

**TABELA 4.22 – NÍVEIS DE TRÁFEGO PARA A SELEÇÃO DE SOLUÇÕES DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

Designação segundo o tráfego	Número N de repetições equivalentes* do eixo padrão (Usace – DNIT, 1981)	Rodovias e vias típicas nesta categoria**
B: baixo volume de tráfego	$< 10^6$	Vias de tráfego local, estradas vicinais, rodovias com tráfego de algumas dezenas ou poucas centenas de veículos comerciais diários, vias urbanas de pequena solicitação por tráfego comercial etc.
M: moderado volume de tráfego	$10^6 \leq N < 10^7$	Vias e rodovias coletoras, rodovias de pista simples ou dupla, rodovias com centenas de veículos comerciais diários, acessos rodoviários etc.
A: alto volume de tráfego	$10^7 \leq N < 5 \times 10^7$	Rodovias e vias urbanas em geral com pista dupla, com duas ou mais faixas por sentido, rodovias com tráfego de várias centenas até um ou dois milhares de veículos comerciais diários, implantação de terceiras faixas para caminhões lentos em pistas simples, faixas de ônibus urbanos etc.
MP: muito pesado – volume muito alto de tráfego e vias especiais	$N \geq 5 \times 10^7$	Rodovias e vias de tráfego muito pesado, com duas ou mais faixas por sentido, com grande participação de veículos comerciais, rodovias que ultrapassem em geral 2.000 veículos comerciais diários, corredores de ônibus tipo BRT com elevada solicitação, acessos a terminais de carga etc.

\* Número de repetições de carga do eixo padrão AASHTO é calculado empregando outros fatores de equivalência de carga da AASHTO, que resultam em números N diferentes do N Usace, para o mesmo tráfego. O N Usace tem sido empregado tradicionalmente para dimensionamento de pavimentos pelo método empírico de dimensionamento de estruturas de pavimento novos vigente no Brasil. O N AASHTO também é empregado no Brasil para algumas verificações estruturais e projetos de restauração.

\*\* O número de repetições acumuladas de eixos deve ser calculado e não estimado pela categoria da rodovia ou via; a descrição na presente tabela é empregada para exemplificar algumas ocorrências frequentes, não generalizadas. O volume de tráfego diário de veículos comerciais descritos é meramente indicativo e ilustrativo, devendo ser calculado com rigor, levando em consideração a magnitude das cargas, configurações de eixos etc. Rodovias ou vias urbanas de mesmo volume de tráfego diário (VDM) podem resultar em diferentes N – número de solicitações equivalentes de carga do eixo padrão.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

#### 4.8.2 Seleção de revestimentos asfálticos e de bases asfálticas de pavimentos em obras de implantação

Os diversos tipos de misturas asfálticas estão descritos de forma sucinta e não substituem as normativas. Nas tabelas 4.23 a 4.30 são sugeridas as misturas asfálticas adequadas para obras de implantação de rodovias e de vias urbanas dependendo do tráfego solicitante. Trata-se de sugestões e não dispensam uma análise minuciosa da pertinência ao projeto.

Os cálculos de espessura das camadas asfálticas dependem dos tipos de ligantes asfálticos e graduação utilizados, do tráfego atuante, dos materiais e das espessuras das camadas subjacentes às camadas asfálticas, do subleito, e das condições climáticas, bem como da rigidez da estrutura. Não é adequado o cálculo de espessuras que não levem em consideração as propriedades mecânicas do subleito e das camadas da estrutura, em especial das camadas asfálticas. A diferenciação dos tipos de ligantes (ver capítulo 2) e de revestimentos e bases asfálticas somente é bem avaliada pelas propriedades mecânicas (ver capítulo 6).

**TABELA 4.23 – TIPOS DE SERVIÇOS A QUENTE OU MORNOS PARA BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE OU USINADAS MORNAS E TRATAMENTOS SUPERFICIAIS A QUENTE ADEQUADOS E RECOMENDADOS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços (misturas usinadas e tratamentos superficiais)	Nível de tráfego: B (baixo volume de tráfego $N \leq 10^6$ )							
	Ligantes asfálticos a quente							
	CAP convencional			CAP modificados				
	30-45	50-70	85-100 ou 150-200	CAP elastomérico		CAP borracha		
			55/75-E	60/85-E	65/90-E	AB8	AB22	
<b>Tratamentos superficiais de penetração a quente</b>								
TSS	x	x	✓	✓✓				✓✓
TSD	x	x	✓	✓✓				✓✓
TST	x	x	x	✓✓				✓✓
<b>Camadas intermediárias (<i>binder</i>) e bases</b>								
Macadame betuminoso por penetração a quente (base)			✓					
Misturas asfálticas usinadas a quente ou mornas ( <i>binder</i> e base)	✓	✓	x					
<b>Camadas de rolamento: misturas usinadas</b>								
AAUQ	✓	✓	x	✓				
CA	✓	✓	x	✓				
<b>Camadas de rolamento: misturas especiais usinadas</b>								
CPA <sup>(*)</sup>	x	x	x	x	✓	✓	✓	x
Mistura asfáltica tipo <i>gap-graded</i> – GG*	x	x	x	x	✓	✓	✓	x
Mistura asfáltica tipo BBTM/Raud*	x	x	x	✓	✓	✓	x	x
Mistura asfáltica tipo SMA	x	x	x	✓	✓	✓	x	x

x **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

A não indicação de uso ou de restrição significa muitas vezes que se trata de uma solução não usual ou economicamente inviável, ou mesmo de pouca experiência prática nesse tipo de serviço ou emprego específico.

\* Camadas que devem ser executadas sobre camadas asfálticas densas (não drenantes).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.24** – TIPOS DE SERVIÇOS A QUENTE OU MORNOS PARA MODERADO VOLUME DE TRÁFEGO: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE OU USINADAS MORNAS E TRATAMENTOS SUPERFICIAIS A QUENTE ADEQUADOS E RECOMENDADOS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS

Tipos de serviços (misturas usinadas e tratamentos superficiais)	Nível de tráfego: M (moderado volume de tráfego $10^6 < N \leq 10^7$ )										
	Ligantes asfálticos a quente										
	CAP convencional			CAP modificados					CAP borracha		CAP de baixa penetração (modificado ou não)
	30-45	50-70	85-100 ou 150-200	55/75-E	60/85-E	65/90-E	Altamente modificado	AB8	AB22		
<b>Tratamentos superficiais de penetração a quente</b>											
TSS	x	x	✓	✓✓					✓✓		
TSD	x	x	✓	✓✓					✓✓		
TST	x	x	x	✓✓					✓✓		
<b>Camadas intermediárias (binder) e bases</b>											
Macadame betuminoso por penetração a quente (base)			✓								
Misturas asfálticas usinadas a quente ou mornas (binder e base)	✓	✓	x								
<b>Camadas de rolamento: misturas usinadas</b>											
AAUQ	✓	✓	x	✓							
CA	✓	✓	x	✓							
<b>Camadas de rolamento: misturas especiais usinadas</b>											
CPA*	x	x	x	x	✓	✓	✓	x			
Mistura asfáltica tipo gap-graded – GG*	x	x	x	x	✓	✓	✓	x			
Mistura asfáltica tipo BBTM/Raud*	x	x	x	✓	✓	✓	x	x			
Mistura asfáltica tipo SMA	x	x	x	✓	✓	✓	x	x			

x **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

A não indicação de uso ou de restrição significa muitas vezes que se trata de uma solução não usual ou economicamente inviável, ou mesmo de pouca experiência prática nesse tipo de serviço ou emprego específico.

\* Camadas que devem ser executadas sobre camadas asfálticas densas (não drenantes).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.25 – TIPOS DE SERVIÇOS A QUENTE OU MORNOS PARA ALTO VOLUME DE TRÁFEGO: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE OU USINADAS MORNAS ADEQUADAS E RECOMENDADAS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços (misturas usinadas e tratamentos superficiais)	Nível de tráfego: A (alto volume de tráfego $10^7 < N \leq 5 \times 10^7$ )									
	Ligantes asfálticos a quente									
	CAP convencional			CAP modificados				CAP borracha		CAP de baixa penetração (modificado ou não)
	30-45	50-70	85-100 ou 150-200	55/75-E	60/85-E	65/90-E	Altamente modificado	AB8	AB22	
<b>Camadas intermediárias (binder) e bases</b>										
Misturas asfálticas usinadas a quente ou mornas (binder e base)	✓		✗	✓✓	✓✓	✓	✓	✓✓		
EME (base) – mistura de módulo elevado										✓✓
Samí (sobre camada que possui trincas de retração)						✓	✓✓		✓	
<b>Camadas de rolamento: misturas usinadas</b>										
CA	✓			✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓		
CPA*	✗	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓	✗	
Mistura asfáltica tipo GG*	✗	✗	✗	✗	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗	
Mistura asfáltica tipo BBTM/Raud*	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓		
Mistura asfáltica tipo SMA*	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗	✗	

✗ **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

A não indicação de uso ou de restrição significa muitas vezes que se trata de uma solução não usual ou economicamente inviável, ou mesmo de pouca experiência prática nesse tipo de serviço ou emprego específico.

\* Camadas que devem ser executadas sobre camadas asfálticas densas (não drenantes).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.26 – TIPOS DE SERVIÇOS A QUENTE OU MORNOS PARA VOLUME DE TRÁFEGO MUITO PESADO E VIAS ESPECIAIS: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE OU USINADAS MORNAS ADEQUADAS E RECOMENDADAS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços (misturas usinadas e tratamentos superficiais)	Nível de tráfego: MP (tráfego muito pesado $N > 5 \times 10^7$ )									
	Ligantes asfálticos a quente									
	CAP convencional			CAP modificados				CAP borracha		CAP de baixa penetração (modificado ou não)
	30-45	50-70	85-100 ou 150-200	55/75-E	60/85-E	65/90-E	Altamente modificado	AB8	AB22	
<b>Camadas intermediárias (binder) e bases</b>										
Misturas asfálticas usinadas a quente ou mornas (binder e base)	✓	✗	✗	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓	✓		
EME (base) – mistura de módulo elevado										✓✓
Sami (sobre camada que possui trincas de retração)						✓	✓✓		✓	
<b>Camadas de rolamento: misturas usinadas</b>										
CA	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓✓			
CPA*	✗	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓	✗	
Mistura asfáltica tipo GG*	✗	✗	✗	✗	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓		
Mistura asfáltica tipo BBTM/Raud*	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓✓		✗	
Mistura asfáltica tipo SMA*	✗	✗	✗	✓	✓✓	✓✓	✓✓	✗	✗	

✗ **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

A não indicação de uso ou de restrição significa muitas vezes que se trata de uma solução não usual ou economicamente inviável, ou mesmo de pouca experiência prática nesse tipo de serviço ou emprego específico.

