$$

• β = herverdelingscoëfficiënt; 0

$$\bullet f_p = 1450 \text{ N/mm}^2$$

$$\bullet A_p = 34 \cdot 1116 \text{ mm}^2; 34 \text{ kabels}$$

$$\bullet f_s = 350 \text{ N/mm}^2; \text{FeB400HW}$$

$$\bullet A_s = 2 \cdot 7578 \text{ mm}^2; 2 \cdot 67 \text{Ø}12$$

$$\bullet \sigma_{pw} = 0,55 \cdot f_{pu,rep} = 1023 \text{ N/mm}^2$$

Met een nuttige hoogte $d = 450$ mm, geeft dit een maximale hoogte van de betondrukzone ter grootte van $0,46 \cdot 450 = 207$ mm.

Berekening van de maximale hoogte van de betondrukzone volgens de RVB resulteert echter in onderstaande waarde:

$$x_u = 0,525h = 0,525 \cdot 450 = 236 \text{ mm} \quad (5.35)$$

De VBC laat een geringere minimale hoogte van de betondrukzone toe dan de toenmalige RVB (afname van 14%), hetgeen betekent dat thans een voorgespannen betonconstructie een grotere rotatiecapaciteit kan leveren en dus gunstig is met het oog op eventuele herverdeling, doch bij deze maximale x_u -waarde zal hierdoor de betonkracht natuurlijk geringer zijn. Dit kan leiden tot een reductie van het maximaal opneembaar moment.

De VBC schrijft ter bepaling van het breukmoment onderstaande formule voor (VBC 8.1.1):

$$M_u = N'_d(z_b - y) + \sum N_s(d_s - y) + \Delta N_p(d_p - y) \quad (5.36)$$

waarbij voor een rechthoekige doorsnede geldt:

$$\bullet N'_{pd} = F_{pw} = \text{normaalkracht t.g.v. de voorspankracht}$$

- $\Sigma N_s = f_s * A_s =$ gesommeerde kracht in het betonstaal
- $\Delta N_p = (\sigma_{pu} - \sigma_{pw}) A_p =$ toename voorspankracht t.o.v. aanvangsvoorspankracht
- $z_b =$ afstand tussen de zwaartelijns en de meest gedrukte rand
- $y =$ afstand tussen de drukresultante en de meest gedrukte rand
- $d_s =$ afstand van het betonstaal tot de meest gedrukte rand
- $d_p =$ afstand van het voorspanstaal tot de meest gedrukte rand

In de RVB daarentegen wordt deze bepaald aan de hand van (RVB 7.4.2.1):

$$M_u = N_a * h + 0,375x * N_b' + - M_{par} \quad (5.37)$$

- $N_a = \sigma_a * A =$ breukkracht van de voorspanning
- $\sigma_a =$ spanning in het voorspanstaal
- $A =$ oppervlak van het voorspanstaal
- $N_b' = 0,67b * x * \sigma_{u,k} =$ betonkracht
- $\sigma_{u,k} =$ kar. bezwijkspanning
- $M_{par} =$ parasitair moment
- $x =$ hoogte van de betondrukzone
- $b =$ breedte
- $h =$ afstand van de bovenzijde van de ligger tot het zwaartepunt van het voorspanstaal

Alvorens tot vergelijking van beide voorschriften over te gaan, is het noodzakelijk enige kanttekeningen te plaatsen. Evenals bij het scheurmoment geldt ook voor het breukmoment dat volgens de RVB de voorspanning als inwendige kracht werd opgevat (doorsnedemethode), terwijl de VBC dit als uitwendige belasting betiteld. Hierbij zij vermeld dat de toename van de kracht in het voorspanstaal, zijnde een inwendige kracht, nu wel in de berekening wordt meegenomen door deze ter hoogte van de voorspanning op de doorsnede aan te brengen.

Daarnaast werden destijds ook de parasitaire momenten, volgend uit de statisch onbepaaldheid van de constructie, op het opneembaar moment betrokken, terwijl, door het feit dat de voorspanning als belasting wordt benaderd, die bij de huidige voorschriften als zodanig ook worden verrekend.



Voorts werd in de RVB alleen het voorspanstaal in rekening gebracht, terwijl men tegenwoordig ook de gewone wapening in de bezwijkberekening betreft.

Een juiste vergelijking van de beide formuleringen voor het bezwijkmoment kan nu alleen worden verkregen, indien in de formule van de RVB de parasitaire momenten worden weggelaten en tevens de werkvoorspankracht naar de neutrale lijn wordt verschoven.

Uitgaande van de gegevens behorende bij doorsnede 4 van de brug over de Hooogeveensche Vaart, bedraagt het bezwijkmoment berekend volgens de VBC:

$$\begin{aligned}
 M_u &= N'_d(z_b - y) + \sum N_s(d_s - y) + \Delta N_p(d_p - y) & (5.38) \\
 &= 38817(0,275 - 0,095) = 6987 \text{ kNm} \\
 &= 2652(0,498 - 0,095) = 1069 \text{ kNm} \\
 &= -2652(0,047 - 0,095) = 127 \text{ kNm} \\
 &= 19010(0,450 - 0,095) = 6749 \text{ kNm} \\
 &\quad \quad \quad 14932 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- $x_u = 243 \text{ mm}$
- $N'_{pd} = F_{pw} = 38817 \text{ kN}$
- $N_s = \sigma_s \cdot A_s = 350 \cdot 7578 = 2652300 \text{ N} (=2652 \text{ kN})$
- $\varepsilon_{s,druk} = \varepsilon_{bu} (1 - d_{s,druk}/x_u) = 3,5\% \cdot (1 - 47/243) = 2,8\%$
- $\varepsilon_{s,trek} = \varepsilon_{bu} (d_{s,trek}/x_u - 1) = 3,5\% \cdot (498/243 - 1) = 3,8\%$
- $\sigma_s = 350 \text{ N/mm}^2$ behorende bij een rek van meer dan 1,75‰
- $\Delta N_p = (\sigma_{pu} - \sigma_{pw}) A_p = (1524 - 1023)(34 \cdot 1116) = 19009944 \text{ N} (=19010 \text{ kN})$
- $\sigma_{pu} = 1524 \text{ N/mm}^2$ uitgaande van een rek $\varepsilon_p = 7,6\%$
- $\varepsilon_p = \varepsilon_{bu} (d_p/x_u - 1) + \varepsilon_{pw} = 3,5\% \cdot (450/243 - 1) + (1023)/200000 = 8,1\%$
- $z_b = 275 \text{ mm}$
- $y = \beta^* x_u = 0,389 \cdot 243 = 95 \text{ mm}$
- $d_{s,druk} = 47 \text{ mm}$ (drukwapening)
- $d_{s,trek} = 498 \text{ mm}$ (trekwapening)
- $d_p = 450 \text{ mm}$

Ter controle van bovenstaande uitkomst dient het horizontale evenwicht te worden bekeken:

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 \quad N_{pd} + \Sigma N_s + \Delta N_p + N'_b &= 0 \\ -38817 + 0 + -19010 + 57780 &= 47 \text{ kN} \end{aligned} \quad (5.39)$$

- $N'_b = 0,75 * b * x_u * f_b = 0,75 * 13210 * 243 * 24 = 57780540 \text{ N} (= 57780 \text{ kN})$

De controle levert ongeveer nul, hetgeen betekent dat de hoogte van de drukzone juist is.

Berekening van het bezwijkmoment gebaseerd op de RVB levert daarentegen:

$$\begin{aligned} M_u &= \Delta N_a * h + 0,375x * N'_b + N'_{a,w} * 0,5h_t \\ &= 17022 * 0,45 + -0,375 * 0,275 * 53765 + 36669 * 0,5 * 0,55 = 12199 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (5.40)$$

- $\Delta N_a = (\sigma_{su} - \sigma_a)A = (1415 - 0,8 * 1208)(34 * 1116) = 17021678 \text{ N} (= 17022 \text{ kN})$
- $\sigma_{su} = 1421 \text{ N/mm}^2$ uitgaande van een rek $\varepsilon_p = 7,1\%$
- $\varepsilon_p = \varepsilon_{bu}(d_p/x_u - 1) + \varepsilon_{pw} = 3,5\% * (450/275 - 1) + (0,8 * 1208)/200000 = 7,1\%$
- $A = 34 * 1116$; 34 kabels
- $N'_b = 2/3 * b * x * \sigma_{u,k} = 2/3 * 13210 * 275 * 22,2 = 53764700 \text{ N} (53765 \text{ kN})$
- $N_{a,w} = \sigma_{a,w} * A_p = 0,8 * 1208 * 34 * 1116 = 33330010 \text{ N} (33330 \text{ kN})$
- $x = 275 \text{ mm}$
- $h = d_p = 450 \text{ mm}$
- $h_t = 550 \text{ mm}$

Ook hier geldt dat ter controle het horizontaal evenwicht wordt bekeken:

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 \quad N_{a,w} + \Delta N_a + N'_b &= 0 \\ 36669 + 17022 - 53765 &= -74 \text{ kN} \end{aligned} \quad (5.41)$$

De controle levert ongeveer nul, hetgeen betekent dat de hoogte van de drukzone juist is.

Opgemerkt dient te worden dat in geen van beide gevallen aan de eis met betrekking tot de rotatiecapaciteit wordt voldaan. De voorschriften geven echter aan dat voor de bepaling van de maximale x_u mag worden uitgegaan van die voorspanning die voldoende is om de belasting M_d op te nemen. Veelal wordt dan wel aan de gestelde eis voldaan.



Natuurlijk zal deze aanname met een berekening moeten worden onderbouwd, hetgeen in de werkelijke berekeningen dan ook gebeurt.

Vergelijking van de gevonden bezwijkmomenten rechtvaardigt de conclusie dat het rekenen met de VBC tot een beduidend hogere bezwijkcapaciteit leidt dan dat uit de RVB volgt (toename 22%). Dit vloeit deels voort uit het feit dat tegenwoordig (VBC) ook de bijdrage van het wapeningsstaal wordt meegenomen (ordegrootte 9%), terwijl dat volgens de RVB niet was toegestaan.

De toename van het breukmoment ligt in dezelfde orde als die van het scheurmoment.

6. OORSPRONKELIJKE BEREKENING VOLGENS DE RVB'67 [3]

6.1 GEGEVENS

6.1.1 Uitgangspunten

Bij de berekening van weleer is uitgegaan van een rijdek ter breedte van 13,21 m gaande over een viertal steunpunten met overspanningen van respectievelijk 15,0, 18,4 en 15,0 m (zie Bijlage 1). De hoogte van het dek is afgeschat met een vuistregel en gelijk aan:

$$h_t = 1/35 * l_{max} = 1/35 * 18,4 = 0,526 \text{ m} \quad \rightarrow \quad h_t = 55 \text{ cm} \quad (6.1)$$

Ter plaatse van de ondersteuning zijn dwarsdragers aangebracht, doch deze zijn niet in de berekening van het dek betrokken. De bovenbouw bestaat uit een voorgespannen rijdek dat is samengesteld uit beton, kwaliteit K450, betonstaal met kwaliteit QR40 en voorspanning QP190, waarbij deze laatste een verloop heeft overeenkomstig de bijbehorende tekening uit de Bijlage 2.

De berekening die hier wordt beschouwd betreft het rijdek van de brug over de Verlengde Hooegeveensche Vaart volgens de ontwerpregels van de RVB'67.

6.1.2 Voorspanning

De maximale voorspankracht volgt uit de eis dat de aanvangsvoorspanning niet groter mag zijn dan 71,5% van de treksterkte van het voorspanstaal (RVB 9.7.2/3.9.4.4), hetgeen overeenkomt met:

$$\sigma_a = 0,715 * \sigma_{ar} = 0,715 * 190 = 135,85 \text{ kgf/mm}^2 \quad (6.2)$$

Uitgaande van 34 kabels met $A_p = 1114 \text{ mm}^2$ levert dit een voorspankracht van:

$$N_a = 34 * 135,85 * 1114 = 5144,2 \text{ tf}$$



Bij de gevonden waarde dienen nog wel de direct optredende verliezen in mindering te worden gebracht. Met betrekking tot wrijvingsverliezen ging men daarbij van onderstaande formule uit:

$$N_a = N_0 * e^{-\mu(\alpha + \beta l)} = N_0 * e^{-0,25(\alpha + 0,3l[\%m])} \quad (6.3)$$

- α = totale rotatie tot de betreffende snede [rad]
- l = afstand van de snede tot de spanzijde [m]

Ter plaatse van het anker ($l=0$) levert dit een kracht van 5144,2 tf, terwijl halverwege ($l=24,2$ m) een waarde van $0,8833 * 5144,2 = 4543,9$ tf genoteerd wordt.

Met betrekking tot de intrekverliezen ging men uit van een slipdriehoek, waarbij het oppervlak overeenkwam met het verlies aan voorspankracht ten gevolge van de intrekking. De lengte van deze slipdriehoek bedroeg daarbij:

$$a = \sqrt{\frac{E_s}{\tan(y)}} = \sqrt{\frac{2 * 10^5 * 12}{0,00655}} = 19,14 \text{ m} \quad (6.4)$$

- s = intrekking; 12 mm
- $\tan y$ = helling van het voorspanverloop ten gevolge van wrijving; per kabel [kgf/mm^2];

$$(\sigma_T - \sigma_m)/1/2l = (135,85 - 120)/24200 = 0,00655$$

Met inbegrip van deze verliezen komt de gemiddelde kabelkracht uit op 131,1 kgf/mm^2 , hetgeen de totale gemiddelde voorspankracht brengt op 4456 tf.

De totale, gemiddelde werkvoorspankracht is berekend met het programma BRUPRO/10, waarbij dient te worden vermeld dat in deze computerberekening is uitgegaan van 38 kabels, terwijl slechts 34 kabels zijn toegepast, hetgeen betekent dat de verkregen momenten uit de voorspanning met 34/38 moeten worden vermenigvuldigd (In de uitvoer staat een verrekeningsfactor van 33/38, doch dit is mijns inziens onjuist).

De werkvoorspankracht is eveneens met dit programma berekend, waarbij tevens de vertraagd optredende verliezen zijn meegenomen (alhoewel niet geheel duidelijk is hoe dit gebeurt). De daaruit voortvloeiende getallen geven na middeling en verrekening met

34/38 een gemiddelde werkvoorspankracht van 3565 tf. Omgerekend naar werkvoorspankracht per kabel levert dit 104,8 tf, hetgeen overeenkomt met een kabelspanning $\sigma_{a,w} = 94,1 \text{ kgf/mm}^2$ ($A_p = 1114 \text{ mm}^2$). Deze spanning voldoet aan de eis met de betrekking tot de maximale werkvoorspanning, die gelijk is aan $0,55 \cdot f_{pu,rep} = 0,55 \cdot 190 = 104,5 \text{ kgf/mm}^2$.

6.2 BELASTINGEN

De belastingen die destijds werden onderscheiden vallen uiteen in:

<i>Eigen gewicht</i> ($\rho = 2,5 \text{ ton/m}^3$):	$2,5(0,55 \cdot 1 \cdot 13,21) = 18,16 \text{ tf/m}$
<i>Rustende belasting</i> (asfalt; $\rho = 2 \text{ ton/m}^3$; 5 cm dik)	$2(12,40 \cdot 1 \cdot 0,05) = 1,24 \text{ tf/m}$
<i>(schampranten)</i>	$2 \cdot 2,5(1 \cdot 0,8 \cdot 0,2) = 0,80 \text{ tf/m}$
	$q_{\text{permanent}} = 20,20 \text{ tf/m}$
<i>Variabele belasting</i> (verkeersbelasting VOSB'63)	$q_{\text{mob}} = 12,4 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,4 = 3,97 \text{ tf/m}$
	$q_{\text{totaal}} = 24,17 \text{ tf/m}$

Voor de bepaling van het veranderlijke deel van de mobiele belasting, P_{mob} , wordt uitgegaan van 2 wagens (20 ton per aslast), die voor 80% in rekening moeten worden gebracht (VOSB 9.4).

Bij deze belasting wordt, ter verdiscontering van de dwarsverdeling, de medewerkende breedte van het brugdek bepaald aan de hand van CUR-rapport 16a [4].

Voor de eindoverspanning geeft dit ($b > r \cdot l$; geval B10):

$$B = \frac{3}{4} \beta k_1 + \frac{1}{4} r l c_1 = \frac{3}{4} \cdot 550 \cdot 1,008 + \frac{1}{4} \cdot 0,83 \cdot 1500 \cdot 0,9975 = 726 \text{ cm} \quad (6.5)$$

- $b = 13,21 \text{ m}$ $l = 15,00 \text{ m}$
- $r = 0,83$ $k_1 = 1,008$
- $c_1 = 0,9975$

Een soortgelijke berekening voor de middenoverspanning geeft (geval B10):

$$B = \frac{3}{4} \beta k_1 + \frac{1}{4} r l c_1 = \frac{3}{4} \cdot 550 \cdot 1,008 + \frac{1}{4} \cdot 0,70 \cdot 1840 \cdot 0,9975 = 734 \text{ cm} \quad (6.6)$$

- $l = 18,4 \text{ m}$ $r = 0,70$



Het dynamische effect van deze belasting is verwerkt via de stootcoëfficiënt (RVB 6.3.2):

$$S = 1 + \frac{3}{10 + l_t} \quad (6.7)$$

Voor het eind- ($l=15,0 \text{ m}$) en middenveld ($l=18,4 \text{ m}$) levert dit een waarde op van respectievelijk 1,12 en 1,105.

De waarde voor P_{mob} komt hiermee uiteindelijk op:

$$P_{\text{mob}} = \frac{0,8 * 2 \text{ aslasten}}{B/S} \quad (6.8)$$

hetgeen voor het eindveld overeenkomt met $P_{\text{mob,eind}} = 4,94 \text{ tf/m}$ en voor het middenveld gelijk is aan $P_{\text{mob,midden}} = 4,81 \text{ tf/m}$.

6.3 MOMENTEN

Nu de belastingen bekend zijn, kunnen de momenten en de bijbehorende spanningen worden bepaald. Voor de permanente belasting, de voorspanning en het gelijkmatig verdeelde deel van de verkeersbelasting is dit gedaan met behulp van het computerprogramma BRUPRO/10. Daarbij is de rustende belasting samengenomen met q_{mob} en verder verwerkt onder de noemer dekbelasting. Om na te gaan wat het aandeel van deze componenten afzonderlijk op de momenten is, dient een truc te worden uitgehaald. Daar q_{mob} niet op elk veld is aangebracht, dit is immers afhankelijk van de ongunstigste stand van de verkeersbelasting voor een bepaalde snede, kan de scheiding niet op grond van evenredigheid naar belastinggrootte plaatsvinden. Dit is echter wel het geval tussen het eigen gewicht en de rustende belasting, zodat de momentenlijn ten gevolge van de rustende belasting kan worden verkregen uit de momentenlijn ten gevolge van eigen gewicht vermenigvuldigd met de verhouding van de eigen gewichtsbelasting en de rustende belasting ($= 2,04/18,16 = 0,11$). Door de hiermee gevonden waarden af te trekken van de momenten onder dekbelasting kan het gezochte momentaandeel van q_{mob} worden gevonden. Ter illustratie snede 4:

TABEL 6.1 MOMENTEN SNEDE 4 [tfm]

sneede	M_g	M_{dek}	M_{rb}	$M_{q,mob}$
4	288	124	32	92

- $M_{rb} = (2,04/18,16) * 288 = 32 \text{ tfm}$

- $M_{q,mob} = 124 - 32 = 92 \text{ tfm}$

De momenten ten gevolge van P_{mob} zijn berekend door invloedslijnen voor een eenheidslast te bepalen (computerprogramma) en deze te vermenigvuldigen met:

$$M_{max,P_{mob}} = M_{max} * \frac{b}{b_w} * S = (7,14 * 2 * 20 * 0,8) * \frac{13,21}{7,26} * 1,12 = 466 \text{ tfm} \quad (6.9)$$

- $M_{max} = \text{auswertung} * 2 \text{ aslasten (elk 20 ton)} * 80\%$

- $S = \text{stootcoëfficiënt}$

- $b = \text{breedte kunstwerk}$

- $b_w = \text{meewerkende breedte}$

Het bijeenvoegen van al deze componenten leidt tot onderstaand overzicht:

TABEL 6.2 MOMENTEN VOOR MAATGEVENDE SNEDEN [tfm]

sneede	permanente belasting		verkeersbelasting			totaal
	M_g	M_{rb}	$M_{q,mob}$	$M_{P,mob}$	M_{vsp}	
4	288	32	92	466	-543	335
10	-507	-57	-126	-286	805	-171
15	261	29	96	454	-478	362

In dezelfde uitvoer zijn ook de spanningen berekend. Met in achtname van eerder geplaatste opmerkingen betreffende de computerberekening kunnen deze spanningen worden overgenomen:

TABEL 6.3 SPANNINGEN UITERSTE VEZEL VOOR MAATGEVENDE SNEDEN [kgf/cm²]

snede	EG+RB+q _{mob}		P _{mob}		voorspanning		totaal	
	σ _b	σ _o	σ _b	σ _o	σ _b	σ _o	σ _b	σ _o
4	-61,8	+61,8	-68,8	68,8	33,7	-129,7	-96,9	0,9
10	103,6	-103,6	43,0	-43,0	-171,8	70,2	-25,2	-76,4
15	-58,1	58,1	-70,0	70,0	21,6	-121,7	-106,5	6,4

6.4 TOETSING

Volgens de RVB moest op een drietal onderdelen worden getoetst:

- toelaatbare spanningen;
- scheurmoment;
- breukmoment.

Met betrekking tot de toelaatbare spanningen mocht voor constructies belast op buiging de trekspanning nergens hoger zijn dan (RVB 9.2.2):

$$\sigma_b \leq 0,08 \sigma'_b \quad (6.10)$$

of, mits deze trekspanningen geheel door wapening konden worden opgenomen, maximaal gelijk aan:

$$\sigma_b \leq 0,16 \sigma'_b \quad (6.11)$$

De waarde voor de trekspanning is daarbij afhankelijk van de toelaatbare drukspanning:

$$\begin{aligned} \sigma'_b &= 100 + 0,20(\sigma_{w,28,k} - 300) \\ &= 100 + 0,20(397,4 - 300) = 119,5 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned} \quad (6.12)$$

waaruit volgt dat voldaan moet zijn aan: $\sigma_b \leq 9,6$ respectievelijk $\leq 19,1 \text{ kgf/cm}^2$.

Vergelijking van de Tabel 6.3 met de zojuist vermelde grenswaarden geeft dat alle sneden voldoen.

Voorts dient ook de scheurveiligheid te worden gecontroleerd aan de hand van RVB 10.1 (met in achtname van de aanpassing met betrekking tot de veiligheidsfactoren):

$$0,92M_g + 1,04M_p \leq M_r \leq 0,80M_u \quad (6.13)$$

Het scheurmoment volgt hierbij uit:

$$M_r = \left(\frac{\sigma_{b,toel}}{\gamma_m} - \sigma_{b,VSP} \right) W \quad (6.14)$$

- $\sigma_{b,VSP}$ = normaalspanning t.g.v. de werkvoorspanning (volgt uit computeruitvoer maar dan betrokken op 34 kabels)
- $\sigma_{b,toel} = 0,33\sigma_b = 39 \text{ kgf/cm}^2$

Voor snede 4 levert dit het volgende beeld op:

$$M_r = \left(\frac{39}{1,4} - [-47,8] \right) * 6,67 * 10^5 = 50,4 * 10^6 \text{ kgfcm} (= 504 \text{ tfm}) \quad (6.15)$$

- $\sigma_{b,VSP} = -47,8 \text{ kgf/cm}^2$
- $W = 6,67 * 10^5 \text{ cm}^3$

Aan de belastingzijde dient de voorspanning als belasting te worden meegenomen, met als gevolg dat het optredend moment gelijk wordt aan (snede 4):

$$M_d = 0,92*(288 + 32) + 1,04*(466 + 92) - 543 = 322 \text{ tfm} \quad (6.16)$$

Voor de overige sneden verloopt de berekening op identieke wijze:

TABEL 6.4 BEPALING SCHEUR- EN OPTREDEND MOMENT [tfm]

snede	M _r		M _g		M _{mob}			M _{VSP}	M _d	ΔM
	σ _{b,VSP}		M _{cg}	M _{rb}	M _{q,mob}	M _{P,mob}	M _{tot}			
4	-48	504	288	32	92	466	558	-543	332	172
10	-51	-525	-507	-57	-126	-286	-412	805	-142	383
15	-50	521	261	29	96	454	550	-478	361	160

Bestudering van Tabel 6.4 leert dat overal wordt voldaan aan de eis met betrekking tot



de scheurveiligheid. De grootste reserve is daarbij aanwezig in snede 10 (steunpunt) en de kleinste in snede 15 (middenveld). Het grote verschil in reserve tussen deze sneden is te wijten aan het feit dat met name boven het steunpunt, ten gevolge van de sterke kromming, de invloed van de voorspanning erg groot is, zodat een groter deel van de belasting kan worden gebalanceerd met als gevolg een grote overcapaciteit.

In navolging van de scheurveiligheid dient ook de bezwijkveiligheid te worden gecontroleerd overeenkomstig RVB 10.2 (onder in achtname van de aangepaste veiligheidsfactoren):

$$1,46M_g + 1,88M_p + M_{VSP} \leq M_u \quad (6.17)$$

Het maximaal opneembaar moment volgt dan uit de eerder afgeleide formule (snede 4):

$$\begin{aligned} M_u &= \Delta N_a * h + 0,375x * N'_b + N_{a,w} * \frac{1}{2}h_t \\ &= 1739*0,45 + -0,375*0,271*5298 + 3564*0,5*0,55 = 1224 \text{ tfm} \end{aligned} \quad (6.18)$$

- $\Delta N_a = (\sigma_{su} - \sigma_a) A = (140 - 94,1)(34*1114) = 1738508 \text{ kgf} (=1739 \text{ tf})$
- $\sigma_{su} = 140 \text{ kgf/mm}^2$ uitgaande van een rek $\varepsilon_p = 7,0\%$
- $\varepsilon_p = \varepsilon_{bu} (d_p/x_u - 1) + \varepsilon_{pw} = 3,5\%*(450/271 - 1) + 94,1/20000 = 7,0\%$
- $A = 34*1114$; 34 kabels
- $N'_b = \frac{2}{3} * b * x * \sigma_{u,k} = \frac{2}{3} * 13210 * 271 * 2,22 = 5298267 \text{ kgf} (=5298 \text{ tf})$
- $N_{a,w} = \sigma_{a,w} * A = 94,1*(34*1114) = 3564132 \text{ kgf} (= 3564 \text{ tf})$
- $x = 271 \text{ mm}$
- $h = d_p = 450 \text{ mm}$
- $h_t = 550 \text{ mm}$

Ter controle van de juiste hoogte aangaande de betondrukzone wordt het horizontale evenwicht bekeken:

$$\begin{aligned} \Sigma H = 0 \quad N_{a,w} + \Delta N_a + N'_b &= 0 \\ -3564 - 1739 + 5298 &= -5 \text{ tf} \end{aligned} \quad (6.19)$$

Het verschil is ongeveer nul, waaruit mag worden geconcludeerd dat de berekende hoogte correct is. Daarbij dient te worden vermeld dat deze niet binnen het gestelde maximum

van $0,525 \cdot h = 236$ mm valt, zodat de vereiste rotatiecapaciteit in principe niet gewaarborgd is.

De situatie van de overige maatgevende doorsneden is, wat het opneembaar moment aangaat, niet significant verschillend van snede 4, zodat voor deze sneden hetzelfde bezwijkmoment kan worden aangehouden. De toets wordt daarmee als volgt:

TABEL 6.5 BEPALING BEZWIJK- EN OPTREDENDE MOMENTEN [tfm]

snede	M_u	M_g		M_{mob}	M_{VSP}	M_d	ΔM
		M_{eg}	M_{tb}				
4	1224	288	32	558	-543	973	251
10	1224	-507	-57	-412	805	793	-431
15	1224	261	29	550	-478	979	245

Ook hier vindt men hetzelfde beeld terug als bij de scheurveiligheid. Alle sneden voldoen aan de breukveiligheid, waarbij snede 15 de kleinste en snede 10 de grootste overcapaciteit heeft.

Tevens blijkt dat niet alle voorspanning benodigd is om het vereiste bezwijkmoment te leveren. Een herberekening met 19 kabels levert voor snede 4 een opneembaar moment van $M_u = 995$ tfm en een bijbehorende drukhoogte van 180 mm, waarmee zowel het vereiste opneembaar moment wordt geleverd als aan het gestelde maximum van 236 mm wordt voldaan, zodat de rotatiecapaciteit wel degelijk gewaarborgd is.

7. BEREKENING VOLGENS DE VBC'90 (HUIDIGE VOORSCHRIFTEN)

7.1 GEGEVENS (zie Bijlagen 1 en 2)

7.1.1 Uitgangspunten

De brug over de Hoogeveense Vaart is grofweg te scheiden in de onderbouw (bestaande uit de fundering, pijlers en landhoofden) en de bovenbouw (bestaande uit het rijdek). Deze berekening concentreert zich op de bovenbouw, die daarbij wordt geschematiseerd tot een ligger over meerdere steunpunten. Effecten die verband houden met de breedtewerking worden niet anders in beschouwing genomen dan via een dwarsverdelingscoëfficiënt, waarmee de daarvoor in aanmerking komende belastingen worden verhoogd.



De herberekening van de brug over de Hoogeveense Vaart geschiedt aan de hand van de volgende, actueel geldende voorschriften:

- VOSB'63 (NEN 1008) Voorschrift voor het ontwerpen van stalen bruggen
- VBC'90 (NEN 6720) Voorschrift voor het ontwerpen van betonconstructies
- TGB'90 (NEN 6702) Voorschrift voor het bepalen van belastingen
- VBB'94 (NEN 6723) Voorschrift voor het ontwerpen van betonnen bruggen



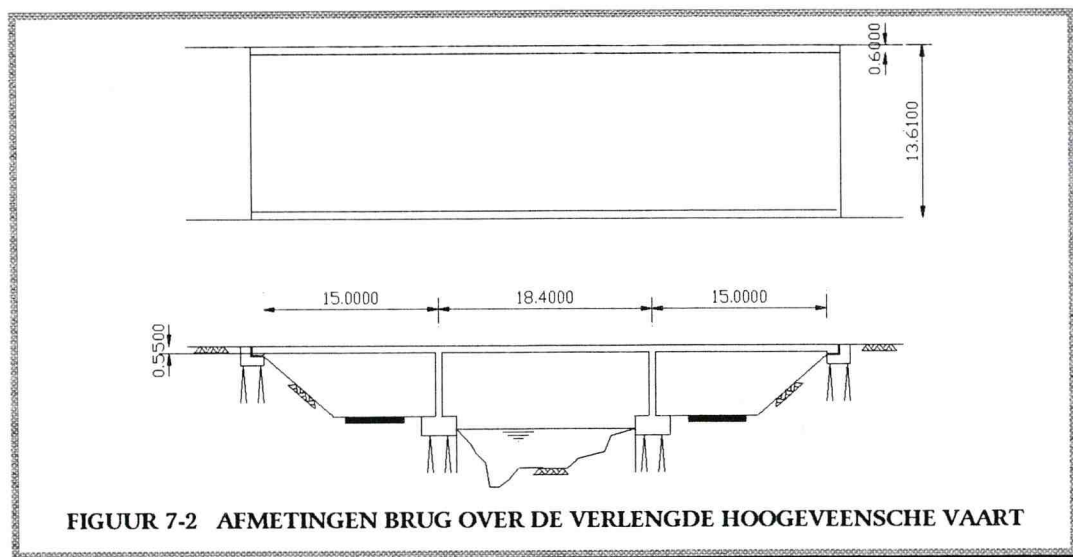
- ROBK'94 Richtlijnen van Rijkswaterstaat voor het ontwerpen van betonnen kunstwerken.

Uitgangspunt daarbij is dat de toenmalig gebruikte materialen geacht worden conform onderstaande kwaliteiten te zijn:

- beton: B40 (K450)
- voorspanstaal: FeP 1860 (QP 190)
- betonstaal: FeB 400 HW (QR 40)

7.1.2 Geometrie

Het rijdek bestaat uit een massieve plaatligger die doorloopt over een 4-tal steunpunten en daarmee 3 velden met overspanningen van respectievelijk 15,0, 18,4 en 15,0 m overbrugt. De bruggas staat daarbij loodrecht op de onderbouw.



De constructiehoogte van het rijdek is over de gehele lengte constant en bedraagt 0,55 m; evenals de breedte die is vastgesteld op 13,21 m. Ter plaatse van de opleggingen zijn dwarsdragers gecreëerd, zodat daar lokaal de constructiehoogte een waarde van 0,70 m heeft. Het effect van deze dwarsdragers in langsricting wordt in deze berekening buiten

beschouwing gelaten. Tenslotte kan nog worden vermeld dat de eerder genoemde knopen 4, 10 en 15 in deze berekening overeenkomen met respectievelijk 7, 20 en 33.

7.1.3 Materialen

Het betonnen rijdek is samengesteld uit de volgende materialen:

- Beton: sterkteklasse B40 (K450)
- Betonstaal: FeB 400 HW (QR40)
 - boven: minimaal $\varnothing 12-200$ ($A_s = 7578 \text{ mm}^2$)
 - onder: minimaal $\varnothing 12-200$ ($A_s = 7578 \text{ mm}^2$)
- Voorspanstaal: Freyssinet strengen
 - kabeltype: 12*12,5 mm FeP1860 (QP190)
 - oppervlak: $A_p = 1116 \text{ mm}^2$
 - aantal kabels: 34
 - intrekking spanzijde: 12 mm (2-zijdig gespannen)
 - verliezen: $\mu = 0,23$

7.1.4 Voorspanning

7.1.4.1 Aanvangsvoorspanning VBC 4.1.4.5a

De aanvangsvoorspankracht wordt gedefinieerd als de door de vijzel overgebrachte kracht minus de direct optredende voorspanverliezen bestaande uit intrekking van de verankering en wrijving in de spankanalen volgens:

$$F_{pi} = F_{p0} - \Delta F_{pi}(x) \quad (7.1)$$

- $\Delta F_{pi}(x)$ = verlies aan voorspankracht t.g.v. de direct optredende verliezen.
- F_{p0} = vjzelkracht per kabel = $0,715 f_{pu} * A_p = 0,715 * 1690 * 1116 = 1348,5 \text{ kN}$
 hetgeen overeenkomt met $\sigma_{p0} = 0,715 f_{pu} = 1330 \text{ N/mm}^2$.



De waarde van F_{pi} wordt evenvoudig met ALP berekend door de gemiddelde kabelkracht onder voorspan- en eigen gewichtsbelasting, met inbegrip van direct optredende verliezen, te bepalen. Uitvoering van deze berekening geeft als resultaat een gemiddelde kabelkracht F_{pi} gelijk aan 1291 kN per kabel ($\sigma_{pi} = 1157 \text{ N/mm}^2$), wat het totaal brengt op:
 $34 \cdot 1291 = 43894 \text{ kN}$ (zie ALPBRUG1.LIS; Bijlage 4).

Die kracht per kabel moet overal kleiner zijn dan de maximaal toelaatbare voorspankracht per kabel, waarvoor volgens de VBC de kleinste waarde van onderstaande formules moet worden aangehouden:

$$F_{pi} \leq 0,8 \cdot A_p \cdot f_{pu} = 0,8 \cdot 1116 \cdot 1690 = \underline{1508,8 \cdot 10^3 \text{ N}} \quad (7.2)$$
$$F_{pi} \leq A_p \cdot f_p = 1116 \cdot 1450 = 1618,2 \cdot 10^3 \text{ N}$$

Blijkens het bovenstaande wordt hieraan voldaan.

7.1.4.2 *Maximaal overspannen* VBC 4.1.4.5a

Hetzelfde artikel geeft aan dat ter compensatie van de direct optredende verliezen de kracht F_{p0} met een bepaald percentage mag worden verhoogd ter grootte van onderstaande formule met een maximum van 12% betrokken op F_{pi} :

$$80 \left(\frac{f_p}{f_{pu}} - 0,75 \right) = 80 \left(\frac{1450}{1690} - 0,75 \right) = 8,64\% < 12\% \quad (7.3)$$

Ook hieraan wordt voldaan. Ten overvloede, aangezien dit voor de verdere berekening niet relevant is, kan nog worden vermeld dat dus een vijzelkracht van $0,8 \cdot 1,086 A_p \cdot f_{pu} = 0,87 A_p \cdot f_{pu}$ mag worden toegelaten.

7.1.4.3 *Werkvoorspankracht* VBC 4.1.4.5b

De werkvoorspankracht wordt volgens dit artikel beschreven als de door de vijzel overgebrachte kracht minus de som van direct en vertraagd optredende voorspanverliezen. Deze laatste groep wordt gevormd door de verliezen t.g.v. krimp, kruip en relaxatie. De som van deze verliezen wordt voorlopig geschat op 15% en in een

later stadium geverifieerd. Met deze aanname komt de gemiddelde werkvoorspankracht op:

$$F_{pw} = F_{pi,gem} - \Delta F_{pw} = 0,85F_{pi,gem} = 0,85 \cdot 1291 = 1098 \text{ kN per kabel} \quad (7.4)$$

hetgeen de totale werkvoorspanning brengt op $34 \cdot 1098 = 37332$ kN. Deze waarden kunnen op dezelfde wijze als de aanvangsvoorspanning met ALP worden bepaald, zij het dat nu zowel de direct- als de vertragend optredende verliezen moeten worden meegenomen (zie ALPBRUG2.LIS; Bijlage 4).

7.1.5 Materiaalgegevens

De toegepaste materialen kenmerken zichzelf door onderstaande specifieke eigenschappen:

• Beton B40 VBC 6.1

- *sterkte*
 - $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{bk} = 24 \text{ N/mm}^2$
 - $f_b = 1,53 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{bm} = 3,05 \text{ N/mm}^2$
 - $E_b = 32250 \text{ N/mm}^2$
 - $\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$
 - $\nu = 0,1 \text{ (ROBK)}$
- *vermoeting* VBB 8.6.2.2
 - $f_{b,repk} = 34,00 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{b,repr} = 29,75 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{bv} = 24,79 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{bv} = 1,78 \text{ N/mm}^2$
- *scheurvorming*
 - $f_{b,rep} = 28,8 \text{ N/mm}^2$



- $\varepsilon_{b,pl}$ = 0,210%
- ε_{bu} = 0,350%

• **Betonstaal FeB400HW** VBC 6.2

- $f_{s,rep}$ = 400 N/mm²
- f_s = 350 N/mm²
- E_s = 2,0*10⁵ N/mm²
- α = 1,0*10⁻⁵ K⁻¹
- ε_u = 4,00 %

• **Voorspanstaal FeP1860** VBC 6.3

- $f_{pu,rep}$ = 1860 N/mm²
- f_{pu} = 1690 N/mm²
- $f_{p,rep}$ = 1600 N/mm²
- f_p = 1450 N/mm²
- E_p = 2,0*10⁵ N/mm²
- α = 1,0*10⁻⁵ K⁻¹
- ε_{pu} = 3,50 %

7.2 BELASTINGEN

7.2.1 Permanente belastingen

7.2.1.1 Eigen gewicht en rustende belasting VBB 4.2.1

Voor voorgespannen beton geldt een volumegewicht gelijk aan $\rho=25 \text{ kN/m}^3$, zodat het eigen gewicht van de brug neerkomt op:

$$q_{eg} = 25 * 0,55 * 13,21 = 181,6 \text{ kN/m lengte} \quad (7.5)$$

De rustende belasting wordt gevormd door het asfalt, schampkanten en het wegmeubilair. Het asfalt met $\rho=20 \text{ kN/m}^3$ en een laagdikte van 50 mm over een breedte van 12,41 m geeft een belasting van:

$$q_{\text{asfalt}} = 20 \cdot 0,05 \cdot 12,41 = 12,4 \text{ kN/m.} \quad (7.6)$$

Tesamen met de belasting uit het gewicht van de schampkanten en het wegmeubilair, ter grootte van 8 kN/m, levert dit:

$$q_r = 8 + 12,4 = 20,4 \text{ kN/m.} \quad (7.7)$$

Het totaal komt hiermee op $q_g = 181,6 + 20,4 = 202,0 \text{ kN/m}$.