\* Camadas que devem ser executadas sobre camadas asfálticas densas (não drenantes).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.27 – TIPOS DE SERVIÇOS A FRIO PARA BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A FRIO E TRATAMENTOS SUPERFICIAIS A FRIO ADEQUADOS E RECOMENDADOS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços asfálticos a frio	Nível de tráfego: B (baixo volume de tráfego $N \leq 10^6$ )														
	Emulsões asfálticas														
	Convencionais					Elastoméricas									
	Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura lenta			Ruptura controlada		Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura controlada	
RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C	LA-1C	LAN	EA I	LA-RC	RR1C-E	RR2C-E	RM1C-E	RC1C-E	RC1C-E	RL1C-E	
<b>Tratamentos superficiais de penetração a frio</b>															
TSS	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	
TSD	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	
TST	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	
<b>Camadas intermediárias (binder) e bases</b>															
Macadame betuminoso	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓	x	x	x	
Solo-emulsão	x	x	x	x	✓✓	✓✓	✓✓	✓	x	x	x	x	x	x	
<b>Camadas de rolamento: misturas usinadas</b>															
PMF aberto	x	x	✓	✓	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	
PM semidenso	x	x	✓	x	✓	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	✓✓	
PMF denso	x	x	x	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	
AAUF	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
<b>Camadas de rolamento: tratamentos de superfície</b>															
MRAF	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	
LA	x	x	x	x	✓	✓	✓	x	✓✓	x	x	x	x	x	
Tratamento tipo SAM	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓	x	✓✓	x	

- x** **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.
- ✓** **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).
- ✓✓** **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.28 – TIPOS DE SERVIÇOS A FRIO PARA MODERADO VOLUME DE TRÁFEGO: MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A FRIO E TRATAMENTOS SUPERFICIAIS A FRIO ADEQUADOS E RECOMENDADOS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços asfálticos a frio	Nível de tráfego: M (moderado volume de tráfego $10^6 < N \leq 10^7$ )														
	Emulsões asfálticas														
	Convencionais					Elastoméricas									
	Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura lenta			Ruptura controlada		Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura controlada	
RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C	LA-1C	LAN	EA I	LA-RC	RR1C-E	RR2C-E	RM1C-E	RC1C-E	RL1C-E		
<b>Tratamentos superficiais de penetração a frio sobre camada asfáltica</b>															
TSD	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	
TST	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	
<b>Camadas intermediárias (binder) e bases</b>															
Macadame betuminoso	x	✓	x	x	x	x	x	x	x	x	✓	x	x	x	
Solo-emulsão	x	x	x	x	✓✓	✓✓	✓✓	✓	x	x	x	x	x	x	
PMF aberto	x	x	✓	✓	x	x	x	x	x	x	x	✓	x	x	
PM semidenso	x	x	✓	x	✓	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	✓✓	
PMF denso	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	
AAUF	x	x	x	x	✓✓	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
<b>Camadas de rolamento: tratamentos de superfície sobre camada asfáltica</b>															
MRAF	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	
LA	x	x	x	x	✓	✓	✓	x	✓✓	x	x	x	x	x	
Tratamento tipo SAM	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	✓✓	x	

- x Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.
- ✓ Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).
- ✓✓ Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que comprovem a eficiência de adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.



**TABELA 4.29 – TIPOS DE SERVIÇOS A FRIO PARA ALTO VOLUME DE TRÁFEGO E TRÁFEGO MUITO PESADO: TRATAMENTOS SUPERFICIAIS A FRIO ADEQUADOS E RECOMENDADOS EM OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DE RODOVIAS E VIAS URBANAS**

Tipos de serviços asfálticos a frio	Nível de tráfego: A e MP (alto volume de tráfego e tráfego muito pesado N > 10 <sup>7</sup> )														
	Emulsões asfálticas														
	Convencionais					Elastoméricas									
	Ruptura rápida		Ruptura média		Ruptura lenta			Ruptura controlada rápida		Ruptura média controlada		Ruptura lenta			
RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C	LA-1C	LAN	EA I	LA-RC	RR1C-E	RR2C-E	RM1C-E	RC1C-E	RL1C-E		
Camadas de rolamento: tratamentos de superfície sobre camadas usinadas*															
MRAF	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	
Tratamento tipo SAM	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓✓	x	✓✓	x	

x **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

A não indicação de uso ou de restrição significa muitas vezes que se trata de uma solução não usual ou economicamente inviável, ou mesmo de pouca experiência prática nesse tipo de serviço ou emprego específico.

\* Camadas que devem ser executadas sobre camadas asfálticas densas (não drenantes).

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais, dosagem e determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas indicados para cada caso, que acompanhem um projeto estrutural. As espessuras mínimas estruturais de projeto devem ser seguidas, a menos que estudos complementares sejam realizados e que a adoção de espessuras menores.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.

**TABELA 4.30 – TIPOS DE LIGANTES ASFÁLTICOS ADEQUADOS E RECOMENDADOS PARA IMPRIMAÇÃO E PINTURA DE LIGAÇÃO**

Tipos de ligantes asfálticos	Tráfego			
	B Baixo	M Moderado	A Alto	MP Muito Pesado
<b>Pinturas de ligação (entre camadas asfálticas de revestimento ou entre revestimento e base asfáltica)</b>				
Emulsões asfálticas RR-1C ou RR-2C	✓	✓		
Emulsões asfálticas modificadas elastoméricas RR-1CE	✓	✓✓	✓✓	✓✓
Emulsões asfálticas modificadas elastoméricas RR-2CE	✓	✓	✓	✓
<b>Imprimação (sobre camadas de base não cimentada)</b>				
Emulsões asfálticas para imprimação (EAI)	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓
Asfalto diluído CM-30 ou CM-70 (em desuso)	✓	✓	✓	✓
<b>Imprimação (sobre camadas de base cimentada)</b>				
EAI*	✓✓	✓✓	✓✓	✓✓
Asfalto diluído CM-30 ou CM-70 (em desuso)	x	x	x	x

x **Não adequado:** produto cuja aplicação não é indicada tecnicamente.

✓ **Adequado:** produto cuja aplicação pode levar ao sucesso técnico (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

✓✓ **Recomendado:** produto cuja aplicação é recomendada do ponto de vista técnico e de durabilidade (pressupõe realização de ensaios de dosagem e de propriedades, seguindo especificações, e aplicação dentro das boas técnicas executivas).

\* Seleção recomendada se a emulsão asfáltica para imprimação não contiver solvente em sua formulação. Caso tenha solvente, este pode reagir com o cimento causando o desprendimento da película da camada de base, interferindo negativamente na aderência entre revestimento e base.

**Observação importante:** trata-se de sugestão de seleção de uso e não assegura sucesso caso não sejam feitos os ensaios de caracterização de materiais e dosagens das taxas adequadas de aplicação.

Fonte: Ceratti *et al.*, 2015.



## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T 85: *standard method of test for specific gravity and absorption of coarse aggregate*. USA, 1991.

\_\_\_\_\_. AASHTO T 104: *standard method of test for soundness of aggregate by use of sodium sulfate or magnesium sulfate*. USA, 1999.

\_\_\_\_\_. AASHTO D 5821: *standard test method for determining the percentage of fractured particles in coarse aggregate*. USA, 2001.

\_\_\_\_\_. AASHTO T 96: *standard method of test for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles Machine-HM-22: part IIA*. USA, 2002.

ABEDA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. *Manual básico de emulsões asfálticas*. Soluções para pavimentar sua cidade. Rio de Janeiro: ABEDA, 2001.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14746: *microrrevestimento a frio e lama asfáltica: determinação de perda por abrasão úmida (WTAT)*. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. NBR 14758: *microrrevestimento e lamas asfálticas: determinação do tempo mínimo de misturação*. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. NBR 14757: *microrrevestimento e lamas asfálticas: determinação da adesividade de misturas*. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. NBR 14798: *microrrevestimentos asfálticos: determinação da coesão e características da cura pelo coesímetro*. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. NBR 14841: *microrrevestimentos a frio: determinação de excesso de asfalto e adesão de areia pela máquina LWT*. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. NBR 14948: *microrrevestimentos asfálticos a frio modificados por polímero: materiais, execução e desempenho*. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. NBR 14949: *microrrevestimentos asfálticos: caracterização da fração fina por meio da absorção de azul de metileno*. Rio de Janeiro, 2003.

AIPCR – ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE. *Emploi des liants bitumineux modifiés, des bitumes spéciaux et des bitumes avec additifs en techniques routières*. Guide Technique. La Defense: AIPCR, Sept. 1999.

ALDIGUERI, D. R. *Estudo de misturas de areia-asfalto usinadas a quente com asfaltos de diferentes consistências para revestimentos de pavimentos no estado do Ceará*. 2001. Dissertação (Mestrado). USP, São Paulo.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D-36: *standard test method for softening point of bitumen (Ring-and-Ball Apparatus)*. USA, 1995.

\_\_\_\_\_. ASTM D-4402: *standard test method for viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer*. USA, 2002.

\_\_\_\_\_. ASTM D-5: *standard test method for penetration of bituminous materials*. USA, 2006.

- BARRA, B. S. *Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de misturas asfálticas densas*. Tese (Doutorado). UFSC, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 2009.
- BELIGNI, M.; VILLIBOR, D. F.; CINCERRE, J. R. Mistura asfáltica do tipo SMA (stone mastic asphalt): solução para revestimentos de pavimentos de rodovias e vias urbanas de tráfego intenso. *In: Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico*. 2000. São Paulo. *Anais...* São Paulo: 2000. 1 CD-ROM.
- BONFIM, V. *Fresagem de pavimentos asfálticos*. 1. ed. São Paulo: Fazendo Arte, 2000. 112p. \_\_\_\_\_ . *Pavimentos sustentáveis*. 1. Ed. Exceção Editora, 2021.
- BROSSEAUD, Y. Método francês para dosagem de misturas asfálticas: abordagem, métodos de ensaio, confiabilidade e validade. *In: Encontro do Asfalto*, 16., 2002, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2002a. 1 CD-ROM. \_\_\_\_\_ . Revestimentos asfálticos franceses: panorama das técnicas, balanço de comportamento. *In: Encontro do Asfalto*, 16., Rio de Janeiro, 2002. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2002b. 1 CD-ROM. \_\_\_\_\_; BOGDANSKI, B.; CARRE, D. Transfert de technologie réussi entre la France et la Pologne: première réalisation d'un chantier de renforcement utilisant un enrobé à haut module et un béton bitumineux très mince. *Revue Générale des Routes et Aérodrômes*, n. 816, Avril, p. 60-67, 2003. \_\_\_\_\_; DELORME, J-L.; HIERNAUX, R. Use of LPC wheel-tracking rutting tester to select asphalt pavements resistant to rutting. *Transportation research record. Pavement Design, Management and Performance*, Washington, n. 1.384, p. 59-68, 1993.
- CAMARGO, F. F.; BERNUCCI, L. Case history study: field monitoring and performance prediction of a field-blended rubber asphalt mixture in Brazil. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 20, n. 2, p. 172-182, 2019. doi: 10.1080/10298436.2017.1279484.
- CARVALHO FILHO, C. R. *Utilização de grave emulsão em substituição à base em brita graduada*. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFPE.
- CASTRO, C. A. A. *Estudo da técnica de antipó com emulsão de xisto em pavimentos para baixo volume de tráfego*. 2003. 188f. Dissertação (Mestrado). Coppe/UFRJ.
- CASTRO, L. N. *Reciclagem a frio in situ com espuma de asfalto*. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Coppe/UFRJ.
- CASTRO NETO, A. M. *Proposta de projeto de dosagem de concreto betuminoso reciclado a quente*. 2000. Dissertação. USP, São Paulo.
- CASTRO, P. B. *Avaliação do emprego de agregados alternativos em microrrevestimento asfáltico*. 2014. Dissertação (Mestrado) – UFC, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza.
- CAVALCANTI, L. S. *Efeito de alguns modificadores de ligante na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas*. 2010. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- CENTOFANTE, R. *Estudo laboratorial da utilização de material fresado em misturas asfálticas recicladas a quente*. 2016. Dissertação. UFSM.
- CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. L. B.; SOARES, J. B. *Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação*. Guia Técnico. 146f. Abeda. 2015.