7.2.1.2 *Opgelegde vervormingen* VBB 4.2.3

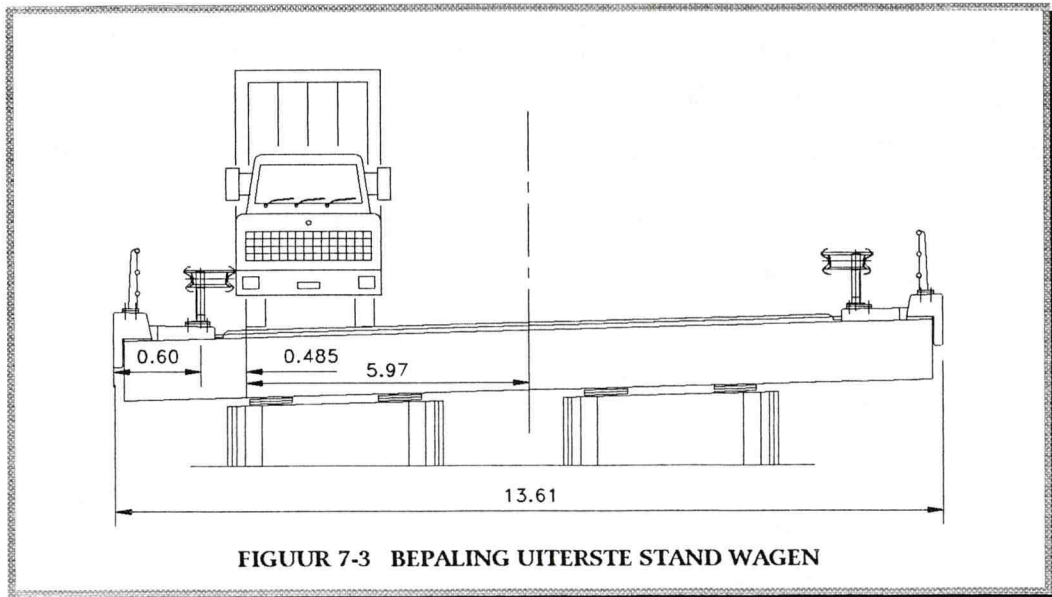
Concluderend uit het feit dat de fundering er één op palen is, worden opgelegde vervormingen in de vorm van ongelijkmatige zettingen nihil geacht en derhalve niet verder in de berekening meegenomen.

7.2.2 *Veranderlijke belastingen*

7.2.2.1 *Wegverkeer op de brug* VBB 4.3.1

De brug is ontworpen voor klasse 60, hetgeen betekent dat de verkeersbelasting is samengesteld uit een q-last ter grootte van $q_{\text{mob}} = 4 \text{ kN/m}^2$ en één of twee aslastenstelsels ter grootte van $P_{\text{mob}} = 3 \cdot 200 \text{ kN}$ in langsrichting.

In dwarsrichting wordt de aslast gelijkmatig over 4 wielen verdeeld. De uiterste stand die de wielen daarbij kunnen innemen, is zodanig dat de afstand tussen wiel en zijkant brug $0,6 + 0,235 + 0,250 = \underline{1,085 \text{ m}}$ bedraagt. Deze maat is gebaseerd op de brugbreedte inclusief de schampkanten, hetgeen overeenkomt met 13,61 m. Voor de berekening gaan we echter uit van 13,21, waardoor deze waarde moet worden aangepast tot $1,085 - (13,61 - 13,21)/2 = 0,885 \text{ m}$. (zie Figuur 7-3).



FIGUUR 7-3 BEPALING UITERSTE STAND WAGEN

De dynamische effecten van de verkeersbelasting worden verdisconteerd in de stootcoëfficiënt (VBB 4.3.1.2) volgens de formule:

$$S = 1 + C_0 \frac{L}{h(100+L)} = 1 + 0,8 \frac{17,55}{h(100+17,55)} = 1,217 \quad (7.8)$$

- $C_0 = 0,8$ (voorgespannen betonnen plaatligger)
- $h = 0,55 \text{ m}$
- $L = L_{eq} = \left(0,75 + 0,125 \frac{l_1 + l_3}{l_2}\right) l_2 = \left(0,75 + 0,125 \frac{15 + 15}{18,4}\right) 18,4 = 17,55 \text{ m}$

De mate waarin de brug volstaat met belasting is verwerkt in de last-lengte-factor volgens:

$$B = 0,6 + \frac{40}{100+L} = 0,6 + \frac{40}{100+17,55} = 0,922 \quad (7.9)$$

- $L = L_1 + \frac{1}{2}L_2 = 15 + \frac{1}{2} \cdot 18,4 = 24,2 \text{ m}$ VOSB 14c

7.2.2.2 Dwarsverdeling

Aangezien het balkmodel geen spreiding in breedterichting kan meenemen, dienen we van te voren hierover een uitspraak te doen. Een handzaam begrip in dit kader is de meewerkende breedte, dat wil zeggen de breedte die nog effectief meedoet aan het

afdragen van de belastingen. Deze breedte kan worden bepaald aan de hand van de methode Guyon-Massonnet, waarmee het mogelijk is een invloedslijnenpatroon over de lengte van een snede te creëren. De invloedslijnen, als componenten van dit patroon, geven de verhouding weer tussen een (fictieve) equivalente q-belasting over de gehele snede en de werkelijke belasting uitgedrukt in een K-waarde voor een bepaald punt in een snede. Door de Bouwdienst is dit alles verwerkt in een computerprogramma met de naam GUYMAS. Uitgaande van de VOSB'63 volgt voor een brug van klasse 60 in langsrichting een aslastenstelsel van $3 \cdot 200$ kN voor P_{mob} en in dwarsrichting $4 \cdot 150$ kN (600 kN verdeeld over 4 wielen). Daarbij kunnen twee situaties maatgevend zijn:

- 1 laststelsel
- 2 laststelsels $\cdot 0,8$

De grootste belasting is maatgevend, waarbij zowel het eind- als het middenveld moeten worden bekeken.

Centraal bij de methode Guyon-Massonnet staan de stijfheids- (θ) en torsiefactor (α) die met onderstaande formules kunnen worden beschreven:

$$\alpha = \frac{G(j_x + j_y)}{2E\sqrt{i_x i_y}} \quad (7.10)$$

$$\theta = \frac{b}{2a} \sqrt{\frac{i_x}{i_y}}$$

Aangezien we te maken hebben met een plaatligger geldt $\alpha=1$, wat tevens met zich meebrengt dat zowel in x- als y-richting de stijfheden in ongescheurde toestand aan elkaar gelijk zijn. Hierdoor vereenvoudigen de formules voor het middenveld in:

$$\alpha = 1$$

$$\theta = b/2a$$

- $l_t = 2a = 18,40$ m.
- $b_t = 2b = 13,21$ m.



In gescheurde toestand zal de E-modulus van het beton afnemen tot een derde van de oorspronkelijke (ongescheurde) waarde en daarmee de stijfheidsfactor reduceren tot:

$$\theta_{\text{gescheurd}} = \theta_{\text{ongescheurd}}^4 \sqrt[3]{3}$$

Voor het eindveld veranderen deze gegevens in:

$$\alpha = 1$$

$$\theta = b/2a$$

$$\theta_{\text{gescheurd}} = \theta_{\text{ongescheurd}}^4 \sqrt[3]{3}$$

- $l_t = 2a = 15,00 \text{ m}$.
- $b_t = 2b = 13,21 \text{ m}$.

Omdat de methode Guyon-Massonnet voor vrij opgelegde platen geldt, moet in geval van doorgaande platen een correctie op de stijfheid worden aangebracht; de coëfficiënt van Sattler [5]. Deze coëfficiënt geeft de verhouding tussen de doorbuiging van een vrij opgelegde en een doorgaande ligger weer volgens:

$$s = w_{\text{vrij opgelegd}} / w_{\text{doorgaand}}$$

Aan de hand van het staafwerkprogramma PCFRAME is vastgesteld dat deze factor voor een drievelder in het middenveld 1,945 bedraagt en in het eindveld 1,376.

Na invoering van onderstaande gegevens in GUYMAS:

$$I_x = 1/12 * b * h^3 = 1/12 * 1 * 0,55^3 = 0,01386 \text{ m}^3;$$

$$J_x = 1/3 b h^3 = 1/6 * 1 * 0,55^3 = 0,05546 \text{ m}^3,$$

worden onderstaande resultaten gevonden, waarbij de maximale K-waarde optreedt op 0,885 m uit de rand in snede 0,0 m (Bijlage 5).

MIDDENVELD

- *ongescheurd* $K_{\text{max}} = 1,9652$ (1 last)
 $K_{\text{max}} = 1,6073$ (2 lasten)
- *gescheurd* $K_{\text{max}} = 1,9410$ (1 last)
 $K_{\text{max}} = 1,5521$ (2 lasten)

EINDVELD

- *ongescheurd* $K_{max} = 2,1087$ (1 last)
 $K_{max} = 1,6775$ (2 lasten)
- *gescheurd* $K_{max} = 2,1913$ (1 last)
 $K_{max} = 1,6236$ (2 lasten)

De grootste waarden zijn maatgevend, waarbij de bepalende combinatie volgt uit:

MIDDENVELD

$$P_{mob} = K \cdot (3 \text{ assen}) / b_t = 1,9652 \cdot (3 \cdot 200) / 13,21 = 89,3 \text{ kN/m breedte (1 last)}$$

$$P_{mob} = 1,6073 \cdot 0,8 \cdot (3 \cdot 200) \cdot 2 / 13,21 = 116,8 \text{ kN/m breedte (2 lasten)}$$

$$2 \text{ lasten is maatgevend. } \rightarrow b_{mezv} = 13,21 / 1,6073 = 8,22 \text{ m.}$$

EINDVELD

Een soortgelijke berekening voor het eindveld levert op:

$$b_{mezv} = 7,87 \text{ m.}$$

In plaats van echter de geometrie van de constructie aan te passen, vermenigvuldigen we de mobiele belasting (alleen P_{mob}) met de gevonden K-waarden voor het betreffende veld. Hierbij gaan we uit van die waarde die hoort bij het grootste moment. Deze treedt in het bezwijkstadium ter plaatse van het middenveld op, zodat $K = 1,6073$.

De representatieve verkeersbelasting op de brug wordt nu gevormd door de primaire belasting (volgend uit de VOSB) vermenigvuldigd met de stootcoëfficiënt en de last-lengte-factor, waarbij voor P_{mob} nog de dwarsverdelingscoëfficiënt voor twee wagens moet worden toegevoegd:

$$q_{verkeer,rep} = q_{verkeer,prim} \cdot S \cdot B = 1,217 \cdot 0,922 (q_{mob} + 1,6073 \cdot P_{mob}) \quad (7.11)$$

7.2.2.3 Gronddruk

Deze belasting is voor de huidige berekening niet van toepassing.



7.2.2.4 *Middelpuntvliedende kracht*

Deze belasting is voor de huidige berekening niet van toepassing ($R_{\text{hor}} = \infty$).

7.2.2.5 *Wind* *VBB 4.3.6 VOSB 17*

Deze belasting is voor de huidige berekening niet van toepassing

7.2.2.6 *Remkracht* *VBB 4.3.7 VOSB 20*

Deze belasting is voor de huidige berekening niet van toepassing.

7.2.2.7 *Leuningen* *VBB 4.3.8 VOSB 18*

Deze belasting is voor de huidige berekening niet van toepassing.

7.2.2.8 *Sneeuw*

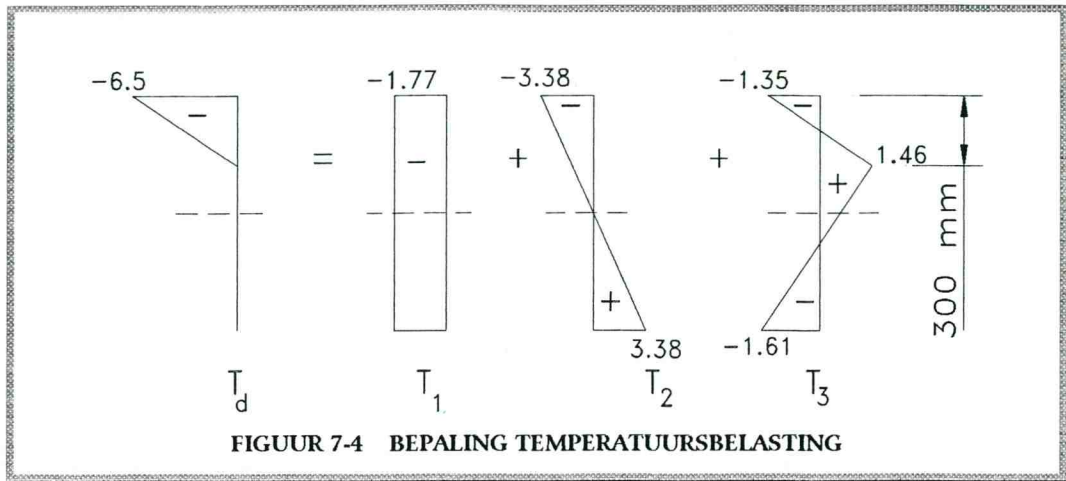
Deze belasting hoeft niet te worden gecontroleerd.

7.2.2.9 *Ijs*

Deze belasting is voor de huidige berekening niet van toepassing.

7.2.2.10 *Klimatologische weersinvloeden* *VBB 4.3.11*

Binnen deze categorie van belastingen wordt onderscheid gemaakt tussen jaarlijkse en dagelijkse temperatuurwisselingen, waarbij men van de eerste groep veronderstelt dat deze wel spanningen geven, doch dat de bijbehorende vervormingen, geacht worden vrij te kunnen optreden. Anders is dat met de dagelijkse temperatuurwisselingen; daarvan wordt verondersteld dat deze een belasting geven, uitgedrukt in een temperatuurvolume ter grootte van $V_{\text{temp}} = \frac{1}{2}T_d b h_{\text{temp}}$, die te splitsen is in een drietal componenten (zie Figuur 7-4):



FIGUUR 7-4 BEPALING TEMPERATUURBELASTING

- Een over de hoogte constante temperatuurverhoging/-verlaging: $T_1 = V_{temp}/A_b$;
- Een over de hoogte lineair verlopende temperatuur (gradiënt $\kappa = \alpha T_2/h$):
 $T_2 = V_{temp} * z_{temp} / W_b$;
- De resterende eigentemperatuur: $T_3 = T_d - (T_1 + T_2)$.

Deze laatste component levert eigenspanningen ter grootte van: $\sigma_{eigen} = -E_b T_3 \alpha$

De waarde voor T_d volgt uit tabel 2 van de VBB en bedraagt bij een asfaltlaag van 50 mm $-6,5^\circ\text{C}$ resp. $+15^\circ\text{C}$, terwijl de hoogte van de temperaturo driehoek gelijk wordt gesteld aan 300 mm. Voor de berekening van deze belasting bekijken we 2 situaties, te weten bovenkant rijdek afgekoeld en bovenkant rijdek opgewarmd en vinden daarvoor waarden die als volgt kunnen worden berekend:

$$V_{temp} = \frac{1}{2} * T_d * b * h_{temp} = \frac{1}{2} * -6,5 * 13,21 * 0,3 = -12,88 \text{ m}^\circ\text{C}$$

$$T_1 = \frac{V_{temp}}{A_b} = \frac{-12,88}{13,21 * 0,55} = -1,77 \text{ }^\circ\text{C} \quad (7.12)$$

$$T_2 = \frac{V_{temp} * z_{temp}}{W_b} = \frac{-12,88 * (\frac{1}{2}h - \frac{1}{3}h_{temp})}{\frac{1}{6} * 13,21 * 0,55^2} = -3,38 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_3 = T_d - (T_1 + T_2) = -6,5 - (-1,77 + -3,38) = -1,35 \text{ }^\circ\text{C}$$

Deze laatste term geeft eigenspanningen ter grootte van $\sigma_{eigen} = -32250 * -1,35 * 10^{-5} = 0,4 \text{ N/mm}^2$. De overige waarden kunnen op soortgelijke wijze worden berekend:

TABEL 7.6 TEMPERATUURSPANNINGEN [$^{\circ}\text{C}$]

	T_d	T_1	T_2	T_3	σ_{eigen} [N/mm^2]	
uiterste vezel boven	-6,5	-1,77	-3,38	-1,35	0,4	bovenkant
vezel op 300 mm	0,0	-1,77	-0,31	1,46	-0,5	afgekoeld
uiterste vezel onder	0,0	-1,77	3,38	-1,61	0,5	
uiterste vezel boven	15,0	4,09	7,81	3,10	-1,0	bovenkant
vezel op 300 mm	0,0	4,09	-0,71	-3,38	1,1	opgewarmd
uiterste vezel onder	0,0	4,09	-7,81	3,70	-1,2	

Bij deze temperatuurbelastingen wordt ervan uitgegaan dat T_1 wel optreedt, doch vrij kan vervormen en derhalve niet tot extra spanningen leidt. Dit in tegenstelling tot T_2 die wel degelijk tot een spanningsverandering aanleiding geeft in de orde grootte van enkele N/mm^2 ; bij afkoeling maximaal $1,282 \text{ N}/\text{mm}^2$ tegenover $2,962 \text{ N}/\text{mm}^2$ bij opwarming (zie BELAST.DAT; Bijlage 11). T_3 tenslotte levert eigen-spanningen die volgens de ROBK niet in rekening behoeven te worden gebracht, indien het beton gescheurd is. Constructies die volgens de VBB/VBC worden berekend worden geacht te kunnen scheuren en derhalve komen eigenspanningen in deze berekening te vervallen.

7.2.3 Bijzondere belastingen

7.2.3.1 Verkeersongeval op de brug VBB 4.4.2.5

Voor deze bijzondere belasting wordt ervan uitgegaan dat één wagen zich met zijn wielen op de rand van de brug bevindt. De belasting die dit teweeg brengt (P_{mob}) krijgt een veiligheidsfactor van 1,2, terwijl de representatieve verkeersbelasting nu alleen door q_{mob} wordt gevormd.

Ook hiervoor geldt dat de effecten in breedterichting verdisconteerd worden in een K-

factor. Deze factor wordt met GUYMAS bepaald, daarbij uitgaande van de gedachte dat op grond van resultaten uit eerdere GUYMAS-berekeningen, waarin eveneens de VOSB-belasting was verwerkt, ook voor dit geval het grootste moment in het bezwijkstadium ter plaatse van het middenveld optreedt en dus de waarde voor het middenveld in de ongescheurde toestand moet worden aangehouden. Uit de berekening volgt dat de maatgevende K-factor voor dit calamiteitengeval gelijk is aan 2,0796 op 0 m uit de rand van de constructie(ONMVCALA.LIS; Bijlage 6).

7.2.3.2 *Aanrijding van de bovenbouw door het wegverkeer* VBB 4.4.2.3

Deze belasting is voor de huidige berekening niet van toepassing, aangezien dit met name een rol speelt bij viaducten die gemaakt zijn met prefabbalken.

7.2.3.3 *Vervanging van de opleggingen* VBB 4.4.3

Deze belasting is voor de huidige berekening niet van toepassing.

7.2.3.4 *Vermoeiing* VBB 4.5

Volgens de VBB kan de referentiewaarde van de frequent passerende, mobiele belasting worden gerepresenteerd door de primaire belasting bestaande uit één laststelsel van klasse 60 (3*200 kN), vermenigvuldigd met de factoren α , β , stootcoëfficiënt en last-lengte-factor volgens:

$$q_{verm,rep} = q_{verm,prim} * \alpha * \beta * S * B_v \quad (7.13)$$

- $\beta = f_2(K_e - 1,0)^2 + 0,95 = 0,663(0,734 - 1)^2 + 0,95 = 0,997$
- $f_2 = 0,015 * l + 0,40 = 0,015 * 17,55 + 0,40 = 0,663$
- $K_e = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{1,52}{1,52 + 0,55} = 0,734$
- $\alpha = 1$ (tabel 3 VBB)
- β = factor afhankelijk van het aantal rijstroken en het aantal rijrichtingen. Hier is de factor voor een in 2 richtingen bereden brug met per richting één rijstrook gebruikt.



- l = lengte van de theoretische overspanning ($= l_{eq} = 17,55$ m)
- K_1 = dwarsverdelingscoëfficiënt voor de zwaarst belaste rijstrook
- K_2 = dwarsverdelingscoëfficiënt voor de minst zwaar belaste rijstrook

Ter aanvulling op bovenstaande formule zij vermeld dat voor de bepaling van de factor β tussen de geleiderails (met inachtnaam van de uiterste stand van de wagen volgens 4.3.1.1.b) een rijstrookindeling met een rijstrookbreedte van 3,00 meter wordt aangebracht. In deze berekening levert dit, in combinatie met het feit dat de brug in 2 richtingen bereden is, 2 rijrichtingen met elk (fictief) 2 rijstroken (11,95 m / 3 m).

Voorts wordt er op gewezen dat de K-waarden voor dit belastingsgeval worden bepaald door de constructie te schematiseren tot een vrij opgelegde ligger met een overspanning gelijk aan $l_{eq} = 17,55$ m en een doorsnede overeenkomstig de werkelijke brug ($h=0,55$ m en $b= 13,21$ m), met als gevolg dat de coëfficiënt van Sattler in dit geval 1 is. Bekeken wordt nu het geval dat één wagen zich in de uiterste stand op de brug bevindt. Voor deze situatie bepalen we de K-waarden in de verschillende doorsneden, hetgeen gelijk is aan het bekijken van de doorsnede waar de resultante van P_{mob} aangrijpt en de wagen over de breedte van de brug te laten bewegen. De plaats van deze doorsnede ligt op $(0,635 + \frac{1}{2} \cdot 2,50) = 1,90$ m uit de rand van de constructie. Voor deze situatie kan met GUYMAS een invloedslijn (K-lijn) worden getekend, waarin dan tevens de 4 fictieve rijstroken worden aangegeven. De K-waarde die men in het hart van de zwaarst belaste en minst zwaar belaste rijstrook vindt, vormen de gezochte K_1 - en K_2 -waarden. Uit de grafiek (zie Bijlage 7) volgt dat $K_1=1,52$ (zwaarst belaste strook), terwijl bij een fictieve indeling van 4 rijstroken ($2 \cdot 2$) de K-factor voor de minst belaste rijstrook (rijstrook 4) gelijk is aan $K_2=0,55$.

Voor de toe te passen stootcoëfficiënt S wordt dezelfde waarde gehanteerd als bij de belasting door het wegverkeer op de brug.

Dit in tegenstelling tot de last-lengte-factor die wel een verandering ondergaat.

Aangezien deze afhankelijk is van de lengte van de overspanning, volgt hiervoor, met $l =$

$l_{eq} = 17.55 \text{ m}$:

$$B_V = 0,7 + (l - 15)0,02 = 0,751 \quad (7.14)$$

De representatieve belasting komt hiermee op:

$$\begin{aligned}
 q_{verkeer} &= q_{verkeer,prim.} * \alpha * \beta * S * B_V = q_{verkeer,prim.} * 1 * 0,997 * 1,217 * 0,751 \\
 &= q_{verkeer,prim.} * 0,911
 \end{aligned} \quad (7.15)$$

Tenslotte geeft de VBB aanwijzingen over het aantal belastingwisselingen (n) dat bij een brug moet worden gehanteerd. Volgens VBB 4.5.1.1.1 dient hiervoor de som van de wisselingen op alle rijstroken te worden genomen. Het aantal rijstroken wordt hier fictief op 2 per rijrichting gesteld (11.95 m / 3 m). Volgens tabel 4 geldt dan voor 1 maal de zwaarst belast en 1 maal de overige rijstrook per rijrichting, hetgeen het totaal brengt op: $2 * (1 * 10^8 + 1 * 10^7) = 2,2 * 10^8$ belastingwisselingen.

7.2.3.5 Bouwbelasting

Deze belasting is voor de huidige berekening niet van toepassing, omdat het kunstwerk reeds enige tijd bestaat.

7.3 BELASTINGCOMBINATIES

7.3.1 Principe

Voor het bepalen van de belastingcombinaties moet het principe van NEN 6702 (TGB) worden gevolgd. Hiertoe staan in artikel 6.4.2 en 6.4.3 mogelijke combinaties die volgens onderstaande formules worden beschreven.

Uiterste grenstoestand TGB 6.4.2/3

$$\begin{aligned}
 \text{Fundamentele combinaties} \quad & \gamma_{f;g} * G_{rep} + \gamma_{f;q} * \psi_t * Q_{i;rep} + \sum \gamma_{f;q} * \psi_i * Q_{i;rep} \quad (i \geq 2) \\
 & \gamma_{f;g} * G_{rep}
 \end{aligned}$$



Bijzondere combinaties $\gamma_{f,g} * G_{rep} + \gamma_{f,a} * F_{a,rep} + \sum \gamma_{f,q} * \psi_i * Q_{i,rep} \quad (i \geq 1)$

Bruikbaarheidsgrenstoestand

Incidentele combinaties $\gamma_{f,g} * G_{rep} + \gamma_{f,q} * \psi_t * Q_{t,rep} + \sum \gamma_{f,q} * \psi_i * Q_{i,rep} \quad (i \geq 2)$

Momentane combinaties $\gamma_{f,g} * G_{rep} + \sum \gamma_{f,q} * \psi_k * \psi_i * Q_{i,rep} \quad (i \geq 1)$

- G_{rep} = Permanente belasting
- $Q_{t,rep}$ = Extreme waarde veranderlijke belasting t
- $Q_{i,rep}$ = Extreme waarde veranderlijke belasting i
- $F_{a,rep}$ = Bijzondere belasting
- $\gamma_{f,g}$ = Belastingfactor permanente belasting
- $\gamma_{f,q}$ = Belastingfactor veranderlijke belasting
- ψ_i = Factor voor bepaling momentane belasting
- ψ_t = Reductiefactor gebaseerd op de referentieperiode
- ψ_k = Reductiefactor voor de momentane belasting
 - = 0,6 volgens NEN 6702 6.4.3.2 voor belastingen bij kruipberekeningen
 - = 1,0 volgens NEN 6702 6.4.3.2 voor belastingen bij overige berekeningen

7.3.2 Aanvullingen

7.3.2.1 Verkeersbelasting *VBB 4.3.1.1 / VOSB 12*

Voor de stand van de veranderlijke belasting in lengterichting van de brug blijft voorlopig artikel 12 uit de VOSB van kracht. In dit artikel wordt gesteld dat de verkeersbelasting in de meest ongunstige stand moet worden geplaatst. Bij gebruik van invloedslijnen moeten hiervoor ofwel alleen de positieve danwel alleen de negatieve delen in rekening worden gebracht. Dit is juist de manier waarop ALP de verkeersbelasting in rekening brengt.

7.3.2.2 Uiterste grenstoestand *VBB 5.1.4.2*

In de uiterste grenstoestand behoeven bij het bepalen van de belastingscombinaties onderstaande invloeden niet in rekening te worden gebracht:

- Klimatologische temperatuurinvloeden
- Opgelegde vervormingen door zettingsverschillen, krimp en kruip, mits de rotatie-

capaciteit van de plastische scharnieren voldoende is. Dit laatste dient getoetst te worden aan de VBC 8.1.3 (beperking hoogte betondrukzone in uiterste grenstoestand).

7.3.2.3 Vermoeiing VBB 5.1.4.4

Vermoeiing wordt opgevat als een uiterste grenstoestand waarbij de belastingcombinatie als bijzonder moet worden beschouwd (VBB 4.1.2.2) en volgens VBB 5.1.4.4 de volgende belastingen dienen te worden meegenomen:

- *permanente belasting* volgens VBB 4.2
(eigen gewicht, opgelegde vervorming, krimp- en kruipinvloeden en voorspanning)
- *verkeersbelasting* t.b.v. vermoeiing (P-mobiel) volgens VBB 4.5.1

7.3.2.4 Scheurvorming VBB 5.2.4.2.1

Deze dient te worden getoetst op de incidentele belastingcombinaties volgens VBB 5.2.4.3.1

7.3.2.5 Bouwfase TGB 6.3

Deze belasting is voor de huidige berekening niet van toepassing.

7.3.3 Belastingfactoren

De toe te passen belastingfactoren zijn verwerkt in een drietal normen; de TGB (NEN 6702), de VBC (NEN 6720) en de VBB (NEN 6723). Voor betonnen bruggen (veiligheidsklasse 3) dienen de belastingfactoren volgens Tabel 7.7 te worden toegepast.



TABEL 7.7 BELASTINGFACTOREN [-]

belastingcombinaties		permanente belasting		voorspan belasting		veranderlijke	bijzondere
		γ_{fg}		γ_{fg}		belasting	belasting
		normaal*)	gunstig*)	normaal*)	gunstig*)	γ_{fg}	γ_{fg}
uiterste	fundamenteel	1,5***)	0,9	1,0	1,2****)	1,5	-
grenstoestand	bijzonder	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
bruikbaarheids	incidenteel	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	-
grenstoestand	momentaan	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	-

*) **Ongunstig en gunstig werkende permanente belasting:**

Volgens TGB 5.4:

Onder normale omstandigheden wordt de permanente belasting verondersteld ongunstig (normaal) te werken. In bijzondere omstandigheden moet rekening worden gehouden met een gunstig werkende permanente belasting. Hierbij worden twee omstandigheden onderscheiden:

1. Het effect van de veranderlijke belasting is tegengesteld aan het effect van de permanente belasting; bijvoorbeeld het effect van windzuiging bij een dakconstructie
2. Het effect van de permanente belasting op verschillende delen van de constructie is tegengesteld gericht. Het betreft hier het effect op de evenwichtssituaties kantelen, glijden en opdrijve; bijvoorbeeld een ligger met overstek

***) **Ongunstig en gunstig werkende voorspanbelasting**

Onder normale omstandigheden wordt de voorspanbelasting verondersteld gunstig te werken. In de VTD (voorspanning in de drukzone) moet rekening worden gehouden met een ongunstig werkende voorspanbelasting.

****) **Belastingfactor voor de permanente belasting**

Volgens de TGB is de belastingfactor voor permanente belasting 1,2 (fundamentele combinaties type 1). In de VBB wordt hiervan afgeweken en wordt de belastingfactor 1,5 dwingend voorgeschreven (VBB 4.1.2.1).

*****) **Belastingfactor voor de voorspanbelasting**

Zie ook *) en **).

Volgens de toelichting bij VBC 4.1.4.2 geldt voor de voorgetrokken drukzone de combinatie 0,9G+1,2P.

Ook bij berekening van spleitwapening geldt de ongunstig werkende voorspanning (1,2P). Zie hiervoor ook de

ROBK 3.

7.3.4 Modelvorming

7.3.4.1 Algemeen

De hiervoor beschreven basisbelastingen kunnen nu worden samengesteld tot een aantal combinaties, waarmee een drietal (maatgevende) situaties wordt beschreven:

- *Bouwfase*
Juist na het spannen, voorspanning met minimale verliezen en minimaal eigen gewicht.
- *Gebruiksfase begin*
Combinaties met minimale voorspanverliezen, eigen gewicht (met rustende belasting), verkeersbelasting en, afhankelijk van de grenstoestand, zetting en temperatuur.
- *Gebruiksfase eind*
Als Gebruiksfase begin, echter nu met maximale voorspanverliezen.

Deze combinaties vormen dan het uitgangspunt voor de toetsing aan de hoofdstukken 5 en 8 van de VBB en hoofdstuk 8 van de VBC. Getoetst dienen te worden:

- *Uiterste grenstoestand.* (draagvermogen, hoogte van de betondeukzone en minimumwapening)
- *Bruikbaarheidsgrenstoestand* (scheurvorming, aanvangsvoorspanning en doorbuiging)
- *Vermoeiing*

7.3.4.2 Maatgevende snedes

Bovenstaande toetsing kan worden beperkt tot het bekijken van enkele maatgevende doorsnedes, die worden gekenmerkt door het feit dat daar de spanningen extreem zijn. In dit geval is dat gelijk aan het bekijken van de extreme momenten, omdat het dwarsprofiel over de lengte van de brug constant is. Ter bepaling van die doorsnedes wordt de brug volgezet met de werkelijk optredende ($\gamma=1$) belastingen onder weglating van de



voorspanbelasting. In deze situatie treden op een drietal plaatsen extremen op en wel bij het steunpunt en de veldmiddens van zowel het midden- als het eindveld. De maatgevende stand van de VOSB-belasting voor elk van deze doorsneden volgt uit de invloedslijnen van die doorsnede. Bekeken dienen te worden, overeenkomstig de resultaten van de ALP-uitvoer (SNEDE.LIS; Bijlage 8), de knopen 7, 20 en 33, waarbij q_{mob} alleen over het positieve (voor het grootste positieve moment) resp. alleen het negatieve gedeelte (voor het grootste negatieve moment) geplaatst moet worden overeenkomstig de bijbehorende invloedslijnen (zie Bijlage 8).

7.3.4.3 Maatgevende belastingcombinaties

Voor de toetsing van de uiterste grenstoestand en de bruikbaarheidsgrenstoestand worden twee maatgevende combinaties bepaald:

- *De VTD combinatie (voorgetrokken drukzone):*

De grootste trek treedt op tegenover de zijde van de voorspanning. De maatgevende belastingcombinatie wordt hierbij bepaald uit de belastingcombinaties "Bouwfase" en "Gebruiksfase begin".

- *De VDT combinatie (voorgedrukte trekzone)*

De grootste trek bevindt zich aan de zijde van de voorspanning. De maatgevende belastingcombinatie wordt hierbij bepaald uit de belastingcombinaties "Gebruiksfase eind".

Aangezien dit kunstwerk zich reeds halverwege de ontwerplevensduur (referentiewaarde) of zelfs verder bevindt, vervallen de bouwfase en gebruiksfase begin. Dientengevolge blijft als maatgevende combinatie alleen nog de VDT combinatie over.

7.3.5 Combinaties

7.3.5.1 Gunstig en ongunstig werkende veranderlijke en bijzondere belasting

Normaliter dient voor een berekening onderscheid te worden gemaakt in gunstig en ongunstig werkende veranderlijke en bijzondere belasting, waarbij ongunstig werkend

(normaal) inhoudt dat het moment uit de belasting tegengesteld aan het moment uit de voorspanbelasting werkt (dit is het geval in de voorgedrukte trekzone (VDT)), terwijl gunstig werkend inhoudt dat het moment uit de belasting in dezelfde richting als het moment uit de voorspanbelasting werkt (dit is maatgevend in de voorgetrokken drukzone (VTD)).

Gezien de huidige leeftijd van de brug is voor deze berekening alleen de ongunstig werkende (normale) situatie van belang.

De belastingscombinaties die overblijven zijn dan de volgende:

TABEL 7.8 BELASTINGCOMBINATIES [-]

Uiterste grenstoestand	
<i>VDT maatgevend (trek aan de zijde van de voorspanning)</i>	
gebruiksfase eind	$1,5 G_{egg} + 1,0 G_{P;g} + 1,5 Q_{wegong}$ $1,0 G_{egg} + 1,0 G_{P;g} + (Q_{wegong} + F_{bijz;ong})$
Bruikbaarheidsgrenstoestand	
<i>VDT maatgevend (trek aan de zijde van de voorspanning)</i>	
gebruiksfase eind	$G_{egg} + G_{P;g} + G_{zet;ong} + Q_{wegong} + 0,5 Q_{tem;ongg}$ $G_{egg} + G_{P;g} + G_{zet;ong} + 0,5 Q_{wegong} + Q_{tem;ongg}$
Vermoeiing	
gebruiksfase eind	$G_{egg} + G_{P;g} + G_{zet} + F_{ver}$

- G_{egg} = eigen gewicht tijdens de gebruiksfase
- G_{zet} = opgelegde vervorming door zetting
- $G_{P;g}$ = voorspanbelasting einde gebruiksfase
- Q_{weg} = wegverkeer op de brug
- Q_{temg} = klimatologische temperatuurinvloed tijdens de gebruiksfase
- F_{bijz} = bijzondere belasting door verkeersongeval
- F_{ver} = wegverkeer op de brug t.b.v. de vermoeiing



7.4 VOORSPANVERLIEZEN

7.4.1 Algemeen

De voorspanverliezen worden bepaald op $t=\infty$ voor de maatgevende doorsnedes onder de belastingscombinatie voor het bezwijkstadium (met $\gamma=1$ volgens VBC 4.1.4.5b). De verliezen die hieruit volgen, worden gemiddeld en de uitkomst daarvan wordt geacht voor de gehele constructie van toepassing te zijn.

7.4.2 Krimp VBC 6.1.6

$$\varepsilon_r^i = \varepsilon_c^i * k_b * k_h * k_p * k_t = 0,11 * 10^{-3} \leq \varepsilon_{max}^i = 0,25 * 10^{-3} \quad (7.16)$$

- $\varepsilon_c^i = 0,25 * 10^{-3}$ (buitenzicht; tabel 9 VBC)
- $k_b = 0,95$ (B40; tabel 6 VBC)
- $k_h = 0,50$ ($h_m = 528 > 500$ mm; tabel 10 VBC)
- $k_p = 0,96$ ($\varpi_0 = A_s / A_b = (2 * 7578) / (13210 * 550) = 0,209$)
- $k_t = 1,0$ ($h_m = 528$ mm; $t = \infty$)
- $\varepsilon_{max}^i = 0,25 * 10^{-3}$ (B40, buitenzicht; tabel 11 VBC)

De krimpverkorting op $t=\infty$ geeft een spanningsverlies in het voorspanstaal ter grootte van: $\Delta\sigma_p = E_p * \varepsilon_r^i = 2,0 * 10^5 * 0,11 * 10^{-3} = 22,0$ N/mm².

7.4.3 Kruip VBC 6.1.5

De kruip is rechtevenredig met de elastische vervormingen volgens:

$$\varepsilon_{bc} = \varphi \varepsilon_{bc} \quad (7.17)$$

- $\varphi = k_c * k_d * k_b * k_h * k_t = 1,52 \leq \varphi_{max} = 2,3$
- $k_c = 1,9$ (buitenzicht; tabel 4 VBC)
- $k_d = 1,2$ (klasse A; $t = 14$ dagen; tabel 5 VBC)
- $k_b = 0,95$ (B40; tabel 6 VBC)
- $k_h = 0,70$ ($h_m = 528 > 500$ mm; tabel 7 VBC)
- $k_t = 1,0$ ($h_m = 528$ mm; $t = \infty$)
- $\varphi_{max} = 2,3$ (B40, buitenzicht; tabel 8 VBC)

De kruipverkorting in een snede dient te worden bepaald ter hoogte van het zwaartepunt

van het voorspanstaal onder belasting van de representatieve waarden uit de voorspanbelasting (P) de permanente belasting (G) (VBB 4.2.4) volgens:

$$\sigma_{b,VSP}(x) = \frac{F_{pi}}{A_b} - \frac{M_{pi,x} \cdot e_p}{I_b} + \frac{M_{G_{rep}} \cdot e_p}{I_b} \quad (7.18)$$

$$\varepsilon_{be} = \frac{\sigma_{b,VSP}(x)}{E_b}$$

De waarden voor $\sigma'_{b,VSP}$ zijn bepaald met ALP (KRUIP.LIS; Bijlage 9) en geven voor de maatgevende doorsneden onderstaand resultaat:

TABEL 7.9 KRUIPVERLIEZEN

knoop	$\sigma'_{b,VSP}(x)$ [N/mm ²]	ε_{be} [10 ⁻⁴]	ε_{bc} [10 ⁻⁴]	$\Delta\sigma_p$ [N/mm ²]
7	-9,27	-2,87	-4,36	-87,2
20	-10,10	-3,13	-4,76	-95,2
33	-9,05	-2,81	-4,27	-85,4

7.4.4 Relaxatie VBC 4.1.4.5b

De berekening van de relaxatie geschiedt volgens VBC 4.1.4.5b:

$$\Delta\sigma_p = 3 \Delta\sigma_{p,rel} \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{p,kr}}{\sigma_{pi}} \right) \quad (7.19)$$

- $\Delta\sigma_{p,rel} = 1,73\%$ ($\sigma_{pi} / f_{pu,rep} = 62\%$; tabel 14 VBC)
- $\Delta\sigma_{p,kr} =$ som van kruip en krimpverliezen
- $\sigma_{pi} = F_{pi} / A_p = 1291000 / 1116 = 1157 \text{ N/mm}^2$

Voor de maatgevende doorsneden levert dit het volgende verlies op:

TABEL 7.10 RELAXATIE [N/mm²]

knoop	krimp		kruip		relaxatie		totaal optredend verlies	
	$\Delta\sigma_{p,k}$	$\Delta\sigma_{p,cr}$	$\Delta\sigma_{p,cr}$	$\Delta\sigma_{p,kr}$	$\Delta\sigma_{kr}$	$\Delta\sigma_p$	$\Delta\sigma_p$	% verlies
7	-22,0	-87,2	-87,2	-109,2	-109,2	-48,7	-157,9	13,6
20	-22,0	-95,2	-95,2	-117,2	-117,2	-47,9	-165,1	14,3
33	-22,0	-85,4	-85,4	-107,4	-107,4	-48,9	-156,3	13,5



7.4.5 Totaal vertraagd optredende verliezen

Het totale verlies komt dus gemiddeld uit op zo'n 14%. Dit betekent dat onze aanname uit het begin iets te pessimistisch was, doch niet in die mate dat de berekening geheel moet worden herzien. Wel zal in het vervolg uit worden gegaan van deze waarde, zodat de werkvoorspanning neerkomt op:

$$F_{pw} = F_{pi} - \Delta F_p = 0,86 F_{pi} = 0,86 * 1291 \text{ kN} = 1110 \text{ kN per kabel (gemiddelde waarde).}$$

$$\sigma_{pw} = 1110 * 10^3 / 1116 = 995 \text{ N/mm}^2 \text{ per kabel (gemiddelde waarde).}$$

7.5 MOMENTEN

Nu de basisbelastingen en hun combinaties bekend zijn kunnen de momenten en dwarskrachten worden berekend. Ook hier maken we weer gebruik van ALP.

Uitgaande van Tabel 7.8 dienen de volgende situaties met ALP te worden doorgerekend:

TABEL 7.11 MAATGEVENDE SITUATIES [-]

Uiterste grenstoestand	
<i>VDT maatgevend (trek aan de zijde van de voorspanning)</i>	
gebruiksfase	$1,5 G_{eg,g} + 1,0 G_{P,g} + 1,5 Q_{weg,ong}$
eind	$1,5(EG + RB) + 1,0 * VSP + 1,5(1,221[q_{mob} + 1,6073 * P_{mob}])$
	$1,0 G_{eg,g} + 1,0 G_{P,g} + (Q_{weg,ong} + F_{bijz,ong})$
	$1,0(EG + RB) + 1,0 * VSP + (1,221q_{mob} + 1,2 * K * P_{mob})$
Bruikbaarheidsgrenstoestand	
<i>VDT maatgevend (trek aan de zijde van de voorspanning)</i>	
gebruiksfase	$G_{eg,g} + G_{P,g} + G_{zet,ong} + Q_{weg,ong} + 0,5 Q_{iem,ong,g}$
eind	$(EG + RB) + VSP + 0 + 1,221(q_{mob} + 1,6073 * P_{mob}) + 0,5(\text{afkoeling; st.p.})$
	$(EG + RB) + VSP + 0 + 1,221(q_{mob} + 1,6073 * P_{mob}) + 0,5(\text{opwarming; veld})$
	$G_{eg,g} + G_{P,g} + G_{zet,ong} + 0,5 Q_{weg,ong} + Q_{iem,ong,g}$
	$(EG + RB) + VSP + 0 + 0,5 * 1,221(q_{mob} + 1,6073 * P_{mob}) + (\text{afkoeling; st.p.})$
	$(EG + RB) + VSP + 0 + 0,5 * 1,221(q_{mob} + 1,6073 * P_{mob}) + (\text{opwarming; veld})$

Vermoeïng	
gebruiksfase	$G_{eg,g} + G_{P,g} + G_{zet} + F_{ver}$
eind	$(EG + RB) + VSP + 0 + 0,911 * 1,6073 * P_{mob}$

De momenten van de maatgevende doorsneden zijn afgedrukt in Tabel 7.12 en per belastingcombinatie verwerkt. De benamingen duiden daarbij op de volgende situaties:

- *bezwijk1* = constructie onder bezwijkbelasting (normale situatie)
- *bezwijk2* = constructie onder bezwijkbelasting (calamiteit)
- *gebruik1* = constructie in gebruiksfase met VOSB + 0,5*TEMP (afkoeling; ongunstig voor st.p.)
- *gebruik2* = constructie in gebruiksfase met VOSB + 0,5*TEMP (opwarming; ongunstig voor veld)
- *gebruik3* = constructie in gebruiksfase met 0,5*VOSB + TEMP (afkoeling; ongunstig voor st.p.)
- *gebruik4* = constructie in gebruiksfase met 0,5*VOSB + TEMP (opwarming; ongunstig voor veld)
- *vermoeïng* = constructie onder vermoeïngsbelasting

TABEL 7.12 MOMENTEN [kNm]

knoop	7		20		33		extrema	
	max	min	max	min	max	min	max	min
bezwijk 1	6658	-3021	1048	-6025	6960	-2601	6960 (33)	-6025 (20)
bezwijk 2	2641	-4122	3533	-1470	3093	-3500	4123 (21)	-4122 (7)
gebruik 1	2336	-4116	3061	-1655	2508	-3866	3680 (22)	-4274 (8)
gebruik 2	2901	-3551	4475	-241	3921	-2453	5094 (22)	-3614 (8)
gebruik 3	-388	-3615	2250	-108	-494	-3681	2898 (21)	-3689 (8)
gebruik 4	742	-2484	5076	2718	2332	-854	5781 (22)	-2484 (7)
vermoei	-499	-3127	3029	1403	-115	-2624	3741 (22)	-3127 (7)

Uit de Tabel 7.12 blijkt dat het grootste moment optreedt in de bezwijkfase ter plaatse van knoop 33. Zowel in het gebruik- als in het vermoeïngstadium vinden we het



grootste moment in knoop 22. Het is daarbij opvallend dat de maximale waarden in deze beide stadia niet in, maar net naast het steunpunt optreden. In de bruggenbouw is dit echter een niet onbekend verschijnsel dat kan worden toegeschreven aan de grote invloed van de voorspanning op de uitwendige belastingen.

7.6 TOETSING

7.6.1 Uiterste grenstoestand

7.6.1.1 Algemeen

In de uiterste grenstoestand wordt de VDT combinatie gecontroleerd op sterkte, hoogte van de betondrukzone en minimumwapening. Daarvoor dient volgens VBC 8.1.1 de momentenlijn over de nuttige hoogte d te worden verschoven, doch dit levert een verwaarloosbaar verschil op. Illustratief hiervoor is bijvoorbeeld de snede ter plaatse van het steunpunt, alwaar de betreffende verschuiving een verschil van 6 mm ten opzichte van d_p (=450 mm) zou geven, hetgeen overeenkomt met 1,3%.

7.6.1.2 Sterkte *VBC 8.1.1*

Aangaande de sterkte wordt getoetst op een combinatie van buiging en normaalkracht volgens VBC 8.1.1.

$$M_d \leq M_u \quad (7.20)$$

- M_u = uiterst opneembaar buigend moment
- M_d = rekenwaarde maximaal buigend moment

Bij de vaststelling van M_u mag volgens de VBC de spanningstoename in het voorspanstaal $\Delta\sigma_{pu}$ worden bepaald aan de hand van de VBC 8.1.2, doch deze benadering is volgens de ROBK niet geoorloofd. Het opneembaar moment zal derhalve

worden bepaald met BETON/2. Ten behoeve van dit programma, dat uitgaat van de doorsnedemethode, dient voor een berekening volgens de VBC onderstaand, fictief σ - ϵ diagram in te worden gevoerd:

$$F_{pw} = 37740 \text{ kN (1100 kN per kabel)}$$

$$\epsilon_{pw} = \frac{F_{pw}}{A_p E_p} = \frac{1100 \cdot 10^3}{1116 \cdot 2 \cdot 10^5} = 0,497\%$$

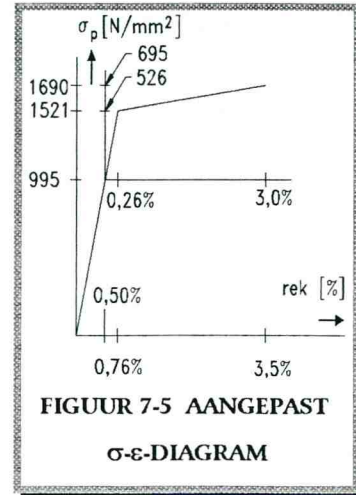
$$\epsilon_{ppl} = \frac{0,9 f_{pu}}{E_p} = \frac{0,9 \cdot 1690}{2 \cdot 10^5} = 0,761\%$$

$$\epsilon_{ppl,f} = \epsilon_{ppl} - \epsilon_{pw} = 0,761 - 0,497 = 0,264\%$$

$$\epsilon_{pu,f} = \epsilon_{pu} - \epsilon_{pw} = 3,500 - 0,497 = 3,003\%$$

$$f_{pu,f} = f_{pu} - \sigma_{pw} = 1690 - \frac{1110 \cdot 10^3}{1116} = 695 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ppl,f} = 0,9 f_{pu} - \sigma_{pw} = 0,9 \cdot 1690 - \frac{1110 \cdot 10^3}{1116} = 526 \text{ N/mm}^2$$



FIGUUR 7-5 AANGEPAST
 σ - ϵ -DIAGRAM

De bijbehorende afspangegevens luiden (zie BELAST.DAT; Bijlage 11):

$$M_{af} = M_{eg} - M_{pw} = 2857 - 5778 = -2921 \text{ kNm (eindveld)}$$

$$-5119 + 8412 = 3293 \text{ kNm (steunpunt)}$$

$$2568 - 5072 = -2504 \text{ kNm (middenveld)}$$

Met deze input geeft BETON/2 de volgende waarden voor M_u (Bijlage 12):

TABEL 7.13 BEZWIJKMOMENTEN [kNm]

knoop	M_d	M_g	M_{VSP}	M_{VB}	M_u	γ
7	6658	2857	-5778	5108	15143	3,3
20	-6025	-5119	8412	-3946	-15141	4,0
33	6960	2568	-5072	5150	15144	3,2

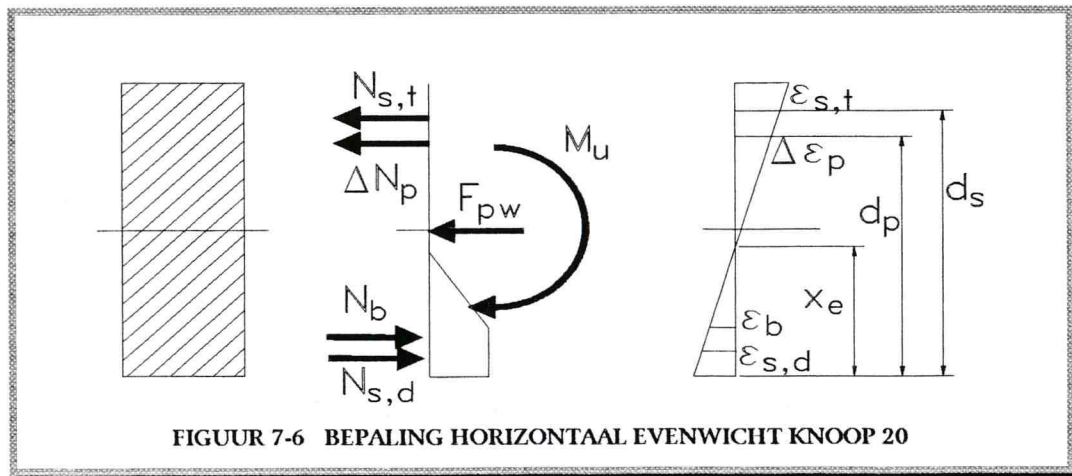
Het opneembaar moment uitgezet tegen het optredend moment (volgend uit Tabel 7.13) geeft aan dat de bezwijkveiligheid overal ruimschoots gewaarborgd is. Uitgedrukt in de veiligheidsfactor, zoals die eerder in §4.5 is vastgesteld, levert dit waarden tussende 3,2 en 4,0. Gekoppeld aan het feit dat volgens de VBC voor de mobiele belasting $\gamma = 1,5$ vereist is, geeft aan dat de constructie een behoorlijke reserve heeft.



Ter controle van de gevonden waarden voor M_u wordt het horizontaal evenwicht ter plaatse van het steunpunt (knoop 20) bekeken. Uitvoer van BETON2 (Bijlage 12) geeft voor deze snede een kromming bij bezwijken van $0,1439 \cdot 10^{-4}/\text{mm}$, waarmee dan de hoogte van de betondrukzone volgt uit:

$$x_u = \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{\arctan(\kappa)} = \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{\arctan(0,1439 \cdot 10^{-4})} = 243,4 \text{ mm} \quad (7.21)$$

Deze uitkomst, gekoppeld aan de specifieke situatie van knoop 20 (zie Figuur 7-6) geeft het volgende evenwicht:



FIGUUR 7-6 BEPALING HORIZONTAAL EVENWICHT KNOOP 20

Horizontaal evenwicht

$$\begin{aligned} N_s &= A_{s,drnk} \cdot f_s - A_{s,trek} \cdot f_s &= & 0 \text{ kN} \\ \Delta N_p &= (\sigma_{pu} - \sigma_{pw}) A_p = (1500 - 995) \cdot 34 \cdot 1,116 &= & 19162 \text{ kN} \\ N_b &= \alpha b f_b x_u = 0,75 \cdot 13210 \cdot 243,4 \cdot 24 &= & -57876 \text{ kN} \\ F_{pw} &= \sigma_{pw} \cdot A_p = 1018 \cdot 34 \cdot 1116 &= & \underline{38624 \text{ kN}} + \\ & & & -90 \text{ kN} \end{aligned}$$

- $x_u = 243,4 \text{ mm}$
- $N_s = \sigma_s \cdot A_s = 350 \cdot 7578 = 2652300 \text{ N} (=2652 \text{ kN})$
- $\sigma_s = 350 \text{ N/mm}^2$ behorende bij een rek van meer dan 1,75‰
- $\varepsilon_{s,drnk} = \varepsilon_{bu}(1 - d_{s,drnk}/x_u) = 3,5\text{‰} \cdot (1 - 47/243,4) = 2,8\text{‰}$
- $\varepsilon_{s,trek} = \varepsilon_{bu}(d_{s,trek}/x_u - 1) = 3,5\text{‰} \cdot (498/243,4 - 1) = 3,7\text{‰}$

- $\sigma_{pu} = 1500 \text{ N/mm}^2$ uitgaande van een rek $\varepsilon_p = 7,9\%$
- $\varepsilon_p = \varepsilon_{bu}(d_p/x_u - 1) + \varepsilon_{pw} = 3,5\% * (450/243,4 - 1) + 995/200000 = 7,9\%$
- $d_{s,druk} = 47 \text{ mm}$ (drukwapening)
- $d_{s,trek} = 498 \text{ mm}$ (trekwapening)
- $d_p = 450 \text{ mm}$

Het verschil is verwaarloosbaar klein en derhalve mag worden geconcludeerd dat het gevonden bezwijkmoment correct is.

Naast buiging dient ook afschuiving te worden getoetst. Aangezien geen dwarskrachtwapening in de constructie is toegepast, dient te worden voldaan aan (VBC 8.2.1.):

$$\tau_d \leq \tau_1 \leq \tau_2 \quad (7.22)$$

- $\tau_d =$ Rekenwaarde voor de maximaal optredende schuifspanning; $\frac{V_d}{b*d}$
- $\tau_1 =$ Maximaal toelaatbare schuifspanning. Indien geen dwarskrachtwapening wordt toegepast, vindt bepaling volgens VBC 8.2.3.1 rekening houdend met 8.2.3.2 en 8.2.3.3 plaats.
- $f_b = 1,53 \text{ N/mm}^2$
- $k_\lambda = 1$
- $k_h = (1,6 - h) = 1,05 \text{ m}$
- $w_0 = \frac{100(A_s + A_p)}{b*d} = \frac{100(7578 + 34*1116)}{13210*460} = 0,75$
- $\tau_1 = 0,4 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{w_0} \leq 0,4 f_b$
 $= 0,4 * 1,61 \sqrt[3]{0,75} \leq 0,4 * 1,53$
 $= 0,59 \leq 0,61 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow 0,61 \text{ N/mm}^2$
- $\tau_2 = 0,2 f_b = 4,8 \text{ N/mm}^2$

De aanwezigheid van een normaaldrukkkracht in de vorm van voorspanning maakt dat de τ_1 -waarde met $0,15\sigma'_{bmd}$ mag worden verhoogd (VBC 8.2.3.2.):

$$\tau_n = 0,15 * \sigma'_{b,m,d} = 0,80 \text{ N/mm}^2 \quad (7.23)$$

- σ_{bmd} = gemiddelde betonspanning t.g.v. de rekenwaarde van de normaalkracht en/of de werkvoorspanning (druk negatief). $\sigma'_{bmd} = \frac{F_{pnd}}{A_b} = \frac{-37740}{13210*550} = -5,3 \text{ N/mm}^2$

De τ_1 -waarde komt hiermee uiteindelijk op $1,41 \text{ N/mm}^2$. Verwerking van deze gegevens geeft het volgende overzicht:

TABEL 7.14 DWARSKRACHT [N/mm²]

	T_d [N]	$b*d$ [mm ²]	τ_d	τ_1	τ_2
7	$1138*10^3$	6050180	0,19	1,41	4,80
20	$5800*10^3$	6050180	0,96	1,41	4,80
33	$1171*10^3$	6050180	0,19	1,41	4,80

Na bestudering van Tabel 7.14 kan worden geconcludeerd dat wat de dwarskracht betreft de constructie voldoende capaciteit heeft.

7.6.1.3 Hoogte van de betondrukzone

VBC 8.1.3

De hoogte van de betondrukzone moet worden getoetst aan de voorwaarde als omschreven in VBC 8.1.3.

$$\frac{x_u}{d} \leq k_{max} = \frac{500}{500 + f} + \beta = \frac{500}{500 + 595} - 0 = 0,46$$

- $f = \frac{(1-\alpha)f_{pu}A_p + f_sA_s}{A_p + A_s} = \frac{(1-0,59)34*1690*1116 + 2*350*7578}{34*1116 + 2*7578} = 595 \text{ N/mm}^2 \quad (7.24)$

- $\alpha = \frac{\sigma_{pw}}{f_{pu}} = \frac{995}{1690} = 0,59$

- $d = \frac{A_p d_p + A_s d_s}{A_p + A_s} = \frac{34*1116*450 + 7578*498}{34*1116 + 7578} = 458 \text{ mm}$

- x_u = Hoogte van de betondrukzone bij dat deel van de wapening dat nodig is voor het opnemen van de voorgeschreven belasting.

- β = Invloed van de herverdeling (= 0; herverdeling niet toegestaan volgens ROBK).

Met $d = 458$ mm, geeft dit een maximale betondrukhoogte $0,46 \cdot 458 = 211$ mm. Hieraan wordt in geen van de maatgevende doorsneden voldaan (knoop 7: $x_u = 243,4$; knoop 20: $x_u = 243,4$ en knoop 33: $243,6$ mm) . Daar staat tegenover dat in deze controle alle wapening en voorspanning is meegenomen, terwijl eerder duidelijk werd dat tussen M_d en M_u een zeer grote reserve aanwezig is. Met andere woorden indien alleen de benodigde wapening en voorspanning in rekening wordt gebracht, (VBC 8.1.3) betekent dit een kleinere te leveren betondrukkracht ($\Sigma H=0$) en dus een kleinere x_u . Een hernieuwde berekening met 21 kabels levert een $M_u = 10465$ kNm bij een $x_u = 153$ mm, terwijl $x_{u,max}$ afneemt tot 191 mm, zodat daarmee alsnog aan de gestelde eis wordt voldaan.

7.6.1.4 Minimumwapening VBC 9.9.2.1 / VBB 10.1

Ter voorkoming van de situatie dat bij het scheuren van het beton de wapening niet in staat is het optredende moment over te nemen, dient te worden getoetst op het scheurmoment (VBB 10.1):

$$M_u \geq M_r \quad (7.25)$$

- M_u = uiterst opneembaar buigend moment
- $M_r = (1,4 f_{bm} - \sigma'_{bmd}) \cdot W$ (scheurmoment)
- σ'_{bmd} = gemiddelde betonspanning t.g.v. de rekenwaarde van de normaalkracht en/of de werkvoorspanning (druk negatief).
- W = weerstandsmoment betrokken op de meest getrokken vezel

De gestelde limiet van $1,5M_d$, die de VBC aangeeft als het maximale moment dat door de hoofdwapening moet kunnen worden opgenomen, is volgens de VBB niet van toepassing, zodat de wapening ten allen tijde in staat moet zijn het scheurmoment op te kunnen nemen:

$$M_{r,b} = (1,4 f_{bm} - \sigma'_{bmd}) \cdot W_b = (1,4 \cdot 3,05 + 5,3) \cdot \frac{1}{6} \cdot 13210 \cdot 550^2 = 6,4 \cdot 10^9 \text{ Nm} \quad (7.26)$$

$$\bullet \quad \sigma'_{bmd} = \frac{F_{pnd}}{A_s} = \frac{-37740}{13210 \cdot 550} = -5,3 \text{ N/mm}^2$$

Deze waarde, geldend voor alle sneden, overschrijdt in geen van de maatgevende sneden



de waarden voor M_u , zodat daarmee aan de gestelde toets is voldaan.

7.6.2 Bruikbaarheidstoestand

7.6.2.1 Scheurwijdte

Ten behoeve van de toetsing aan de maximale scheurwijdte zijn in onderstaande tabel de maximale trekspanningen van het gebruikstadium bijeen gebracht.

TABEL 7.15 TREKSPANNINGEN GEBRUIKSTOESTAND [N/mm^2]

knoop	7		20		33		max	
	σ_b	σ_o	σ_b	σ_o	σ_b	σ_o	σ_b	σ_o
gebruik 1	1,119	-1,553	-2,841	-0,728	0,525	-1,516	1,337	- (8)
gebruik 2	0,271	-0,705	-4,963	1,394	-1,597	0,606	-	2,261 (21)
gebruik 3	0,366	-5,644	-5,162	-1,947	0,247	-6,023	0,458	- (8)
gebruik 4	-0,1331	-3,947	-9,406	2,297	-3,997	-1,779	3,282	- (22)

- *gebruik1 = constructie in gebruiksfase met VOSB + 0,5*TEMP (afkoeling; ongunstig voor struip)*
- *gebruik2 = constructie in gebruiksfase met VOSB + 0,5*TEMP (opwarming; ongunstig voor veld)*
- *gebruik3 = constructie in gebruiksfase met 0,5*VOSB + TEMP (afkoeling; ongunstig voor struip)*
- *gebruik4 = constructie in gebruiksfase met 0,5*VOSB + TEMP (opwarming; ongunstig voor veld)*

Bij nadere bestudering van de rekenresultaten valt het ook hier op dat de maximale waarden overall net naast de maatgevende doorsneden optreden. Eerder is vermeld dat dit kan worden toegeschreven aan de grote invloed van de voorspanning op de uitwendige belasting. Derhalve zal de snede met maximale trek op scheurvorming worden getoetst.

Uit Tabel 7.15 kan worden afgelezen dat knoop 22 de grootste trekspanning ondervindt (gebruik 4) en derhalve dient te worden getoetst. Gekoppeld aan het feit dat de gemiddelde treksterkte (f_{bm}) $3,05 \text{ N}/\text{mm}^2$ bedraagt en dus kleiner is dan de optredende trekspanningen, betekent dit dat sprake is van een volledig scheurenpatroon, zodat toetsing plaatsvindt aan de hand van artikel VBC 8.7.2. Daarin wordt gesteld dat aan één

van de twee onderstaande criteria moet worden voldaan:

$$\varnothing_{km} = \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} k_c \quad [mm]$$

en / of (7.27)

$$s \leq 100 \left(\frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) \quad [mm]$$

- k_1, k_2 = factoren volgens VBC tabel 38
- ξ = aanhechtingsfactor volgens VBC tabel 39
- σ_s = grootste berekende staalspanning
- \varnothing_{km} = gemiddelde kenmiddellijn (= $\Sigma \varnothing_k / n$)
- n = aantal betonstaven
- s = staafafstand
- k_c = c / c_{min} (dekkingsfactor)

De grootste staalspanning kan worden berekend met behulp van BETON/2. Ten behoeve van de invoer dienen hiertoe eerst de benodigde gegevens te worden verzameld:

TABEL 7.16 INVOERGEGEVENS BETON/2 VOOR KNOOP 22

x	16,00 m
afspangegevens	-3539 + 7445 = 3293 kNm
representatief moment	5781 kNm

Na invoering van de benodigde gegevens, geeft het programma de rek in de uiterste vezel en de kromming, beide behorend bij deze belastingsituatie (Bijlage 13).

Uitgaande van Figuur 7-7 (drukzone onder) en bijbehorende formules, kan de staalspanning worden berekend:

$$x_c = \frac{\varepsilon(z)}{\arctan(\kappa(y))} + \frac{1}{2} h$$

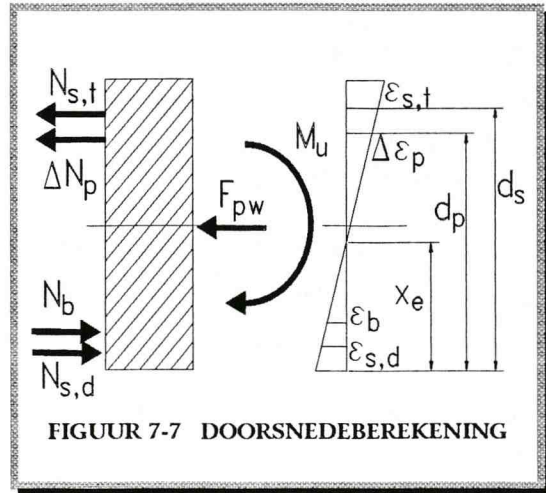
$$\varepsilon_s = \varepsilon(z) \frac{d_s}{h} \quad (7.28)$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s$$



TABEL 7.17 STAALSPANNING

knoop	22
kromming κ	$0,2699 \cdot 10^{-5}$
$\varepsilon(z)$	$0,4395 \cdot 10^{-3}$
x_e	438 mm
d_s	503 mm
ε_s	0,40 ‰
σ_s	80,4 N/mm ²



FIGUUR 7-7 DOORSNEDEBEREKENING

Invulling levert de volgende grenswaarden:

$$\varnothing_{km} = \frac{k_1 \cdot \xi}{\sigma_s} k_c = \frac{1250 \cdot 1}{80,4} \cdot \frac{41}{30} = 21,2 \text{ mm}$$

en / of

(7.29)

$$s \leq 100 \left(\frac{k_2 \cdot \xi}{\sigma_s} - 1,3 \right) = 100 \left(\frac{250 \cdot 1}{80,4} - 1,3 \right) \sqrt{\frac{41}{30}} = 211,5 \text{ mm}$$

- c_{min} = minimale dekking volgens VBC 9.2 (milieuklasse 3) : 30 mm
- c = 25 + 16 (hoofd.wap. y-richting) = 41 mm

Vergelijking met de toegepaste wapening ($\varnothing 12-200$), leert dat ruimschoots aan beide toetsen wordt voldaan.

7.6.2.2 Doorbuiging

De doorbuigingen die optreden dienen te worden getoetst aan VBB 5.2.1.1. Daarin wordt de restrictie gegeven dat de elastische doorbuiging voor overspanningen groter dan 10 m kleiner of gelijk moet zijn aan $L/300$. Tevens wordt vermeld (VBB 5.2.1.3) dat uitsluitend de doorbuiging door de verkeersbelasting, onder weglating van de stootcoëfficiënt behoeft te worden bekeken. De berekende doorbuigingen zijn voor de maatgevende doorsneden en de snede met de grootste doorbuiging verzameld in onderstaande Tabel 7.18 (zie ook Bijlage 14):

TABEL 7.18 DOORBUIGINGEN [mm]

knoop	7	20	33	max
	13,66	0,00	18,80	18,80 (33)

De maatgevende doorbuiging treedt op in knoop 33. Toetsing van deze waarde aan de doorbuigingseis geeft, uitgaande van de overspanning behorende bij knoop 33 (=18,4 m):

$$\delta_{elas} = 18,80 \leq \frac{L}{300} = \frac{18400}{300} = 61,3 \text{ mm} \quad (7.30)$$

Aan deze eis wordt dus ruimschoots voldaan.

7.6.3 Vermoeiing

7.6.3.1 Algemeen

De toetsing op vermoeiing heeft tot doel te controleren of de variatie in spanningen, opgelegd door de belastingen, door het materiaal kunnen worden verdragen. Dit moet zowel voor beton als voor betonstaal en voorspanning worden gecontroleerd. Hiertoe dient een constructie te voldoen aan de eis die beschreven is in de VBB 8.6.2.2:

$$S_{b,d,max} \leq S_U(n) \quad (7.31)$$

- $S_{b,d,max}$ = Rekenwaarde voor de maximaal optredende normaal- of schuifspanning.
- $S_U(n)$ = Rekenwaarde van de materiaalsterkte bij n wisselingen

Deze algemene eis dient met betrekking tot het beton voor zowel druk-, als trek- alsmede schuifspanningen te worden gecontroleerd. Derhalve is het van belang de spanningen in de maatgevende sneden onder vermoeiingsbelasting te kennen. Deze zijn berekend met ALP (zie VERM.LIS; Bijlage 10):

TABEL 7.19 MAXIMALE SPANNINGEN [N/mm²]

snede	Min		Max	
	σ_b	σ_o	σ_b	σ_o
7	-4,311	-5,812	-0,366	-9,756
20	-9,873	-0,777	-7,431	-3,219
33	-5,107	-5,454	-1,341	-9,221

Uit Tabel 7.19 blijkt dat overal drukspanningen heersen, hetgeen betekent dat de constructie onder vermoeiingsbelasting niet scheurt, dan wel de reeds ontstane scheuren dicht worden gedrukt. Voor de snede met de grootste spanningsrimpel, hetgeen in dit geval overeenkomt met snede 7, zal toetsing aan de gestelde eisen plaatsvinden.

7.6.3.2 Beton

• Betondrukspanning VBB 8.6.2.2a

Bestudering van dit vermoeiingsartikel leidt tot de conclusie dat toetsing voor de betondrukspanning overeenkomt met:

$$\sigma'_{b,d,max} = f'_{b,v}(n) \leq (1 - 0,1\sqrt{1-R} * \log n) f'_{b,v} \leq 0,25 f'_{b,v} \quad (7.32)$$

- $\beta = 0,9$ voor VDT, respectievelijk $1,0$ voor drukzones
- $R = \sigma'_{b,d,min} / \sigma'_{b,d,max}$
- $\sigma'_{b,d,min}$ = minimaal optredende drukspanning
- $\sigma'_{b,d,max}$ = maximaal optredende drukspanning
- $f'_{b,v}(n)$ = rekenwaarde druksterkte volgens VBB tabel 11; $24,79 \text{ N/mm}^2$
- n = aantal wisselingen; $2,2 * 10^8$

Invulling voor de bovenvezel geeft:

$$4,3 \leq (1 - 0,1 * 1,0 \sqrt{1 - \frac{0,4}{4,3}} * \log(2,2 * 10^8)) * 24,79 \leq 0,25 * 24,79$$

$$4,3 \leq 5,1 \leq 6,2 \Rightarrow \text{OK} \quad (7.33)$$

Eenzelfde berekening voor de ondervezel levert:

.

$$9,8 \leq \left(1 - 0,1 * 0,9 \sqrt{1 - \frac{5,8}{9,8}} * \log(2,2 * 10^8)\right) * 24,79 \leq 0,25 * 24,79$$

$$9,8 \leq 11,9 \leq 6,2 \Rightarrow OK \quad (7.34)$$

- *Betontrekspanning* VBB 8.6.2.2b

Bij de belastingcombinaties met betrekking tot vermoeiing treden geen trekspanningen op in het beton en derhalve hoeft dit onderdeel niet te worden getoetst.

- *Schuifspanning* VBB 8.6.2.2c

De laatste toets aangaande de vermoeiing van het beton betreft de schuifspanning. Voor deze toets kan de algemene eis worden omschreven tot:

$$\tau_{b,d,max} \leq \tau_{u,v} = \tau_{1,v} + \tau_{s,v} \leq \tau_{2,v} \quad (7.35)$$

- $\tau_{b,d,max}$ = Rekenwaarde voor de maximaal optredende schuifspanning;

$$= \frac{V_d}{b*d} = \frac{-2661*10^3}{13210*460} = -0,44 \text{ N/mm}^2$$

- $\tau_{1,v}$ = Maximaal toelaatbare schuifspanning. Indien geen dwarskrachtwapening wordt toegepast, vindt bepaling volgens VBC 8.2.3.1 rekening houdend met 8.2.3.2 en 8.2.3.3 plaats.

- $f_b = 1,53 \text{ N/mm}^2$

- $k_\lambda = 1$

- $k_h = (1,6 - h) = 1,05 \text{ m}$

- $\omega_0 = \frac{100(A_s + A_p)}{b*d} = \frac{100(7578 + 34*1116)}{13210*460} = 0,75$

- $\tau_1 = 0,4 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{\omega_0} \leq 0,4 f_b$
 $= 0,4 * 1,61 \sqrt[3]{0,75} \leq 0,4 * 1,53$
 $= 0,59 \leq 0,61 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow 0,61 \text{ N/mm}^2$

- $\tau_2 = 0,2 f_b = 4,8 \text{ N/mm}^2$

Aangezien er in het kunstwerk geen dwarswapening is toegepast is dit de enige component die hoeft te worden meegenomen. Invulling geeft:



$$\tau_{b,d,max} \leq \tau_{u,v} \Rightarrow 0,44 \leq 0,61 \leq 4,8 \frac{N}{mm^2} \Rightarrow OK \quad (7.36)$$

7.6.3.3 Betonstaal en voorspanstaal VBB 8.6.3

• Betonstaal

Aangezien in de grenstoestand tot vermoeiing in de doorsneden geen trek optreedt, behoeft toetsing van het betonstaal aan de maximaal optredende trekspanning niet te worden uitgevoerd.

• Voorspanstaal

In het voorspanstaal daarentegen treedt wel een trekspanning op.

$$\sigma_{p,d,max} \leq \sigma_{pu}(n) \quad (7.37)$$

- $\sigma_{p,d,max}$ = rekenwaarde voor de maximaal optredende trekspanning in het voorspanstaal
- $\sigma_{pu}(n)$ = de uiterst opneembare trekspanning in het voorspanstaal bij n wisselingen

$$\sigma_{pu}(n) = \sigma_{p,d,min} + \frac{\Delta\sigma_{p,n,rep}}{\gamma_m}$$

$$\Delta\sigma_{p,n,rep} = \Delta\sigma_{p,10^7,rep} * m \sqrt{\frac{10^7}{n}}$$

- $\sigma_{p,d,min}$ = rekenwaarde van de minimaal optredende trekspanning in het voorspanstaal
- $\Delta\sigma_{p,n,rep}$ = vermoeiingsgrens van voorspanstaal bij n wisselingen
- γ_m = 1,10 (materiaalfactor)
- $\Delta\sigma_{p,10^7,rep}$ = 145 (tabel 14; trekzone rekenkundig ongescheurd)
- m = 4 (tabel 14)
- n = $2,2 * 10^8$; aantal spanningswisselingen binnen de referentieperiode

Gezien het feit dat de constructie rekenkundig ongescheurd blijft - nergens treedt onder vermoeiingsbelasting trek op - kunnen de minimaal en maximaal optredende staalspanningen worden benaderd met behulp van de optredende betonspanningen in de uiterste vezel (bovenvezel knoop 7). De spanningen in het voorspanstaal komen hiermee op:

$$\Delta\sigma_{p,d,max} = E_f E_{bv} \cdot \sigma_{b,d,min}^2 = 2 \cdot 10^5 / (0,6 \cdot 32250) \cdot (-0,37) = -3,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p,d,min} = E_f E_{bv} \cdot \sigma_{b,d,max}^2 = 2 \cdot 10^5 / (0,6 \cdot 32250) \cdot (-4,31) = -44,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,d,max} = 995 - 3,8 = 991 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{p,d,min} = 995 - 44,5 = 951 \text{ N/mm}^2$$

- $E_{b,v} = 0,6E_b$ (VBB 8.6.1)

- $\sigma_{pw} = 995 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma_{b,d,min}^2 = -0,37 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma_{b,d,max}^2 = -4,31 \text{ N/mm}^2$

Hieruit volgt voor de uiterst opneembare trekspanning in het voorspanstaal:

$$\sigma_{pu(n)} = 951 + \frac{145 \cdot 4 \sqrt{\frac{10^7}{2,2 \cdot 10^8}}}{1,10} = 1012 \text{ N/mm}^2 \quad (7.38)$$

Invulling in de gestelde toets geeft dat aan de eis wordt voldaan:

$$\sigma_{p,d,max} \leq \sigma_{pu(n)} \Rightarrow 991 \leq 1012 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{OK} \quad (7.39)$$

Nadere beschouwing van het voorgaande levert als resultaat dat de constructie op alle fronten aan het vermoeiingscriterium voldoet.

8. CONCLUSIES

De tot nu toe gepresenteerde resultaten laten een duidelijke ontwikkeling in de kennis omtrent voorgespannen betonconstructies zien, hetgeen in de voorschriften tot uiting komt in steeds scherpere waarden. Een vergelijking tussen de voorschriften van twee generaties terug, de RVB'67, met de huidige (VBC'90) levert aangaande de betonparameters het volgende beeld op:

TABEL 8.1 BETONPARAMETERS [N/mm²]

	RVB '67	VBC '90	verschil
druksterkte fb	22,2	24,0	8%
E-modulus	33247	32250	-3%
treksterkte	2,8	3,1	11%

Afgezien van een niet nader gespecificeerde afname in de E-modulus, valt een toename van 8 à 11% te bespeuren. Deze tendens heeft zich nog sterker doorgezet in de kunstwerkafhankelijke materiaalparameters:

TABEL 8.2 KUNSTWERKAFHANKELIJKE PARAMETERS [N/mm²]

	RVB '67	VBC '90	verschil
krimp	0,023%	0,011%	-52%
kruip	0,053%	0,042%	-21%
bezwijkmoment	12199 kNm	14932 kNm	22%
scheurmoment	5260 kNm	6410 kNm	22%

Met betrekking tot het voorspanstaal is qua sterkte in de loop der tijd niet veel



veranderd, doch met betrekking tot het toe te laten spanningsniveau heeft zich wel degelijk een verschuiving voorgedaan:

TABEL 8.3 VOORSPANSTAAL [N/mm²]

		RVB '67	VBC '90	verschil
voorspanstaal	$f_{pu,rep}$	1860	1860	0%
	f_{pu}	1690	1690	0%
E-modulus		200000	200000	0%
ϵ_{pu}		5%	3,5%	-30%
aanvangsvoorspanning spannen		1335	1465	10%
aanvangsvoorspanning na blokkage		1208	1350	12%
werkvoorspanning		1022	-	-
relaxatie		133	106	-20%

Veel minder spectaculair daarentegen zijn de veranderingen met betrekking tot het betonstaal:

TABEL 8.4 BETONSTAAL [N/mm²]

		RVB '67	VBC '90	verschil
treksterkte	$f_{su,rep}$	500	400	-20%
	f_{su}	435	350	-20%
vloiegrens	$\sigma_{e,rep}$	400	400	0%
	σ_e	350	350	0%
E-modulus		200000	200000	0%
ϵ_u		18%	4%	-78%

Dat desondanks toch grote verschillen worden geconstateerd is het gevolg van een veranderde schematisering inzake het spanning-rek-diagram van betonstaal, die zich in de loop der tijd heeft voltrokken.

Naast de veranderingen aan materiaalzijde, hebben zich ook aan belastingzijde grote veranderingen voorgedaan. Dit uit zich in de eerste plaats in de belastingsoorten die in rekening dien(d)en te worden gebracht (vroeger wel sneeuw, maar geen temperatuur en vermoeiing) en daarnaast de meer genuanceerdere aanpak van de belastingen, hetgeen gekenmerkt wordt door de over het algemeen lagere belastingfactoren:

TABEL 8.5 BELASTINGFACTOREN [-]

		RVB '67	VBC '90	verschil
bezwijken	γ_g	1,5	1,5	0%
	γ_p	1,88	1,5	-20%

Waarom in deze tabel de belastingfactor voor voorspanning niet is opgenomen, vloeit voort uit het feit dat ten tijde van de RVB '67 de doorsnedemethode werd gehanteerd en de voorspanning dus als een inwendige kracht werd opgevat, in tegenstelling tot tegenwoordig waar, op grond van de evenwichtsbelastingmethode, de voorspanning als belasting wordt beschouwd.

Voorts heeft zich een duidelijke accentverschuiving voorgedaan aangaande de dynamische belastingen, zoals vermoeiing en trillingen. Tegenwoordig worden deze fenomenen, niet in de laatste plaats door de steeds slanker wordende constructies, zwaarder ingeschat, hetgeen zich uit in een verhoging van de stootcoëfficiënt.