- CHAVES, F. J. *Estudo de misturas de areia asfalto a frio em pavimentação de baixo volume de tráfego no estado do Ceará – contribuição ao método de dosagem*. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Coppe/UFRJ.
- CORDEIRO, W. R. *Comportamento de concretos asfálticos projetados com cimento asfáltico modificado por borracha de pneu*. 2006. Dissertação (Mestrado). IME, Rio de Janeiro.
- COSTA, C. A. Tratamento antipó – (TAP). In: Encontro do Asfalto, 8., 1986, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1986. p. 176-78.
- CORTÉ, J-F. Development and uses of hard-grade asphalt and of high-modulus asphalt mixes in France. Perpetual bituminous pavements. *Transportation Research Circular*, n. 503, 2001.
- DANTAS, D. T. *Estudo da utilização de cinzas pesadas de termelétricas para aplicação em microrrevestimento asfáltico a frio*. 2019. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.
- DERBA – DEPARTAMENTO ESTADUAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – BA. *Tratamento contra pó em estradas do DER-BA*. Relatório Interno do Serviço de Pesquisas Tecnológicas – DER-BA. 1985. Salvador, 1985.
- \_\_\_\_\_. ES P 23/00: *pavimentação: tratamento contra pó*. Salvador, 2000.
- DIAS, C. R. C. *Estudos de misturas de areia-asfalto e cinza-cal para emprego em pavimentos urbanos*. 2004. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, RS. 127p.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ES 308/97: *pavimentação: tratamento superficial simples*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 309/97: *pavimentação: tratamento superficial duplo*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 310/97: *pavimentação: tratamento superficial triplo*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 311/97: *pavimentação: macadame betuminoso por penetração*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 312/97: *pavimentação: areia-asfalto a quente*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 313/97: *pavimentação: concreto betuminoso*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 314/97: *pavimentação: lama asfáltica*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 317/97: *pavimentação: pré-misturado a frio*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 318/97: *pavimentação: concreto betuminoso a quente na usina*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 319/97: *pavimentação: concreto betuminoso reciclado a quente no local*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 320/97: *pavimentação: microrrevestimento betuminoso a frio*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ME 382/99: *determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos modificados por polímeros, pelo método do ductilômetro*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. ES 386/99: *pavimentação: pré-misturado a quente com asfalto polímero: camada porosa de atrito*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. ES 387/99: *pavimentação: areia asfalto a quente com asfalto polímero*. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. ES 389/99: *pavimentação: microrrevestimento asfáltico a frio com emulsão modificada por polímero*. Rio de Janeiro, 1999.

- \_\_\_\_\_. ES 390/99: *pavimentação*: pré-misturado a frio com emulsão modificada por polímero. Rio de Janeiro, 1999.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2006 – ES: *pavimentação*: concreto asfáltico. Rio de Janeiro, 2006.
- \_\_\_\_\_. DNIT 032/2021 – ES: *pavimentos flexíveis*: areia asfalto a quente: especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2021.
- \_\_\_\_\_. DNIT 033/2005 – ES: *pavimentos flexíveis*: concreto asfáltico reciclado a quente na usina. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. DNIT 034/2005 – ES: *pavimentos flexíveis*: concreto asfáltico reciclado a quente no local. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. DNIT 035/2005 – ES: *microrrevestimento asfáltico*. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. *Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos*. TED 682/2014. Rio de Janeiro.
- DUQUE NETO, F. S. *Proposição de metodologia para escolha de solo e dosagem de antipó com emulsão de óleo de xisto*. 2004. 267f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia. UFRJ, Rio de Janeiro.
- DUQUE NETO, F. S.; MOTTA, L. M. G.; LEITE, L. F. M. Proposta de método de dosagem de tratamento contra pó para vias de baixo volume de tráfego. *In: Encontro do Asfalto*, 17., 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2004. 1 CD-ROM.
- EL-HAGE, R. B. *Estudo de misturas asfálticas tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) à luz dos compactadores Marshall e Superpave*. 2012. 138p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes. USP, São Carlos.
- FERREIRA, P. N. *Estudo da utilização de revestimentos asfálticos delgados a quente para pavimentos tipo BBTM no Brasil*. 2006. 200f. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- FONTES, L. *et al.* Evaluating permanent deformation in asphalt rubber mixtures. *Construction and Building Materials*, v. 24, Issue 7, p. 1193-1200, 2010. ISSN 0950-0618.
- FREITAS, H. B. *Misturas asfálticas de módulo elevado com uso de escória de aciaria como agregado*. 2007. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- FRITZEN, M. A. *Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio-Teresópolis*. 2005. 291f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro.
- GASPAR, M. S. *Mecanismos de interação entre ligantes na reciclagem asfáltica quente e morna*. 2019. Dissertação. USP, São Paulo.
- GENNEUSSEUX, M. M. L. *Avaliação da durabilidade de misturas asfálticas a quente e morna contendo material asfáltico fresado*. 2015. Tese (Doutorado). USP, São Paulo.
- IBP – INSTITUTO BRASILEIRO DE PETRÓLEO. *Informações básicas sobre materiais asfálticos*. Rio de Janeiro: IBP, 1999.
- \_\_\_\_\_. *A importância das características dos agregados no desempenho das misturas asfálticas*. LEITE, L. M. F. *et al.* (Orgs.). Rio de Janeiro: IBP, 2021. 191p. ISBN: 978-65-88039-03-8
- ISSA – INTERNATIONAL SLURRY SURFACING ASSOCIATION. *Micro surfacing, pavement resurfacing*. USA, 2001.

- \_\_\_\_\_. *Recommended performance guidelines for emulsified asphalt slurry seal A 10J (revised)*. USA, 2005. 16p.
- \_\_\_\_\_. *Recommended performance guidelines micro-surfacing A 143 (revised)*. USA, 2005a. 16p.
- LARSEN, J. *Tratamento superficial na conservação e construção de rodovias*. Rio de Janeiro: Abeda, 1985.
- LIBERATORI, L. A. *Estudos de cimentos asfálticos modificados por asfaltita e sua influência em misturas asfálticas*. 2000. 166f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro.
- LOIOLA, P. R. R. *Avaliação de ligantes e agregados alternativos para aplicação em tratamentos superficiais de rodovias*. 2009. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.
- LOPES, L. N.; FARIAS, M. M. de; MELLO, L. G. R. de. Fatigue tests and damage analyses in modified binders and gap-graded asphalt mixtures with reacted and activated rubber – RAR. *Road Materials and Pavement Design*, v. 22, n. 7, p. 1616-1636, 2021. doi: 10.1080/14680629.2019.1710553.
- MAGALHÃES, S. T. *Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho*. 2004. 184f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M. G.; LEITE, L. F. M. *Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho*. In: Encontro do Asfalto, 17., 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2004. 1 CD-ROM.
- MESQUITA JUNIOR, G. S. *Evaluation of criteria for selection of materials for surface treatments based on performance*. 2019. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Evaluation of the integration of alternative materials in laboratorial tests of chip seals. In: 13th International Society for Asphalt Pavements (ISAP) Conference, Fortaleza. *Proceedings of 13th ISAP*, v. 1. p. 1-7, 2018.
- MOTTA, L. M. G. et al. *Princípios do projeto e análise Superpave de misturas asfálticas*. Tradução comentada. n. FHWA-SA-95-003, Rio de Janeiro, 1996.
- MOTTA, R. S. *Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissão de poluentes e de consumo energético*. 2011. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP.
- MOURÃO, F. A. L. *Misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA*. 2003. 151f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, UFRJ, Rio de Janeiro, 2003.
- NAPA – NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *Design and construction SMA mixtures: state of the practice*. 1999. 43p.
- NEVES FILHO, C. L. D. *Avaliação laboratorial de misturas asfálticas SMA produzidas com ligante asfalto-borracha*. 2004. Dissertação USP, São Carlos.
- NUNES, L. C. *Fadiga de misturas asfálticas descontínuas com asfalto borracha de 4ª geração*. 2017. Dissertação (Mestrado), UnB.

- OLIVEIRA FILHO, C. M. S. *Estudo do efeito de diferentes granulometrias no comportamento mecânico de misturas asfálticas densas descontínuas tipo stone matrix asphalt (SMA)*. 2007. Dissertação. UFC, Fortaleza.
- PATRIOTA, M. B. *Análise laboratorial de CBUQ modificado com adição de borracha reciclada de pneus – processo seco*. 2004. Dissertação. UFPE.
- PAZINATTO, J. A. M. *Estudo comparativo de misturas asfálticas tipo SMA efetuadas com asfalto modificado por polímero e asfalto modificado por borracha*. 2014. UTFPR, Campo Mourão – PR.
- PERALTA, X.; GONZALEZ, J. M.; TORRES, J. Betumes asfálticos de alto módulo. In: Eurasphalt & Eurobitume Congress, 2., 2000, Barcelona. *Proceedings...* v. 1, p. 276-81.
- PEREIRA, S. L. O. *Avaliação dos tratamentos superficiais simples, duplo e triplo de rodovias através do emprego de diferentes agregados da Região Metropolitana de Fortaleza*. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.
- PEREIRA, M. M. L. *Estudo de mistura asfáltica de módulo elevado para camadas de base de pavimento*. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, USP, São Paulo. doi: 10.11606/D.3.2012.tde-19072013-150454.
- PINTO, L. L. C. A. *O desempenho de pavimentos permeáveis como medida mitigadora da impermeabilização do solo urbano*. 2011. Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da USP.
- QUINTERO, C. F. *Estudo de misturas asfálticas com ligantes de consistência elevada: formulação e comportamento mecânico*. 2011. Dissertação (Mestrado) – Centro Tecnológico, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis.
- RAMOS, F. R. Q. *Aplicação de SMA (stone matrix asphalt) em pavimentos aeroportuários – estudo de caso: Aeroporto de Aracaju – SE*. 2015. Dissertação. UFOP, Ouro Preto.
- RAMOS, K. O. *Estudo sobre mistura asfáltica tipo stone matrix asphalt (SMA) para pavimento aeroportuário*. 2012. Dissertação. IME, Rio de Janeiro.
- REIS, R. M. M. *Revestimento asfáltico tipo SMA para alto desempenho em vias de tráfego pesado*. 2002. Dissertação. USP, São Paulo.
- \_\_\_\_\_; BERNUCCI, L. L. B.; ZANON, A. L. Capítulo 9. Revestimento asfáltico tipo SMA para alto desempenho em vias de tráfego pesado. In: ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES; CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (Orgs.). *Transporte em transformação VI*. 1. ed. Brasília: Universidade de Brasília, v. 6, p. 163-176, 2002.
- ROCHA, F. L. L. *Utilização de agregado siderúrgico (escória de aciaria) em revestimento asfáltico tipo tratamento superficial*. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas). UFOP.
- ROHDE, L. *Estudo de misturas asfálticas de módulo elevado para camadas estruturais de pavimentos*. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). UFRGS, Porto Alegre.
- SANTANA, H. Pavimentos de baixo custo e solos lateríticos. In: Seminário sobre Solos Lateríticos, 1978, São Luís. *Anais...* p. 22-5.
- \_\_\_\_\_. *Manual de pré-misturado a frio*. Rio de Janeiro: IBP, 1992.
- SANTOS, C. *Notas de aula do Curso de Pavimentação*. Rio de Janeiro: ABPv, 2003.