TABEL 8.6 STOOTCOËFFICIËNT [-]

	RVB '67	VBC '90	verschil
Stootcoëfficiënt S	1,11	1,226	11%

Natuurlijk rijst op grond van bovenstaande resultaten de vraag in hoeverre de kennisvoortschrijding aangaande voorgespannen betonconstructies ook daadwerkelijk tot een scherper ontwerp heeft geleid. Om hierop een antwoord te



kunnen geven, kan de eerdere afgeleide veiligheidsfactor (§5.4) uitkomst bieden:

$$\gamma = \frac{M_u - (\gamma_g * M_g + \gamma_{VSP} * M_{VSP})}{M_{VB}} \quad (8.1)$$

- M_u = opneembaar bezwijkmoment
- M_d = werkelijk bezwijkmoment
- γ_g = partiële veiligheidsfactor permanente belasting
- γ_{VSP} = partiële veiligheidsfactor voorspanning
- γ = veiligheidsfactor

Voor de twee uitgevoerde berekeningen levert dit voor de zwakste snede (knoop 33 / 15) het volgende resultaat (met $g = 9,813 \text{ m/s}^2$):

TABEL 8.7 BEZWIJKMOMENT [kNm]

	M_u	M_d	M_g	M_{VSP}	M_{vb}	γ_g [-]	γ_{VSP} [-]	γ [-]
RVB	12011	9607	2561+285	-4691	5397	1,46	1,0	2,3
VBC	15144	6960	2568+288	-5072	5150	1,50	1,0	3,1

In beide gevallen wordt ruimschoots voldaan aan de VBC-eis van $\gamma=1,5$ voor de mobiele belasting. De onderlinge verschillen tussen de RVB '67 en de VBC '90 in voorspanbelasting en mobiele belasting zijn terug te voeren op het onderscheid in voorspanning genereren van toen (BRUPRO/10) en nu (ALP) alsmede het feit dat toendertijd de mobiele belasting met behulp van CUR-rapport 16a [4] werd vastgesteld, in tegenstelling tot tegenwoordig waar de methode Guyon-Massonnet wordt gebruikt. Deze laatste methode geeft een beter resultaat ten opzichte van de werkelijkheid dan de benaderingsformules uit CUR-rapport 16a.

Voorts valt een duidelijke toename (35%) in bezwijkveiligheid te constateren ten opzichte van de berekening volgens de RVB '67. Deze toename is het resultaat van

enerzijds een stijging in de capaciteit (M_u), als gevolg van veranderde materiaalparameters, en anderzijds een daling van de partiële veiligheidsfactoren.

Een dergelijke tendens wordt ook bij de dwarskrachtcapaciteit aangetroffen. De VBC-eis ($V_u > V_d$) wordt ruimschoots gehaald; sterker nog de dwarskrachtcapaciteit overstijgt zelfs de reserve in moment, zodat terecht kan worden geconcludeerd dat de dwarskracht niet maatgevend is.

TABEL 8.8 DWARSKRACHTCAPACITEIT [kN]

	V_d	V_u	V_g	V_{VSP}	V_{VB}	γ
VBC	5800	8568	1671 + 188	0	2008	2,9

• $V_u = \tau_l * b * d = 1,41 * 13210 * 0,55 = 8568 \text{ kN}$

Met betrekking tot de overige grenstoestanden zou men een overeenkomstig veiligheidsniveau af kunnen leiden, ware het niet dat vergelijking voor het gebruiksstadium en de grenstoestand vermoeiing niet goed mogelijk is, daar deze in de toenmalige berekening niet zijn meegenomen. Destijds ging men uit van volledig dan wel beperkt voorgespannen beton, hetgeen betekent dat geen scheurvorming werd toegelaten en dientengevolge ook niet behoefde te worden gecontroleerd.

Een soortgelijk verhaal gold voor vermoeiing. Dit fenomeen werd bij overwegend statische belaste constructies niet maatgevend geacht en derhalve ook niet in de berekening betrokken.

Controle volgens de huidige voorschriften geeft inderdaad aan dat de gebruikstoestand geen maatgevende rol speelt. De getoetste onderdelen hebben alle een reserve groter dan 1:



TABEL 8.9 SCHEURWIJDTE [mm]

	aanwezig	vereist	reserve [-]
staafdiameter \varnothing_{km}	12	< 21,2	1,43
staafafstand S	200	< 212	1,05

TABEL 8.10 DOORBUIGING [mm]

	optredend	vereist	reserve [-]
doorbuiging δ	18,80	61,30	1,69

Aangezien met betrekking tot de scheurwijdte slechts aan één van de toetsen hoeft te zijn voldaan, kan met recht worden gesteld dat voor wat betreft de gebruikstoestand de daar aanwezige reservecapaciteit de bezwijkreserve in ruime mate overstijgt. Blijkbaar valt het negatieve effect van het nu wel meenemen van temperatuurbelastingen weg tegen de winst die voortvloeit uit de scherpere parameters aan zowel materiaal- als belastingkant; alle het gevolg van de kennis-toename inzake voorgespannen betonconstructies. Ook controle van de grens-toestand op vermoeiing levert een positief beeld op:

TABEL 8.11 VERMOEIING [N/mm^2]

			$\sigma_{optredend}$	$\sigma_{opneembaar}$	reserve [-]
beton	druk	bovenvezel	4,3	5,1	1,19
		ondervezel	9,8	11,9	1,21
	schuif		0,44	0,61	1,39
	voorspanstaal		995	1012	1,02

De waarden ten aanzien van vermoeiing in het beton liggen in dezelfde orde als de gevonden bezwijkreserve, zodat gevoegelijk mag worden aangenomen, dat hieruit

geen maatgevende situaties zullen voortvloeien. Een soortgelijk verhaal kan ten aanzien van het betonstaal worden aangevoerd, omdat dat onder vermoeiingsbelasting constant onder druk staat. Geheel anders ligt dat met het voorspanstaal. Daar houdt de reserve bepaald niet over, zodat hieruit weleens een kritieke situatie zou kunnen ontstaan, die de aanleiding kan vormen voor de conclusie dat de constructie niet verder meer kan worden uitgenut.

Op grond van dit laatste is dan ook enige terughoudendheid op zijn plaats. Terecht mag worden geconcludeerd dat de Brug over de Verlengde Hoogeveensche Vaart in het bezwijkstadium een aanzienlijke overcapaciteit heeft (35%), hetgeen door de toetsen ten aanzien van het gebruikstadium wordt ondersteund. De grenstoestand ten aanzien van vermoeiing levert, kijkend vanuit het beton en het betonstaal, ook geen problemen op, doch vertoont in het voorspanstaal duidelijk een zwakke plek. In hoeverre dan ook gebruik kan worden gemaakt van de aangetoonde reserve bij constructies die te kampen hebben met gebreken ten gevolge van bijvoorbeeld onvolledige injectie, hangt volledig af van de zwaarte die men toekent aan het vermoeiingscriterium ten aanzien van het voorspanstaal. Indien men constructies met dergelijke gebreken nog steeds als overwegend statisch belast benaderd, dan hoeft die beperkte reserve in het voorspanstaal geen problemen op te leveren en kan men de aangetoonde extra capaciteit verregaand uitnuttigen. Indien men echter van mening is dat dergelijke constructies juist gevoeliger zijn voor dynamische invloeden is het nog maar de vraag of aanspraak kan worden gemaakt op de aangetoonde extra capaciteit. Eén ander zou nader moeten worden onderzocht via modelproeven of uitgebreide rekenmodellen.

Tenslotte dient te worden opgemerkt dat de hier gevonden reserves kunstwerkgebonden en dus slechts voor deze brug van toepassing zijn. Het vertalen van deze resultaten naar andere kunstwerken, dient met de nodige voorzichtigheid te geschieden. Met betrekking tot reserves die terug zijn te voeren op verschillen in de



toegepaste voorschriften (materiaaleigenschappen, veiligheidsfactoren, belastingcombinaties, enz.) is dit geen punt, daar deze voortvloeien uit veranderde inzichten inzake de ontwerpfilosofie. De overige reserves (bezwijk- en scheurmoment, doorbuigingen, scheurwijdte, e.d.) echter moeten als kunstwerkgebonden worden beschouwd, daar deze sterk afhangen van de mate waarin de constructie is uitgenut, en mogen niet zondermeer worden overgenomen.

9. LITERATUURLIJST

1. Kreijger, P.C., Controle druksterkte van beton volgens Ontwerp VB 1972, Cement, nr. 3, p. 100-114, 1971.
2. Bruggeling, A.S.G., Theorie en praktijk van het voorgespannen beton, 1^e druk 1963, Drukkerij 't Koggeschip Amsterdam.
3. Bouwdienst Rijkswaterstaat, Rijksweg 34; gedeelte Coevorden-Klijndijk (topcode 17H-100), berekeningsmap B 1100 behorend bij bestek BR 5413, 1970.
4. C.U.R., Betonplaten onder geconcentreerde lasten, CUR-rapport 16a, 1961.
5. C.U.R., Rechte balkbruggen, CUR-rapport 55, 1972.
6. Sliedrecht, H., Van VB74/84 naar VBC en VBB toegepast op de bovenbouw van een betonnen plaatviaduct, Intern rapport Bouwdienst afdeling Ontwikkeling Technieken nr DIOTR 94042, september 1994.
7. Sliedrecht, H., Vergelijking uitwendige momentenmethode en evenwichtsbelastingmethode, Intern rapport Bouwdienst afdeling Ontwikkeling Technieken nr. DIOTR 94043, oktober 1994.
8. Ministerie van Verkeer en Waterstaat, Bestek en voorwaarden voor het maken in gewapend beton en voorgespannen beton van vier viaducten, twee bruggen en een brugverbreding in en over rijksweg 34, gedeelte Coevorden-Klijndijk, met bijbehorende werken, gelegen in de gemeenten Sleen, Emmen en Coevorden, Bestek BR 5413 Directie Bruggen, 1970.



9. KIVI, Gewapend Betonvoorschriften G.B.V. 1962, 6^e druk L.J. Veen's Uitgeversmaatschappij 1968.
10. STUVO, Richtlijnen voor Voorgespannen Beton R.V.B. 1967, STUVO 1967.
11. NNI, Voorschriften voor het Ontwerpen van Stalen Bruggen (V.O.S.B. 1963), NEN 1008 NNI 1963.
12. NNI, Belastingen en Vervormingen T.G.B. 1990, NEN 6702, NNI 1990.
13. NNI, Technische grondslagen voor bouwconstructies T.G.B. 1990 - Voorschriften Beton; Constructieve eisen en rekenmethoden (V.B.C. 1990), NNI 1^e druk 1991 + correctiebladen.
14. NNI, Voorschriften Beton - Bruggen (V.B.B. 1994), NNI 1^e druk 1994.
15. Bouwdienst, Richtlijnen voor het Ontwerpen van Betonnen Kunstwerken (R.O.B.K.), Bouwdienst Rijkswaterstaat versie 3 1994.

INHOUDSOPGAVE

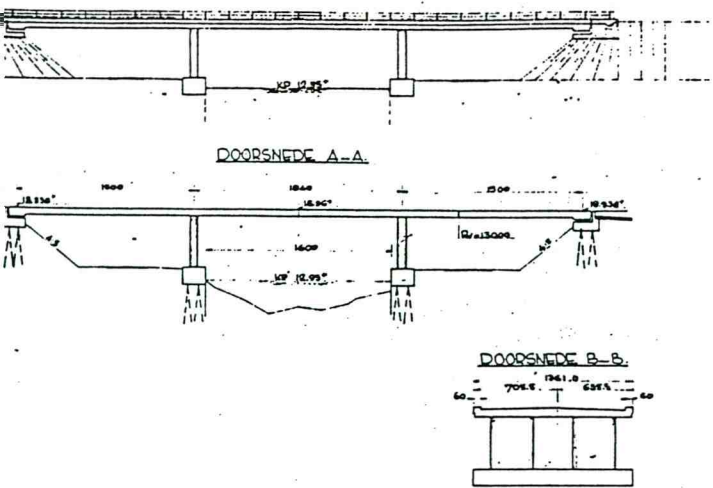
INHOUDSOPGAVE	I
BIJLAGE 1; TEKENINGEN	III
BIJLAGE 2; KABELVERLOOP.....	VII
BIJLAGE 3; σ - ϵ -DIAGRAM VOORSPANSTAAL QP190	XI
BIJLAGE 4; WERK- EN AANVANGS-VOORSPANNING	XIII
BIJLAGE 5; MEEWERKENDE BREEDTE MET GUYMAS	XIX
BIJLAGE 6; K-FACTOR BIJ CALAMITEIT.....	XXXV
BIJLAGE 7; K_1 EN K_2 VERMOEIINGS-BELASTING	XXXIX
BIJLAGE 8; BEPALING MAATGEVENDE DOORSNEDEN	XLIII
BIJLAGE 9; KRIMP EN KRUIP	LI
BIJLAGE 10; MAATGEVENDE MOMENTEN.....	LV
BIJLAGE 11; BELASTINGEN AFZONDERLIJK.....	LXXVII
BIJLAGE 12; BEPALING BEZWIJKDRAAGVERMOGEN.....	LXXXIX
BIJLAGE 13; SCHEURWIJDTE	XCV
BIJLAGE 14; DOORBUIGING	XCVII

BIJLAGE 1; TEKENINGEN

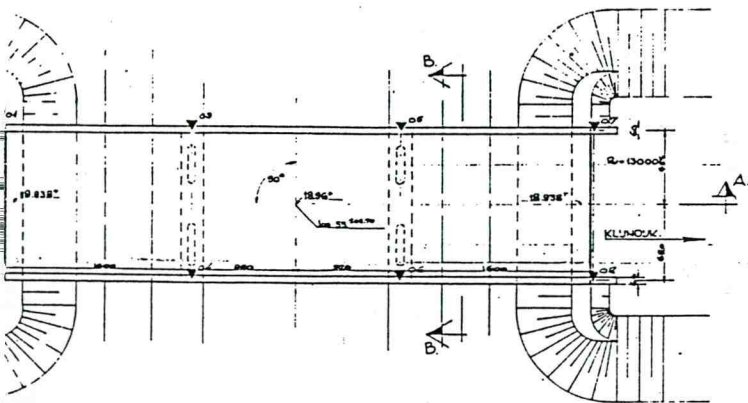
Tekeningen Brug over de Verlengde Hoogeveensche Vaart

- Bestektekening Brug over de Verlengde Hoogeveensche Vaart
- Wapeningstekening rijdek

15 3/4 VERLENGDE HOOGVEENSCHE VAANT
AANZICHT

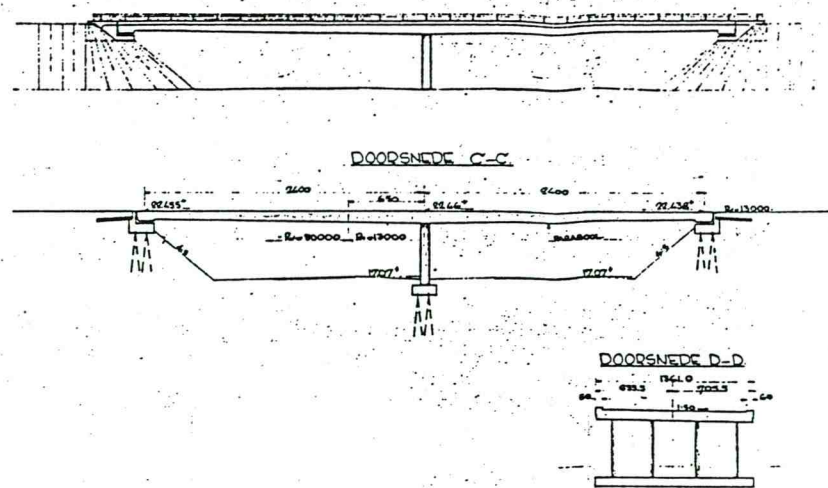


BOVENAANZICHT

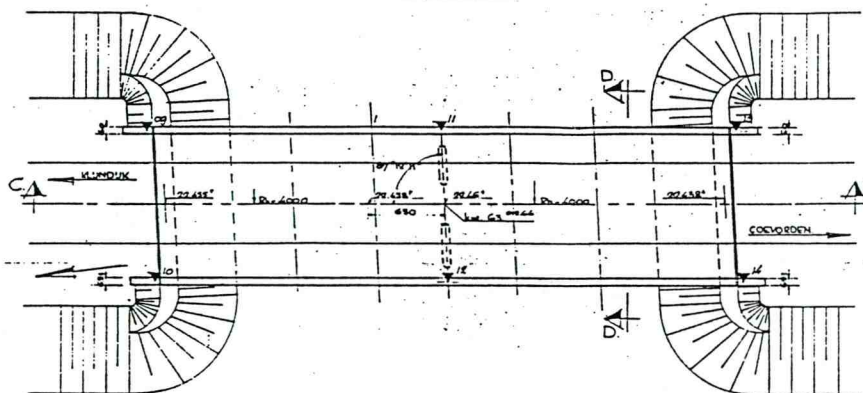


2 VIADUCT over PROV. WEG NR 12

AANZICHT

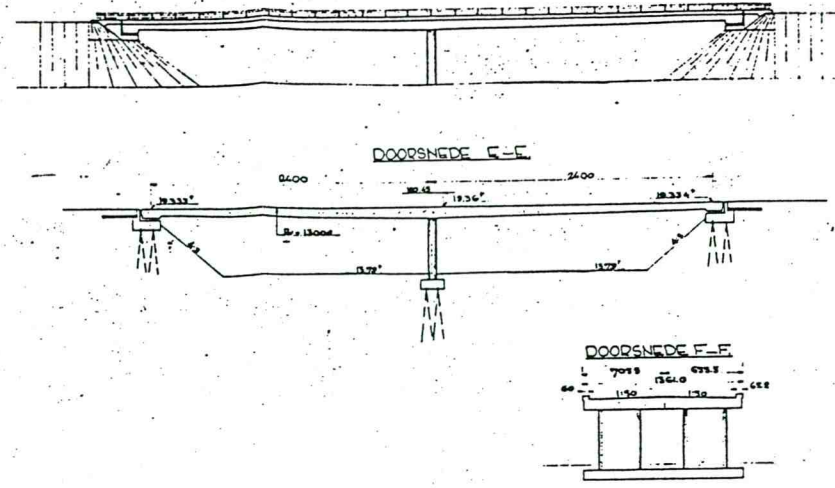


BOVENAANZICHT

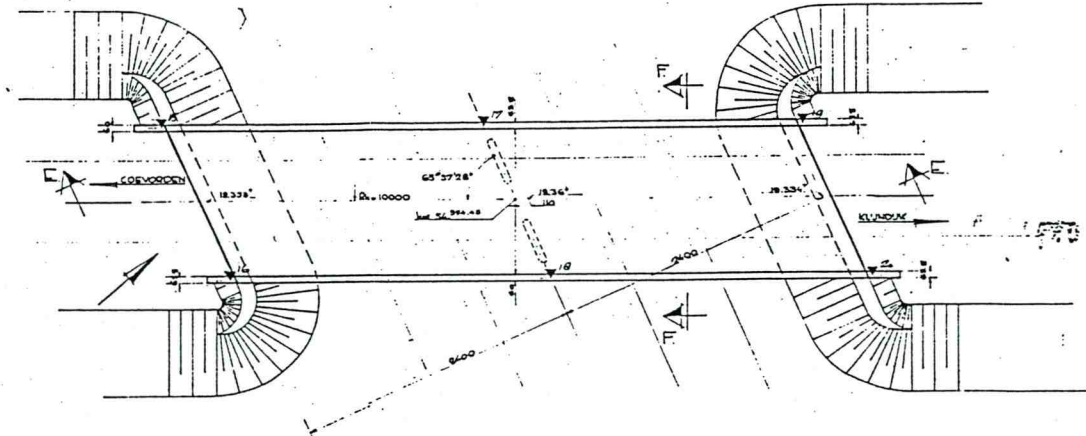


3 VIADUCT over PROV. WEG NR 12

AANZICHT

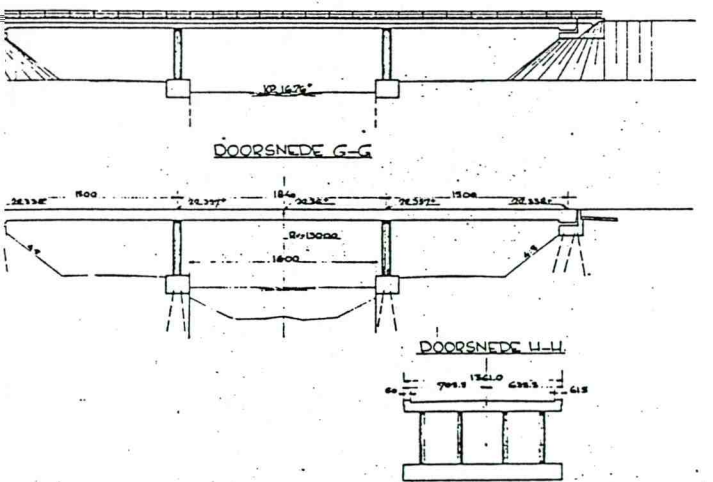


BOVENAANZICHT

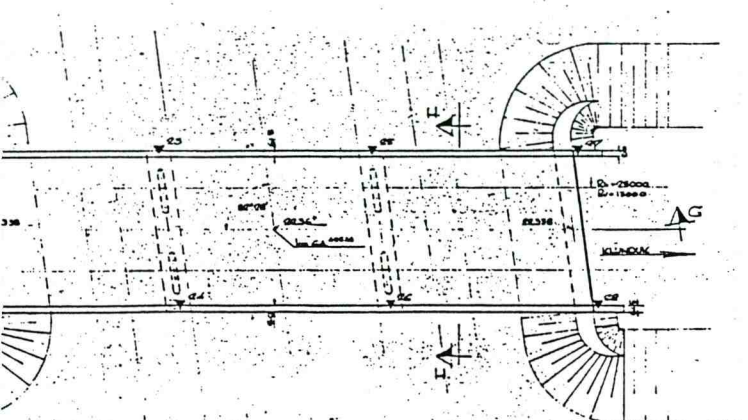


4 over ORANJE KANAAL

AANZICHT

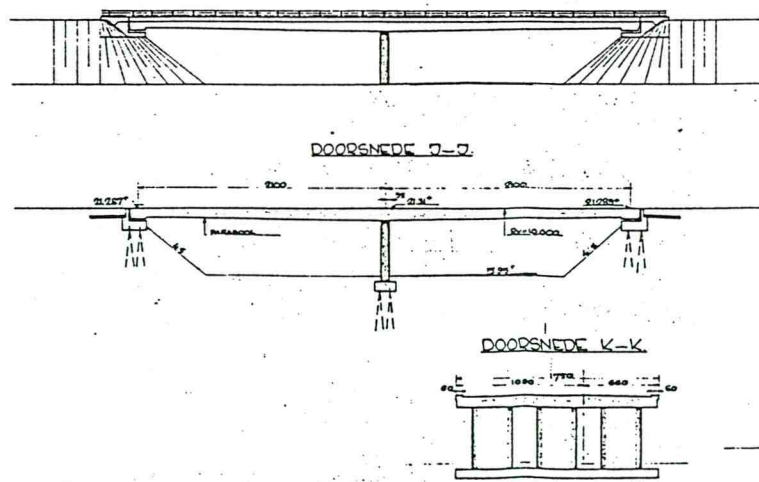


BOVENAANZICHT

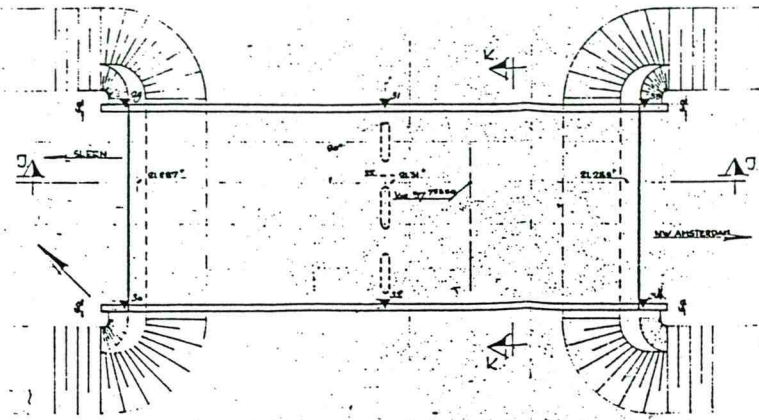


5 VIADUCT over SLEEF - NW AMSTERDAM

AANZICHT

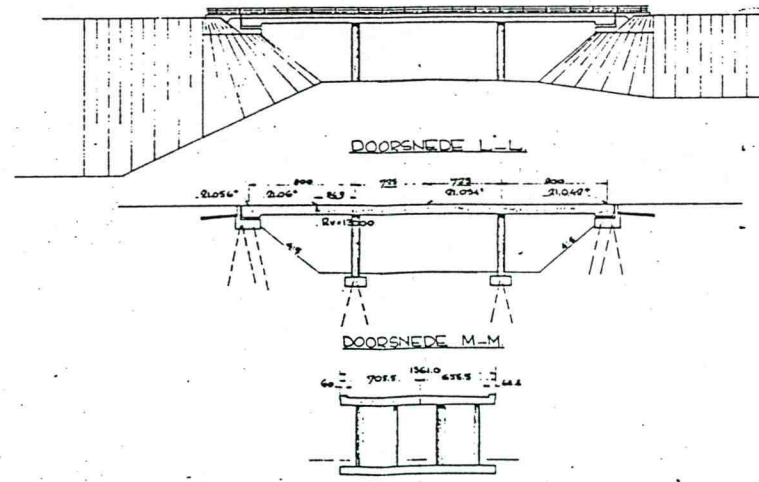


BOVENAANZICHT

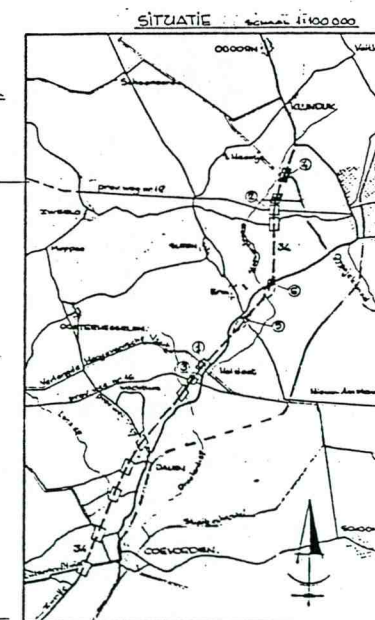
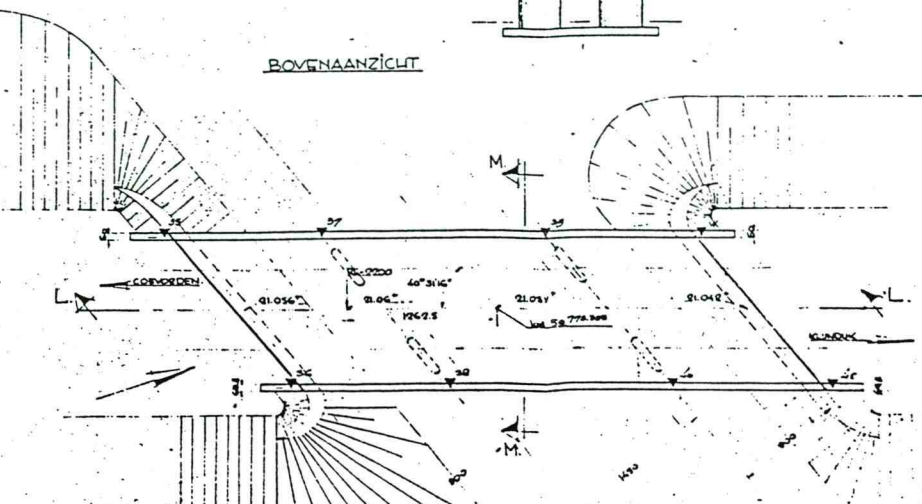


6 VIADUCT over RIJKSWEG COEVORDEN-EMMEN

AANZICHT



BOVENAANZICHT



RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE BRUGGEN
 15 3/4 VERLENGDE HOOGVEENSCHE VAANT
 VIADUCT over PROV. WEG NR 12
 VIADUCT over PROV. WEG NR 12
 VIADUCT over SLEEF - NW AMSTERDAM
 VIADUCT over RIJKSWEG COEVORDEN-EMMEN

ARCHIEF-EXEMPLAAR

RIJKSWATERSTAAT DIRECTIE BRUGGEN
 CODEN NR 15 3/4 VERLENGDE HOOGVEENSCHE VAANT
 15 3/4 VERLENGDE HOOGVEENSCHE VAANT
 VIADUCT over PROV. WEG NR 12
 VIADUCT over PROV. WEG NR 12
 VIADUCT over SLEEF - NW AMSTERDAM
 VIADUCT over RIJKSWEG COEVORDEN-EMMEN

BIJLAGE 2; KABELVERLOOP

Kabelverloop Brug over de Verlengde Hoogeveensche Vaart

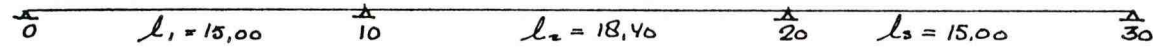
- constructie met kabelverloop volgens oorspronkelijke berekening
- constructie met kabelverloop volgens computerprogramma ALP

KW. VII IN R.W. 34 GED. COEVORDEN-KLUNDUK. (BRUG OVER DE HOOGVEGENSCHE VAART).

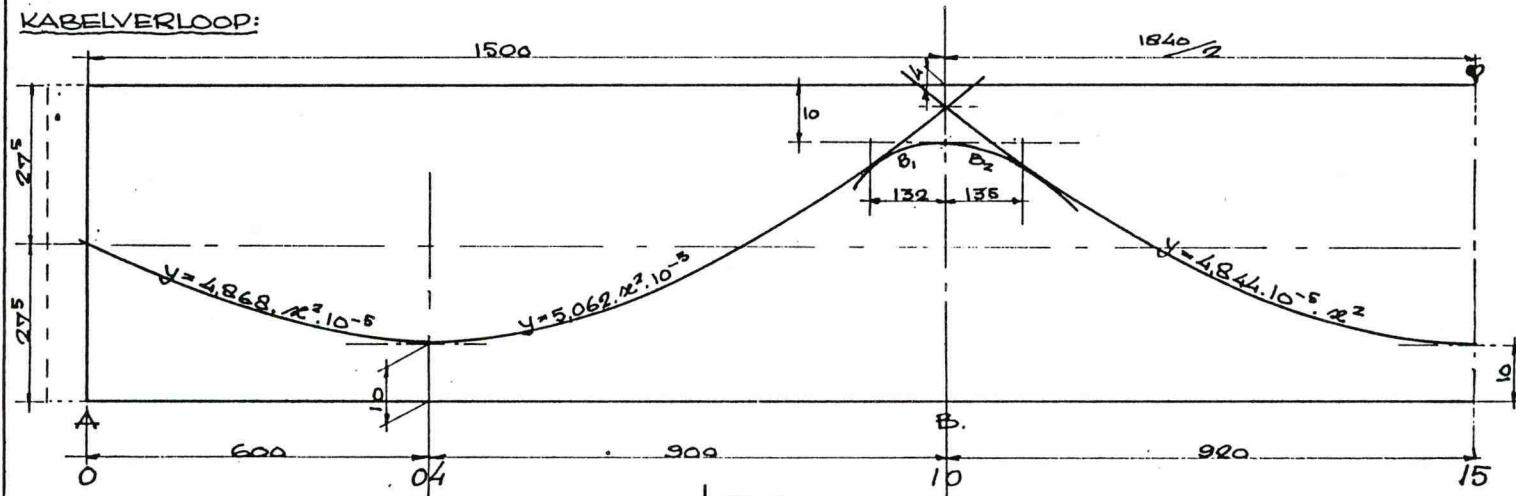
$l_1 = 15,00 \text{ m.}$
 $l_2 = 18,40 \text{ m.}$
 $l_3 = l_1 = 15,00 \text{ m.}$

$\frac{18,40}{15,00} = 1,226$ of $\frac{15,00}{18,40} = 0,815$.

$h_t = \sim \frac{1}{35} l_{\max} = \frac{1}{35} \cdot 18,40 = 52,6 \text{ cm}$
 $\rightarrow h_t = 55,0 \text{ cm.}$



KABELVERLOOP:



4-0

$y = A \cdot x^2 \rightarrow A = \frac{17,5}{600^2} = 4,868 \cdot 10^{-5}$

4-10

$y = A \cdot x^2 = 55 - 10 - 4 = 41 \rightarrow A = \frac{41}{900^2} = 5,062 \cdot 10^{-5}$
 $\rightarrow B_1 = \frac{5,062 \cdot 10^{-5} \cdot 35}{6} = 2,953 \cdot 10^{-5}$

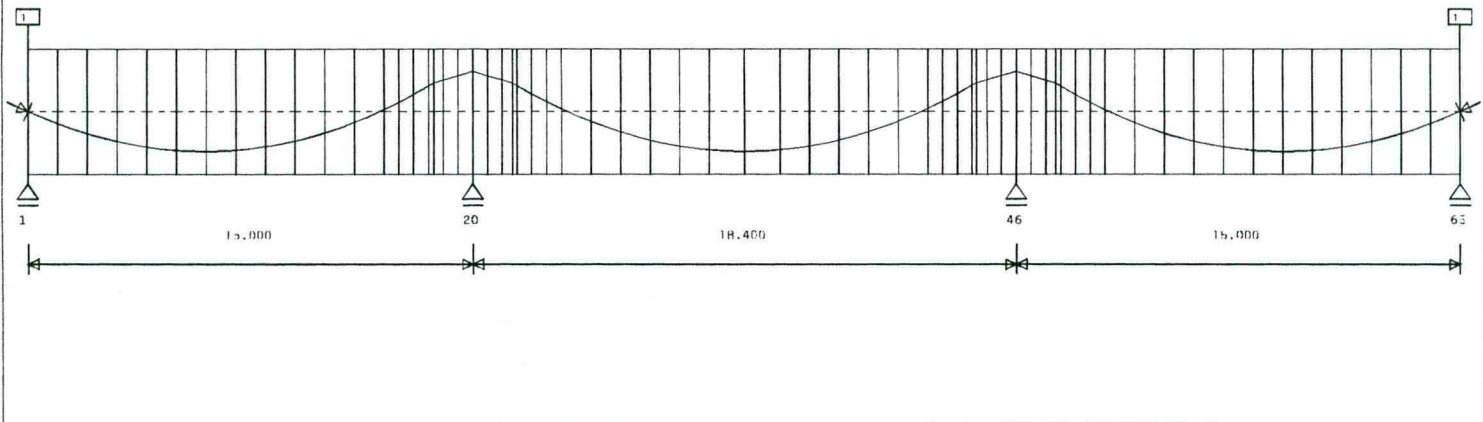
15-10.

$y = 55 - 10 - 4 = 41 \rightarrow A = \frac{41}{920^2} = 4,844 \cdot 10^{-5} \rightarrow B_2 = \frac{4,844 \cdot 10^{-5} \cdot 35}{6} = 2,8257 \cdot 10^{-5}$
 $XX_1 = \frac{920 \cdot 2,8257 \cdot 10^{-5}}{3,3101 \cdot 10^{-4}} = 785 \rightarrow y = \bar{x} = 920 - 785 = 135 \text{ cm.}$

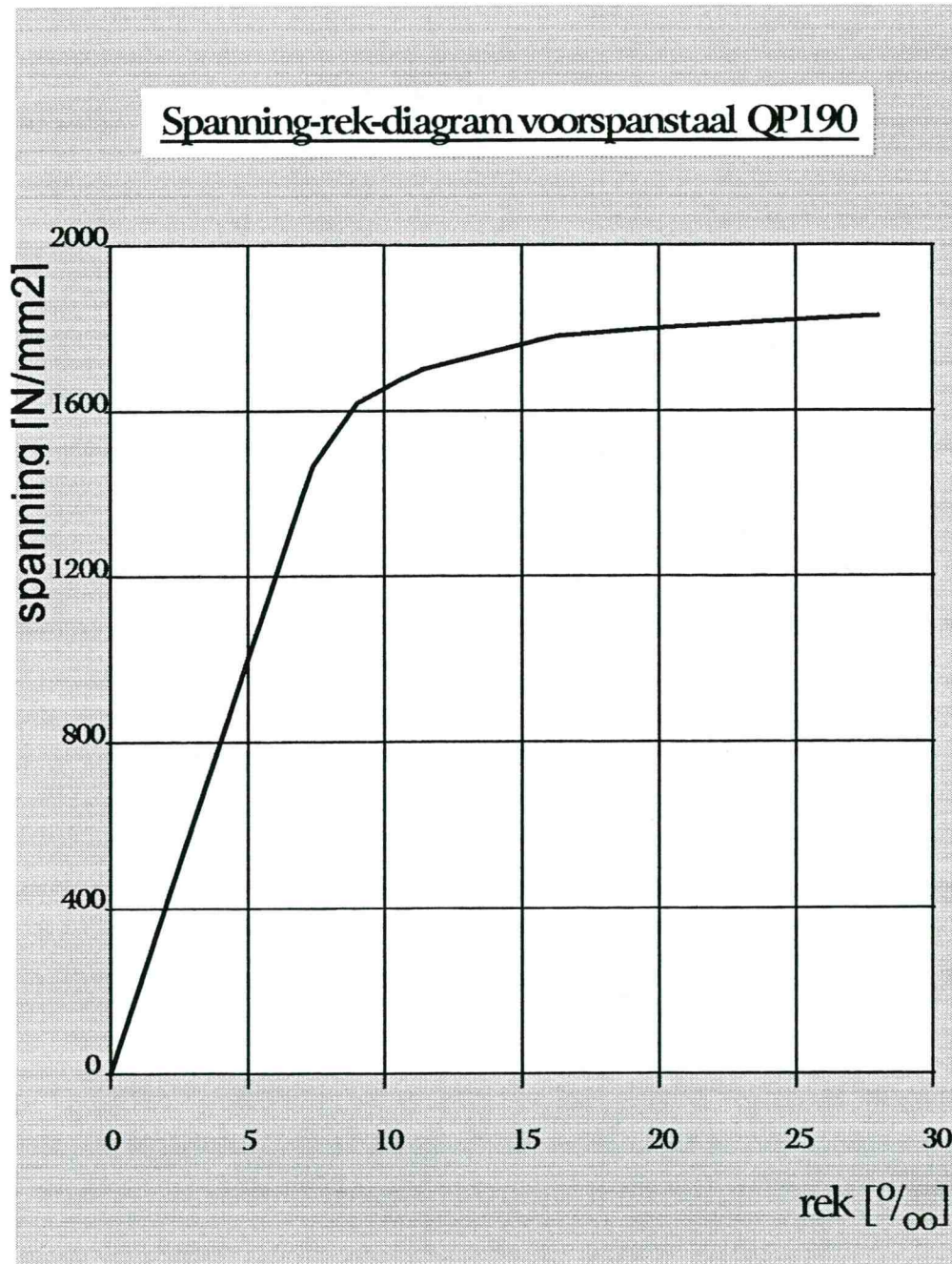
$\therefore XX_1 = \frac{900 \cdot 2,953 \cdot 10^{-5}}{3,4592 \cdot 10^{-4}} = 768 \rightarrow y = \bar{x} = 900 - 768 = 132 \text{ cm}$

HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7	: BRUG OVER DE HOOGVEEENSE	ALGEMEEN LIGGER PROGRAMMA
bepaling zwaarst belaste doorsne	den onder VOSB-belasting	
bezwijksladium : EG + bela + VOSB		DAIUM : 10 - 3 - 1995 BLAD : 4

DE GEOMETRIE



BIJLAGE 3; σ - ϵ -DIAGRAM VOORSPANSTAAL QP190



BIJLAGE 4; WERK- EN AANVANGS-VOORSPANNING

Bepaling aanvangs- en werkvoorspanning

De betreffende voorspanning kan worden bepaald door in de LIS-file de gemiddelde voorspankracht uit de tabel 'berekende kabelgrootheden' af te lezen.