- SERFASS, J. P.; BENSE, P.; PELLEVOISIN, P. Properties and new developments of high modulus asphalt concrete. *In: International Conference on Asphalt Pavements, 8., 1997, Seattle. Proceedings. v. 1.*
- \_\_\_\_\_; BAUDUIN, A.; GARNIER, J. F. High modulus asphalt mixes – laboratory evaluation, practical aspects and structural design. *In: International Conference on Asphalt Pavements, 7., 1992, Nottingham. v. 1, p. 275-88.*
- SETRA – SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES. Les enrobés à module élevé. *Note d'information du SETRA, n. 96, avr. 1997.*
- \_\_\_\_\_; LCPC – LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. *Enrobés hydrocarbonés a chaud – Guide d'application des Normes. Pour le Réseau Routier National. Partie I, Module Commun, Bagneux, 1994.*
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_. *Catalogue des structures types de chaussées neuves. Paris: Ministère de L'Équipement, des Transports et du Logement, 1998.*
- SILVA JR., S. I. *Estudo do tratamento superficial antipó para vias de baixo volume de tráfego. 2005. 135f. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da USP, São Paulo.*
- SILVA, P. B. *Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA 0/8S. 2005. 136p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, USP.*
- SILVA, R. C. *Avaliação da dosagem dos tratamentos superficiais por penetração de rodovias baseada na exsudação e na perda de agregados. 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.*
- \_\_\_\_\_; BARROSO, S. H. A.; KIM, Y. R. Introdução do coeficiente de uniformidade para avaliação de revestimentos asfálticos do tipo tratamentos superficiais. *Transportes (Rio de Janeiro)*, v. 26, p. 42-53, 2018.
- SOUZA, S. A. *Avaliação da capacidade de escoamento da água em mistura asfáltica drenante: proposta de ensaio de laboratório. 2008. Dissertação. Coppe/UFRJ.*
- SUZUKI, K. Y. *Avaliação de misturas asfálticas recicladas a quente com diferentes teores de material fresado. 2019. Dissertação. USP, São Paulo.*
- TAVARES, D. S. *Avaliação laboratorial de mistura asfáltica do tipo SMA com agregado siderúrgico. 2012. Dissertação. Coppe/UFRJ.*
- THULER, R. B. *Estudo de solos do estado do Rio de Janeiro para aplicação em rodovias de baixo volume de tráfego. 2005. 125f. Dissertação (Mestrado). Coppe/UFRJ.*
- TSCHEGG, E. K.; JAMEK, M.; LUGMAYR, R. Crack growth behaviour in geosynthetic asphalt interlayer systems. *Road Materials and Pavement Design*, v. 13, n. 1, p. 156-170, 2012. doi: 10.1080/14680629.2011.644414.
- VALE, A. C. do. *Estudo laboratorial da viabilidade do uso de fibras de coco em misturas asfálticas do tipo SMA. 2007. Dissertação. UFC, Fortaleza.*
- VALENÇA, P. de M. A. *Desempenho mecânico de misturas asfálticas do tipo stone matrix asphalt com uso de fibras amazônicas e agregados de resíduos de construção e demolição. 2012. 114p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Recursos da Amazônia. UFAM.*
- VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L.; TAKAHASHI, M.M.; CASTELO-BRANCO V. Rheological characterization of asphalt binders used in strain relief asphalt mixtures SRAM. *DYNA*, v. 84, n. 200, p. 90, 2017. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v84n200.56966>.



- VASCONCELOS, M. A. G. *Estudo sobre o emprego do cape seal em revestimentos rodoviários do estado do Ceará*. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.
- VILLELA, A. R. A. *Estudo de camada de base asfáltica de módulo elevado para restauração de rodovias de tráfego muito pesado*. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, USP, São Paulo. doi: 10.11606/T.3.2011.tde-22032012-115446.
- VIRGILIIS, A. L. C. *Procedimentos de projeto e execução de pavimentos permeáveis visando retenção e amortecimento de picos de cheias*. 2009. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP.
- WARGHA FILHO, N. *Avaliação da influência da redução das temperaturas de usinagem e de compactação no comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas*. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes da UFC, Petran.
- ZUBARAN, M. *Avaliação do comportamento de misturas asfálticas recicladas mornas em laboratório e usina de asfalto*. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Coppe/UFRJ.
- ZTV ASPHALT – StB. *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt*, Ausgabe 2007, Fassung 2013, ZTV Asphalt-StB 07/13.

# Dosagem de diferentes tipos de misturas asfálticas

## 5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo trata da dosagem de diferentes tipos de misturas asfálticas (para comporem camadas de revestimento, bases asfálticas, entre outras da estrutura de pavimento): misturas asfálticas a quente e a frio; misturas asfálticas recicladas; tratamentos superficiais asfálticos e microrrevestimentos asfálticos a frio.

A dosagem de uma mistura asfáltica tem consistido até hoje na escolha, por procedimentos experimentais, de um teor dito “ótimo” de ligante, a partir de uma faixa granulométrica predefinida. É possível que o termo teor “ótimo” tenha sido escolhido por analogia ao teor ótimo de umidade de um solo, que, para uma determinada energia, é função somente da massa específica. Porém, no caso das misturas asfálticas, são vários os aspectos a serem considerados, e o teor “ótimo” varia conforme o critério de avaliação. Portanto, o mais conveniente é se nomear o teor de ligante dosado como teor de projeto, como forma de ressaltar que sua definição é convencional. Fica a sugestão e ao longo deste texto usar-se-ão alternativamente os dois termos.

Durante a evolução dos procedimentos de dosagem, diversas formas de compactação de amostras vêm sendo desenvolvidas. Dependendo da metodologia, as amostras podem ser, quanto à forma: cilíndricas, trapezoidais ou retangulares, e a compactação pode ser realizada por meio de: impacto, amassamento, vibração ou rolagem (HARMAN *et al.*, 2002), conforme exemplos apresentados na figura 5.1. Para ilustrar processos de compactação, cita-se uma pesquisa brasileira sobre uso do sistema de rolagem para compactação de mistura asfáltica em laboratório que foi desenvolvida por Leandro (2016).

O teor de projeto de ligante asfáltico varia de acordo com o método de dosagem e é função de parâmetros como granulometria, forma e energia de compactação, tipo de mistura, temperatura a qual o pavimento estará submetido, entre outros. O método de dosagem mais usado mundialmente faz uso da compactação por impacto e é denominado método Marshall em referência ao engenheiro Bruce Marshall que o desenvolveu na década de 1940. Durante a década de 1980, várias rodovias norte-americanas de tráfego pesado passaram a evidenciar deformações permanentes prematuras, que foram atribuídas ao excesso de ligante nas misturas. Muitos engenheiros acreditavam que a compactação por impacto das misturas durante a dosagem produzia corpos de prova (CP) com densidades que não condiziam com as do pavimento em campo. Esse assunto foi abordado no estudo realizado nos Estados Unidos sobre materiais asfálticos, denominado Strategic Highway Research Program (SHRP), que resultou em um novo procedimento de dosagem por amassamento, denominado Superpave, cuja mais recente atualização é de 2017 (AASHTO, 2017). O procedimento SHRP-Superpave, apesar de bastante usado em instituições de pesquisa e concessionárias nacionais, ainda não pode ser considerado de uso corrente no Brasil, embora o DNIT já disponha de norma de preparação dos corpos de prova pelo compactador giratório (DNIT ME 178/2018). Nos vários ensaios mecânicos que são utilizados para obter os parâmetros para o dimensionamento pelo novo método MeDiNa, também são utilizados corpos de prova obtidos pela compactação giratória como será visto mais à frente, assim espera-se que a disseminação desse equipamento seja efetiva no país.

**Figura 5.1** – Exemplos de corpos de prova de diversas formas e compactadores de misturas asfálticas



Fonte: Elaborada pelos autores.

O método de dosagem Marshall de misturas asfálticas ainda é o mais utilizado no país e a norma DNER-ME 043/95 descreve a forma de se obter os parâmetros mecânicos de estabilidade e fluência correspondentes à dosagem Marshall tradicional. Foi concebido no final da década de 30 nos Estados Unidos e muito utilizado, por sua praticidade e uso de poucos equipamentos no decorrer da II Guerra Mundial, como um procedimento para definir a proporção de agregados e ligante capaz de resistir às cargas de roda e pressão de pneus das aeronaves militares. Portanto, o foco dessa tecnologia era evitar deformações permanentes excessivas (denominada de “fluência”) e manter um nível mínimo de “rigidez” (denominada de “estabilidade”) das misturas asfálticas que estariam sujeitas a elevadas cargas de roda. Originalmente a compactação Marshall utilizava um esforço de 25 golpes com o soquete Proctor, seguido de aplicação de uma carga estática de 5.000 libras (2.268 kgf) durante 2 minutos. A aplicação dessa carga tinha a finalidade de nivelar a superfície do corpo de prova, visto que, como o soquete utilizado tinha diâmetro menor que o corpo de prova, a superfície final não era totalmente plana. Outras fontes citam a compactação inicial como sendo de 10 golpes seguidos de mais cinco (WHITE, 1985).

O método de ensaio DNER-ME 043/95 descreve o método Marshall utilizado para dosagem de misturas asfálticas e na especificação de serviço DNIT 031/2006-ES são apresentadas características de misturas asfálticas a obter no processo de dosagem.

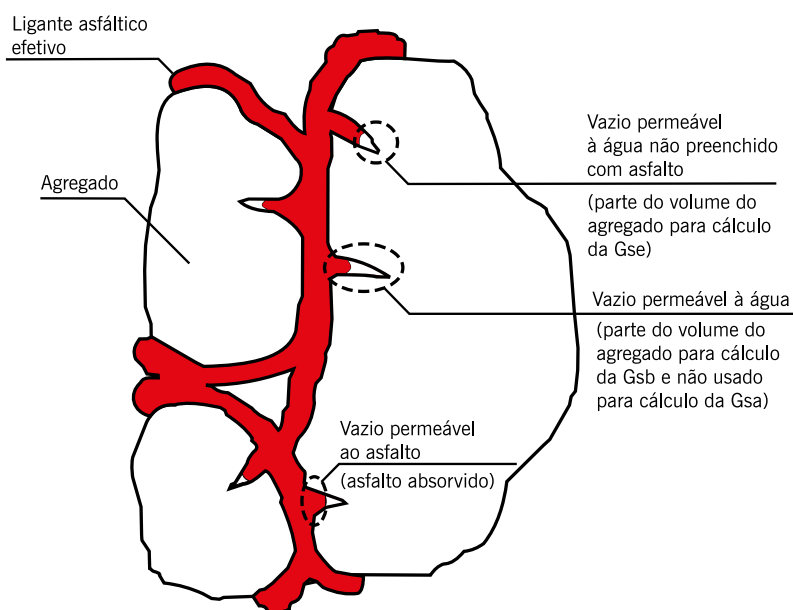
White (1985) relata que, pela análise de trechos experimentais, verificou-se que o teor de ligante escolhido com o uso do método Marshall, conforme concebido em seus primórdios, era muito elevado. As seções construídas com os teores escolhidos apresentavam exsudação com o decorrer do tempo devido à pós-compactação que o tráfego causava. Esse fato indicou que o esforço de compactação então empregado em laboratório era leve, não representando a compactação exercida em campo. Com base nessas observações, estudos foram realizados para identificar o esforço de compactação que levaria à escolha de um teor de ligante adequado. Variações de peso e diâmetro do soquete se seguiram, resultando na adoção do peso de 10 libras (4,54 kgf), 50 golpes e diâmetro de 3 7/8", em vez do soquete tipo Proctor, como foi inicialmente adotado por facilidade de disponibilidade de equipamentos laboratoriais no final da década de 30 (WHITE, 1985).

Antes de apresentar os procedimentos de dosagem Marshall e Superpave, são definidos a seguir alguns parâmetros que eles utilizam.

## 5.2 DEFINIÇÕES DE MASSAS ESPECÍFICAS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS

A figura 5.2 (ASPHALT INSTITUTE, 2014) apresenta um esquema para compreensão do uso dos parâmetros físicos dos componentes – asfalto e agregados – em uma mistura asfáltica que serão utilizados na determinação das massas específicas, aparente e efetiva, dos vazios de ar e do teor de asfalto absorvido em uma mistura asfáltica compactada.

**Figura 5.2** – Esquema de componentes em uma mistura asfáltica compactada



Fonte: Asphalt Institute, 2014.

### 5.2.1 Massa específica aparente de mistura asfáltica compactada

A massa específica aparente, obtida a partir de corpo de prova de uma mistura asfáltica compactada ( $Gmb$ ), é dada pela seguinte razão:

$$Gmb = \frac{Ms}{V_a + V_{ag-efetivo} + V_{ar}} \quad (5.1)$$

Onde:

$M_s$  = massa seca do corpo de prova compactado, g;

$V_a$  = volume de asfalto,  $cm^3$ ;

$V_{ag-efetivo}$  = volume efetivo do agregado,  $cm^3$  (capítulo 3);

$V_{ar}$  = volume de ar (vazios),  $cm^3$ .

Em laboratório, valores de volumes são facilmente determinados pela diferença entre massas, no caso entre a massa do corpo de prova pesada em balança convencional – figura 5.3(a) – e a massa pesada submersa em balança hidrostática – figura 5.3(b).

A norma DNIT 428/2020 indica os procedimentos a serem empregados nessa determinação.

**Figura 5.3** – Pesagem de corpos de prova



Fonte: Elaborada pelos autores.

A massa específica aparente de uma mistura asfáltica compactada ( $Gmb$ ) é numericamente igual à razão entre a massa seca ( $M_s$ ), a uma temperatura prefixada, e a massa de um volume igual de água destilada livre de gás a mesma temperatura, sendo dada por:

$$Gmb = \frac{Ms}{M_{sss} - M_{sss_{sub}}} \times 0,9971 \quad (5.2)$$

Onde:

$M_{sss}$  = massa de corpo de prova compactado na condição de superfície saturada seca, g, que corresponde ao corpo de prova com os poros superficiais saturados, sendo eliminado o excesso de água – figura 5.4;

$M_{sss_{sub}}$  = massa de corpo de prova compactado na condição de superfície saturada seca e posteriormente submerso em água, g;

0,9971 = massa específica da água a 25°C,  $g/cm^3$ .



A  $M_{ss_{sub}}$  é medida com o corpo de prova diretamente submerso em água e deve ser usada em corpos de prova que absorvam até 2% de água. Caso contrário, deve-se usar o procedimento no qual o corpo de prova é envolto em material impermeável.

**Figura 5.4** – Obtenção da condição de superfície saturada seca em corpo de prova de mistura asfáltica compactada



Fonte: Elaborada pelos autores.

A norma DNIT 428/2020 fixa o modo pelo qual se determina a massa específica aparente de mistura asfáltica em corpos de prova moldados em laboratório ou obtidos em pista. O procedimento é equivalente ao utilizado nas normas AASHTO e ASTM correspondentes. Também o procedimento indicado pela norma europeia (EN 12697-6) assemelha-se ao indicado pela norma DNIT, pois considera a massa do corpo de prova na condição de superfície saturada seca.

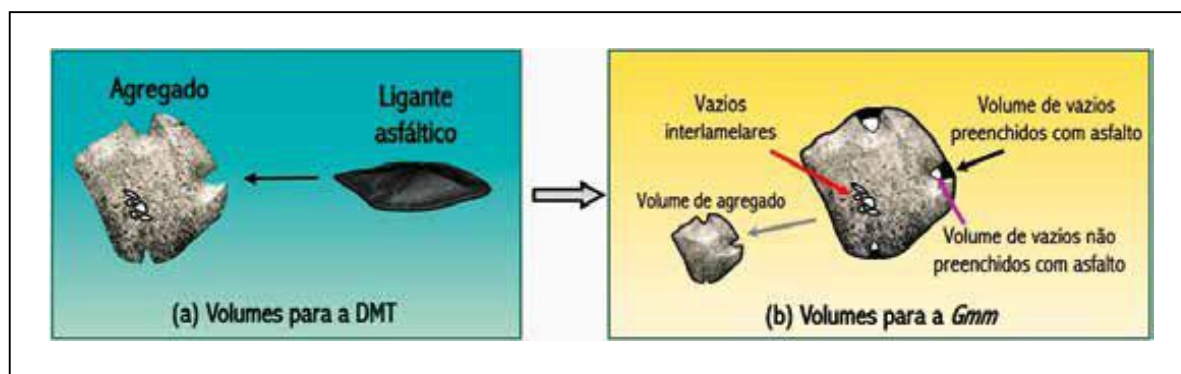
O mesmo método DNIT 428/2020 fixa os procedimentos para a determinação da densidade aparente de misturas abertas e muito abertas pela utilização de papel filme.

### 5.2.2 Massas específicas máximas teóricas e medida de misturas asfálticas

A massa específica máxima teórica, tradicionalmente denominada densidade máxima teórica (sigla DMT no Brasil), é dada pela ponderação entre as massas dos constituintes da mistura asfáltica e é descrita mais adiante – figura 5.5(a). Esse parâmetro é definido na norma de dosagem de misturas asfálticas ABNT NBR 12891:2016.

A massa específica máxima medida, no Brasil denominada densidade máxima medida (DMM), é dada pela razão entre a massa do agregado mais ligante asfáltico e a soma dos volumes dos agregados, vazios impermeáveis, vazios permeáveis não preenchidos com asfalto e total de asfalto, conforme ilustrado na figura 5.5(b). Neste livro será adotada a terminologia  $G_{mm}$  para esse parâmetro de modo a ficar consistente com a terminologia das massas específicas dos agregados apresentada no capítulo 3. A  $G_{mm}$  também é chamada de densidade específica Rice (James Rice desenvolveu esse procedimento de teste). Esse parâmetro pode ser determinado em laboratório seguindo a ASTM 2041 (2019) ou a AASHTO T 209 (2020). No Brasil, os detalhes para essa determinação constam em ABNT NBR 15619:2016 e na norma DNIT 427/2020 ME.

Figura 5.5 – Ilustração dos volumes considerados na determinação da DMT e da *Gmm*



Fonte: Elaborada pelos autores.

A DMT ou a *Gmm* são usadas no cálculo de: percentual de vazios de misturas asfálticas compactadas, absorção de ligante pelos agregados, massa específica efetiva do agregado ( $G_{se}$ , referida no capítulo 3), teor de asfalto efetivo da mistura asfáltica e ainda para fornecer valores alvo para a compactação de misturas asfálticas através do compactador giratório. Uma outra utilização desses parâmetros é encontrada na determinação da massa específica de misturas asfálticas já compactadas em campo. Juntamente com a espessura do pavimento, a DMT ou a *Gmm* é necessária para que se estime a massa específica da mistura, sem extração de corpos de prova, pelo método que faz uso do densímetro nuclear ou eletromagnético.

Adiante são descritos dois procedimentos de determinação da DMT e *Gmm*: (i) ponderação das densidades reais (DMT); (ii) ABNT NBR 15619:2016 utilizando vácuo (*Gmm*), o mesmo método indicado pelo DNIT (DNIT 427/2020 ME). Vasconcelos *et al.* (2003), considerando ainda um terceiro método, do querosene (CASTRO NETO, 1996), mostram que os procedimentos podem levar a uma variação de teor de projeto de asfalto de até 0,4% quando se consideram agregados com pouca absorção de ligante.

É importante dar preferência para a utilização da determinação da *Gmm* (DNIT 427/2020 ME; ABNT NBR 15619:2016) nas dosagens por ser a mais condizente com a condição de envolvimento dos agregados pelo ligante.

### Ponderação das massas específicas reais

A determinação da DMT era realizada tradicionalmente pela ponderação das massas específicas reais dos materiais que compõem a mistura asfáltica (brita 3/4", areia de campo, pó de pedra e asfalto, por exemplo). No entanto, essa forma pode não representar bem a condição de misturas asfálticas que contenham agregados com uma certa porosidade.

O ensaio de massa específica (correspondente numericamente à densidade) nesses agregados é feito segundo as normas do DNIT para agregado graúdo (DNIT 413/2019) e agregado miúdo (DNIT 411/2019), conforme mostrado no capítulo 3. De posse das massas específicas reais de todos os materiais e suas respectivas proporções, faz-se uma ponderação para a determinação da DMT da mistura para os diferentes percentuais de ligante. A expressão 5.3 apresenta o cálculo da DMT pelas massas ( $M_i$ ) e das massas específicas reais ( $G_i$ ) dos materiais constituintes.