- ALPBRUG1.DAT
- ALPBRUG1.LIS

- ALPBRUG2.DAT
- ALPBRUG2.LIS



HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7;BRUG OVER DE HOOGVEEENSE VAART

bepaling aanvangsvoorspankracht

voorspanning met alleen direct optredende verliezen

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 64 0.55

STEUNPUNTEN

1 1

20 1

46 1

65 1

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 0.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.275 0.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.15 -0.078

15.0 0.1 0.0

16.35 0.15 0.076

24.20 0.45 0.0

32.05 0.15 -0.076

33.4 0.1 0.0

34.72 0.15 0.078

42.4 0.45 0.0

48.4 0.275 -0.058

print

voor

teken

cons

VOORSPANNING

GEGEVEN KABELGROOTHEDEN

HET AANTAL KABELS	:	34
HET OPPERVLAK VAN 1 KABEL	:	.001116 (M2)
DE BREUKSPANNING VAN HET VOORSPANSTAAL	:	1860000 (KN/M2)
DE SPANWIJZE	:	3
HET PERCENTAGE OVERSPANNEN	:	10.00 (%)
HET PERC. AANVANGSVOORSPANNEN	:	65.00 (%)
DE COEFFICIENT WOBBLE-EFFECT	:	.005236 (1/M)
DE WRIJVINGSCOEFFICIENT	:	.250000
DE SLIP AAN LINKERZIJDE	:	.012 (M)
DE SLIP AAN RECHTERZIJDE	:	.012 (M)
HET PERCENTAGE VOORSPANVERLIES	:	.00 (%)
DE ELASTICITEITSMODULUS VOORSPANSTAAL	:	200000000 (KN/M2)
DE DEKKING AAN BOVENZIJDE	:	.100 (M)
DE DEKKING AAN ONDERZIJDE	:	.100 (M)

BEREKENDE KABELGROOTHEDEN

1. DE MINIMALE KROMTESTRAAL	:	15.464 (M)
OP EEN AFSTAND VAN	:	34.720 (M)
2. DE ONTWIKKELDE KABELLENGTE	:	48.443 (M)
3. DE TOTALE HOEKVERDRAAIING	:	.73200 (RAD)
4. DE SLIPLENGTE LINKERZIJDE	:	16.390 (M)
5. DE SLIPLENGTE RECHTERZIJDE	:	16.390 (M)
6. DE GEMIDDELDE KABELKRACHT	:	1291.318 (KN)
7. DE TOTALE BLIJVENDE VERLENGING	:	.280 (M)

KABELKRACHT KROMMINGSDRUK

NO	X (m)	Y (m)	Z (m)	ALFA (rad)	BETA (rad)	RUIMTELIJK (kN)	X-RICHTIN (kN)	WRIJV (kN)	Q-XY (kN/m)	Q-Z kN/m
1	.000	.275	.000	.05800	.00000	41811.9	41741.6	371.6	-399.0	.0
2	1.000	.328	.000	.04846	.00000	41966.7	41917.5	185.2	-402.4	.0
	1.500	.351	.000	.04367	.00000	42044.6	42004.5	184.9	-404.1	.0
3	2.000	.372	.000	.03887	.00000	42122.7	42090.8	368.6	-405.8	.0
4	3.000	.406	.000	.02923	.00000	42279.7	42261.6	367.1	-409.2	.0
5	4.000	.430	.000	.01953	.00000	42437.8	42429.7	182.9	-412.6	.0
	4.500	.439	.000	.01467	.00000	42517.3	42512.7	182.5	-414.3	.0
6	5.000	.445	.000	.00979	.00000	42597.0	42595.0	363.9	-416.0	.0
7	6.000	.450	.000	.00000	.00000	42757.3	42757.3	370.2	-419.5	.0
8	7.000	.445	.000	-.01017	.00000	42922.3	42920.0	338.1	-436.4	.0
	7.920	.431	.000	-.01952	.00000	43074.6	43066.4	29.3	-438.1	.0
9	8.000	.430	.000	-.02033	.00000	43087.9	43079.0	364.6	-438.2	.0
10	9.000	.404	.000	-.03050	.00000	43254.1	43234.0	304.0	-440.1	.0
	9.840	.375	.000	-.03903	.00000	43394.2	43361.2	57.7	-441.6	.0
11	10.000	.369	.000	-.04066	.00000	43421.0	43385.1	358.9	-441.9	.0
12	11.000	.323	.000	.05082	.00000	43588.5	43532.2	270.8	-443.8	.0
	11.760	.281	.000	-.05853	.00000	43716.2	43641.3	85.2	-445.2	.0
13	12.000	.267	.000	-.06097	.00000	43756.6	43675.3	176.9	-445.6	.0
14	12.500	.235	.000	.06604	.00000	43840.8	43745.2	176.2	-446.6	.0
15	13.000	.201	.000	.07111	.00000	43925.2	43814.2	175.5	-447.5	.0
16	13.500	.164	.000	-.07618	.00000	44009.8	43882.1	63.0	-448.4	.0
17	3.680	.150	.000	-.07800	.00000	44040.2	43906.3	494.3	-448.8	.0
18	14.000	.128	.000	-.05782	.00000	44281.5	44207.5	15.1	2746.4	.0
	14.010	.128	.000	-.05721	.00000	44289.0	44216.5	484.8	2743.2	.0
	14.340	.112	.000	-.03726	.00000	44529.6	44498.7	226.2	2636.6	.0
19	14.500	.107	.000	-.02790	.00000	44643.2	44625.9	234.1	2584.3	.0
	14.670	.103	.000	-.01819	.00000	44761.8	44754.4	436.3	2528.3	.0
20	15.000	.100	.000	.00000	.00000	44985.2	44985.2	425.9	2418.1	.0
	15.338	.103	.000	.01787	.00000	45206.6	45199.4	209.5	2445.8	0
21	15.500	.107	.000	.02675	.00000	45316.6	45300.4	228.6	2502.0	0

	15.675	.112	.000	.03650	.00000	45437.7	45407.5	432.7	2562.9	.0
22	16.000	.127	.000	.05515	.00000	45669.5	45600.1	16.8	2677.3	.0
	16.013	.128	.000	.05589	.00000	45678.6	45607.3	460.1	2681.7	.0
23	16.350	.150	.000	.07600	.00000	45929.2	45796.7	46.4	2802.2	.0
24	16.500	.161	.000	.07457	.00000	45912.6	45785.0	.0	-440.5	.0
25	17.000	.197	.000	.06979	.00000	45827.8	45716.2	.0	-440.4	.0
26	17.500	.231	.000	.06501	.00000	45743.0	45646.3	.0	-440.2	.0
27	18.000	.263	.000	.06021	.00000	45658.2	45575.4	.0	-440.0	.0
	18.313	.281	.000	.05721	.00000	45605.2	45530.6	.0	-439.9	.0
28	19.000	.318	.000	.05059	.00000	45488.8	45430.6	.0	-439.6	.0
29	20.000	.364	.000	.04093	.00000	45319.7	45281.7	.0	-439.3	.0
	20.275	.375	.000	.03827	.00000	45273.2	45240.1	.0	-439.2	.0
30	21.000	.400	.000	.03124	.00000	45150.8	45128.8	.0	-438.9	.0
31	22.000	.426	.000	.02151	.00000	44982.2	44971.8	.0	-438.5	.0
	22.238	.431	.000	.01920	.00000	44942.2	44933.9	.0	-438.4	.0
32	23.000	.443	.000	.01175	.00000	44813.9	44810.8	.0	-438.1	.0
33	24.200	.450	.000	.00000	.00000	44612.3	44612.3	.0	-437.6	.0
34	25.400	.443	.000	-.01175	.00000	44813.9	44810.8	.0	-438.1	.0
	26.163	.431	.000	-.01920	.00000	44942.2	44933.9	.0	-438.4	.0
35	26.400	.426	.000	-.02151	.00000	44982.2	44971.8	.0	-438.5	.0
36	27.400	.400	.000	-.03124	.00000	45150.8	45128.8	.0	-438.9	.0
	28.125	.375	.000	-.03827	.00000	45273.2	45240.1	.0	-439.2	.0
37	28.400	.364	.000	-.04093	.00000	45319.7	45281.7	.0	-439.3	.0
38	29.400	.318	.000	-.05059	.00000	45488.8	45430.6	.0	-439.6	.0
	30.088	.281	.000	-.05721	.00000	45605.2	45530.6	.0	-439.9	.0
39	30.400	.263	.000	-.06021	.00000	45658.2	45575.4	.0	-440.0	.0
40	30.900	.231	.000	-.06501	.00000	45743.0	45646.3	.0	-440.2	.0
41	31.400	.197	.000	-.06979	.00000	45827.8	45716.2	.0	-440.4	.0
42	31.900	.161	.000	-.07457	.00000	45912.6	45785.0	0	-440.5	.0
43	32.050	.150	.000	-.07600	.00000	45929.2	45796.7	.0	-440.5	.0
	32.388	.128	.000	-.05589	.00000	45678.6	45607.3	.0	2681.7	.0
44	32.400	.127	.000	-.05515	.00000	45669.5	45600.1	.0	2677.3	.0
	32.725	.112	.000	-.03650	.00000	45437.7	45407.5	.0	2562.9	.0
45	32.900	.107	.000	-.02675	.00000	45316.6	45300.4	.0	2502.0	.0
	33.063	.103	.000	-.01787	.00000	45206.6	45199.4	.0	2445.8	.0
46	33.400	.100	.000	.00000	.00000	44985.2	44985.2	.0	2330.2	.0
	3.730	.103	.000	.01819	.00000	44761.8	44754.4	.0	2528.3	0
47	3.900	.107	.000	.02790	.00000	4643.2	44625.9	.0	2584.3	.0
	34.060	.112	.000	.03726	.00000	44529.6	44498.7	.0	2636.6	.0
	34.390	.128	.000	.05721	.00000	44289.0	44216.5	.0	2743.2	.0
48	34.400	.128	.000	.05782	.00000	44281.5	44207.5	.0	2746.4	.0
49	34.720	.150	.000	.07800	.00000	44040.2	43906.3	.0	2848.0	.0
50	34.900	.164	.000	.07618	.00000	44009.8	43882.1	.0	-448.4	.0
51	35.400	.201	.000	.07111	.00000	43925.2	43814.2	.0	-447.5	.0
52	35.900	.235	.000	.06604	.00000	43840.8	43745.2	.0	-446.6	.0
53	36.400	.267	.000	.06097	.00000	43756.6	43675.3	.0	-445.6	.0
	36.640	.281	.000	.05853	.00000	43716.2	43641.3	.0	-445.2	.0
54	37.400	.323	.000	.05082	.00000	43588.5	43532.2	.0	-443.8	.0
55	38.400	.369	.000	.04066	.00000	43421.0	43385.1	.0	-441.9	.0
	38.560	.375	.000	.03903	.00000	43394.2	43361.2	.0	-441.6	.0
56	39.400	.404	.000	.03050	.00000	43254.1	43234.0	.0	-440.1	.0
57	40.400	.430	.000	.02033	.00000	43087.9	43079.0	.0	-438.2	.0
	40.480	.431	.000	.01952	.00000	43074.6	43066.4	.0	-438.1	.0
58	41.400	.445	.000	.01017	.00000	42922.3	42920.0	.0	-436.4	.0
59	42.400	.450	.000	.00000	.00000	42757.3	42757.3	.0	-434.6	.0
60	43.400	.445	.000	-.00979	.00000	42597.0	42595.0	.0	-416.0	.0
	43.900	.439	.000	-.01467	.00000	42517.3	42512.7	.0	-414.3	.0
61	44.400	.430	.000	-.01953	.00000	42437.8	42429.7	.0	-412.6	.0
62	45.400	.406	.000	-.02923	.00000	42279.7	42261.6	.0	-409.2	.0
63	46.400	.372	.000	-.03887	.00000	42122.7	42090.8	.0	-405.8	.0
	46.900	.351	.000	-.04367	.00000	42044.6	42004.5	.0	-404.1	.0
64	47.400	.328	.000	-.04846	.00000	41966.7	41917.5	.0	-402.4	.0
65	48.400	.275	.000	-.05800	.00000	41811.9	41741.6	.0	-399.0	0

HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7;BRUG OVER DE HOOGVEEENSE VAART

bepalingwerkvoorspankracht

voorspanning met vertraagd optredende verliezen

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 15.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.15 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.15 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.15 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.15 0.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

PRINT

voor



VOORSPANNING

KABELGROEP 1

GEGEVENKABELGROOTHEDEN

HET AANTAL KABELS	: 34
HET OPPERVLAKE VAN 1 KABEL	: .001116(M ²)
DE BREUKSPANNING VAN HET VOORSPANSTAAL	: 1860000 (KN/M ²)
DE SPANWIJZE	: 3
HET PERCENTAGE OVERSPANNEN	: 10.00(%)
HET PERC. AANVANGSVOORSPANNEN	: 65.00(%)
DE COEFFICIENT WOBBLING-EFFECT	: .005236 (1/M)
DE WRIJVINGSCOEFFICIENT	: .250000
DE SLIP AAN LINKERZIJDE	: .012(M)
DE SLIP AAN RECHTERZIJDE	: .012(M)
HET PERCENTAGE VOORSPANVERLIES	: 15.00(%)
DE ELASTICITEITSMODULUSVOORSPANSTAAL	: 200000000 (KN/M ²)
DE DEKKING AAN BOVENZIJDE	: .100(M)
DE DEKKING AAN ONDERZIJDE	: .100(M)

BEREKENDEKABELGROOTHEDEN

1. DE MINIMALE KROMTESTRAAL	: 15.464 (M)
OP EEN AFSTAND VAN	: 34.720 (M)
2. DE ONTWIKKELDE KABELLENGTE	: 48.443 (M)
3. DE TOTALE HOEKVERDRAAIING	: .73200 (RAD)
4. DE SLIPLINGTELINKERZIJDE	: 16.390 (M)
5. DE SLIPLINGTERECHTERZIJDE	: 16.390 (M)
6. DE GEMIDDELDE KABELKRACHT	: <u>1097.621(KN)</u>
7. DE TOTALE BLIJVENDE VERLENGING	: .238 (M)

BIJLAGE 5; MEEWERKENDE BREEDTE MET GUYMAS

Bepaling meewerkende breedte m.b.v. GUYMAS

Ten behoeve van de bepaling van de meewerkende breedte dienen de K-factoren te worden bepaald voor het midden- en eindveld in zowel gescheurde als ongescheurde situatie.

Hiertoe kan men uit de LIS-file aflezen waar de maximale K-factor optreedt en, voor zowel 1 als 2 laststelsels, de daarbij behorende waarde.

De eerste LIS-file is daarbij volledig afgedrukt, terwijl van de overige alleen de extremen zijn afgedrukt.

- GEEVBRUG.DAT (GEscheurd EindVeld)
- GEEVBRUG.LIS
- ONEVBRUG.DAT (ONgescheurd EindVeld)
- ONEVBRUG.LIS
- GEMVBRUG.DAT (Gescheurd MiddenVeld)
- GEMVBRUG.LIS
- ONMVBRUG.DAT (ONgescheurd MiddenVeld)
- ONMVBRUG.LIS



Kunstwerk VII over de Hoogeveensche Vaart

bepaling meewerkende breedte

gescheurde doorsnede; eindveld

aantal balken = 10

overspanning 15.0

werkende breedte 1.32

afstand 0.885

hoh 3.0

traagheidsmoment 0.01386 0.00462

torsiemoment 0.02773 0.00924

snede 0 7 1

verplaatsing 0.25

dwarscoefficient 0.1

belastingscoefficient 0.922

stootcoefficient 1.217

klasse 60

coefficient 1.376

plot

stop

INVOEREGEGEVENS VOOR BEPALING K-WAARDEN

AANTAL BALKEN	:10
OVERSPANNING	:15.000M
WERKENDE BALKBREEDTE	:1.320M
AFSTAND BUITENSTE PUNTLAST TOT RAND BRUG	:.885M
BEREKENDE H.O.H. LASTSTELSELS	:3.000M
TRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.014M ⁴ /M1
TRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.005M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.028M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.009M ⁴ /M1
PLAATS VAN DE SNEDEN DIE UITGEVOERD WORDEN	:.000M
	:1.000M
	:2.000M
	:3.000M
	:4.000M
	:5.000M
	:6.000M
AFST WAAROVER LASTSTELSELS VERPLAATST WORDEN	:.250M
DWARSCONTRACTIECOEFFICIENT	:.100
COEFFICIENT VAN SATTLER	:1.376

STIJFHEIDSFACOR THETA = .627

TORSIEFACTOR ALFA = 1.000

SNEDE OP.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

AFSTAND 1E LAST TOT RAND CONSTR	K(ALFA) BIJ 1 LASTSTELSEL	K(ALFA) BIJ 2 LASTSTELSELS
.885	<u>2.0926</u>	<u>1.6236</u>
1.135	1.9970	1.5466
1.385	1.9045	1.4726
1.635	1.8152	1.4015
1.885	1.7291	1.3334
2.135	1.6463	1.2681
2.385	1.5666	1.2056
2.635	1.4902	1.1460
2.885	1.4169	1.0890
3.135	1.3468	1.0347
3.385	1.2797	.9830
3.635	1.2156	.9338
3.885	1.1545	.8870
4.135	1.0962	.8425
4.385	1.0406	.8004
4.635	.9878	.7604
4.885	.9376	.7225
5.135	.8899	.6866
5.385	.8447	.6527
5.635	.8018	.6206
5.885	.7611	.5903
6.135	.7227	.5617
6.385	.6863	.5347
6.635	.6519	.5093
6.885	.6195	.4853
7.135	.5889	.4627
7.385	.5601	.4414
7.635	.5329	.4214
7.885	.5073	.4025
8.135	.4833	----
8.385	.4607	----
8.635	.4394	----
8.885	.4195	----
9.135	.4008	----
9.385	.3832	----
9.635	.3667	----
9.885	.3511	----
10.135	.3366	----
10.385	.3228	----
10.635	.3099	----
10.885	.2976	----

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=2.0926 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .2976 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS = 1.6236 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .4025 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 1.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

AFSTAND 1E LAST TOT RAND CONSTR	K(ALFA) BIJ 1 LASTSTELSEL	K(ALFA) BIJ 2 LASTSTELSELS
.885	1.9302	1.5543
1.135	1.8630	1.4943
1.385	1.7958	1.4353
1.635	1.7288	1.3773
1.885	1.6625	1.3206
2.135	1.5970	1.2654
2.385	1.5326	1.2116
2.635	1.4695	1.1595
2.885	1.4079	1.1090
3.135	1.3479	1.0602
3.385	1.2896	1.0132
3.635	1.2331	.9679
3.885	1.1784	.9244
4.135	1.1256	.8827
4.385	1.0747	.8428
4.635	1.0258	.8045
4.885	.9788	.7681
5.135	.9337	.7333
5.385	.8906	.7001
5.635	.8494	.6686
5.885	.8100	.6386
6.135	.7725	.6101
6.385	.7367	.5831
6.635	.7027	.5575
6.885	.6704	.5333
7.135	.6398	.5104
7.385	.6108	.4887
7.635	.5833	.4681
7.885	.5573	.4487
8.135	.5328	----
8.385	.5096	----
8.635	.4878	----
8.885	.4672	----
9.135	.4478	----
9.385	.4295	----
9.635	.4123	----
9.885	.3962	----
10.135	.3809	----
10.385	.3666	----
10.635	.3530	----
10.885	.3402	----

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.9302 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .3402 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.5543 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .4487 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 2.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

AFSTAND IE TOT RAND CONSTR	LAST K(ALFA) BIJ 1 LASTSTELSEL	K(ALFA) BIJ 2 LASTSTELSLS
.885	1.7564	1.4839
1.135	1.7181	1.4415
1.385	1.6780	1.3986
1.635	1.6359	1.3553
1.885	1.5921	1.3116
2.135	1.5466	1.2678
2.385	1.4997	1.2239
2.635	1.4519	1.1803
2.885	1.4036	1.1371
3.135	1.3552	1.0945
3.385	1.3068	1.0528
3.635	1.2588	1.0119
3.885	1.2115	.9721
4.135	1.1649	.9334
4.385	1.1192	.8959
4.635	1.0746	.8596
4.885	1.0311	.8246
5.135	.9889	.7909
5.385	.9481	.7585
5.635	.9086	.7274
5.885	.8705	.6977
6.135	.8339	.6692
6.385	.7987	.6421
6.635	.7650	.6162
6.885	.7327	.5916
7.135	.7019	.5681
7.385	.6726	.5459
7.635	.6446	.5247
7.885	.6180	.5046
8.135	.5928	----
8.385	.5689	----
8.635	.5462	----
8.885	.5248	----
9.135	.5046	----
9.385	.4854	----
9.635	.4674	----
9.885	.4504	----
10.135	.4343	----
10.385	.4192	----
10.635	.4048	----
10.885	.3913	----

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.7564 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .3913 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMAX BIJ 2 LASTSTELSLS =1.4839 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMIN BIJ 2 LASTSTELSLS = .5046 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 3.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

AFSTAND 1E LAST TOT RAND CONSTR	K(ALFA) BIJ 1 LASTSTELSEL	K(ALFA) BIJ 2 LASTSTELSELS
.885	1.5599	1.4026
1.135	1.5462	1.3767
1.385	1.5307	1.3498
1.635	1.5129	1.3216
1.885	1.4927	1.2924
2.135	1.4700	1.2620
2.385	1.4447	1.2305
2.635	1.4168	1.1982
2.885	1.3863	1.1649
3.135	1.3536	1.1310
3.385	1.3188	1.0965
3.635	1.2826	1.0619
3.885	1.2453	1.0273
4.135	1.2073	.9929
4.385	1.1689	.9589
4.635	1.1303	.9254
4.885	1.0920	.8927
5.135	1.0539	.8607
5.385	1.0164	.8296
5.635	.9796	.7994
5.885	.9435	.7702
6.135	.9084	.7420
6.385	.8743	.7149
6.635	.8412	.6889
6.885	.8093	.6639
7.135	.7785	.6400
7.385	.7489	.6172
7.635	.7205	.5954
7.885	.6934	.5746
8.135	.6674	----
8.385	.6427	----
8.635	.6192	----
8.885	.5968	----
9.135	.5756	----
9.385	.5555	----
9.635	.5365	----
9.885	.5185	----
10.135	.5015	----
10.385	.4854	----
10.635	.4702	----
10.885	.4557	----

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.5599 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .4557 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.4026 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .5746 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 4.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

AFSTAND 1E LAST TOT RAND CONSTR	K(ALFA) BIJ 1 LASTSTELSEL	K(ALFA) BIJ 2 LASTSTELSELS
.885	1.3527	1.3073
1.135	1.3548	1.2961
1.385	1.3564	1.2834
1.635	1.3570	1.2694
1.885	1.3563	1.2541
2.135	1.3539	1.2374
2.385	1.3492	1.2192
2.635	1.3419	1.1996
2.885	1.3318	1.1784
3.135	1.3187	1.1559
3.385	1.3027	1.1320
3.635	1.2837	1.1069
3.885	1.2618	1.0807
4.135	1.2373	1.0534
4.385	1.2105	1.0255
4.635	1.1819	.9970
4.885	1.1519	.9684
5.135	1.1209	.9398
5.385	1.0892	.9113
5.635	1.0572	.8832
5.885	1.0251	.8556
6.135	.9931	.8286
6.385	.9614	.8022
6.635	.9301	.7766
6.885	.8995	.7518
7.135	.8696	.7279
7.385	.8404	.7048
7.635	.8122	.6826
7.885	.7849	.6613
8.135	.7587	----
8.385	.7334	----
8.635	.7092	----
8.885	.6861	----
9.135	.6641	----
9.385	.6431	----
9.635	.6231	----
9.885	.6041	----
10.135	.5862	----
10.385	.5691	----
10.635	.5530	----
10.885	.5377	----

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.3570 OP 1.635 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .5377 OP 10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.3073 OP .885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .6613 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 5.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

AFSTAND 1E LAST TOT RAND CONSTR	K(ALFA) BIJ 1 LASTSTELSEL	K(ALFA) BIJ 2 LASTSTELSLS
.885	1.1537	1.1953
1.135	1.1645	1.1976
1.385	1.1756	1.1983
1.635	1.1867	1.1975
1.885	1.1975	1.1950
2.135	1.2079	1.1909
2.385	1.2175	1.1852
2.635	1.2260	1.1779
2.885	1.2330	1.1691
3.135	1.2380	1.1588
3.385	1.2406	1.1468
3.635	1.2403	1.1332
3.885	1.2370	1.1179
4.135	1.2306	1.1011
4.385	1.2210	1.0828
4.635	1.2083	1.0630
4.885	1.1925	1.0420
5.135	1.1739	1.0199
5.385	1.1528	.9970
5.635	1.1298	.9734
5.885	1.1052	.9495
6.135	1.0795	.9254
6.385	1.0530	.9015
6.635	1.0260	.8777
6.885	.9988	.8543
7.135	.9716	.8314
7.385	.9445	.8090
7.635	.9178	.7872
7.885	.8916	.7661
8.135	.8660	----
8.385	.8411	----
8.635	.8170	----
8.885	.7937	----
9.135	.7713	----
9.385	.7499	----
9.635	.7294	----
9.885	.7098	----
10.135	.6912	----
10.385	.6735	----
10.635	.6567	----
10.885	.6407	----

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.2406 OP 3.385 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .6407 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 2 LASTSTELSLS =1.1983 OP 1.385 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMIN BIJ 2 LASTSTELSLS = .7661 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 6.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

AFSTAND 1E LAST TOT RAND CONSTR	K(ALFA) BIJ 1 LASTSTELSEL	K(ALFA) BIJ 2 LASTSTELSELS
.885	.9734	1.0689
1.135	.9887	1.0818
1.385	1.0045	1.0937
1.635	1.0209	1.1044
1.885	1.0377	1.1138
2.135	1.0548	1.1216
2.385	1.0719	1.1280
2.635	1.0891	1.1327
2.885	1.1059	1.1356
3.135	1.1221	1.1369
3.385	1.1375	1.1364
3.635	1.1517	1.1344
3.885	1.1643	1.1307
4.135	1.1749	1.1254
4.385	1.1828	1.1184
4.635	1.1879	1.1096
4.885	1.1898	1.0992
5.135	1.1885	1.0871
5.385	1.1840	1.0735
5.635	1.1763	1.0584
5.885	1.1654	1.0419
6.135	1.1516	1.0243
6.385	1.1353	1.0058
6.635	1.1170	.9865
6.885	1.0970	.9669
7.135	1.0759	.9471
7.385	1.0539	.9273
7.635	1.0314	.9076
7.885	1.0086	.8882
8.135	.9857	----
8.385	.9629	----
8.635	.9405	----
8.885	.9185	----
9.135	.8970	----
9.385	.8762	----
9.635	.8561	----
9.885	.8368	----
10.135	.8183	----
10.385	.8006	----
10.635	.7838	----
10.885	.7677	----

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.1898 OP 4.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .7677 OP 10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.1369 OP 3.135 M UIT RAND CONSTRUCTIE
 KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .8882 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE



Kunstwerk VII over de Hoogeveensche Vaart
bepaling meewerkende breedte
ongescheurde doorsnede; eindveld
aantal balken = 10
overspanning 15.0
werkende breedte 1.32
afstand 0.885
hoh 3.0
traagheidsmoment 0.01386 0.01386
torsiemoment 0.02773 0.00924
snede 0 7 1
verplaatsing 0.25
dwarscoefficient 0.1
belastingscoefficient 0.922
stootcoefficient 1.217
klasse 60
coefficient 1.376
plot
stop

INVOERGEGEVENS VOOR BEPALING K-WAARDEN

AANTAL BALKEN	:10
OVERSPANNING	:15.000M
WERKENDE BALKBREEDTE	:1.320M
AFSTAND BUITENSTE PUNT LAST TOT RAND BRUG	.885M
BEREKENDE H.O.H. LASTSTELSELS	:3.000M
TRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.014M ⁴ /M1
TRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.014M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.028M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.009M ⁴ /M1
PLAATS VAN DE SNEDEN DIE UITGEVOERD WORDEN	:.000M
	:1.000M
	:2.000M
	:3.000M
	:4.000M
	:5.000M
	:6.000M
AFST WAAROVER LASTSTELSELS VERPLAATST WORDEN	:.250M
DWARSCONTRACTIECOEFFICIENT	:.100
COEFFICIENT VAN SATTLER	:1.376
STIJFHEIDSFACOR THETA =	.477
TORSIEFACTOR ALFA =	.606

SNEDE OP 0.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=2.1087 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .1420 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.6775 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .3208 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 1.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.9299 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .2327 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.5844 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .4013 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 2.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.7483 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .3283 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.4912 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .4866 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 3.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.5605 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .4318 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.3938 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .5789 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 4.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.3718 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .5460 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.2907 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .6795 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 5.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.1944 OP 2.135 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .6733 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.1808 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .7889 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 6.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.1175 OP 4.635 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .8158 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.0920 OP 2.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .9069 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE



Kunstwerk VII over de Hoogeveensche Vaart
bepaling meewerkende breedte
gescheurde doorsnede; middenveld
aantal balken = 10
overspanning 18.4
werkende breedte 1.32
afstand 0.885
hoh 3.0
traagheidsmoment 0.01386 0.00462
torsiemoment 0.02773 0.00924
snede 0 7 1
verplaatsing 0.25
dwarscoefficient 0.1
belastingcoefficient 0.922
stootcoefficient 1.217
klasse 60
coefficient 1.945
plot
stop

INVOERGEGEVENS VOOR BEPALING K-WAARDEN

AANTAL BALKEN	:10
OVERSPANNING	:18.400M
WERKENDE BALKBREEDTE	:1.320M
AFSTAND BUITENSTE PUNTLAST TOT RAND BRUG	:.885M
BEREKENDE H.O.H. LASTSTELSELS	:3.000M
TRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.014M ⁴ /M1
TRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.005M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.028M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.009M ⁴ /M1
PLAATS VAN DE SNEDEN DIE UITGEVOERD WORDEN	:.000M :1.000M :2.000M :3.000M :4.000M :5.000M :6.000M
AFST WAAROVER LASTSTELSELS VERPLAATST WORDEN	:.250M
DWARSCONTRACTIECOEFFICIENT	:.100
COEFFICIENT VAN SATTLER	:1.945
STIJFHEIDSFACOR THETA =	.557
TORSIEFACTOR ALFA =	1.000

SNEDE OP 0.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSELSEL=1.9410 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSELSEL= .3726 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSELSELS =1.5521 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSELSELS = .4771 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 1.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSELSEL=1.7972 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSELSEL= .4164 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSELSELS =1.4851 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSELSELS = .5214 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 2.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSELSEL=1.6466 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSELSEL= .4676 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSELSELS =1.4178 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSELSELS = .5736 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 3.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSELSEL=1.4816 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSELSEL= .5302 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSELSELS =1.3432 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSELSELS = .6371 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 4.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSELSEL=1.3097 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSELSEL= .6074 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSELSELS =1.2587 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSELSELS = .7138 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 5.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSELSEL=1.1879 OP 3.135 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSELSEL= .7018 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSELSELS =1.1626 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSELSELS = .8045 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 6.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSELSEL=1.1372 OP 4.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSELSEL= .8152 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSELSELS =1.1007 OP 3.135 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSELSELS = .9080 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE



Kunstwerk VII over de Hoogeveensche Vaart
bepaling meewerkende breedte
ongescheurde doorsnede; middenveld
aantal balken = 10
overspanning 18.4
werkende breedte 1.32
afstand 0.885
hoh 3.0
traagheidsmoment 0.01386 0.01386
torsiemoment 0.02773 0.00924
snede 0 7 1
verplaatsing 0.25
dwarscoefficient 0.1
belastingscoefficient 0.922
stootcoefficient 1.217
klasse 60
coefficient 1.945
plot
stop

INVOERGEGEVENS VOOR BEPALING K-WAARDEN

AANTAL BALKEN	:10
OVERSPANNING	:18.400M
WERKENDE BALKBREEDTE	:1.320M
AFSTAND BUITENSTE PUNTLAST TOT RAND BRUG	:.885M
BEREKENDE H.O.H. LASTSTELSELS	:3.000M
TRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.014M ⁴ /M1
TRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.014M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.028M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.009M ⁴ /M1
PLAATS VAN DE SNEDEN DIE UITGEVOERD WORDEN	:.000M
	:1.000M
	:2.000M
	:3.000M
	:4.000M
	:5.000M
	:6.000M
AFST WAAROVER LASTSTELSELS VERPLAATST WORDEN	:.250M
DWARSCONTRACTIECOEFFICIENT	:.100
COEFFICIENT VAN SATTLER	:1.945
STIJFHEIDSFACOR THETA = .424	
TORSIEFACTOR ALFA = .606	

SNEDE OP 0.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.9652 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .2140 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.6073 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .3935 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 1.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.8105 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .3042 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.5206 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .4684 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 2.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.6544 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .3985 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.4342 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .5472 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 3.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.4948 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .4990 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.3454 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .6314 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 4.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.3348 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .6077 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.2530 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .7219 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 5.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.1796 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .7262 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.1564 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .8189 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 6.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.0817 OP 4.385 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .8557 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMAX BIJ 2 LASTSTELSELS =1.0666 OP 2.385 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 2 LASTSTELSELS = .9221 OP 7.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

BIJLAGE 6; K-FACTOR BIJ CALAMITEIT

Bepaling K-factor bij calamiteiten met GUYMAS

Ten behoeve van de bepaling van de meewerkende breedte dienen de K-factoren te worden bepaald voor het midden- en eindveld. Hierbij wordt ervan uitgegaan dat alleen de ongescheurde toestand maatgevend is; alleen deze gevallen zijn derhalve doorgerekend.

Hiertoe kan men uit de LIS-file aflezen waar deze maximale waarde optreedt (welke snede) en de daarbij behorende waarde voor zowel 1 als 2 laststelsels.

Van de LIS-files zijn alleen de extremen afgedrukt.

- ONEVCALA.DAT (ONGescheurd EindVeld bij CALAmiteit)
- ONEVCALA.LIS
- ONMVCALA.DAT (ONGescheurd MiddenVeld bij CALAmiteit)
- ONMVCALA.LIS



Kunstwerk VII over de Hoogeveensche Vaart
bepaling K-factor bij ongeluk
ongescheurde doorsnede; middenveld
aantal balken = 10
overspanning 18.4
werkende breedte 1.32
afstand 0.0
hoh 0.0
traagheidsmoment 0.01386 0.01386
torsiemoment 0.02773 0.00924
snede 0 7 1
verplaatsing 0.25
dwarscoefficient 0.1
belastingcoefficient 0.922
stootcoefficient 1.217
klasse 60
coefficient 1.376
plot
stop

INVOERGEGEVENS VOOR BEPALING K-WAARDEN

AANTAL BALKEN	:10
OVERSPANNING	:18.400M
WERKENDE BALKBREEDTE	:1.320M
AFSTAND BUITENSTE PUNTLAST TOT RAND BRUG	:.000M
TRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.014M ⁴ /M1
TRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.014M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.028M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.009M ⁴ /M1
PLAATS VAN DE SNEDEN DIE UITGEVOERD WORDEN	:.000M
	:1.000M
	:2.000M
	:3.000M
	:4.000M
	:5.000M
	:6.000M
AFST WAAROVER LASTSTELSLS VERPLAATST WORDEN	:.250M
DWARSCONTRACTIECOEFFICIENT	:.100
COEFFICIENT VAN SATTTLER	:1.376
STIJFHEIDSFACOR THETA =.388	
TORSIEFACTOR ALFA =.606	

SNEDE OP 0.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=2.0796 OP.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .2573 OP11.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 1.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.8903 OP.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .3464 OP11.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 2.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.7037 OP.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .4389 OP11.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 3.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.5216 OP.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .5367 OP11.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 4.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.3472 OP.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .6412 OP11.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 5.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.1829 OP.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .7538 OP11.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE

SNEDE OP 6.00 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.0634 OP 4.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .8753 OP11.000 M UIT RAND CONSTRUCTIE

BIJLAGE 7; K_1 EN K_2 VERMOEIINGS-BELASTING

Bepaling vermoeiingsbelasting met GUYMAS

Ten behoeve van de bepaling van de vermoeiingsbelasting dienen de K-factoren K_1 en K_2 te worden bepaald.

Hiertoe kan men uit de LIS-file de waarden van invloedslijn voor de snede op 1,90 m uit de rand aflezen en deze grafisch uitzetten (zie grafiek). In deze grafiek kunnen de vier stroken worden aangegeven en in het midden van de zwaarst respectielijk minst zwaar belaste strook de K-waarde in het hart van die strook worden afgelezen.

- GUYVERM.DAT (GUYmas VERMoeiingsbelasting)
- GUYVERM.LIS
- Grafiek ter bepaling van K_1 en K_2



Kunstwerk VII over de Hoogeveensche Vaart
bepaling K1 en K2 voor vermoeiing
ongescheurde doorsnede; veld met Leq
aantal balken = 10
overspanning 17.55
werkende breedte 1.32
afstand 0.885
hoh 0.0
traagheidsmoment 0.01386 0.01386
torsiemoment 0.02773 0.00924
snede 1.9 1 1
verplaatsing 0.25
dwarscoefficient 0.1
belastingcoefficient 0.768
stootcoefficient 1.217
klasse 60
coefficient 1.0
plot
stop

INVOEREGEGEVENS VOOR BEPALING K-WAARDEN

AANTAL BALKEN	:10
OVERSPANNING	:17.550M
WERKENDE BALKBREEDTE	:1.320M
AFSTAND BUITENSTE PUNTLAST TOT RAND BRUG	:.885M
TRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.014M ⁴ /M1
TRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.014M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER BREEDTE EENHEID	:.028M ⁴ /M1
TORSIETRAAGHEIDSMOMENT PER LENGTE EENHEID	:.009M ⁴ /M1
PLAATS VAN DE SNEDEN DIE UITGEVOERD WORDEN	:1.900M
AFST WAAROVER LASTSTELSELS VERPLAATST WORDEN	:.250M
DWARSCONTRACTIECOEFFICIENT	:.100
COEFFICIENT VAN SATTLER	:1.000

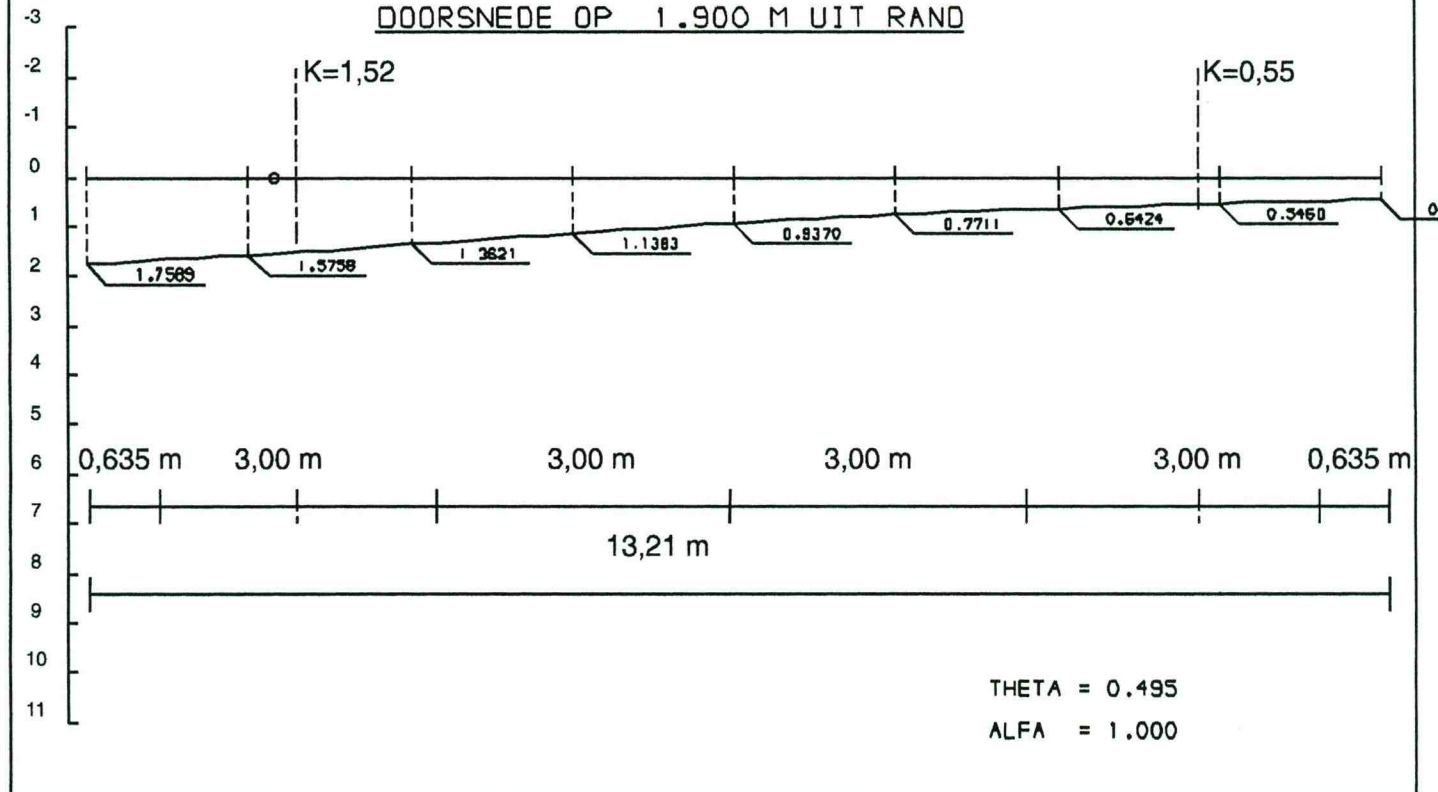
STIJFHEIDSFACOR THETA =.376
TORSIEFACTOR ALFA =.606

SNEDE OP 1.90 M UIT RAND CONSTRUCTIE

KMAX BIJ 1 LASTSTELSEL=1.5836 OP.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE
KMIN BIJ 1 LASTSTELSEL= .4579 OP10.885 M UIT RAND CONSTRUCTIE

K - L I J N V O L G E N S G U Y O N - M A S S O N E T

DOORSNEDE OP 1.900 M UIT RAND



Kunstwerk VII over de Hoogeveensche Vaart
 bepaling K1 en K2 voor vermoeting
 gescheurde doorsnede; veld met Leq

LENGTESCHAAL 1 : 50

BIJLAGE 8; BEPALING MAATGEVENDE DOORSNEDEN

Bepaling maatgevende sneden uit momentenlijn onder EG, RB en VOSB

De bepaling van de maatgevende doorsneden geschiedt door bezwijkbelasting, met uitzondering van de voorspanbelasting, zonder veiligheidsfactoren op de constructie te plaatsen. De sneden met grootste moment zijn daarbij maatgevend (min/max). Voor die maatgevende snede wordt een invloedslijn bepaald (bijgevoegd in bijbehorende .LIS en .PSF-files).