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%Ag}{G_{Ag}} + \frac{\%Am}{G_{Am}} + \frac{\%f}{G_f}} \quad (5.3)$$



Onde:

$%a$  = porcentagem de asfalto, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica (por exemplo, no caso de um teor de asfalto de 5%, utiliza-se o número 5 na variável  $%a$  no denominador da expressão);

$%Ag$ ,  $%Am$  e  $%f$  = porcentagens do agregado graúdo, agregado miúdo e fíler, respectivamente, expressas em relação à massa total da mistura asfáltica;

$G_a$ ,  $G_{Ag}$ ,  $G_{Am}$  e  $G_f$  = massas específicas reais do asfalto, do agregado graúdo, do agregado miúdo e do fíler, respectivamente.

Essa expressão pode eventualmente ser usada com as massas específicas efetivas dos agregados ou até com a média entre as massas específicas reais e aparentes (PINTO, 1996), conceitos definidos no capítulo 3. A determinação da DMT com a expressão 5.3 depende da norma utilizada para a obtenção das massas específicas reais dos materiais granulares. É possível determinar a massa específica efetiva dos agregados como mostrado no capítulo 3.

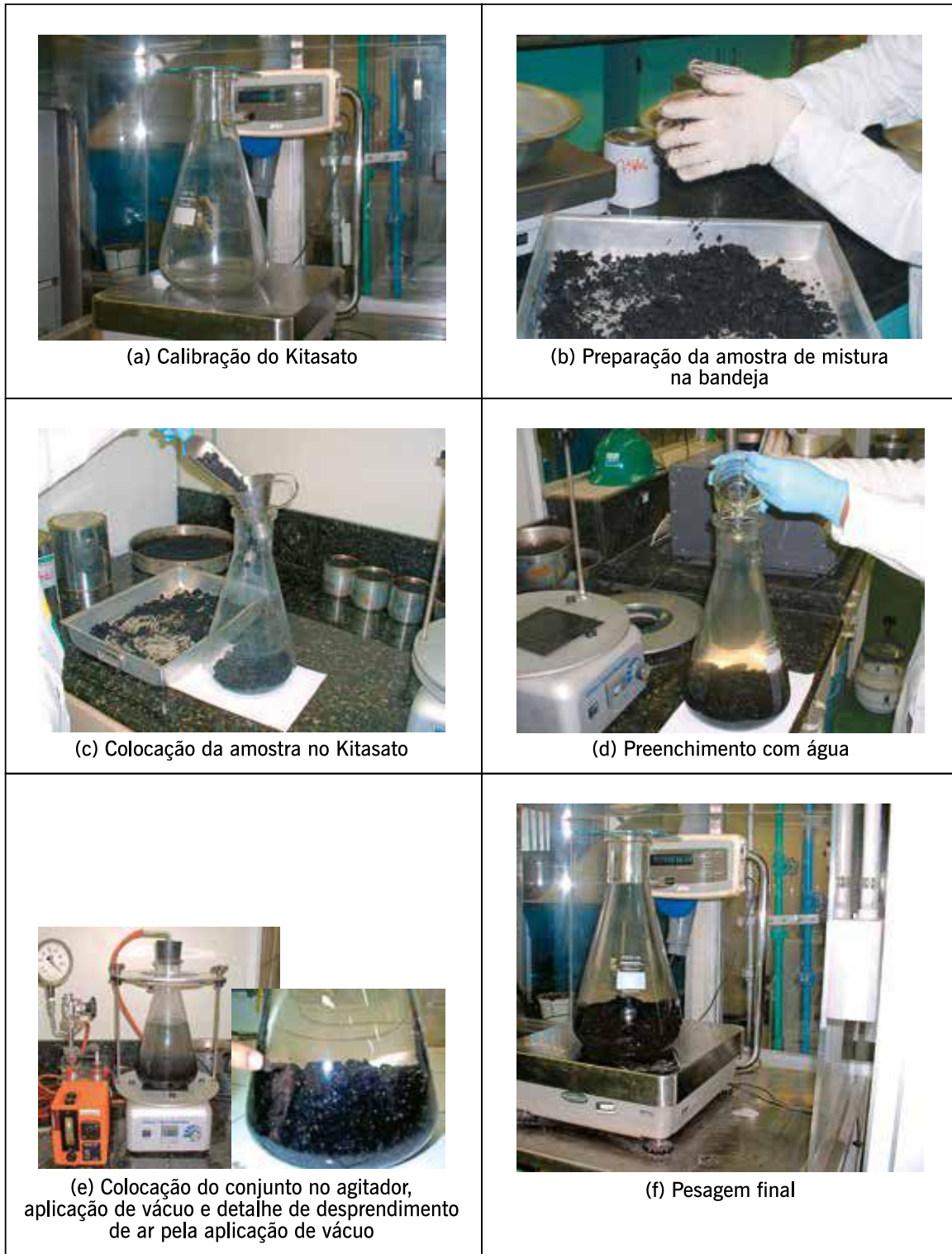
### **Massa específica máxima medida – procedimento com vácuo (GMM)**

A obtenção da Gmm em laboratório pode seguir o método DNIT 427/2020, ABNT NBR 15619:2016, os métodos norte-americanos ASTM D 2041 (2019), AASHTO T 209 (2020) ou o método europeu EN 12697-5 (2018).

A figura 5.6 ilustra um exemplo de equipamento utilizado nesse ensaio. A Gmm pelo vácuo é empregada em projetos de misturas asfálticas dos Estados Unidos, Canadá (INSTITUTO DE ASFALTO, 2014), África do Sul (JOOSTE, 2000), Austrália (APRG, 1997) e Europa (HEIDE, 2003).

Para a realização do ensaio pesa-se, inicialmente, 1.500 g da mistura (para tamanho máximo nominal de até 12,5 mm) em um recipiente de massa conhecida. Em seguida, ele é preenchido com água a 25°C até que toda a mistura fique coberta. É então aplicada uma pressão de vácuo residual no recipiente de 30 mmHg (aplicação de 730 mmHg), por um período de 15 minutos, a fim de expulsar o ar existente entre os agregados recobertos pelo filme de ligante, conforme ilustrado esquematicamente na figura 5.6.

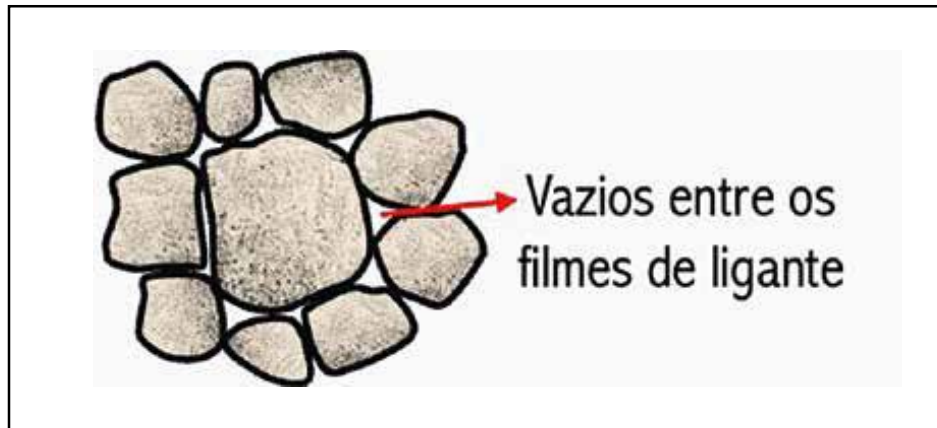
**Figura 5.6** – Exemplo de procedimento para determinação da Gmm em laboratório  
(fotos: Marques, 2004)



Fonte: Elaborada pelos autores.

Observe-se nesse procedimento que a temperatura de ensaio gira em torno da temperatura ambiente, não havendo desestruturação de grumos formados por agregados e ligante asfáltico. A permanência desses grumos faz com que os vazios existentes entre os dois materiais permaneçam sem alteração, tendo o vácuo a função apenas de expulsão do ar entre os grumos (figura 5.7).

**Figura 5.7** – Ilustração dos vazios existentes entre os agregados recobertos ou entre os grumos



Fonte: Elaborada pelos autores.

Após o período de vácuo, é restabelecida a pressão ambiente no recipiente. Completa-se então com água o volume do recipiente. O conjunto (recipiente, mistura asfáltica e água) é imerso em banho térmico para obtenção de equilíbrio de temperatura e posteriormente pesado, conforme indica a seqüência da figura 5.8.

**Figura 5.8** – Sequência final do procedimento para determinação da  $G_{mm}$



Fonte: Elaborada pelos autores.

A vantagem do procedimento descrito é a obtenção da massa específica da mistura asfáltica sem a necessidade da obtenção das massas específicas dos seus constituintes separadamente, além de já considerar a absorção de ligante pelos agregados.

A  $G_{mm}$  é determinada pela expressão 5.4, devidamente ilustrada na figura 5.9:

$$G_{mm} = \frac{A}{A+B-C} \times 0,9971 \quad (5.4)$$

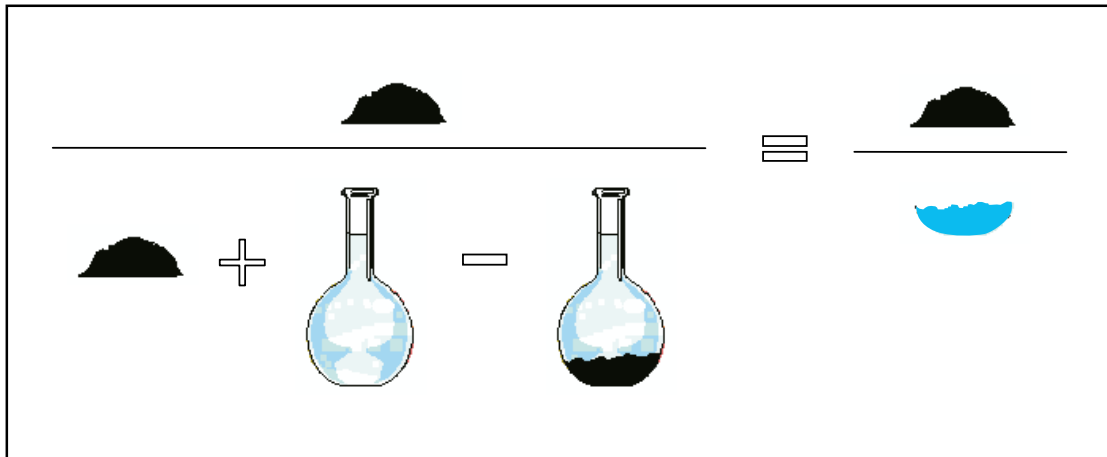
Onde:

$A$  = massa da amostra seca em ar, g;

$B$  = massa do recipiente com volume completo com água, g;

$C$  = massa do recipiente + amostra submersa em água, g.

Figura 5.9 – Massas consideradas para o cálculo da  $G_{mm}$



Fonte: Elaborada pelos autores.