- SNEDE.DAT
- SNEDE.LIS
- extreme momenten en dwarskrachtenlijn.
- invloedslijnen knopen 7, 20 en 33



HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7;BRUG OVER DE HOOGEVEENSE VAART

bepaling zwaarst belaste doorsneden onder VOSB-belasting

bezwijkstadium: EG + bela + VOSB

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

bela

qbel

20.4

vosb

breedte 11.94

60 1.122 1.9652 0.922 1.6073

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 15.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.151 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.151 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.151 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.15 10.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

print

vosb

SOMM

EIGEN
BELA
VOSB
GEEF
alles
TEKEN
invl
moment 7
moment 20
moment 33
CONS
kracht
STOP

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	EXTREME DWARSKRACHT		EXTREME MOMENTEN		NORMAAL- SPANNING (N/MM2)	EXTREME SPANNINGEN AAN DE BOVENZIJD		EXTREME SPANNINGEN AAN DE ONDERZIJD	
	(KN)	(KN)	(KNM)	(KNM)		(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)
1 R	2878.6	911.6	.0	.0	.000	.000	.000	.000	.000
2	2496.1	707.7	2616.8	810.5	.000	-3.929	-1.217	3.929	1.217
3	2119.4	500.4	4714.4	1419.0	.000	-7.079	-2.131	7.079	2.131
4	1749.2	223.9	6301.9	1825.5	.000	-9.462	-2.741	9.462	2.741
5	1386.2	-83.7	7391.2	2029.9	.000	-11.098	-3.048	11.098	3.048
6	1031.1	-393.1	8049.7	2032.3	.000	-12.087	-3.051	12.087	3.051
<u>7</u>	<u>684.6</u>	<u>-751.2</u>	<u>8285.0</u>	<u>1832.6</u>	<u>.000</u>	<u>-12.440</u>	<u>-2.752</u>	<u>12.440</u>	<u>2.752</u>
8	347.2	-1109.6	8060.3	1431.0	.000	-12.102	-2.149	12.102	2.149
9	19.7	-1467.3	7536.6	827.2	.000	-11.316	-1.242	11.316	1.242
10	-297.4	-1823.5	6579.2	21.5	.000	-9.879	-.0329	.879	.032
11	-603.5	-2177.3	5195.5	-986.3	.000	-7.801	1.481	7.801	-1.481
12	-898.0	-2527.7	3444.7	-2196.2	.000	-5.172	3.298	5.172	-3.298
13	-1180.9	-2873.8	1308.0	-3608.1	.000	-1.964	5.417	1.964	-5.417
14	-1318.0	-3044.4	123.6	-4404.7	.000	-.186	6.614	.186	-6.614
15	-1436.2	-3214.7	-1124.8	-5289.5	.000	1.689	7.942	-1.689	-7.942
16	-1538.7	-3382.6	-2323.7	-6258.8	.000	3.489	9.397	-3.489	-9.397
17	-1575.5	-3442.6	-2619.6	-6627.6	.000	3.933	9.951	-3.933	-9.951
18	-1640.7	-3549.3	-3155.7	-7308.9	.000	4.738	10.974	-4.738	-10.974
19	-1742.4	-3713.7	-4021.6	-8437.0	.000	6.038	12.668	-6.038	-12.668
<u>20 L</u>	<u>-1843.6</u>	<u>-3876.7</u>	<u>-4924.3</u>	<u>-9640.0</u>	<u>.000</u>	<u>7.394</u>	<u>14.474</u>	<u>-7.394</u>	<u>-14.474</u>
20R	3866.6	1665.1	-4924.3	-9640.0	.000	7.394	14.474	-7.394	-14.474
21	3704.9	1563.9	-4111.5	-8082.3	.000	6.173	12.135	-6.173	-12.135
22	3541.9	1462.3	-3337.4	-6968.1	.000	5.011	10.463	-5.011	-10.463
23	3426.6	1390.9	-2817.4	-6232.7	.000	4.230	9.358	-4.230	-9.358
24	3377.1	1360.2	-2599.8	-5929.0	.000	3.904	8.902	-3.904	-8.902
25	3211.1	1257.7	-1457.2	-4966.8	.000	2.188	7.458	-2.188	-7.458
26	3043.5	1154.8	-272.4	-4082.7	.000	.409	6.130	-.409	-6.130
27	2875.7	1051.3	841.6	-3277.2	.000	-1.264	4.921	1.264	-4.921
28	2537.1	835.0	2902.3	-1895.6	.000	-4.358	2.846	4.358	-2.846



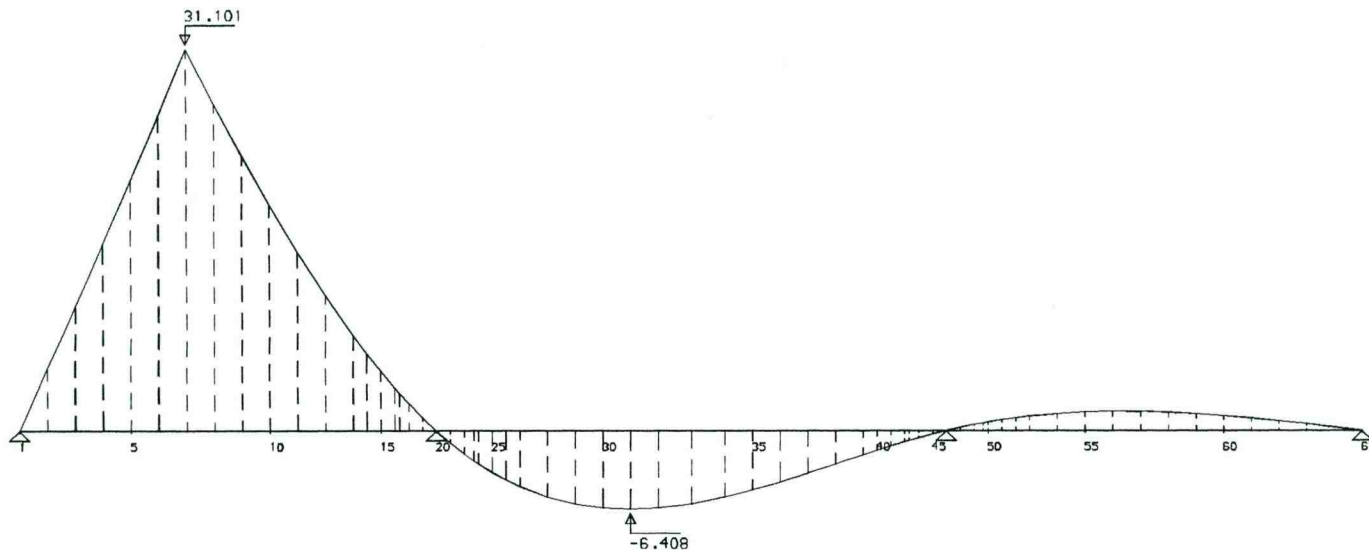
29	2196.9	543.4	4685.1	-792.8	.000	-7.035	1.190	7.035	-1.190
30	1856.4	241.6	6104.7	107.9	.000	-9.166	-.162	9.166	.162
31	1516.9	-69.5	7136.0	806.6	.000	-10.715	-1.211	10.715	1.211
32	1179.9	-388.6	7771.8	1303.3	.000	-11.669	-1.957	11.669	1.957
<u>33</u>	<u>780.5</u>	<u>-780.5</u>	<u>8006.5</u>	<u>1632.6</u>	<u>.000</u>	<u>-12.022</u>	<u>-2.451</u>	<u>12.022</u>	<u>2.451</u>
34	388.6	-1179.9	7771.8	1303.3	.000	-11.669	-1.957	11.669	1.957
35	69.5	-1516.9	7136.0	806.6	.000	-10.715	-1.211	10.715	1.211
36	-241.6	-1856.4	6104.7	107.9	.000	-9.166	-.162	9.166	.162
37	-543.4	-2196.9	4685.1	-792.8	.000	-7.035	1.190	7.035	-1.190
38	-835.0	-2537.1	2902.3	-1895.6	.000	-4.358	2.846	4.358	-2.846
39	-1051.3	-2875.7	841.6	-3277.2	.000	-1.264	4.921	1.264	-4.921
40	-1154.8	-3043.5	-272.4	-4082.7	.000	.409	6.130	-.409	-6.130
41	-1257.2	-3211.1	-1457.2	-4966.8	.000	2.188	7.458	-2.188	-7.458
42	-1360.2	-3377.1	-2599.8	-5929.0	.000	3.904	8.902	-3.904	-8.902
43	-1390.9	-3426.6	-2817.4	-6232.7	.000	4.230	9.358	-4.230	-9.358
44	-1462.3	-3541.9	-3337.4	-6968.1	.000	5.011	10.463	-5.011	-10.463
45	-1563.9	-3704.9	-4111.5	-8082.3	.000	6.173	12.135	-6.173	-12.135
46 L	-1665.1	-3866.6	-4924.3	-9640.0	.000	7.394	14.474	-7.394	-14.474
46 R	3876.7	1843.6	-4924.3	-9640.0	.000	7.394	14.474	-7.394	-14.474
47	3713.7	1742.4	-4021.6	-8437.0	.000	6.038	12.668	-6.038	-12.668
48	3549.3	1640.7	-3155.7	-7308.9	.000	4.738	10.974	-4.738	-10.974
49	3442.6	1575.5	-2619.6	-6627.6	.000	3.933	9.951	-3.933	-9.951
50	3382.6	1538.7	-2323.7	-6258.8	.000	3.489	9.397	-3.489	-9.397
51	3214.7	1436.2	-1124.8	-5289.5	.000	1.689	7.942	-1.689	-7.942
52	3044.4	1318.0	123.6	-4404.7	.000	-.186	6.614	.186	-6.614
53	2873.8	1180.9	1308.0	-3608.1	.000	-1.964	5.417	1.964	-5.417
54	2527.7	898.0	3444.7	-2196.2	.000	-5.172	3.298	5.172	-3.298
55	2177.3	603.5	5195.5	-986.3	.000	-7.801	1.481	7.801	-1.481
56	1823.5	297.4	6579.2	21.5	.000	-9.879	-.032	9.879	.032
57	1467.3	-19.7	7536.6	827.2	.000	-11.316	-1.242	11.316	1.242
58	1109.6	-347.2	8060.3	1431.0	.000	-12.102	-2.149	12.102	2.149
59	751.2	-684.6	8285.0	1832.6	.000	-12.440	-2.752	12.440	2.752
60	393.1	-1031.1	8049.7	2032.3	.000	-12.087	-3.051	12.087	3.051
61	83.7	-1386.2	7391.2	2029.9	.000	-11.098	-3.048	11.098	3.048
62	-223.9	-1749.2	6301.9	1825.5	.000	-9.462	-2.741	9.462	2.741
63	-500.4	-2119.4	4714.4	1419.0	.000	-7.079	-2.131	7.079	2.131
64	-707.7	-2496.1	2616.8	810.5	.000	-3.929	-1.217	3.929	1.217
65 L	-911.6	-2878.6	.0	.0	.000	.000	.000	.000	.000

HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7; BRUG OVER DE HOOGVEEENSE
 bepaling zwaarst belaste doorsneden onder VOSB-belasting
 bezwijkstadium: EG + bela + VOSB

ALGEMEEN LIGGER PROGRAMMA

DATUM: 10-3 -1995 | BLAD: 1

INVLOEDSLIJN VOOR HET MOMENT IN KNOOP 7



PUNTLAST : 10 KN

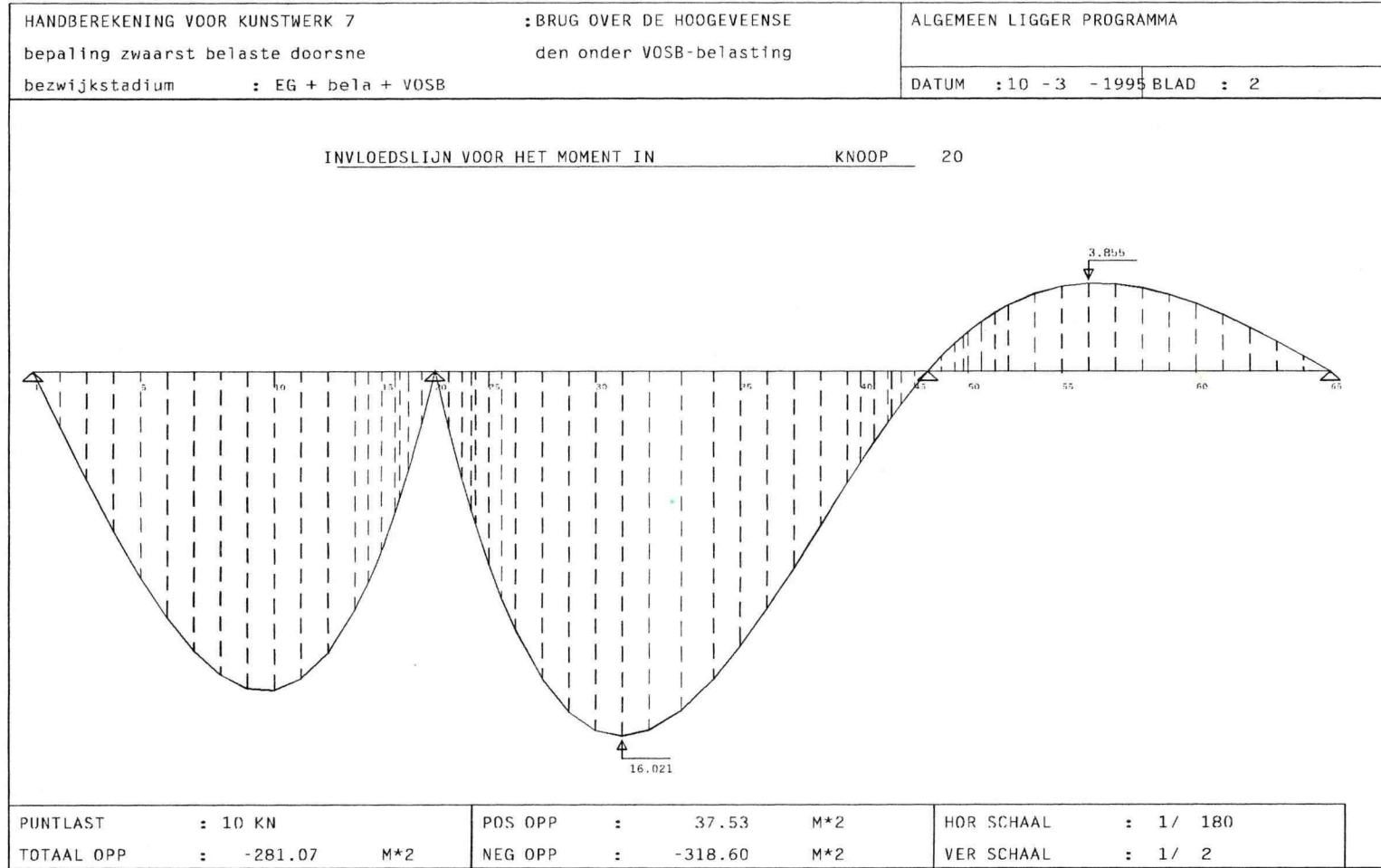
TOTAAL OPP : 157,57 M*2

POS OPP : 230,51 M*2

NEG OPP : -72,94 M*2

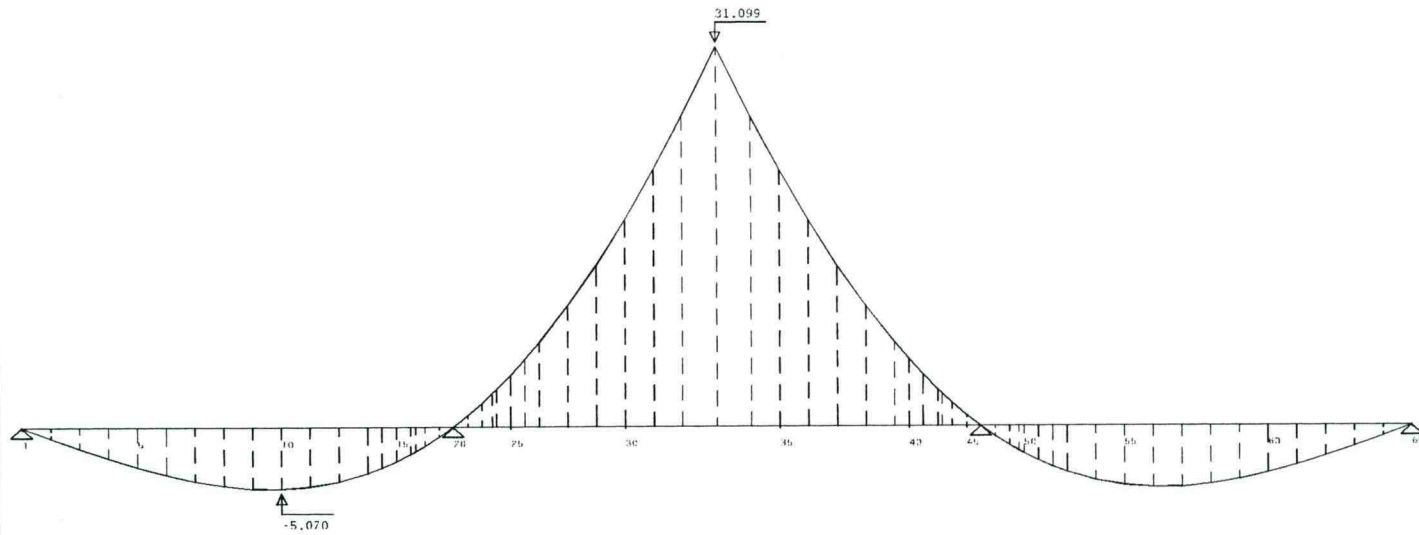
HOR SCHAAL : 1/180

VER SCHAAL : 1/4



HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7 bepaling zwaarst belaste doorsne bezwijkstadium : EG + bela + VOSB	: BRUG OVER DE HOOGVEEENSE den onder VOSB-belasting	ALGEMEEN LIGGER PROGRAMMA DAIUM : 10 - 3 - 1995 BLAD : 3
--	--	---

INVLOEDSLIJN VOOR HET MOMENT IN KNOOP 33



PUNTLAST : 10 KN	POS OPP : 240.84 M*2	HOR SCHAAL : 1 / 180
TOTAAL OPP : 142.13 M*2	NEG OPP : -98.72 M*2	VER SCHAAL : 1 / 4



BIJLAGE 9; KRIMP EN KRUIP

Bepaling betonspanningen t.p.v. voorspanning onder q_g en q_p ten behoeve van het vaststellen van kruipverliezen

De bepaling van de betonspanningen geschiedt door het aflezen van de spanningen ter plaatse van de voorspanning voor de knopen 7, 20 en 33.

- KRUIP.DAT
- KRUIP.LIS



HANDBEREKENING VOOR BRUG OVER DE HOOGVEEENSE VAART

bepaling spanningverlies t.g.v kruip

EG + bela + voorspanning

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

bela

qbel

20.4

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 0.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.15 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.15 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.15 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.15 0.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

SOMM

EIGEN

BELA

VOOR

GROEP 1

GEEF
moment
STOP

DE BETONSPANNING TER HOOGTE VAN KABELGROEP:1

SNEDE NO	SPAN. N/MM2	SNEDE NO	SPAN. N/MM2	SNEDE NO	SPAN. N/MM2
1 R	-5.75	23	-9.21	45	-10.60
2	-6.08	24	-8.77	46	-10.10
3	-6.83	25	-7.59	47	-10.34
4	-7.72	26	-6.82	48	-9.59
5	-8.52	27	-6.37	49	-8.68
6	-9.07	28	-6.23	50	-8.17
<u>7</u>	<u>-9.27</u>	29	-6.74	51	-7.08
8	-9.06	30	-7.51	52	-6.40
9	-8.48	31	-8.28	53	-6.05
10	-7.65	32	-8.83	54	-6.10
11	-6.76	<u>33</u>	<u>-9.05</u>	55	-6.76
12	-6.10	34	-8.83	56	-7.65
13	-6.05	35	-8.28	57	-8.48
14	-6.40	36	-7.51	58	-9.06
15	-7.08	37	-6.74	59	-9.27
16	-8.17	38	-6.23	60	-9.07
17	-8.68	39	-6.37	61	-8.52
18	-9.59	40	-6.82	62	-7.72
19	-10.34	41	-7.59	63	-6.83
<u>20</u>	<u>-10.10</u>	42	-8.77	64	-6.08
21	-10.60	43	-9.21	65 L	-5.75
22	-10.09	44	-10.09	65 L	-5.75

DE GEMIDDELDE BETONSPANNING TER HOOGTE VAN KABELGROEP: 1 IS:-7.83 N/MM2

BIJLAGE 10; MAATGEVENDE MOMENTEN

Bepaling van de maatgevende momenten

Voor de verschillende grenstoestanden zijn met de daarbij aangegeven belastingscombinaties de dwarskrachten, momenten, doorbuigingen en spanningen berekend.

Voor de k-factoren is uitgegaan van de factor voor het middenveld in gescheurde toestand.

- BEZWIJK1.DAT (normale bezwijkbelasting)
BEZWIJK1.LIS
- BEZWIJK2.DAT (calamiteit op de brug)
BEZWIJK2.LIS
- GEBRUIK1.DAT ($1/2 \cdot \text{temp} + \text{VOSB}$; steunpunt \rightarrow afkoeling)
GEBRUIK1.LIS
- GEBRUIK2.DAT ($1/2 \cdot \text{temp} + \text{VOSB}$; veld \rightarrow verwarming)
GEBRUIK2.LIS
- GEBRUIK3.DAT ($\text{temp} + 1/2 \cdot \text{VOSB}$; steunpunt \rightarrow afkoeling)
GEBRUIK3.LIS
- GEBRUIK4.DAT ($\text{temp} + 1/2 \cdot \text{VOSB}$; veld \rightarrow verwarming)
GEBRUIK4.LIS
- VERM.DAT (vermoeiingsbelasting)
VERM.LIS



HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7;BRUG OVER DE HOOGEVEENSE VAART

bepaling momenten onder bezwijkbelasting

bezwijkstadium: $1.5(EG + RB) + VSP + 1.5 \cdot VOSB$

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 37.5

BELASTINGEN

bel

qbel

20.4

FACT

1.5

vosb

breedte 11.94

60 1.683 1.9652 1.383 1.6073

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 14.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.151 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.151 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.151 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.1510.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

SOMM

EIGEN
BELA
VOSB
VOOR
GROEP I
GEEF
alle
TEKEN
krach
STOP

D W A R S K R A C H T E N , M O M E N T E N E N S P A N N I N G E N

PUNT NO	EXTREME DWARSKRACHT		EXTREME MOMENTEN		NORMAAL- SPANNING (N/MM2)	EXTREME SPANNINGEN AAN DE BOVENZIJD		EXTREME SPANNINGEN AAN DE ONDERZIJD	
	(KN)	(KN)	(KNM)	(KNM)		(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)
I R	2344.3	-606.2	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941
2	2106.7	-575.9	2115.1	-594.2	-4.962	-8.138	-4.070	-1.786	-5.854
3	1882.3	-546.2	3782.7	-1160.3	-4.982	-10.662	-3.240	.697	-6.725
4	1672.2	-615.8	5022.6	-1692.1	-5.003	-12.544	-2.462	2.539	-7.543
5	1477.4	-727.5	5858.6	-2183.4	-5.022	-13.819	-1.744	3.774	-8.301
6	1299.0	-837.2	6397.9	-2628.2	-5.042	-14.648	-1.096	4.564	-8.988
7	1137.8	-1015.9	6658.0	-3020.6	-5.061	-15.058	-5.264	.936	-9.597
8	1003.7	-1181.5	6593.4	-3350.6	-5.080	-14.980	-.0494	.819	-10.111
9	888.2	-1342.3	6456.0	-3608.0	-5.099	-14.793	.3184	.595	-10.516
10	792.2	-1497.0	6049.2	-3787.5	-5.117	-14.200	.5693	.965	-10.804
11	716.4	-1644.4	5388.5	-3884.2	-5.135	-13.226	.6972	.956	-10.967
12	661.4	-1783.1	4567.9	-3893.4	-5.153	-12.011	.6931	.706	-10.999
13	627.4	-1911.9	3563.4	-3810.6	-5.170	-10.520	.552	.181	-10.891
14	618.3	-1971.3	3036.7	-3755.7	-5.178	-9.738	.461	-.619	-10.817
15	638.3	-2029.4	2514.3	-3732.7	-5.186	-8.962	.418	-1.411	-10.791
16	682.7	-2083.1	2167.1	-3735.4	-5.194	-8.448	.414	-1.940	-10.803
17	699.0	-2101.7	2270.6	-3741.5	-5.197	-8.607	.421	-1.788	-10.815
18	-118.1	-2980.9	2364.9	-3864.9	-5.232	-8.782	.572	-1.681	-11.035
19	-1390.7	-4347.6	2013.9	-4609.2	-5.281	-8.305	1.640	-2.257	-12.202
20 L	-2654.4	-5704.1	1048.2	-6025.4	-5.325	-6.899	3.722	-3.751	-14.372
20 R	5799.9	2497.6	1048.2	-6025.4	-5.325	-6.899	3.722	-3.751	-14.372
21	4474.5	1262.9	2046.4	-3909.7	-5.364	-8.436	.507	-2.291	-11.234
22	3113.8	-5.724	29.0	-3017.0	-5.399	-9.046	-.869	-1.751	-9.929
23	2140.7	-912.8	2321.9	-2801.0	-5.421	-8.907	-1.215	-1.935	-9.627
24	2124.6	-900.7	2201.4	-2792.4	-5.419	-8.725	-1.227	-2.114	-9.612
25	2070.6	-859.5	2487.9	-2776.5	-5.411	-9.147	-1.242	-1.676	-9.580
26	2013.6	-819.6	2937.1	-2778.3	-5.403	-9.813	-1.231	-.993	-9.575
27	1955.8	-780.9	3379.1	-2799.1	-5.395	-10.468	-1.192	-.321	-9.597
28	1834.2	-718.9	4307.8	-2889.0	-5.377	-11.845	-1.040	1.091	-9.715
29	1708.0	-772.3	5211.3	-3005.4	-5.360	-13.184	-.847	2.465	-9.872
30	1579.0	-843.2	5958.7	-3036.4	-5.342	-14.289	-.782	3.605	-9.901
31	1449.3	-930.3	6508.9	-2985.2	-5.323	-15.096	-.841	4.450	-9.805
32	1320.8	-1031.9	6847.4	-2855.4	-5.304	-15.585	-1.017	4.977	-9.591
33	1170.8	-1170.8	6959.6	-2601.2	-5.281	-15.730	-1.375	5.169	-9.186
34	1031.9	-1320.8	6847.4	-2855.4	-5.304	-15.585	-1.017	4.977	-9.591
35	930.3	-1449.3	6508.9	-2985.2	-5.323	-15.096	-.841	4.450	-9.805
36	843.2	-1579.0	5958.7	-3036.4	-5.342	-14.289	-.782	3.605	-9.901
37	772.3	-1708.0	5211.3	-3005.4	-5.360	-13.184	-.847	2.465	-9.872
38	718.9	-1834.2	4307.8	-2889.0	-5.377	-11.845	-1.040	1.091	-9.715



39	780.9	-1955.8	3379.1	-2799.1	-5.395	-10.468	-1.192	-.321	-9.597
40	819.6	-2013.6	2937.1	-2778.3	-5.403	-9.813	-1.231	-.993	-9.575
41	859.5	-2070.6	2487.9	-2776.5	-5.411	-9.147	-1.242	-1.676	-9.580
42	900.7	-2124.6	2201.4	-2792.4	-5.419	-8.725	-1.227	-2.114	-9.612
43	912.8	-2140.7	2321.9	-2801.0	-5.421	-8.907	-1.215	-1.935	-9.627
44	5.7	-3113.8	2429.0	-3017.0	-5.399	-9.046	-.869	-1.751	-9.929
45	-1262.9	-4474.5	2046.4	-3909.7	-5.364	-8.436	.507	-2.291	-11.234
46 L	-2497.6	-5799.9	1048.2	-6025.4	-5.325	-6.899	3.722	-3.751	-14.372
46 R	5704.1	2654.4	1048.2	-6025.4	-5.325	-6.899	3.722	-3.751	-14.372
47	4347.6	1390.7	2013.9	-4609.2	-5.281	-8.305	1.640	-2.257	-12.202
48	2980.9	118.1	2364.9	-3864.9	-5.232	-8.782	.572	-1.681	-11.035
49	2101.7	-699.0	2270.6	-3741.5	-5.197	-8.607	.421	-1.788	-10.815
50	2083.1	-682.7	2167.1	-3735.4	-5.194	-8.448	.414	-1.940	-10.803
51	2029.4	-638.3	2514.3	-3732.7	-5.186	-8.962	.418	-1.411	-10.791
52	1971.3	-618.3	3036.7	-3755.7	-5.178	-9.738	.461	-.619	-10.817
53	1911.9	-627.4	3563.4	-3810.6	-5.170	-10.520	.552	.181	-10.891
54	1783.1	-661.4	4567.9	-3893.4	-5.153	-12.011	.693	1.706	-10.999
55	1644.4	-716.4	5388.5	-3884.2	-5.135	-13.226	.697	2.956	-10.967
56	1497.0	-792.2	6049.2	-3787.5	-5.117	-14.200	.569	3.965	-10.804
57	1342.3	-888.2	6456.0	-3608.0	-5.099	-14.793	.318	4.595	-10.516
58	1181.5	-1003.7	6593.4	-3350.6	-5.080	-14.980	-.049	4.819	-10.111
59	1015.9	-1137.8	6658.0	-3020.6	-5.061	-15.058	-.526	4.936	-9.597
60	837.2	-1299.0	6397.9	-2628.2	-5.042	-14.648	-1.096	4.564	-8.988
61	727.5	-1477.4	5858.6	-2183.4	-5.022	-13.819	-1.744	3.774	-8.301
62	615.8	-1672.2	5022.6	-1692.1	-5.003	-12.544	-2.462	2.539	-7.543
63	546.2	-1882.3	3782.7	-1160.3	-4.982	-10.662	-3.240	.697	-6.725
64	575.9	-2106.7	2115.1	-594.2	-4.962	-8.138	-4.070	-1.786	-5.854
65 L	606.2	-2344.3	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941

HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7;BRUG OVER DE HOOGVEENSE VAART

bepaling momenten onder bezwijkbelasting (calamiteit)

bezwijkstadium: 1.0(EG + RB) + VSP + spec

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

bela

qbel

20.4

spec

3 47.76 1.122 2.0796 0.922

240 0.0

240 1.0

240 5.0

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 14.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.151 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.151 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.151 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.1510.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

SOMM



EIGEN
BELA
spec
VOOR
GROEP I
GEEF
alle
TEKEN
kracht
STO

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	EXTREME DWARSKRACHT		EXTREME MOMENTEN		NORMAAL- SPANNING (N/MM2)	EXTREME SPANNINGEN AAN DE BOVENZIJDE (N/MM2)		EXTREME SPANNINGEN AAN DE ONDERZIJDE (N/MM2)	
	(KN)	(KN)	(NM)	(KNM)		(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)
1 R	935.4	-1069.9	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941
2	882.9	-938.1	835.9	-1007.4	-4.962	-6.217	-3.449	-3.707	-6.474
3	841.5	-806.1	1481.3	-1885.7	-4.982	-7.206	-2.151	-2.758	-7.814
4	812.0	-737.7	1951.1	-2628.6	-5.003	-7.932	-1.056	-2.073	-8.949
5	794.9	-695.9	2262.9	-3230.1	-5.022	-8.420	-.173	-1.625	-9.872
6	791.0	-652.2	2488.3	-3684.0	-5.042	-8.778	.489	-1.306	-10.574
7	800.6	-652.5	2640.5	-3984.5	-5.061	-9.026	.921	-1.097	-11.044
8	833.5	-640.5	2693.8	-4121.7	-5.080	-9.125	1.108	-1.036	-11.269
9	880.6	-624.8	2814.7	-4085.1	-5.099	-9.325	1.035	-.873	-11.233
10	942.4	-604.8	2877.7	-3869.6	-5.117	-9.438	.693	-.797	-10.928
11	1019.4	-579.5	2894.9	-3470.4	-5.135	-9.482	.075	-.789	-10.346
12	1111.9	-548.1	2928.5	-2882.6	-5.153	-9.550	-.825	-.756	-9.481
13	1219.9	-509.7	2964.6	-2101.8	-5.170	-9.621	-2.014	-.718	-8.326
14	1279.6	-487.0	3017.1	-1656.2	-5.178	-9.708	-2.691	-.648	-7.665
15	1358.7	-463.3	3113.9	-1207.9	-5.186	-9.862	-3.373	-.511	-7.000
16	1454.0	-436.7	3364.6	-751.6	-5.194	-10.246	-4.066	-.142	-6.323
17	1488.6	-426.6	3612.4	-584.4	-5.197	-10.621	-4.320	.227	-6.075
18	703.9	-1254.9	3970.0	-389.3	-5.232	-11.192	-4.647	.729	-5.816
19	-518.0	-2543.4	4047.7	-609.6	-5.281	-11.358	-4.366	.797	-6.196
20 L	-1731.1	-3822.4	3532.5	-1470.4	-5.325	-10.629	-3.117	-.021	-7.533
20 R	3928.7	1659.5	3532.5	-1470.4	-5.325	-10.629	-3.117	-.021	-7.533
21	2680.0	475.34	122.9	-95.2	-5.364	-11.554	-5.221	.827	-5.506
22	1396.9	-742.64	120.0	284.1	-5.399	-11.585	-5.825	.788	-4.972
23	478.7	-1614.2	3756.0	159.4	-5.421	-11.061	-5.660	.219	-5.182
24	486.2	-1586.9	3528.7	26.8	-5.419	-10.718	-5.460	-.121	-5.379
25	511.5	-1494.8	3239.8	-407.4	-5.411	-10.276	-4.800	-.547	-6.023
26	534.9	-1403.9	3094.4	-827.2	-5.403	-10.049	-4.161	-.757	-6.645
27	557.7	-1314.1	2982.7	-1233.6	-5.395	-9.873	-3.542	-.916	-7.247
28	599.3	-1145.4	2901.0	-1999.7	-5.377	-9.733	-2.375	-1.021	-8.380
29	637.8	-1052.8	2944.8	-2672.1	-5.360	-9.781	-1.348	-.938	-9.372
30	674.4	-973.0	3006.9	-3157.9	-5.342	-9.856	-.600	-.827	-10.083
31	710.4	-905.3	3059.3	-3460.6	-5.323	-9.917	-.127	-.729	-10.519
32	747.1	-848.6	3091.7	-3583.7	-5.304	-9.946	.077	-.662	-10.685
33	793.7	-793.7	3092.6	-3499.6	-5.281	-9.924	-.026	-.637	-10.535
34	848.6	-747.1	3091.7	-3583.7	-5.304	-9.946	.077	-.662	-10.685
35	905.3	-710.4	3059.3	-3460.6	-5.323	-9.917	-.127	-.729	-10.519

36	973.0	-674.4	3006.9	-3157.9	-5.342	-9.856	-.600	-.827	-10.083
37	1052.8	-637.8	2944.8	-2672.1	-5.360	-9.781	-1.348	-.938	-9.372
38	1145.4	-599.3	2901.0	-1999.7	-5.377	-9.733	-2.375	-1.021	-8.380
39	1314.1	-557.7	2982.7	-1233.6	-5.395	-9.873	-3.542	-.916	-7.247
40	1403.9	-534.9	3094.4	-827.2	-5.403	-10.049	-4.161	-.757	-6.645
41	1494.8	-511.5	3239.8	-407.4	-5.411	-10.276	-4.800	-.547	-6.023
42	1586.9	-486.2	3528.7	26.8	-5.419	-10.718	-5.460	-.121	-5.379
43	1614.2	-478.7	3756.0	159.4	-5.421	-11.061	-5.660	.219	-5.182
44	742.6	-1396.9	4120.0	284.1	-5.399	-11.585	-5.825	.788	-4.972
45	-475.3	-2680.0	4122.9	-95.2	-5.364	-11.554	-5.221	.827	-5.506
46 L	-1659.5	-3928.7	3532.5	-1470.4	-5.325	-10.629	-3.117	-.021	-7.533
46 R	3822.4	1731.1	3532.5	-1470.4	-5.325	-10.629	-3.117	-.021	-7.533
47	2543.4	518.0	4047.7	-609.6	-5.281	-11.358	-4.366	.797	-6.196
48	1254.9	-703.9	3970.0	-389.3	-5.232	-11.192	-4.647	.729	-5.816
49	426.6	-1488.6	3612.4	-584.4	-5.197	-10.621	-4.320	.227	-6.075
50	436.7	-1454.0	3364.6	-751.6	-5.194	-10.246	-4.066	-.142	-6.323
51	463.3	-1358.7	3113.9	-1207.9	-5.186	-9.862	-3.373	-.511	-7.000
52	487.0	-1279.6	3017.1	-1656.2	-5.178	-9.708	-2.691	-.648	-7.665
53	509.7	-1219.9	2964.6	-2101.8	-5.170	-9.621	-2.014	-.718	-8.326
54	548.1	-1111.9	2928.5	-2882.6	-5.153	-9.550	-.825	-.756	-9.481
55	579.5	-1019.4	2894.9	-3470.4	-5.135	-9.482	.075	-.789	-10.346
56	604.8	-942.4	2877.7	-3869.6	-5.117	-9.438	.693	-.797	-10.928
57	624.8	-880.6	2814.7	-4085.1	-5.099	-9.325	1.035	-.873	-11.233
58	640.5	-833.5	2693.8	-4121.7	-5.080	-9.125	1.108	-1.036	-11.269
59	652.5	-800.6	2640.5	-3984.5	-5.061	-9.026	.921	-1.097	-11.044
60	652.2	-791.0	2488.3	-3684.0	-5.042	-8.778	.489	-1.306	-10.574
61	695.9	-794.9	2262.9	-3230.0	-5.022	-8.420	-.173	-1.625	-9.872
62	737.7	-812.0	1951.1	-2628.6	-5.003	-7.932	-1.056	-2.073	-8.949
63	806.1	-841.5	1481.3	-1885.7	-4.982	-7.206	-2.151	-2.758	-7.814
64	938.1	-882.9	835.9	-1007.4	-4.962	-6.217	-3.449	-3.707	-6.474
65 L	1069.9	-935.4	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941



HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7;BRUG OVER DE HOOGVEEENSE VAART

bepaling momenten onder gebruiksbelasting (voor steunpunt)

gebruiksstadium: EG +RB + VSP + 0.5*TEMA + VOSB

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

bela

qbel

20.4

tema

0.00001

1 t/m 65 -1.69 1.69

vosb

breedte 11.94

60 1.122 1.9652 0.922 1.6073

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 14.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.15 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.15 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.15 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.15 0.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

SOMM
EIGEN
BELA
TEMA
VOSB
VOOR
GROEP 1
GEEF
ALLES
TEKEN
krach
STOP

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	EXTREMEDWARSKRA CHT		EXTREME MOMENTEN		NORMAAL- SPANNING (N/MM2)	EXTREME SPANNINGEN AANDEBOVENZIJD E		EXTREME SPANNING AANDEONDERZIJD E	
	(KN)	(KN)	(KNM)	(KNM)		(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)
1 R	875.2	-1091.8	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941
2	828.7	-959.6	776.9	-1029.4	-4.962	-6.128	-3.416	-3.795	-6.507
3	792.7	-826.3	1365.8	-1929.6	-4.982	-7.033	-2.085	-2.931	-7.879
4	767.7	-757.6	1782.0	-2694.4	-5.002	-7.678	-.957	-2.327	-9.048
5	754.4	-715.5	2043.5	-3317.8	-5.022	-8.091	-.041	-1.954	-10.004
6	753.5	-670.6	2223.7	-3793.7	-5.042	-8.381	.654	-1.703	-10.738
7	765.6	-670.2	2336.1	-4116.2	-5.061	-8.569	1.119	-1.553	-11.242
8	803.4	-653.3	2355.5	-4273.8	-5.080	-8.617	1.337	-1.544	-11.497
9	854.1	-633.0	2454.6	-4254.8	-5.099	-8.785	1.289	-1.414	-11.488
10	917.9	-608.2	2502.8	-4055.0	-5.118	-8.875	.971	-1.360	-11.206
11	995.5	-578.4	2511.3	-3670.5	-5.135	-8.906	.376	-1.365	-10.647
12	1087.2	-542.5	2543.3	-3097.6	-5.153	-8.972	-.502	-1.334	-9.804
13	1193.0	-499.9	2583.3	-2332.7	-5.170	-9.049	-1.667	-1.291	-8.672
14	1251.2	-475.2	2636.1	-1892.2	-5.178	-9.136	-2.337	-1.220	-8.019
15	1328.8	-449.7	2724.5	-1440.1	-5.186	-9.277	-3.024	-1.095	-7.349
16	1422.7	-421.2	2962.6	-972.4	-5.194	-9.643	-3.734	-.746	-6.654
17	1456.8	-410.4	3208.6	-.799.4	-5.197	-10.015	-3.997	-.379	-6.397
18	641.1	-1267.5	3557.5	-.595.7	-5.233	-10.574	-4.338	.109	-6.127
19	-.590.2	-2561.5	3604.8	-.810.6	-5.282	-10.695	-4.065	.130	-6.499
20 L	-1762.6	-3795.7	3061.2	-1654.5	-5.325	-9.921	-2.841	-.728	-7.809
20 R	3866.6	1665.1	3061.2	-1654.5	-5.325	-9.921	-2.841	-.728	-7.809
21	2662.7	521.6	3663.6	-.307.1	-5.362	-10.863	-4.901	.139	-5.823
22	1376.8	-702.9	3680.4	49.7	-5.398	-10.924	-5.472	.128	-5.323
23	427.5	-1608.2	3320.9	-.94.3	-5.421	-10.407	-5.279	-.434	-5.562
24	435.4	-1581.4	3091.8	-.237.4	-5.419	-10.062	-5.063	-.777	-5.776
25	462.7	-1490.7	2806.3	-.703.3	-5.411	-9.625	-4.355	-1.198	-6.467
26	488.0	-1400.8	2661.4	-1148.8	-5.403	-9.399	-3.678	-1.407	-7.128
27	512.9	-1311.6	2544.2	-1574.6	-5.395	-9.215	-3.030	-1.575	-7.759
28	558.9	-1143.2	2436.4	-2361.4	-5.378	-9.036	-1.832	-1.719	-8.923
29	602.0	-1051.4	2441.3	-3036.5	-5.360	-9.025	-.801	-1.694	-9.919
30	643.6	-971.2	2471.4	-3525.3	-5.342	-9.053	-.049	-1.631	-10.635
31	684.9	-901.6	2499.2	-3830.2	-5.323	-9.076	.428	-1.571	-11.074
32	727.0	-841.4	2514.9	-3953.6	-5.304	-9.080	.632	-1.528	-11.241
33	780.5	-780.5	2507.5	-3866.4	-5.281	-9.046	.525	-1.516	-11.086
34	841.4	-727.0	2514.9	-3953.6	-5.304	-9.080	.632	-1.528	-11.241
35	901.6	-684.9	2499.2	-3830.2	-5.323	-9.076	.428	-1.571	-11.074



36	971.2	-643.6	2471.4	-3525.3	-5.342	-9.053	-.049	-1.631	-10.635
37	1051.4	-602.0	2441.3	-3036.5	-5.360	-9.025	-.801	-1.694	-9.919
38	1143.2	-558.9	2436.4	-2361.4	-5.378	-9.036	-1.832	-1.719	-8.923
39	1311.6	-512.9	2544.2	-1574.6	-5.395	-9.215	-3.030	-1.575	-7.759
40	1400.8	-488.0	2661.4	-1148.8	-5.403	-9.399	-3.678	-1.407	-7.128
41	1490.7	-462.7	2806.3	-703.3	-5.411	-9.625	-4.355	-1.198	-6.467
42	1581.4	-435.4	3091.8	-237.4	-5.419	-10.062	-5.063	-.777	-5.776
43	1608.2	-427.5	3320.9	-.94.3	-5.421	-10.407	-5.279	-.434	-5.562
44	702.9	-1376.8	3680.4	49.7	-5.398	-10.924	-5.472	.128	-5.323
45	-521.6	-2662.7	3663.6	-307.1	-5.362	-10.863	-4.901	.139	-5.823
46 L	-1665.1	-3866.6	3061.2	-1654.5	-5.325	-9.921	-2.841	-.728	-7.809
46 R	3795.7	1762.6	3061.2	-1654.5	-5.325	-9.921	-2.841	-.728	-7.809
47	2561.5	590.2	3604.8	-810.6	-5.282	-10.695	-4.065	.130	-6.499
48	1267.5	-641.1	3557.5	-595.7	-5.233	-10.574	-4.338	.109	-6.127
49	410.4	-1456.8	3208.6	-799.4	-5.197	-10.015	-3.997	-.379	-6.397
50	421.2	-1422.7	2962.6	-972.4	-5.194	-9.643	-3.734	-.746	-6.654
51	449.7	-1328.8	2724.5	-1440.1	-5.186	-9.277	-3.024	-1.095	-7.349
52	475.2	-1251.2	2636.1	-1892.2	-5.178	-9.136	-2.337	-1.220	-8.019
53	499.9	-1193.0	2583.3	-2332.7	-5.170	-9.049	-1.667	-1.291	-8.672
54	542.5	-1087.2	2543.3	-3097.6	-5.153	-8.972	-.502	-1.334	-9.804
55	578.4	-995.5	2511.3	-3670.5	-5.135	-8.906	.376	-1.365	-10.647
56	608.2	-917.9	2502.8	-4055.0	-5.118	-8.875	.971	-1.360	-11.206
57	633.0	-854.1	2454.6	-4254.8	-5.099	-8.785	1.289	-1.414	-11.488
58	653.3	-803.4	2355.5	-4273.8	-5.080	-8.617	1.337	-1.544	-11.497
59	670.2	-765.6	2336.1	-4116.2	-5.061	-8.569	1.119	-1.553	-11.242
60	670.6	-753.5	2223.7	-3793.7	-5.042	-8.381	.654	-1.703	-10.738
61	715.5	-754.4	2043.5	-3317.8	-5.022	-8.091	-.041	-1.954	-10.004
62	757.6	-767.7	1782.0	-2694.4	-5.002	-7.678	-.957	-2.327	-9.048
63	826.3	-792.7	1365.8	-1929.6	-4.982	-7.033	-2.085	-2.931	-7.879
64	959.6	-828.7	776.9	-1029.4	-4.962	-6.128	-3.416	-3.795	-6.507
65 L	1091.8	-875.2	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941

HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7;BRUG OVER DE HOOGEVEENSE VAART

bepaling momenten onder gebruiksbelasting (voor veld)

gebruiksstadium: EG +RB + VSP + 0.5*TEMA + VOSB

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

bela

qbel

20.4

tema

0.00001

1 t/m 65 3.905 -3.905

vosb

breedte 11.94

60 1.122 1.9652 0.922 1.6073

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 14.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.15 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.15 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.15 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.15 0.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

SOMM
EIGEN
BELA
TEMA
VOSB
VOOR
GROEP I
GEEF
ALLES
TEKEN
krach
STOP

D W A R S K R A C H T E N , M O M E N T E N E N S P A N N I N G E N

PUNT NO	EXTREMEDWARSKRACHT		EXTREME MOMENTEN		NORMAAL- SPANNING (N/MM2)	EXTREME SPANNINGEN AAN DE BOVENZIJD		EXTREME SPANNINGEN AAN DE ONDERZIJD	
	(KN)	(KN)	(KNM)	(KNM)		(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)
1 R	969.4	-997.6	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941
2	923.0	-865.4	871.1	-935.1	-4.962	-6.270	-3.558	-3.654	-6.366
3	886.9	-732.1	1554.2	-1741.1	-4.982	-7.316	-2.368	-2.649	-7.596
4	861.9	-663.4	2064.6	-2411.8	-5.002	-8.102	-1.381	-1.902	-8.624
5	848.7	-621.3	2420.4	-2940.9	-5.022	-8.656	-.606	-1.388	-9.438
6	847.7	-576.4	2694.8	-3322.6	-5.042	-9.088	-.053	-.996	-10.031
7	859.8	-576.0	2901.4	-3550.9	-5.061	-9.418	.271	-.705	-10.393
8	897.7	-559.1	3015.1	-3614.3	-5.080	-9.607	.346	-.553	-10.507
9	948.3	-538.7	3208.3	-3501.0	-5.099	-9.916	.158	-.282	-10.356
10	1012.1	-514.0	3350.8	-3207.0	-5.118	-10.149	-.302	-.086	-9.933
11	1089.7	-484.1	3453.5	-2728.3	-5.135	-10.321	-1.039	.050	-9.232
12	1181.4	-448.3	3579.7	-2061.2	-5.153	-10.528	-2.058	.222	-8.248
13	1287.2	-405.7	3713.9	-1202.1	-5.170	-10.746	-3.365	.407	-6.975
14	1345.4	-381.0	3813.8	-714.4	-5.178	-10.904	-4.105	.548	-6.251
15	1423.0	-355.5	3949.4	-215.3	-5.186	-11.116	-4.863	.744	-5.509
16	1516.9	-326.9	4234.6	299.5	-5.194	-11.552	-5.644	1.164	-4.744
17	1551.0	-316.2	4497.6	489.5	-5.197	-11.950	-5.932	1.556	-4.462
18	735.3	-1173.2	4876.6	723.4	-5.233	-12.555	-6.319	2.089	-4.147
19	-496.0	-2467.3	4971.0	555.6	-5.282	-12.746	-6.117	2.182	-4.448
20 L	-1668.3	-3701.4	4474.5	-241.2	-5.325	-12.043	-4.963	1.394	-5.687
20 R	3866.6	1665.1	4474.5	-241.2	-5.325	-12.043	-4.963	1.394	-5.687
21	2662.7	521.6	5076.9	1106.2	-5.362	-12.985	-7.023	2.261	-3.701
22	1376.8	-702.9	5093.7	1463.0	-5.398	-13.046	-7.594	2.251	-3.201
23	427.5	-1608.2	4734.3	1319.0	-5.421	-12.529	-7.401	1.688	-3.440
24	435.4	-1581.4	4505.1	1175.9	-5.419	-12.184	-7.185	1.345	-3.654
25	462.7	-1490.7	4219.6	710.0	-5.411	-11.747	-6.477	.924	-4.345
26	488.0	-1400.8	4074.7	264.5	-5.403	-11.521	-5.800	.715	-5.006
27	512.9	-1311.6	3957.5	-161.3	-5.395	-11.337	-5.152	.547	-5.637
28	558.9	-1143.2	3849.7	-948.1	-5.378	-11.158	-3.954	.403	-6.801
29	602.0	-1051.4	3854.6	-1623.2	-5.360	-11.148	-2.923	.428	-7.797
30	643.6	-971.2	3884.7	-2112.0	-5.342	-11.175	-2.171	.491	-8.513
31	684.9	-901.6	3912.5	-2416.9	-5.323	-11.198	-1.694	.551	-8.952
32	727.0	-841.4	3928.2	-2540.3	-5.304	-11.202	-1.490	.594	-9.118
33	780.5	-780.5	3920.8	-2453.1	-5.281	-11.168	-1.597	.606	-8.964
34	841.4	-727.0	3928.2	-2540.3	-5.304	-11.202	-1.490	.594	-9.118
35	901.6	-684.9	3912.5	-2416.9	-5.323	-11.198	-1.694	.551	-8.952

36	971.2	-643.6	3884.7	-2112.0	-5.342	-11.175	-2.171	.491	-8.513
37	1051.4	-602.0	3854.6	-1623.2	-5.360	-11.148	-2.923	.428	-7.797
38	1143.2	-558.9	3849.7	-948.1	-5.378	-11.158	-3.954	.403	-6.801
39	1311.6	-512.9	3957.5	-161.3	-5.395	-11.337	-5.152	.547	-5.637
40	1400.8	-488.0	4074.7	264.5	-5.403	-11.521	-5.800	.715	-5.006
41	1490.7	-462.7	4219.6	710.0	-5.411	-11.747	-6.477	.924	-4.345
42	1581.4	-435.4	4505.1	1175.9	-5.419	-12.184	-7.1851	.345	-3.654
43	1608.2	-427.5	4734.3	1319.0	-5.421	-12.529	-7.401	1.688	-3.440
44	702.9	-1376.8	5093.7	1463.0	-5.398	-13.046	-7.594	2.251	-3.201
45	-521.6	-2662.7	5076.9	1106.2	-5.362	-12.985	-7.023	2.261	-3.701
46 L	-1665.1	-3866.6	4474.5	-241.2	-5.325	-12.043	-4.963	1.394	-5.687
46 R	3701.4	1668.3	4474.5	-241.2	-5.325	-12.043	-4.963	1.394	-5.687
47	2467.3	496.0	4971.0	555.6	-5.282	-12.746	-6.117	2.182	-4.448
48	1173.2	-735.3	4876.6	723.4	-5.233	-12.555	-6.319	2.089	-4.147
49	316.2	-1551.0	4497.6	489.5	-5.197	-11.950	-5.932	1.556	-4.462
50	326.9	-1516.9	4234.6	299.5	-5.194	-11.552	-5.644	1.164	-4.744
51	355.5	-1423.0	3949.4	-215.3	-5.186	-11.116	-4.863	.744	-5.509
52	381.0	-1345.4	3813.8	-714.4	-5.178	-10.904	-4.105	.548	-6.251
53	405.7	-1287.2	3713.9	-1202.1	-5.170	-10.746	-3.365	.407	-6.975
54	448.3	-1181.4	3579.7	-2061.2	-5.153	-10.528	-2.058	.222	-8.248
55	484.1	-1089.7	3453.5	-2728.3	-5.135	-10.321	-1.039	.050	-9.232
56	514.0	-1012.1	3350.8	-3207.0	-5.118	-10.149	-.302	-.086	-9.933
57	538.7	-948.3	3208.3	-3501.0	-5.099	-9.916	.158	-.282	-10.356
58	559.1	-897.7	3015.1	-3614.3	-5.080	-9.607	.346	-.553	-10.507
59	576.0	-859.8	2901.4	-3550.9	-5.061	-9.418	.271	-.705	-10.393
60	576.4	-847.7	2694.8	-3322.6	-5.042	-9.088	-.053	-.996	-10.031
61	621.3	-848.7	2420.4	-2940.9	-5.022	-8.656	-.606	-1.388	-9.438
62	663.4	-861.9	2064.6	-2411.8	-5.002	-8.102	-1.381	-1.902	-8.624
63	732.1	-886.9	1554.2	-1741.1	-4.982	-7.316	-2.368	-2.649	-7.596
64	865.4	-923.0	871.1	-935.1	-4.962	-6.270	-3.558	-3.654	-6.366
65 L	997.6	-969.4	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941



HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7;BRUG OVER DE HOOGVEEENSE VAART

bepaling momenten onder gebruiksbelasting (voor steunpunt)

gebruiksstadium: EG +RB + VSP + TEMA + 0.5*VOSB

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

bela

qbel

20.4

tema

0.00001

1 t/m 65 -3.38 3.38

vosb

breedte 11.94

60 0.561 1.9652 0.461 1.6073

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 14.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.15 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.15 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.15 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.15 0.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

SOMM
EIGEN
BELA
TEMA
VOSB
VOOR
GROEP I
GEEF
ALLES
TEKEN
krach
STOP

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	EXTREMEDWARSKRACHT		EXTREME MOMENTEN		NORMAAL- SPANNING (N/MM2)	EXTREME SPANNINGEN AAN DE BOVENZIJDDE		EXTREME SPANNINGEN AAN DE ONDERZIJDDE	
	(KN)	(KN)	(KNM)	(KNM)		(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)
1 R	-24.7	-1008.2	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941
2	19.1	-875.1	-42.6	-945.7	-4.962	-4.898	-3.542	-5.026	-6.382
3	70.4	-739.1	-114.7	-1762.4	-4.982	-4.810	-2.336	-5.154	-7.628
4	129.4	-633.2	-205.4	-2443.6	-5.002	-4.694	-1.333	-5.311	-8.671
5	196.6	-538.3	-302.7	-2983.4	-5.022	-4.568	-.543	-5.477	-9.502
6	272.3	-439.8	-367.0	-3375.7	-5.042	-4.491	.027	-5.593	-10.110
7	356.6	-361.3	-388.4	-3614.6	-5.061	-4.478	.366	-5.644	-10.488
8	462.1	-266.3	-373.9	-3688.5	-5.080	-4.519	.458	-5.642	-10.619
9	575.4	-168.1	-231.2	-3585.9	-5.099	-4.752	.285	-5.446	-10.483
10	696.8	-66.3	-23.6	-3302.5	-5.118	-5.082	-.159	-5.153	-10.076
11	826.4	39.5	256.5	-2834.4	-5.135	-5.521	-.880	-4.750	-9.391
12	964.3	149.5	642.6	-2177.9	-5.153	-6.118	-1.883	-4.188	-8.423
13	1110.6	264.1	1128.6	-1329.4	-5.170	-6.864	-3.174	-3.475	-7.166
14	1186.8	323.6	1424.5	-839.6	-5.178	-7.317	-3.917	-3.039	-6.439
15	1273.0	383.8	1762.9	-319.5	-5.186	-7.833	-4.707	-2.539	-5.666
16	1367.7	445.7	2200.8	233.3	-5.194	-8.499	-5.545	-1.890	-4.844
17	1401.9	468.4	2444.8	440.7	-5.197	-8.868	-5.859	-1.526	-4.535
18	586.6	-367.7	2786.9	710.3	-5.233	-9.417	-6.299	-1.048	-4.166
19	-644.4	-1630.0	2817.1	609.4	-5.282	-9.512	-6.197	-1.052	-4.367
20 L	-1816.7	-2833.2	2249.5	-108.3	-5.325	-8.702	-5.162	-1.947	-5.487
20 R	2862.7	1761.9	2249.5	-108.3	-5.325	-8.702	-5.162	-1.947	-5.487
21	1689.1	618.6	2897.6	912.2	-5.362	-9.713	-6.732	-1.011	-3.992
22	434.2	-605.7	2954.1	1138.8	-5.398	-9.833	-7.107	-.962	-3.688
23	-492.8	-1510.6	2618.4	910.8	-5.421	-9.352	-6.788	-1.489	-4.053
24	-475.2	-1483.7	2398.3	733.7	-5.419	-9.020	-6.521	-1.818	-4.318
25	-415.5	-1392.2	1917.7	162.9	-5.411	-8.291	-5.656	-2.532	-5.167
26	-356.9	-1301.3	1531.6	-373.6	-5.403	-7.703	-4.842	-3.103	-5.964
27	-298.6	-1210.9	1183.1	-876.3	-5.395	-7.171	-4.079	-3.618	-6.710
28	-184.4	-1035.4	620.8	-1778.1	-5.378	-6.310	-2.708	-4.445	-8.047
29	-72.1	-898.9	209.1	-2529.8	-5.360	-5.674	-1.561	-5.046	-9.158
30	38.7	-768.7	-96.9	-3095.2	-5.342	-5.196	-.694	-5.487	-9.989
31	148.6	-644.6	-312.0	-3476.7	-5.323	-4.855	-.103	-5.792	-10.543
32	258.3	-525.9	-442.5	-3676.7	-5.304	-4.640	.216	-5.969	-10.825
33	390.3	-390.3	-494.4	-3681.4	-5.281	-4.538	.247	-6.023	-10.808
34	525.9	-258.3	-442.5	-3676.7	-5.304	-4.640	.216	-5.969	-10.825



35	644.6	-148.6	-312.0	-3476.7	-5.323	-4.855	-.103	-5.792	-10.543
36	768.7	-38.7	-96.9	-3095.2	-5.342	-5.196	-.694	-5.487	-9.989
37	898.9	72.1	209.1	-2529.8	-5.360	-5.674	-1.561	-5.046	-9.158
38	1035.4	184.4	620.8	-1778.1	-5.378	-6.310	-2.708	-4.445	-8.047
39	1210.9	298.6	1183.1	-876.3	-5.395	-7.171	-4.079	-3.618	-6.710
40	1301.3	356.9	1531.6	-373.6	-5.403	-7.703	-4.842	-3.103	-5.964
41	1392.2	415.5	1917.7	162.9	-5.411	-8.291	-5.656	-2.532	-5.167
42	1483.7	475.2	2398.3	733.7	-5.419	-9.020	-6.521	-1.818	-4.318
43	1510.6	492.8	2618.4	910.8	-5.421	-9.352	-6.788	-1.489	-4.053
44	605.7	-434.2	2954.1	1138.8	-5.398	-9.833	-7.107	-.962	-3.688
45	-618.6	-1689.1	2897.6	912.2	-5.362	-9.713	-6.732	-1.011	-3.992
46 L	-1761.9	-2862.7	2249.5	-108.3	-5.325	-8.702	-5.162	-1.947	-5.487
46 R	2833.2	1816.7	2249.5	-108.3	-5.325	-8.702	-5.162	-1.947	-5.487
47	1630.0	644.4	2817.1	609.4	-5.282	-9.512	-6.197	-1.052	-4.367
48	367.7	-586.6	2786.9	710.3	-5.233	-9.417	-6.299	-1.048	-4.166
49	-468.4	-1401.9	2444.8	440.7	-5.197	-8.868	-5.859	-1.526	-4.535
50	-445.7	-1367.7	2200.8	233.3	-5.194	-8.499	-5.545	-1.890	-4.844
51	-383.8	-1273.0	1762.9	-319.5	-5.186	-7.833	-4.707	-2.539	-5.666
52	-323.6	-1186.8	1424.5	-839.6	-5.178	-7.317	-3.917	-3.039	-6.439
53	-264.1	-1110.6	1128.6	-1329.4	-5.170	-6.864	-3.174	-3.475	-7.166
54	-149.5	-964.3	642.6	-2177.9	-5.153	-6.118	-1.883	-4.188	-8.423
55	-39.5	-826.4	256.5	-2834.4	-5.135	-5.521	-.880	-4.750	-9.391
56	66.3	-696.8	-23.6	-3302.5	-5.118	-5.082	-.159	-5.153	-10.076
57	168.1	-575.4	-231.2	-3585.9	-5.099	-4.752	.285	-5.446	-10.483
58	266.3	-462.1	-373.9	-3688.5	-5.080	-4.519	.458	-5.642	-10.619
59	361.3	-356.6	-388.4	-3614.6	-5.061	-4.478	.366	-5.644	-10.488
60	439.8	-272.3	-367.0	-3375.7	-5.042	-4.491	.027	-5.593	-10.110
61	538.3	-196.6	-302.7	-2983.4	-5.022	-4.568	-.543	-5.477	-9.502
62	633.2	-129.4	-205.4	-2443.6	-5.002	-4.694	-1.333	-5.311	-8.671
63	739.1	-70.4	-114.7	-1762.4	-4.982	-4.810	-2.336	-5.154	-7.628
64	875.1	-19.1	-42.6	-945.7	-4.962	-4.898	-3.542	-5.026	-6.382
65 L	1008.2	24.7	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941

HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7;BRUG OVER DE HOOGVEENSE VAART

bepaling momenten onder gebruiksbelasting (voor veld)

gebruiksstadium: EG +RB + VSP + TEMA + 0.5*VOSB

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

bel

qbel

20.4

tema

0.00001

1 t/m 65 7.81 -7.81

vosb

breedte 11.94

60 0.561 1.9652 0.461 1.6073

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 14.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.15 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.15 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.15 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.15 0.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

SOMM
EIGEN
BELA
TEMA
VOSB
VOOR
GROEP I
GEEF
ALLES
TEKEN
krach
STOP

D W A R S K R A C H T E N , M O M E N T E N E N S P A N N I N G E N

PUNT NO	EXTREME WARSKRACHT		EXTREME MOMENTEN		NORMAAL- SPANNING (N/MM ²)	EXTREME SPANNINGEN AAN DE BOVENZIJDE (N/MM ²)		EXTREME SPANNINGEN AAN DE ONDERZIJDE (N/MM ²)	
	(KN)	(KN)	(KNM)	(KNM)		(N/MM ²)	(N/MM ²)	(N/MM ²)	(N/MM ²)
1 R	163.7	-819.8	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941
2	207.5	-686.7	145.8	-757.3	-4.962	-5.181	-3.825	-4.743	-6.099
3	258.8	-550.7	262.2	-1385.5	-4.982	-5.376	-2.902	-4.588	-7.062
4	317.9	-444.8	359.9	-1878.3	-5.002	-5.543	-2.182	-4.462	-7.823
5	385.1	-349.9	451.0	-2229.6	-5.022	-5.700	-1.675	-4.345	-8.370
6	460.7	-251.4	575.2	-2433.5	-5.042	-5.906	-1.388	-4.178	-8.696
7	545.0	-172.9	742.2	-2483.9	-5.061	-6.176	-1.331	-3.947	-8.791
8	650.5	-77.9	945.2	-2369.5	-5.080	-6.500	-1.523	-3.661	-8.638
9	763.9	20.4	1276.3	-2078.4	-5.099	-7.015	-1.978	-3.183	-8.220
10	885.3	122.2	1672.3	-1606.5	-5.118	-7.628	-2.705	-2.607	-7.530
11	1014.8	227.9	2140.9	-950.0	-5.135	-8.350	-3.709	-1.921	-6.562
12	1152.8	337.9	2715.4	-105.1	-5.153	-9.230	-4.995	-1.076	-5.311
13	1299.0	452.6	3389.9	931.9	-5.170	-10.260	-6.569	-.080	-3.771
14	1375.2	512.0	3780.0	1515.9	-5.178	-10.854	-7.454	.498	-2.902
15	1461.5	572.2	4212.6	2130.3	-5.186	-11.511	-8.385	1.139	-1.988
16	1556.1	634.2	4744.8	2777.3	-5.194	-12.318	-9.364	1.930	-1.024
17	1590.4	656.8	5022.6	3018.6	-5.197	-12.739	-9.730	2.344	-.665
18	775.0	-179.2	5425.1	3348.5	-5.233	-13.378	-10.260	2.913	-.205
19	-455.9	-1441.6	5549.5	3341.8	-5.282	-13.615	-10.300	3.050	-.265
20 L	-1628.2	-2644.8	5076.1	2718.3	-5.325	-12.947	-9.406	2.297	-1.243
20 R	2862.7	1761.9	5076.1	2718.3	-5.325	-12.947	-9.406	2.297	-1.243
21	1689.1	618.6	5724.2	3738.8	-5.362	-13.957	-10.976	3.233	.252
22	434.2	-605.7	5780.7	3965.4	-5.398	-14.077	-11.352	3.282	.556
23	-492.8	-1510.6	5445.0	3737.4	-5.421	-13.597	-11.033	2.755	.191
24	-475.2	-1483.7	5224.9	3560.3	-5.419	-13.265	-10.765	2.426	-.074
25	-415.5	-1392.2	4744.3	2989.5	-5.411	-12.535	-9.900	1.712	-.923
26	-356.9	-1301.3	4358.2	2453.0	-5.403	-11.947	-9.086	1.141	-1.720
27	-298.6	-1210.9	4009.7	1950.3	-5.395	-11.415	-8.323	.626	-2.466
28	-184.4	-1035.4	3447.4	1048.5	-5.378	-10.554	-6.952	-.201	-3.803
29	-72.1	-898.9	3035.7	296.8	-5.360	-9.918	-5.805	-.802	-4.914
30	38.7	-768.7	2729.7	-268.6	-5.342	-9.440	-4.938	-1.243	-5.745
31	148.6	-644.6	2514.6	-650.1	-5.323	-9.099	-4.347	-1.548	-6.299
32	258.3	-525.9	2384.1	-850.1	-5.304	-8.884	-4.028	-1.724	-6.581
33	390.3	-390.3	2332.2	-854.8	-5.281	-8.782	-3.997	-1.779	-6.564
34	525.9	-258.3	2384.1	-850.1	-5.304	-8.884	-4.028	-1.724	-6.581
35	644.6	-148.6	2514.6	-650.1	-5.323	-9.099	-4.347	-1.548	-6.299

36	768.7	-38.7	2729.7	-268.6	-5.342	-9.440	-4.938	-1.243	-5.745
37	898.	972.1	3035.7	296.8	-5.360	-9.918	-5.805	-.802	-4.914
38	1035.4	184.4	3447.4	1048.5	-5.378	-10.554	-6.952	-.201	-3.803
39	1210.9	298.6	4009.7	1950.3	-5.395	-11.415	-8.323	.626	-2.466
40	1301.3	356.9	4358.2	2453.0	-5.403	-11.947	-9.086	1.141	-1.720
41	1392.2	415.5	4744.3	2989.5	-5.411	-12.535	-9.900	1.712	-.923
42	1483.7	475.2	5224.9	3560.3	-5.419	-13.265	-10.765	2.426	-.074
43	1510.6	492.8	5445.0	3737.4	-5.421	-13.597	-11.033	2.755	.191
44	605.7	-434.25	780.73	965.4	-5.398	-14.077	-11.352	3.282	.556
45	-618.6	-1689.1	5724.2	3738.8	-5.362	-13.957	-10.976	3.233	.252
46 L	-1761.9	-2862.7	5076.1	2718.3	-5.325	-12.947	-9.406	2.297	-1.243
46 R	2644.8	1628.2	5076.1	2718.3	-5.325	-12.947	-9.406	2.297	-1.243
47	1441.6	455.9	5549.5	3341.8	-5.282	-13.615	-10.300	3.050	-.265
48	179.2	-775.0	5425.1	3348.5	-5.233	-13.378	-10.260	2.913	-.205
49	-656.8	-1590.4	5022.6	3018.6	-5.197	-12.739	-9.730	2.344	-.665
50	-634.2	-1556.1	4744.8	2777.3	-5.194	-12.318	-9.364	1.930	-1.024
51	-572.2	-1461.5	4212.6	2130.3	-5.186	-11.511	-8.385	1.139	-1.988
52	-512.0	-1375.2	3780.0	1515.9	-5.178	-10.854	-7.454	.498	-2.902
53	-452.6	-1299.0	3389.9	931.9	-5.170	-10.260	-6.569	-.080	-3.771
54	-337.9	-1152.8	2715.4	-105.1	-5.153	-9.230	-4.995	-1.076	-5.311
55	-227.9	-1014.8	2140.9	-950.0	-5.135	-8.350	-3.709	-1.921	-6.562
56	-122.2	-885.3	1672.3	-1606.5	-5.118	-7.628	-2.705	-2.607	-7.530
57	-20.4	-763.9	1276.3	-2078.4	-5.099	-7.015	-1.978	-3.183	-8.220
58	77.9	-650.5	945.2	-2369.5	-5.080	-6.500	-1.523	-3.661	-8.638
59	172.9	-545.0	742.2	-2483.9	-5.061	-6.176	-1.331	-3.947	-8.791
60	251.4	-460.7	575.2	-2433.5	-5.042	-5.906	-1.388	-4.178	-8.696
61	349.9	-385.1	451.0	-2229.6	-5.022	-5.700	-1.675	-4.345	-8.370
62	444.8	-317.9	359.9	-1878.3	-5.002	-5.543	-2.182	-4.462	-7.823
63	550.7	-258.8	262.2	-1385.5	-4.982	-5.376	-2.902	-4.588	-7.062
64	686.7	-207.5	145.8	-757.3	-4.962	-5.181	-3.825	-4.743	-6.099
65 L	819.8	-163.7	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941



HANDBEREKENING VOOR BRUG OVER DE HOOGEVEENSE VAART

bepaling momenten onder vermoeiingsbelasting
gebruiksstadium: EG +RB + VSP + SPEC (verm.)

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

bela

qbel

20.4

SPEC

3 0 0.911 1.6073 0.751

201 0.0

201 1.0

201 5.0

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 14.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.15 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.15 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.15 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.15 0.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

SOMM

EIGEN
BELA
SPEC
VOOR
GROEP 1
GEEF
ALLES
TEKEN
krach
STOP

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	EXTREME WARSKRACHT		EXTREME MOMENTEN		NORMAAL- SPANNING (N/MM2)	EXTREME SPANNINGEN AAN DE BOVENZIJD		EXTREME SPANNINGEN AAN DE ONDERZIJD	
	(KN)	(KN)	(KNM)	(KNM)		(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)
1 R	-100.0	-927.0	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941
2	-37.0	-793.0	-108.5	-864.5	-4.962	-4.799	-3.664	-5.125	-6.260
3	31.7	-654.3	-227.8	-1599.8	-4.982	-4.640	-2.580	-5.324	-7.384
4	106.4	-544.6	-347.0	-2199.8	-5.002	-4.481	-1.699	-5.523	-8.305
5	187.6	-444.6	-453.8	-2658.4	-5.022	-4.341	-1.031	-5.704	-9.014
6	275.6	-339.1	-508.1	-2969.4	-5.042	-4.279	-.583	-5.805	-9.500
7	370.6	-252.5	-499.8	-3127.0	-5.061	-4.311	-366	-5.812	-9.756
8	485.3	-147.7	-436.3	-3119.7	-5.080	-4.425	-.396	-5.735	-9.765
9	606.3	-38.1	-223.8	-2935.8	-5.099	-4.763	-.691	-5.435	-9.507
10	734.0	76.6	73.2	-2571.2	-5.118	-5.227	-1.257	-5.008	-8.978
11	868.6	196.7	462.4	-2021.8	-5.135	-5.830	-2.100	-4.441	-8.171
12	1010.2	322.4	977.7	-1284.1	-5.153	-6.621	-3.225	-3.685	-7.081
13	1159.1	454.0	1613.0	-354.3	-5.170	-7.592	-4.638	-2.748	-5.702
14	1236.3	522.4	1983.7	183.6	-5.178	-8.157	-5.454	-2.199	-4.902
15	1323.3	591.8	2383.0	770.6	-5.186	-8.764	-6.343	-1.608	-4.029
16	1418.7	663.3	2871.1	1407.3	-5.194	-9.505	-7.307	-.883	-3.081
17	1453.2	689.4	3132.0	1648.7	-5.197	-9.900	-7.673	-.494	-2.722
18	638.2	-140.4	3501.4	1983.4	-5.233	-10.490	-8.211	.025	-2.255
19	-592.5	-1392.7	3567.5	1995.3	-5.282	-10.639	-8.278	.074	-2.286
20 L	-1764.7	-2585.7	3029.0	1402.6	-5.325	-9.873	-7.431	-.777	-3.219
20 R	2660.9	1780.6	3029.0	1402.6	-5.325	-9.873	-7.431	-.777	-3.219
21	1497.6	637.4	3683.7	2324.3	-5.362	-10.893	-8.852	.169	-1.872
22	252.7	-586.6	3740.8	2459.6	-5.398	-11.014	-9.091	.219	-1.705
23	-667.4	-1491.2	3401.6	2175.0	-5.421	-10.528	-8.687	-.313	-2.155
24	-646.9	-1464.1	3178.7	1975.6	-5.419	-10.192	-8.386	-.647	-2.453
25	-577.7	-1371.9	2688.5	1339.1	-5.411	-9.448	-7.422	-1.375	-3.401
26	-509.8	-1280.0	2284.9	750.6	-5.403	-8.834	-6.530	-1.972	-4.276
27	-442.5	-1188.3	1910.0	210.0	-5.395	-8.263	-5.710	-2.527	-5.079
28	-311.2	-1009.6	1271.4	-728.7	-5.378	-7.287	-4.283	-3.469	-6.472
29	-183.0	-869.4	765.2	-1478.9	-5.360	-6.509	-3.139	-4.211	-7.580
30	-57.6	-734.4	385.1	-2042.8	-5.342	-5.920	-2.275	-4.764	-8.409
31	65.7	-604.2	115.8	-2422.7	-5.323	-5.497	-1.686	-5.149	-8.961
32	187.4	-478.2	-48.9	-2621.2	-5.304	-5.231	-1.368	-5.378	-9.240
33	331.9	-331.9	-115.7	-2624.0	-5.281	-5.107	-1.341	-5.454	-9.221
34	478.2	-187.4	-48.9	-2621.2	-5.304	-5.231	-1.368	-5.378	-9.240
35	604.2	-65.7	115.8	-2422.7	-5.323	-5.497	-1.686	-5.149	-8.961
36	734.4	57.6	385.1	-2042.8	-5.342	-5.920	-2.275	-4.764	-8.409
37	869.4	183.0	765.2	-1478.9	-5.360	-6.509	-3.139	-4.211	-7.580
38	1009.6	311.2	1271.4	-728.7	-5.378	-7.287	-4.283	-3.469	-6.472
39	1188.3	442.5	1910.0	210.0	-5.395	-8.263	-5.710	-2.527	-5.079
40	1280.0	509.8	2284.9	750.6	-5.403	-8.834	-6.530	-1.972	-4.276
41	1371.9	577.7	2688.5	1339.1	-5.411	-9.448	-7.422	-1.375	-3.401



42	1464.1	646.9	3178.7	1975.6	-5.419	-10.192	-8.386	-.647	-2.453
43	1491.2	667.4	3401.6	2175.0	-5.421	-10.528	-8.687	-.313	-2.155
44	586.6	-252.7	3740.8	2459.6	-5.398	-11.014	-9.091	.219	-1.705
45	-637.4	-1497.6	3683.7	2324.3	-5.362	-10.893	-8.852	.169	-1.872
46 L	-1780.6	-2660.9	3029.0	1402.6	-5.325	-9.873	-7.431	-.777	-3.219
46 R	2585.7	1764.7	3029.0	1402.6	-5.325	-9.873	-7.431	-.777	-3.219
47	1392.7	592.5	3567.5	1995.3	-5.282	-10.639	-8.278	.074	-2.286
48	140.4	-638.2	3501.4	1983.4	-5.233	-10.490	-8.211	.025	-2.255
49	-689.4	-1453.2	3132.0	1648.7	-5.197	-9.900	-7.673	-.494	-2.722
50	-663.3	-1418.7	2871.1	1407.3	-5.194	-9.505	-7.307	-.883	-3.081
51	-591.8	-1323.3	2383.0	770.6	-5.186	-8.764	-6.343	-1.608	-4.029
52	-522.4	-1236.3	1983.7	183.6	-5.178	-8.157	-5.454	-2.199	-4.902
53	-454.0	-1159.1	1613.0	-354.3	-5.170	-7.592	-4.638	-2.748	-5.702
54	-322.4	-1010.2	977.7	-1284.1	-5.153	-6.621	-3.225	-3.685	-7.081
55	-196.7	-868.6	462.4	-2021.8	-5.135	-5.830	-2.100	-4.441	-8.171
56	-76.6	-734.0	73.2	-2571.2	-5.118	-5.227	-1.257	-5.008	-8.978
57	38.1	-606.3	-223.8	-2935.8	-5.099	-4.763	-.691	-5.435	-9.507
58	147.7	-485.3	-436.3	-3119.7	-5.080	-4.425	-.396	-5.735	-9.765
59	252.5	-370.6	-499.8	-3127.0	-5.061	-4.311	-.366	-5.812	-9.756
60	339.1	-275.6	-508.1	-2969.4	-5.042	-4.279	-.583	-5.805	-9.500
61	444.6	-187.6	-453.8	-2658.4	-5.022	-4.341	-1.031	-5.704	-9.014
62	544.6	-106.4	-347.0	-2199.8	-5.002	-4.481	-1.699	-5.523	-8.305
63	654.3	-31.7	-227.8	-1599.8	-4.982	-4.640	-2.580	-5.324	-7.384
64	793.0	37.0	-108.5	-864.5	-4.962	-4.799	-3.664	-5.125	-6.260
65 L	927.0	100.0	.0	.0	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941	-4.941

BIJLAGE 11; BELASTINGEN AFZONDERLIJK

Belastingcomponenten afzonderlijk.

Om te kunnen nagaan wat de invloed is van de verschillende belastingcomponenten op de totale belasting, zijn deze elk afzonderlijk (zonder belastingsfactoren) berekend

- BELAST.DAT
- BELAST.LIS



HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7;BRUG OVER DE HOOGVEEENSE VAART

bepaling momenten voor belastingen afzonderlijk

EG, RB, VSP, VOSB.