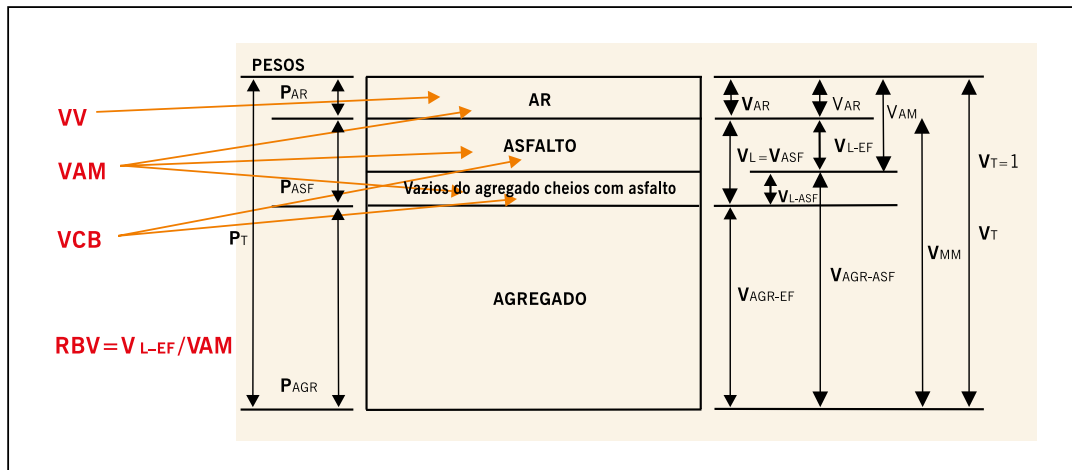
### 5.2.3 Considerações sobre a volumetria de misturas asfálticas

Segundo Roberts *et al.* (1996), uma compreensão básica da relação massa-volume de misturas asfálticas compactadas é importante tanto do ponto de vista de um projeto de mistura quanto do da construção em campo. O projeto de mistura é um processo volumétrico cujo propósito é determinar o volume de asfalto e agregado requerido para produzir uma mistura com as propriedades projetadas. Entretanto, medidas do volume de agregados e asfalto no laboratório ou em campo são difíceis de obter. Por essa razão, para simplificar o problema de medidas, massas são usadas no lugar de volumes e a massa específica é usada para converter massa para volume.

Dois parâmetros muito importantes são os vazios na mistura total (VTM) ou vazios de ar na mistura asfáltica compactada (no Brasil comumente chamado simplesmente de volume de vazios ou  $V_v$ ) e o volume de vazios nos agregados minerais (VAM), que representa o que não é agregado numa mistura, ou seja, vazios com ar e asfalto efetivo (descontado o asfalto que foi absorvido pelo agregado). A figura 5.10 ilustra esses volumes e ainda os vazios cheios com betume (VCB), que dizem respeito tanto ao asfalto disponível para a mistura como àquele absorvido, e a relação betume vazios, dada pela razão asfalto efetivo/VAM.

O cálculo acurado desses volumes é influenciado pela absorção parcial do asfalto pelo agregado. Se o asfalto não é absorvido pelo agregado, o cálculo é relativamente direto e a massa específica aparente ( $G_{sb}$ ) do agregado pode ser usada para calcular o volume de agregado. Se a absorção do asfalto é idêntica à absorção de água como definido pela ASTM C 127 ou C 128, o cálculo é relativamente direto e a massa específica real ( $G_{sa}$ ) pode ser usada para calcular o volume de agregados. Visto que quase todas as misturas têm absorção parcial de asfalto, os cálculos são menos diretos como explicado a seguir.

Figura 5.10 – Ilustração da volumetria em uma mistura asfáltica



Fonte: Elaborada pelos autores.

### 5.3 MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE

O primeiro procedimento de dosagem documentado para misturas asfálticas é conhecido como método Hubbard-Field. Ele foi originalmente desenvolvido para dosagem de misturas de areia e asfalto (composta por agregados miúdos e ligante, como descrito no capítulo 4) e posteriormente modificado para aplicação em misturas com agregados graúdos (ASPHALT INSTITUTE, 1956). Segundo Roberts *et al.* (1996), entre 1940 e metade da década de 1990, 75% dos departamentos de transportes norte-americanos utilizavam o método Marshall e 25% o método Hveem. A partir de então foi introduzido o método Superpave que vem gradativamente substituindo os outros dois. No Brasil ainda se utiliza o método Marshall, ou suas variações, tendo o uso do método Superpave ganhado destaque nos últimos anos, tendo em vista que nas pesquisas no âmbito das universidades e em concessionárias já é normalmente aplicado. É esperado o crescimento do seu uso tendo em vista que o DNIT tem normas a respeito.

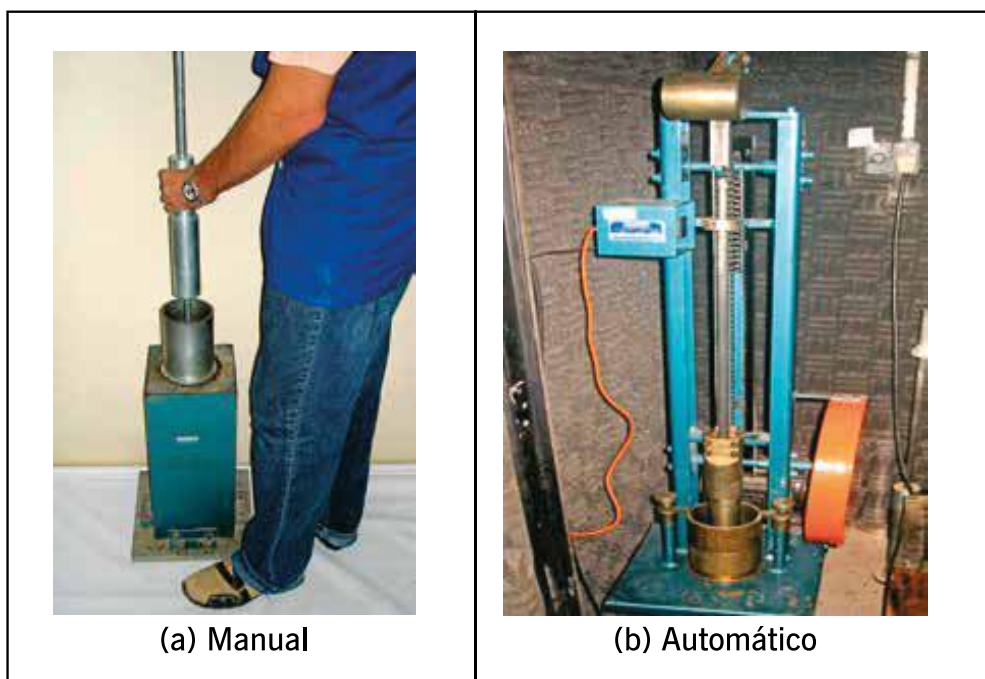
A norma DNIT 178/2020 descreve a preparação de corpos de prova pelo método de compactação Marshall e pelo compactador giratório, equipamento empregado no método de dosagem Superpave. As normas ASTM D 5581/2013 e D 6926/2020 (ASTM, 2013, 2020) descrevem a preparação de corpos de prova no compactador Marshall de diâmetro de 15,24 cm e de 10,16 cm, respectivamente, e a realização do ensaio assim como as especificações da AASHTO referentes ao método Marshall. A figura 5.11 apresenta o compactador Marshall em sua forma manual e automática.

#### 5.3.1 Dosagem Marshall – misturas densas

Segue uma explicação passo a passo do procedimento de determinação dos parâmetros gerados numa dosagem Marshall para concreto asfáltico usado em camada de rolamento; passos semelhantes valem para outras misturas a quente considerando as respectivas particularidades.



**Figura 5.11** – Exemplos de compactadores Marshall



Fonte: Elaborada pelos autores.

#### **Passos para a dosagem de concreto asfáltico com o método Marshall**

1. Determinação das massas específicas reais do CAP e dos agregados, conforme indicado nos capítulos 2 e 3, respectivamente.
2. Seleção da faixa granulométrica a ser utilizada de acordo com a mistura asfáltica (DNIT, Diretoria de Engenharia da Aeronáutica, órgãos estaduais ou municipais etc.).
3. Escolha da composição dos agregados, de forma a enquadrar a sua mistura nos limites da faixa granulométrica escolhida (tabela 5.1). Ou seja, é escolhido o percentual em massa de cada agregado para formar a mistura. Note-se que neste momento não se considera ainda o teor de asfalto, portanto,  $\sum \%n = 100\%$  (onde  $n$  varia de 1 ao número de diferentes agregados na mistura). A porcentagem-alvo na faixa de projeto corresponde à composição de agregados escolhida, podendo em campo variar entre um mínimo e um máximo em cada peneira de acordo com a especificação (tabela 4.1 do capítulo 4). Observe-se ainda que a porcentagem-alvo deve estar enquadrada dentro da faixa selecionada, como no exemplo da tabela 5.1, mostra-se a Faixa C do DNIT vigente à época; sendo que a análise granulométrica dos agregados deve ser feita pela norma DNIT 412/2019.
4. Escolha das temperaturas de mistura e de compactação, a partir da curva viscosidade-temperatura do ligante escolhido (figura 5.12). A temperatura do ligante na hora de ser misturado ao agregado deve ser tal que a sua viscosidade esteja situada entre 75 e 150 SSF (segundos Saybolt-Furol), de preferência entre 75 e 95 SSF ou  $0,17 \pm 0,02$  Pa.s se medida com o viscosímetro rotacional (Brookfield) – ver capítulo 2.
5. A temperatura do ligante não deve ser inferior a  $107^{\circ}\text{C}$  nem superior a  $177^{\circ}\text{C}$ . A temperatura dos agregados deve ser de 10 a  $15^{\circ}\text{C}$  acima da temperatura definida para o

ligante, sem ultrapassar 177°C. A temperatura de compactação deve ser tal que o ligante apresente viscosidades na faixa de 125 a 155 SSF ou  $0,28 \pm 0,03$  Pa.s. Essas faixas de temperatura permitidas advêm da necessidade de temperatura mínima para a redução de vazios com ar, contando com a lubrificação dos contatos entre agregados para promover uma densificação, e de temperatura máxima para evitar envelhecimento precoce do ligante. A mínima recomendada pode ser alterada caso se empreguem técnicas de misturas asfálticas mornas ou semimornas, e a máxima também pode sofrer uma certa variação devido ao uso de ligantes modificados por polímeros ou borracha.