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

bela

qbel

20.4

TEMA

0.00001

1 t/m 65 -3.38 3.38

TEMB

0.00001

1 t/m 65 7.81 -7.81

vosb

breedte 11.94

60 1.122 1.9652 0.922 1.6073

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 14.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.15 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.15 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.15 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.15 0.078
42.40.45 0.0
48.40.275-0.058
SOMM
EIGEN
geef
moment
somm
BELA
geef
moment
somm
TEMA
geef
moment
somm
TEMB
geef
moment
somm
VOSB
geef
moment
somm
VOOR
GROEP 1
GEEF
moment
STOP

HET EIGEN GEWICHT

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	DWARSKRACHT (KN)	MOMENT (KNM)	NORMAAL- SPANNING (N/MM2)	SPANNING BOVENKANT (N/MM2)	SPANNING ONDERKANT (N/MM2)
1 R	1021.0	.0	.000	.000	.000
2	839.4	930.2	.000	-1.397	1.397
3	657.7	1678.8	.000	-2.521	2.521
4	476.1	2245.7	.000	-3.372	3.372
5	294.5	2631.0	.000	-3.950	3.950
6	112.8	2834.6	.000	-4.256	4.256
<u>7</u>	<u>-68.8</u>	<u>2856.6</u>	<u>.000</u>	<u>-4.289</u>	<u>4.289</u>
8	-250.4	2697.0	.000	-4.050	4.050
9	-432.1	2355.7	.000	-3.537	3.537
10	-613.7	1832.8	.000	-2.752	2.752
11	-795.4	1128.3	.000	-1.694	1.694
12	-977.0	242.1	.000	-.364	.364
13	-1158.6	-825.7	.000	1.240	-1.240
14	-1249.5	-1427.7	.000	2.144	-2.144
15	-1340.3	-2075.1	.000	3.116	-3.116
16	-1431.1	-2768.0	.000	4.156	-4.156
17	-1463.8	-3028.5	.000	4.547	-4.547
18	-1521.9	-3506.2	.000	5.265	-5.265



19	-1612.7	-4289.9	.000	6.441	-6.441
<u>20 L</u>	<u>-1703.5</u>	<u>-5118.9</u>	<u>.000</u>	<u>7.686</u>	<u>-7.686</u>
20 R	1671.1	-5118.9	.000	7.686	-7.686
21	1580.2	-4306.1	.000	6.466	-6.466
22	1489.4	-3538.7	.000	5.313	-5.313
23	1425.9	-3028.5	.000	4.547	-4.547
24	1398.6	-2816.7	.000	4.229	-4.229
25	1307.8	-2140.1	.000	3.213	-3.213
26	1217.0	-1508.9	.000	2.266	-2.266
27	1126.2	-923.1	.000	1.386	-1.386
28	944.5	112.2	.000	-.168	.168
29	762.9	965.9	.000	-1.450	1.450
30	581.2	1638.0	.000	-2.459	2.459
31	399.6	2128.4	.000	-3.196	3.196
32	218.0	2437.2	.000	-3.659	3.659
<u>33</u>	<u>.0</u>	<u>2567.9</u>	<u>.000</u>	<u>-3.856</u>	<u>3.856</u>
34	-218.0	2437.2	.000	-3.659	3.659
35	-399.6	2128.4	.000	-3.196	3.196
36	-581.2	1638.0	.000	-2.459	2.459
37	-762.9	965.9	.000	-1.450	1.450
38	-944.5	112.2	.000	-.168	.168
39	-1126.2	-923.1	.000	1.386	-1.386
40	-1217.0	-1508.9	.000	2.266	-2.266
41	-1307.8	-2140.1	.000	3.213	-3.213
42	-1398.6	-2816.7	.000	4.229	-4.229
43	-1425.9	-3028.5	.000	4.547	-4.547
44	-1489.4	-3538.7	.000	5.313	-5.313
45	-1580.2	-4306.1	.000	6.466	-6.466
46 L	-1671.1	-5118.9	.000	7.686	-7.686
46 R	1703.5	-5118.9	.000	7.686	-7.686
47	1612.7	-4289.9	.000	6.441	-6.441
48	1521.9	-3506.2	.000	5.265	-5.265
49	1463.8	-3028.5	.000	4.547	-4.547
50	1431.1	-2768.0	.000	4.156	-4.156
51	1340.3	-2075.1	.000	3.116	-3.116
52	1249.5	-1427.7	.000	2.144	-2.144
53	1158.6	-825.7	.000	1.240	-1.240
54	977.0	242.1	.000	-.364	.364
55	795.4	1128.3	.000	-1.694	1.694
56	613.7	1832.8	.000	-2.752	2.752
57	432.1	2355.7	.000	-3.537	3.537
58	250.4	2697.0	.000	-4.050	4.050
59	68.8	2856.6	.000	-4.289	4.289
60	-112.8	2834.6	.000	-4.256	4.256
61	-294.5	2631.0	.000	-3.950	3.950
62	-476.1	2245.7	.000	-3.372	3.372
63	-657.7	1678.8	.000	-2.521	2.521
64	-839.4	930.2	.000	-1.397	1.397
65 L	-1021.0	.0	.000	.000	.000

BELASTINGGEVAL A (= rustende belasting)

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	DWARSKRACHT (KN)	MOMENT (KNM)	NORMAAL- SPANNING (N/MM2)	SPANNING BOVENKANT (N/MM2)	SPANNING ONDERKANT (N/MM2)
1 R	114.7	.0	.000	.000	.000
2	94.3	104.5	.000	-.157	.157
3	73.9	188.5	.000	-.283	.283
4	53.5	252.2	.000	-.379	.379
5	33.1	295.5	.000	-.444	.444
6	12.7	318.4	.000	-.478	.478
<u>7</u>	<u>-7.7</u>	<u>320.8</u>	<u>.000</u>	<u>-.482</u>	<u>.482</u>
8	-28.1	302.9	.000	-.455	.455
9	-48.5	264.6	.000	-.397	.397
10	-68.9	205.8	.000	-.309	.309
11	-89.3	126.7	.000	-.190	.190
12	-109.7	27.2	.000	-.041	.041
13	-130.1	-92.7	.000	.139	-.139
14	-140.3	-160.3	.000	.241	-.241
15	-150.5	-233.1	.000	.350	-.350
16	-160.7	-310.9	.000	.467	-.467
17	-164.4	-340.1	.000	.511	-.511
18	-170.9	-393.8	.000	.591	-.591
19	-181.1	-481.8	.000	.723	-.723
<u>20 L</u>	<u>-191.3</u>	<u>-574.9</u>	<u>.000</u>	<u>.863</u>	<u>-.863</u>
<u>20 R</u>	<u>187.7</u>	<u>-574.9</u>	<u>.000</u>	<u>.863</u>	<u>-.863</u>
21	177.5	-483.6	.000	.726	-.726
22	167.3	-397.4	.000	.597	-.597
23	160.1	-340.1	.000	.511	-.511
24	157.1	-316.3	.000	.475	-.475
25	146.9	-240.4	.000	.361	-.361
26	136.7	-169.5	.000	.254	-.254
27	126.5	-103.7	.000	.156	-.156
28	106.1	12.6	.000	-.019	.019
29	85.7	108.5	.000	-.163	.163
30	65.3	184.0	.000	-.276	.276
31	44.9	239.0	.000	-.359	.359
32	24.5	273.7	.000	-.411	.411
<u>33</u>	<u>.0</u>	<u>288.4</u>	<u>.000</u>	<u>-.433</u>	<u>.433</u>
34	-24.5	273.7	.000	-.411	.411
35	-44.9	239.0	.000	-.359	.359
36	-65.3	184.0	.000	-.276	.276
37	-85.7	108.5	.000	-.163	.163
38	-106.1	12.6	.000	-.019	.019
39	-126.5	-103.7	.000	.156	-.156
40	-136.7	-169.5	.000	.254	-.254
41	-146.9	-240.4	.000	.361	-.361
42	-157.1	-316.3	.000	.475	-.475
43	-160.1	-340.1	.000	.511	-.511
44	-167.3	-397.4	.000	.597	-.597
45	-177.5	-483.6	.000	.726	-.726
46 L	-187.7	-574.9	.000	.863	-.863
46 R	191.3	-574.9	.000	.863	-.863
47	181.1	-481.8	.000	.723	-.723
48	170.9	-393.8	.000	.591	-.591
49	164.4	-340.1	.000	.511	-.511

50	160.7	-310.9	.000	.467	-.467
51	150.5	-233.1	.000	.350	-.350
52	140.3	-160.3	.000	.241	-.241
53	130.1	-92.7	.000	.139	-.139
54	109.7	27.2	.000	-.041	.041
55	89.3	126.7	.000	-.190	.190
56	68.9	205.8	.000	-.309	.309
57	48.5	264.6	.000	-.397	.397
58	28.1	302.9	.000	-.455	.455
59	7.7	320.8	.000	-.482	.482
60	-12.7	318.4	.000	-.478	.478
61	-33.1	295.5	.000	-.444	.444
62	-53.5	252.2	.000	-.379	.379
63	-73.9	188.5	.000	-.283	.283
64	-94.3	104.5	.000	-.157	.157
65 L	-114.7	.0	.000	.000	.000

TEMPERATUURGEVAL A (= afkoeling)

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	DWARSKRACHT (KN)	MOMENT (KNM)	NORMAAL-SPANNING (N/MM ²)	SPANNING BOVENKANT (N/MM ²)	SPANNING ONDERKANT (N/MM ²)
1 R	-56.9	.0	.000	.000	.000
2	-56.9	-56.9	.000	.085	-.085
3	-56.9	-113.8	.000	.171	-.171
4	-56.9	-170.8	.000	.256	-.256
5	-56.9	-227.7	.000	.342	-.342
6	-56.9	-284.6	.000	.427	-.427
<u>7</u>	<u>-56.9</u>	<u>-341.5</u>	<u>.000</u>	<u>.513</u>	<u>-.513</u>
8	-56.9	-398.4	.000	.598	-.598
9	-56.9	-455.4	.000	.684	-.684
10	-56.9	-512.3	.000	.769	-.769
11	-56.9	-569.2	.000	.855	-.855
12	-56.9	-626.1	.000	.940	-.940
13	-56.9	-683.0	.000	1.026	-1.026
14	-56.9	-711.5	.000	1.068	-1.068
15	-56.9	-740.0	.000	1.111	-1.111
16	-56.9	-768.4	.000	1.154	-1.154
17	-56.9	-778.7	.000	1.169	-1.169
18	-56.9	-796.9	.000	1.196	-1.196
19	-56.9	-825.3	.000	1.239	-1.239
<u>20 L</u>	<u>-56.9</u>	<u>-853.8</u>	<u>.000</u>	<u>1.282</u>	<u>-1.282</u>
<u>20 R</u>	<u>.0</u>	<u>-853.8</u>	<u>.000</u>	<u>1.282</u>	<u>-1.282</u>
21	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
22	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
23	0	-853.8	.000	1.282	-1.282
24	0	-853.8	.000	1.282	-1.282
25	0	-853.8	.000	1.282	-1.282
26	0	-853.8	.000	1.282	-1.282
27	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
28	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
29	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
30	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282

31	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
32	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
33	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
34	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
35	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
36	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
37	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
38	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
39	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
40	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
41	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
42	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
43	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
44	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
45	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
46 L	.0	-853.8	.000	1.282	-1.282
46 R	56.9	-853.8	.000	1.282	-1.282
47	56.9	-825.3	.000	1.239	-1.239
48	56.9	-796.9	.000	1.196	-1.196
49	56.9	-778.7	.000	1.169	-1.169
50	56.9	-768.4	.000	1.154	-1.154
51	56.9	-740.0	.000	1.111	-1.111
52	56.9	-711.5	.000	1.068	-1.068
53	56.9	-683.0	.000	1.026	-1.026
54	56.9	-626.1	.000	.940	-.940
55	56.9	-569.2	.000	.855	-.855
56	56.9	-512.3	.000	.769	-.769
57	56.9	-455.4	.000	.684	-.684
58	56.9	-398.4	.000	.598	-.598
59	56.9	-341.5	.000	.513	-.513
60	56.9	-284.6	.000	.427	-.427
61	56.9	-227.7	.000	.342	-.342
62	56.9	-170.8	.000	.256	-.256
63	56.9	-113.8	.000	.171	-.171
64	56.9	-56.9	.000	.085	-.085
65 L	56.9	.0	.000	.000	.000

TEMPERATUURGEVAL B (= opwarming)

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	DWARSKRACHT (KN)	MOMENT (KNM)	NORMAAL-SPANNING (N/MM ²)	SPANNING BOVENKANT (N/MM ²)	SPANNING ONDERKANT (N/MM ²)
1 R	131.5	.0	.000	.000	.000
2	131.5	131.5	.000	-.197	.197
3	131.5	263.0	.000	-.395	.395
4	131.5	394.6	.000	-.592	.592
5	131.5	526.1	.000	-.790	.790
6	131.5	657.6	.000	-.987	.987
7	131.5	789.1	.000	-1.185	1.185
8	131.5	920.6	.000	-1.382	1.382
9	131.5	1052.2	.000	-1.580	1.580
10	131.5	1183.7	.000	-1.777	1.777
11	131.5	1315.2	.000	-1.975	1.975



DEELSTUDIE 2 HANDBEREKENING



12	131.5	1446.7	.000	-2.172	2.172
13	131.5	1578.3	.000	-2.370	2.370
14	131.5	1644.0	.000	-2.468	2.468
15	131.5	1709.8	.000	-2.567	2.567
16	131.5	1775.5	.000	-2.666	2.666
17	131.5	1799.2	.000	-2.701	2.701
18	131.5	1841.3	.000	-2.765	2.765
19	131.5	1907.1	.000	-2.863	2.863
<u>20 L</u>	<u>131.5</u>	<u>1972.8</u>	<u>.000</u>	<u>-2.962</u>	<u>2.962</u>
<u>20 R</u>	<u>.0197</u>	<u>2.8</u>	<u>.000</u>	<u>-2.962</u>	<u>2.962</u>
21	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
22	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
23	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
24	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
25	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
26	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
27	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
28	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
29	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
30	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
31	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
32	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
<u>33</u>	<u>.0197</u>	<u>2.8</u>	<u>.000</u>	<u>-2.962</u>	<u>2.962</u>
34	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
35	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
36	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
37	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
38	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
39	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
40	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
41	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
42	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
43	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
44	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
45	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
46 L	.0197	2.8	.000	-2.962	2.962
46 R	-131.5	1972.8	.000	-2.962	2.962
47	-131.5	1907.1	.000	-2.863	2.863
48	-131.5	1841.3	.000	-2.765	2.765
49	-131.5	1799.2	.000	-2.701	2.701
50	-131.5	1775.5	.000	-2.666	2.666
51	-131.5	1709.8	.000	-2.567	2.567
52	-131.5	1644.0	.000	-2.468	2.468
53	-131.5	1578.3	.000	-2.370	2.370
54	-131.5	1446.7	.000	-2.172	2.172
55	-131.5	1315.2	.000	-1.975	1.975
56	-131.5	1183.7	.000	-1.777	1.777
57	-131.5	1052.2	.000	-1.580	1.580
58	-131.5	920.6	.000	-1.382	1.382
59	-131.5	789.1	.000	-1.185	1.185
60	-131.5	657.6	.000	-.987	.987
61	-131.5	526.1	.000	-.790	.790
62	-131.5	394.6	.000	-.592	.592
63	-131.5	263.0	.000	-.395	.395
64	-131.5	131.5	.000	-.197	.197
65 L	-131.5	.0	.000	.000	.000

DE VOSB-BELASTING

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	EXTREME DWARSKRACHT		EXTREME MOMENTEN		NORMAAL- SPANNING (N/MM2)	EXTREME SPANNINGEN AAN DE BOVENZIJD		EXTREME SPANNINGEN AAN DE ONDERZIJD	
	(KN)	(KN)	(KNM)	(KNM)		(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)	(N/MM2)
1 R	1742.9	-224.1	.0	.0	.000	.000	.000	.000	.000
2	1562.4	-225.9	1582.1	-224.1	.000	-2.375	.3372	.375	-.337
3	1387.8	-231.2	2847.1	-448.3	.000	-4.275	.6734	.275	-.673
4	1219.6	-305.7	3804.0	-672.4	.000	-5.712	1.010	5.712	-1.010
5	1058.7	-411.3	4464.8	-896.5	.000	-6.704	1.346	6.704	-1.346
6	905.6	-518.6	4896.7	-1120.7	.000	-7.352	1.683	7.352	-1.683
7	761.1	-674.7	5107.5	-1344.8	.000	-7.669	2.019	7.669	-2.019
8	625.8	-831.0	5060.4	-1569.0	.000	-7.598	2.356	7.598	-2.356
9	500.3	-986.7	4916.2	-1793.1	.000	-7.382	2.692	7.382	-2.692
10	385.2	-1140.9	4540.5	-2017.2	.000	-6.818	3.029	6.818	-3.029
11	281.2	-1292.6	3940.5	-2241.4	.000	-5.917	3.365	5.917	-3.365
12	188.7	-1441.0	3175.4	-2465.5	.000	-4.768	3.702	4.768	-3.702
13	107.8	-1585.1	2226.4	-2689.6	.000	-3.343	4.038	3.343	-4.038
14	71.8	-1654.6	1711.6	-2816.6	.000	-2.570	4.229	2.570	-4.229
15	54.6	-1723.9	1183.4	-2981.3	.000	-1.777	4.476	1.777	-4.476
16	53.1	-1790.7	755.1	-3179.9	.000	-1.134	4.775	1.134	-4.775
17	52.7	-1814.4	749.1	-3259.0	.000	-1.125	4.893	1.125	-4.893
18	52.1	-1856.5	744.3	-3408.9	.000	-1.118	5.118	1.118	-5.118
19	51.5	-1919.8	750.1	-3665.3	.000	-1.126	5.503	1.126	-5.503
20 L	51.3	-1981.8	769.6	-3946.1	.000	-1.156	5.925	1.156	-5.925
20 R	2007.8	-193.7	769.6	-3946.1	.000	-1.156	5.925	1.156	-5.925
21	1947.2	-193.9	678.2	-3292.5	.000	-1.018	4.944	1.018	-4.944
22	1885.2	-194.4	598.8	-3031.9	.000	-.899	4.552	.899	-4.552
23	1840.6	-195.1	551.3	-2864.0	.000	-.828	4.300	.828	-4.300
24	1821.4	-195.5	533.2	-2796.0	.000	-.801	4.198	.801	-4.198
25	1756.5	-196.9	923.2	-2586.4	.000	-1.386	3.883	1.386	-3.883
26	1689.9	-198.9	1405.9	-2404.3	.000	-2.111	3.610	2.111	-3.610
27	1623.1	-201.4	1868.4	-2250.4	.000	-2.805	3.379	2.805	-3.379
28	1486.5	-215.5	2777.5	-2020.4	.000	-4.170	3.034	4.170	-3.034
29	1348.4	-305.1	3610.7	-1867.2	.000	-5.421	2.804	5.421	-2.804
30	1209.9	-405.0	4282.8	-1714.0	.000	-6.431	2.574	6.431	-2.574
31	1072.4	-514.0	4768.6	-1560.8	.000	-7.160	2.344	7.160	-2.344
32	937.5	-631.0	5060.9	-1407.6	.000	-7.599	2.114	7.599	-2.114
33	780.5	-780.5	5150.1	-1223.8	.000	-7.733	1.838	7.733	-1.838
34	631.0	-937.5	5060.9	-1407.6	.000	-7.599	2.114	7.599	-2.114
35	514.0	-1072.4	4768.6	-1560.8	.000	-7.160	2.344	7.160	-2.344
36	405.0	-1209.9	4282.8	-1714.0	.000	-6.431	2.574	6.431	-2.574
37	305.1	-1348.4	3610.7	-1867.2	.000	-5.421	2.804	5.421	-2.804
38	215.5	-1486.5	2777.5	-2020.4	.000	-4.170	3.034	4.170	-3.034
39	201.4	-1623.1	1868.4	-2250.4	.000	-2.805	3.379	2.805	-3.379
40	198.9	-1689.9	1405.9	-2404.3	.000	-2.111	3.610	2.111	-3.610
41	196.9	-1756.5	923.2	-2586.4	.000	-1.386	3.883	1.386	-3.883
42	195.5	-1821.4	533.2	-2796.0	.000	-.801	4.198	.801	-4.198
43	195.1	-1840.6	551.3	-2864.0	.000	-.828	4.300	.828	-4.300
44	194.4	-1885.2	598.8	-3031.9	.000	-.899	4.552	.899	-4.552
45	193.9	-1947.2	678.2	-3292.5	.000	-1.018	4.944	1.018	-4.944
46 L	193.7	-2007.8	769.6	-3946.1	.000	-1.156	5.925	1.156	-5.925
46 R	1981.8	-51.3	769.6	-3946.1	.000	-1.156	5.925	1.156	-5.925
47	1919.8	-51.5	750.1	-3665.3	.000	-1.126	5.503	1.126	-5.503
48	1856.5	-52.1	744.3	-3408.9	.000	-1.118	5.118	1.118	-5.118
49	1814.4	-52.7	749.1	-3259.0	.000	-1.125	4.893	1.125	-4.893

50	1790.7	-53.1	755.1	-3179.9	.000	-1.134	4.775	1.134	-4.775
51	1723.9	-54.6	1183.4	-2981.3	.000	-1.777	4.476	1.777	-4.476
52	1654.6	-71.8	1711.6	-2816.6	.000	-2.570	4.229	2.570	-4.229
53	1585.1	-107.8	2226.4	-2689.6	.000	-3.343	4.038	3.343	-4.038
54	1441.0	-188.7	3175.4	-2465.5	.000	-4.768	3.702	4.768	-3.702
55	1292.6	-281.2	3940.5	-2241.4	.000	-5.917	3.365	5.917	-3.365
56	1140.9	-385.2	4540.5	-2017.2	.000	-6.818	3.029	6.818	-3.029
57	986.7	-500.3	4916.2	-1793.1	.000	-7.382	2.692	7.382	-2.692
58	831.0	-625.8	5060.4	-1569.0	.000	-7.598	2.356	7.598	-2.356
59	674.7	-761.1	5107.5	-1344.8	.000	-7.669	2.019	7.669	-2.019
60	518.6	-905.6	4896.7	-1120.7	.000	-7.352	1.683	7.352	-1.683
61	411.3	-1058.7	4464.8	-896.5	.000	-6.704	1.346	6.704	-1.346
62	305.7	-1219.6	3804.0	-672.4	.000	-5.712	1.010	5.712	-1.010
63	231.2	-1387.8	2847.1	-448.3	.000	-4.275	.673	4.275	-.673
64	225.9	-1562.4	1582.1	-224.1	.000	-2.375	.337	2.375	-.337
65 L	224.1	-1742.9	.0	.0	.000	.000	.000	.000	.000

DE VOORSPANNING

DWARSKRACHTEN, MOMENTEN EN SPANNINGEN

PUNT NO	DWARSKRACHT (KN)	MOMENT (KNM)	NORMAAL-SPANNING (N/MM ²)	SPANNING BOVENKANT (N/MM ²)	SPANNING ONDERKANT (N/MM ²)
1 R	-1974.9	.0	-4.941	-4.941	-4.941
2	-1638.9	-1811.4	-4.962	-2.242	-7.682
3	-1298.2	-3291.7	-4.982	-.040	-9.925
4	-953.0	-4434.5	-5.002	1.656	-11.661
5	-603.3	-5233.9	-5.022	2.836	-12.881
6	-249.1	-5683.7	-5.042	3.492	-13.576
<u>7</u>	<u>109.5</u>	<u>-5778.1</u>	<u>-5.061</u>	<u>3.615</u>	<u>-13.737</u>
8	484.7	-5505.5	-5.080	3.186	-13.347
9	862.8	-4854.3	-5.099	2.190	-12.388
10	1243.8	-3820.3	-5.118	.619	-10.854
11	1627.4	-2399.6	-5.135	-1.532	-8.738
12	2013.6	-588.4	-5.153	-4.269	-6.036
13	2402.3	1616.8	-5.170	-7.597	-2.742
14	2597.6	2868.2	-5.178	-9.485	-.871
15	2793.4	4219.3	-5.186	-11.521	1.149
16	2989.9	5670.5	-5.194	-13.708	3.320
17	3060.7	6217.5	-5.197	-14.533	4.139
18	2310.3	7111.7	-5.233	-15.911	5.445
19	1180.6	8039.1	-5.282	-17.353	6.788
<u>20 L</u>	<u>109.5</u>	<u>8412.4</u>	<u>-5.325</u>	<u>-17.956</u>	<u>7.306</u>
<u>20 R</u>	<u>.0</u>	<u>8412.4</u>	<u>-5.325</u>	<u>-17.956</u>	<u>7.306</u>
21	-1042.2	8202.0	-5.362	-17.677	6.953
22	-2165.2	7444.7	-5.398	-16.576	5.781
23	-2999.0	6565.3	-5.421	-15.279	4.437
24	-2941.6	6118.5	-5.419	-14.606	3.767
25	-2748.5	4690.4	-5.411	-12.454	1.631
26	-2555.5	3360.8	-5.403	-10.449	-.357
27	-2362.8	2129.5	-5.395	-8.592	-2.197
28	-1978.3	-38.9	-5.378	-5.319	-5.436

29	-1594.9	-1816.9	-5.360	-2.632	-8.088
30	-1212.8	-3206.4	-5.342	-.527	-10.156
31	-832.1	-4209.9	-5.323	.998	-11.644
32	-452.9	-4830.0	-5.304	1.948	-12.556
<u>33</u>	<u>.0</u>	<u>-5072.0</u>	<u>-5.281</u>	<u>2.335</u>	<u>-12.896</u>
34	452.9	-4830.0	-5.304	1.948	-12.556
35	832.1	-4209.9	-5.323	.998	-11.644
36	1212.8	-3206.4	-5.342	-.527	-10.156
37	1594.9	-1816.9	-5.360	-2.632	-8.088
38	1978.3	-38.9	-5.378	-5.319	-5.436
39	2362.8	2129.5	-5.395	-8.592	-2.197
40	2555.5	3360.8	-5.403	-10.449	-.357
41	2748.5	4690.4	-5.411	-12.454	1.631
42	2941.6	6118.5	-5.419	-14.606	3.767
43	2999.0	6565.3	-5.421	-15.279	4.437
44	2165.2	7444.7	-5.398	-16.576	5.781
45	1042.2	8202.0	-5.362	-17.677	6.953
46 L	.0841	2.4	-5.325	-17.956	7.306
46 R	-109.5	8412.4	-5.325	-17.956	7.306
47	-1180.6	8039.1	-5.282	-17.353	6.788
48	-2310.3	7111.7	-5.233	-15.911	5.445
49	-3060.7	6217.5	-5.197	-14.533	4.139
50	-2989.9	5670.5	-5.194	-13.708	3.320
51	-2793.4	4219.3	-5.186	-11.521	1.149
52	-2597.6	2868.2	-5.178	-9.485	-.871
53	-2402.3	1616.8	-5.170	-7.597	-2.742
54	-2013.6	-588.4	-5.153	-4.269	-6.036
55	-1627.4	-2399.6	-5.135	-1.532	-8.738
56	-1243.8	-3820.3	-5.118	.619	-10.854
57	-862.8	-4854.3	-5.099	2.190	-12.388
58	-484.7	-5505.5	-5.080	3.186	-13.347
59	-109.5	-5778.1	-5.061	3.615	-13.737
60	249.1	-5683.7	-5.042	3.492	-13.576
61	603.3	-5233.9	-5.022	2.836	-12.881
62	953.0	-4434.5	-5.002	1.656	-11.661
63	1298.2	-3291.7	-4.982	-.040	-9.925
64	1638.9	-1811.4	-4.962	-2.242	-7.682
65 L	1974.9	.0	-4.941	-4.941	-4.941

BIJLAGE 12; BEPALING BEZWIJKDRAAGVERMOGEN

Bepaling bezwijkdraagvermogen betondoorsnede met BETON/2

De bepaling van het bezwijkdraagvermogen geschiedt door bij de betreffende doorsnede het moment waarbij $EPS'(U)$ optreedt, af te lezen. Ter controle van de maximale betondrukzonehoogte kan x_u worden bepaald door $kappa(y)$ af te lezen en deze te vermenigvuldigen met $\varepsilon(z)$.

De gegevens zijn terug te vinden in:

- MUEIND.DAT
- MUEIND.LIS
- MUMIDDEN.DAT
- MUMIDDEN.LIS
- MUSTEUN.DAT
- MUSTEUN.LIS

BRUG OVER DE HOOGVEEENSCH E VAART

berekening bezwijkmoment

bepaling max. opneembaar moment (eindveld)

COOR

0.0 0.0

13210 0.0

13210 550

0.0 550

WAPEN

6605 47 98.2242 1

6605 498 98.2242 1

350 350 200000 40

KABEL

6605 100 37944 1 1

526 2.63 695 30.03

BETON

24 1.75 3.5

AFSP -2921 0 37740 6605 275

MNK

MOME 0 0 37740 6605 275

TEKEN

STOP

Betongegevens:

Betonsoort : 1 Eps'(s) =.0018
 Eps'(u) =.0035
 fb' =24. N/mm**2

Zachtstaalgegevens:

Staalsoortnummer : 1 fa=350. N/mm**2
 fa'=350. N/mm**2
 EA= 200000. N/mm**2
 A10=.0400

Voorspanstaalgegevens:

Staalsoortnummer : 1	tak no	fp (N/mm**2)	Eps(p) (N/mm**2)	EP
	1	526.0	.002630	200000.
	2	695.0	.030030	6168.

GegevensWapeningsstaven:

Staaft nr	X (mm)	Y (mm)	Oppervlakte mm**2	Staalsoort nr
1	6605	.47	.7577	.516 1
2	6605	.498	.7577	.516 1

GegevensVoorspankabels:

Kabel no	X (mm)	Y (mm)	Oppervlakte (mm**2)	Kracht (kN)	Staalsoort no
1	6605	.100	.37944.	1.00	1

DeAfspangegevens:

Normaalkracht = 37740.00 kN
 Ex =6605. mm
 Ey =275. mm
 Moment =-2921.000 kN*m
 Beta =.00000 rad

Belastinggeval:1

Moment M = -2921.000 kN*m
 Beta = .00000 rad.
 N (extra) = 37740.00 kN
 Ex = 6605. mm
 Ey = 275. mm

• *Parameters van het rekvlak:*

K(x) = .0000D+00 (1/mm)
 K(y) = .1097D-05 (1/mm)
 Ez(0,0) = .6609D-04

• *Beton* :-

• *De voorspanning:*

kabelno:	tak no:	rek:	spanning (N/mm**2):	kracht (kN):
1	1	.000000	.01	.0

Het M-N-K diagram wordt berekend voor:

M (extra) = .000 kN*m (de variabele)
 Beta = .00000 rad.
 Normalkracht = 37740.00 kN
 Ex = 6605. mm
 Ey = 275. mm

stad no	N (kN)	M (kN*m)	Beta (rad.)	K(x) (1/mm)	K(y) (1/mm)	Ez(0,0)	beton:	gevloeiide wapening: trek	druk	kriteria:
1	37740.000	-15143.126	.0000000	.0000D+00	.1439D-04	-.4416D-02	GESCHEURD	1	2	EPS(U)
2	37740.000	-12675.737	.0000000	.0000D+00	.8166D-05	-.2317D-02	GESCHEURD	1	2	FA'
3	37740.000	-12226.286	.0000000	.0000D+00	.7564D-05	-.2106D-02	GESCHEURD			FA
4	37740.000	-10641.215	.0000000	.0000D+00	.6017D-05	-.1560D-02	GESCHEURD			EPS(S)
5	37740.000	.000	.0000000	.0000D+00	.8318D-07	.3325D-03				EXTRA
6	37740.000	8482.406	.0000000	.0000D+00	-.6640D-05	.1557D-02	GESCHEURD		2	FA
7	37740.000	8785.963	.0000000	.0000D+00	-.8454D-05	.1750D-02	GESCHEURD		2	EPS(S)
8	37740.000	9227.465	.0000000	.0000D+00	-.1601D-04	.2502D-02	GESCHEURD		2	FA'
9	37740.000	9325.096	.0000000	.0000D+00	-.2588D-04	.3500D-02	GESCHEURD	2	1	EPS(U)

Voorspankabel no: 1

stad. no	tak no	rek	spanning (N/mm**2)	kracht (kN)
1	2	.003153	529.2	20080.9
2	1	.001676	335.2	12718.0
3	1	.001525	305.0	11572.8
4	1	.001134	226.7	8603.8
5	1	-.000165	-33.0	-1251.8
6	1	-.000717	-143.4	-5440.9
7	1	-.000729	-145.7	-5529.8
8	1	-.000726	-145.2	-5507.8
9	1	-.000736	-147.2	-5584.9



DEELSTUDIE 2 HANDBEREKENING



BRUG OVER DE HOOGVEEENSCHIE VAART
 berekening bezwijkmoment
 bepaling max. opneembaar moment (middenveld)
 COOR
 0.0 0.0
 13210 0.0
 13210 550
 0.0 550
 WAPEN
 6605 47 98.2242 1
 6605 498 98.2242 1
 350 350 200000 40
 KABEL
 6605 100 37944 1 1
 526 2.63 695 30.03
 BETON
 24 1.75 3.5
 AFSP -2504 0 37740 6605 275
 MNK
 MOME 0 0 37740 6605 275
 TEKEN
 STOP

stad.	N	M	Beta	K(x)	K(y)	Ez(0,0)	beton:	gevloei wapening:		kriteria:
no	(kN)	(kN*m)	(rad.)	(1/mm)	(1/mm)			trek	druk	
1	<u>37740.000</u>	<u>-15144.754</u>	<u>.0000000</u>	<u>.0000D+00</u>	<u>.1439D-04</u>	<u>-.4415D-02</u>	<u>GESCHEURD</u>	1	2	<u>EPS(U)</u>
2	37740.000	-12706.444	.0000000	.0000D+00	.8137D-05	-2302D-02	GESCHEURD	1	2	FA
3	37740.000	-12289.134	.0000000	.0000D+00	.7577D-05	-2106D-02	GESCHEURD			FA
4	37740.000	-10675.244	.0000000	.0000D+00	.6000D-05	-1550D-02	GESCHEURD			EPS(S)
5	37740.000	.000	.0000000	.0000D+00	.7145D-07	.3375D-03				EXTRA
6	37740.000	8481.892	.0000000	.0000D+00	-.6651D-05	.1562D-02	GESCHEURD		2	FA
7	37740.000	8779.562	.0000000	.0000D+00	-.8411D-05	.1750D-02	GESCHEURD		2	EPS(S)
8	37740.000	9224.399	.0000000	.0000D+00	-.1587D-04	.2496D-02	GESCHEURD	2	1	FA
9	37740.000	9324.400	.0000000	.0000D+00	-.2578D-04	.3500D-02	GESCHEURD	2	1	EPS(U)

BRUG OVER DE HOOGVEEENSCHIE VAART
 berekening bezwijkmoment
 bepaling max. opneembaar moment (steunpunt)
 COOR
 0.0 0.0
 13210 0.0
 13210 550
 0.0 550
 WAPEN
 6605 47 98.2242 1
 6605 498 98.2242 1
 350 350 200000 40
 KABEL
 6605 450 37944 1 1
 526 2.63 695 30.03
 BETON
 24 1.75 3.5
 AFSP 3293 0 37740 6605 275
 MNK
 MOME 0 0 37740 6605 275
 TEKEN
 STOP

stad.	N	M	Beta	K(x)	K(y)	Ez(0,0)	beton:	gevloeiide wapening:		kriteria:
no	(kN)	(kN*m)	(rad.)	(1/mm)	(1/mm)			trek	druk	
1	37740.000	-9325.665	.0000000	.0000D+00	.2597D-04	-.1079D-01	GESCHEURD	1	2	EPS'(U)
2	37740.000	-9257.622	.0000000	.0000D+00	.1778D-04	-.7105D-02	GESCHEURD	1		FA'
3	37740.000	-8789.523	.0000000	.0000D+00	.8480D-05	-.2914D-02	GESCHEURD	1		EPS'(S)
4	37740.000	-8466.841	.0000000	.0000D+00	.6549D-05	-.2058D-02	GESCHEURD			FA
5	37740.000	.000	.0000000	.0000D+00	-.9170D-07	.3790D-03				EXTRA
6	37740.000	10613.445	.0000000	.0000D+00	-.6041D-05	.1750D-02	GESCHEURD			EPS'(S)
7	37740.000	12272.447	.0000000	.0000D+00	-.7674D-05	.2072D-02	GESCHEURD		2	FA
8	37740.000	12468.312	.0000000	.0000D+00	-.7933D-05	.2123D-02	GESCHEURD		2	FA'
<u>9</u>	<u>37740.000</u>	<u>15141.685</u>	<u>.0000000</u>	<u>.0000D+00</u>	<u>-.1439D-04</u>	<u>.3500D-02</u>	<u>GESCHEURD</u>	<u>2</u>	<u>1</u>	<u>EPS'(U)</u>

BIJLAGE 13; SCHEURWIJDTE

Scheurwijdte

Voor de bepaling van de scheurwijdte dient de optredende staalspanning te worden berekend. Hiertoe kan de kromming en de rek aan de uiterste vezel worden afgelezen en met deze waarde kan de ϵ_s en daarmee de staalspanning worden berekend.

- SCHEUR20.DAT
- SCHEUR20.LIS
- SCHEUR22.DAT
- SCHEUR20.LIS



BRUG OVER DE HOOGEVEENSCH E VAART
berekening scheurwijdte
bepaling max. staalspanning (knp 22; 1 m naast stp.)
COOR
0.0 0.0
13210 0.0
13210 550
0.0 550
WAPEN
6605 47 98.2242 1
6605 498 98.2242 1
350 350 200000 40
KABEL
6605 372 18972 1 1
526 2.63 695 30.03
BETON
24 1.75 3.5
AFSP -3906 0 37740 6605 275
BELA
-5781 0 37740 6605 275
TEKEN
STOP

Belastinggeval:1

Moment M = -3906.000 kN*m

Beta = .00000 rad.

N (extra) =37740.00 kN

Ex =6605. mm

Ey = 275. mm

• *Parameters van het rekvlak:*

K(x) = .0000D+00 (1/mm)

K(y) = .1476D-05 (1/mm)

Ez(0,0) = -.3899D-04

• *Beton:* GESCHEURD -

Belastinggeval:2

Moment M = -5781.000 kN*m

Beta = .00000 rad.

N (extra) =37740.00 kN

Ex =6605. mm

Ey = 275. mm

• *Parameters van het rekvlak:*

K(x) = .0000D+00 (1/mm)

K(y) = .2699D-05 (1/mm)

Ez(0,0) = -.4395D-03

• *Beton:* GESCHEURD -

BIJLAGE 14; DOORBUIGING

HANDBEREKENING VOOR KUNSTWERK 7; BRUG OVER DE HOOGVEEENSE VAART

bepaling doorbuiging onder verkeersbelasting

VOSB.

GEOMETRIE

64 ELEMENTEN

1 / 12 1.0

13 / 15 0.5

0.18 0.32

18 / 21 0.5

0.35 0.15

24 / 26 0.5

27 / 31 1.0

1.2 1.2

34 / 38 1.0

39 / 41 0.5

0.15 0.35

44 / 47 0.5

0.32 0.18

50 / 52 0.5

53 / 64 1.0

MANIER 1

13.21 BREED

1 / 640.55

STEUNPUNTEN

11

201

461

651

ELASTICITEITSMODULI

1 T/M 64 32250000

EIGEN

1 T/M 64 25

BELASTINGEN

vosb

breedte 11.94

60 0.922 1.9652 0.922 1.6073

VOORSPANNING

GROEP 1

34 0.001116 1860000 3 0.25 0.005236 0.012 0.012

10 14.0 0.1 0.1 2.0E8 65

11

0.0 0.2750.058

6.0 0.45 0.0

13.68 0.15 -0.078

15.00.10.0

16.35 0.15 0.076

24.200.45 0.0

32.05 0.15 -0.076

33.40.10.0

34.72 0.15 0.078

42.40.45 0.0

48.40.275-0.058

somm

VOSB



geef
moment
vorm
STOP

DEVORMVERANDERINGEN

PUNT NO	EXTREME DOORBUIGINGEN (MM)	(MM)
1	.00	.00
2	3.13	-1.16
3	6.09	-2.30
4	8.74	-3.37
5	10.94	-4.34
6	12.63	-5.20
<u>7</u>	<u>13.66</u>	<u>-5.89</u>
8	13.99	-6.40
9	13.76	-6.69
10	12.87	-6.74
11	11.46	-6.50
12	9.56	-5.95
13	7.28	-5.05
14	6.06	-4.47
15	4.81	-3.78
16	3.55	-3.00
17	3.11	-2.69
18	2.32	-2.11
19	1.13	-1.11
<u>20</u>	<u>.00</u>	<u>.00</u>
21	1.22	-1.04
22	2.54	-1.99
23	3.50	-2.60
24	3.92	-2.85
25	5.34	-3.63
26	6.79	-4.33
27	8.23	-4.95
28	11.04	-5.97
29	13.58	-6.70
30	15.71	-7.18
31	17.35	-7.42
32	18.42	-7.44
<u>33</u>	<u>18.80</u>	<u>-7.21</u>
34	18.42	-7.44
35	17.35	-7.42
36	15.71	-7.18
37	13.58	-6.70
38	11.04	-5.97
39	8.23	-4.95
40	6.79	-4.33
41	5.34	-3.63
42	3.92	-2.85
43	3.50	-2.60
44	2.54	-1.99
45	1.22	-1.04
46	.00	.00
47	1.13	-1.11
48	2.32	-2.11

49	3.11	-2.69
50	3.55	-3.00
51	4.81	-3.78
52	6.06	-4.47
53	7.28	-5.05
54	9.56	-5.95
55	11.46	-6.50
56	12.87	-6.74
57	13.76	-6.69
58	13.99	-6.40
59	13.66	-5.89
60	12.63	-5.20
61	10.94	-4.34
62	8.74	-3.37
63	6.09	-2.30
64	3.13	-1.16
65	.00	00