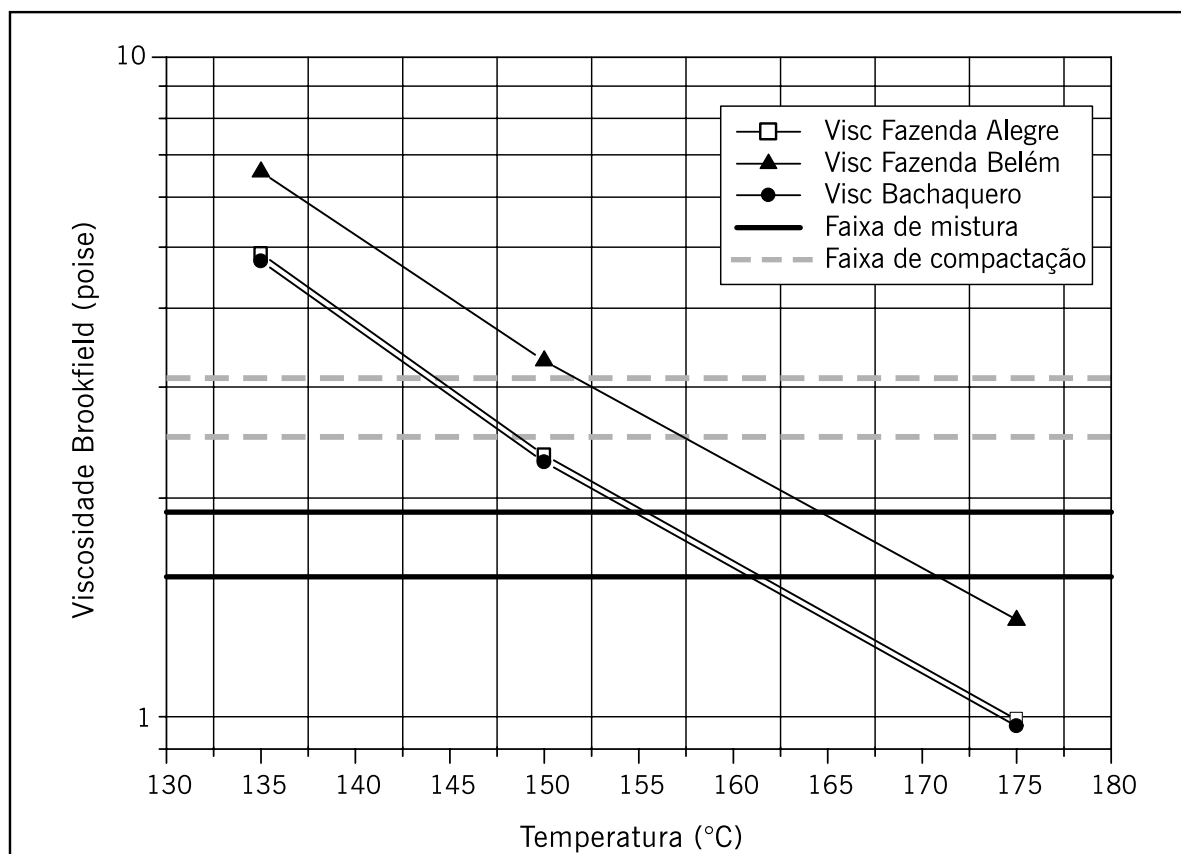
**TABELA 5.1 – EXEMPLO DA COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS**  
(NÚMEROS INDICAM PERCENTUAL PASSANTE EM CADA PENEIRA)

Peneira	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de pedra	Areia de campo	Fíler	Faixa de projeto			Faixa C	
	25%	36%	20%	18%	1%	% mínimo	% alvo	% máximo	% mínimo	% máximo
3/4"	100	100	100	100	100		100,0			93,1
1/2"	72	100	100	100	100	86	93,1	100	80	100
3/8"	33	98	100	100	100	76	82,6	90	70	90
Nº 4	5	30	98	100	100	46	50,6	56	44	72
Nº 10	3	6	82	99	100	33	38,0	43	22	50
Nº 40	2	2	39	68	100	17	22,2	27	8	26
Nº 80	1	1	21	41	100	10	13,1	16	4	16
Nº 200	0	1	10	21	95	5	7,1	10	2	10

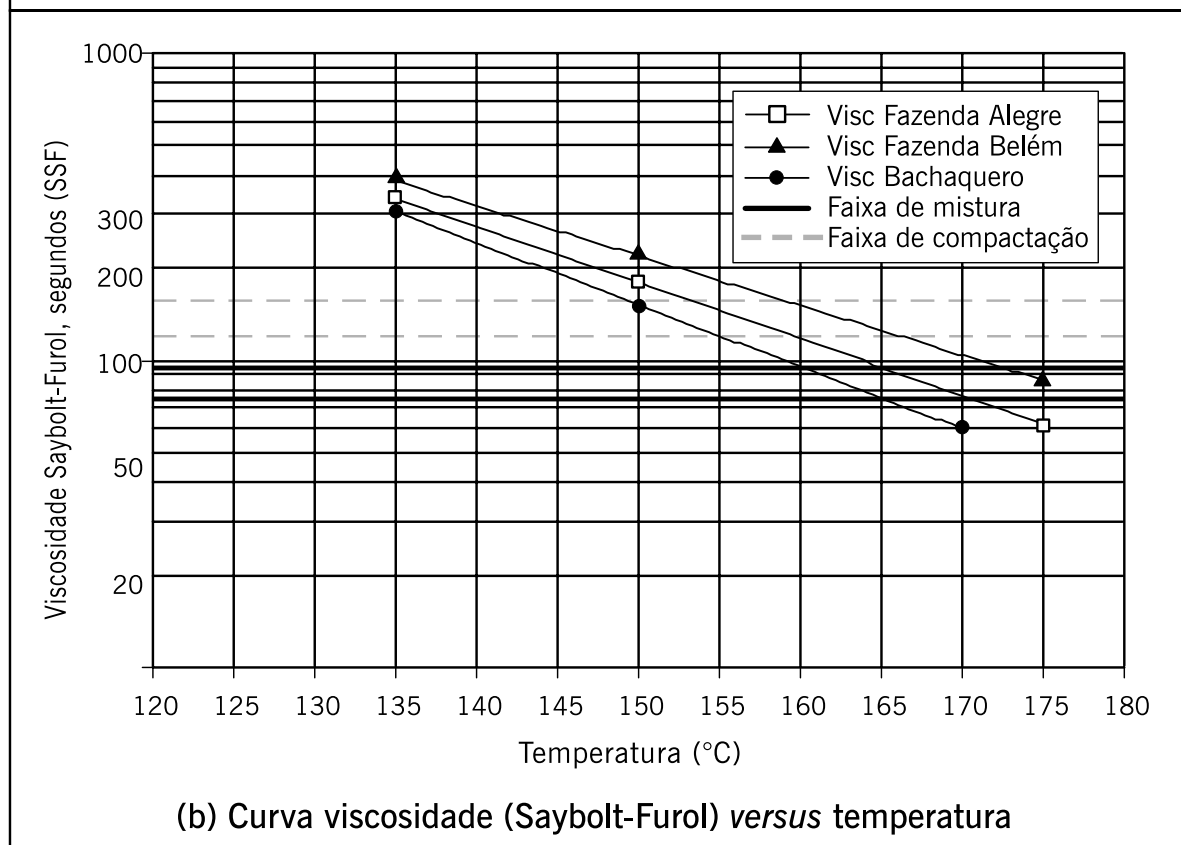
Fonte: Elaborada pelos autores.



**Figura 5.12** – Exemplos de curvas de viscosidade obtidas em diferentes viscosímetros e faixas de mistura e compactação



**(a) Curva viscosidade (Brookfield) versus temperatura**



**(b) Curva viscosidade (Saybolt-Furol) versus temperatura**

Fonte: Elaborada pelos autores.

6. Adoção de teores de asfalto para os diferentes grupos de CPs (corpos de prova) a serem moldados. Cada grupo deve ter no mínimo três CPs. Conforme a experiência do projetista, para a granulometria selecionada, é sugerido um teor de asfalto ( $T$ , em %) para o primeiro grupo de CPs. Os outros grupos terão teores de asfalto acima ( $T + 0,5\%$  e  $T + 1,0\%$ ) e abaixo ( $T - 0,5\%$  e  $T - 1,0\%$ ). Os CPs são moldados conforme indica a sequência da figura 5.13. Dependendo do método, pode-se usar um procedimento de conservar a massa asfáltica solta em uma estufa, ajustada na temperatura de moldagem, por 2 horas, para que se proceda em parte à absorção de parte do ligante nos vazios de superfície dos agregados, fato que ocorre entre a usinagem da mistura asfáltica e o transporte e descarga do material em pista para sua densificação.

**Figura 5.13** – Moldagem de CPs tipo Marshall em laboratório



Fonte: Elaborada pelos autores.

7. Após o resfriamento e a desmoldagem dos corpos de prova, obtêm-se as dimensões de cada um deles (diâmetro e altura). Determinam-se para cada corpo de prova suas massas seca ( $M_s$ ) e submersa em água ( $M_{sub}$ ). Com esses valores é possível obter a massa específica aparente dos corpos de prova ( $G_{mb}$ ), que, por comparação com a massa específica máxima teórica (DMT), vai permitir obter as relações volumétricas típicas da dosagem. Essas relações volumétricas serão mostradas no passo 9.
8. A partir do teor de asfalto do grupo de CPs em questão (%a), ajusta-se o percentual em massa dos agregados, ou seja,  $\%n = \%n^* \times (100\% - \%a)$ , onde  $\%n$  é o percentual em massa do agregado  $n$  na mistura asfáltica já contendo o asfalto. Note-se que enquanto  $\Sigma \%n^* = 100\%$ , após o ajuste,  $\Sigma \%n = 100\% - \%a$ , conforme exemplo da tabela 5.2.

**TABELA 5.2 – AJUSTE DO PERCENTUAL EM MASSA DOS AGREGADOS EM FUNÇÃO DO TEOR DE ASFALTO (POR SIMPLIFICAÇÃO SÃO MOSTRADOS APENAS QUATRO TEORES)**

Teor de asfalto, %	5,5	6,0	6,5	7,0
Brita ¾", %	23,625	23,500	23,375	23,250
Brita ⅜", %	34,020	33,840	33,660	33,480
Areia de campo, %	18,900	18,800	18,700	18,600
Pó de pedra, %	17,010	16,920	16,830	16,740
Fíler, %	0,945	0,940	0,935	0,930

Fonte: Elaborada pelos autores.

9. Com base em  $\%n$ ,  $\%a$ , e nas massas específicas reais dos constituintes ( $G_i$ ), calcula-se a DMT correspondente ao teor de asfalto considerado (%a) usando-se a expressão 5.4 anteriormente apresentada, conforme exemplo da tabela 5.3.

**TABELA 5.3 – MASSA ESPECÍFICA REAL DOS CONSTITUINTES (G/CM<sup>3</sup>) E DMT DA MISTURA EM FUNÇÃO DO TEOR DE ASFALTO**

Constituintes	Brita ¾"	Brita ⅜"	Areia de campo	Pó de pedra	Fíler	Asfalto
Massa específica real, g/cm <sup>3</sup>	2,656	2,656	2,645	2,640	2,780	1,0268
Teor de asfalto, %	5,5	6,0	6,5	7,0		
DMT	2,439	2,422	2,404	2,387		

Fonte: Elaborada pelos autores.

- 10 Cálculo dos parâmetros de dosagem para cada CP, conforme expressões 5.9 e 5.10, e exemplo da tabela 5.4.

$$\text{Volume dos corpos de prova: } V = M_s - M_{sub} \quad (5.5)$$

$$\text{Massa específica aparente da mistura: } G_{mb} = \frac{M_s}{V} \quad (5.6)$$

**TABELA 5.4 – CÁLCULO DA MASSA ESPECÍFICA DAS MISTURAS COMPACTADAS**

Teor de asfalto, %	5,5		6,0		6,5		7,0	
$M_s$ , g	1.184,3	1.184,3	1.185,0	1.184,4	1.184,0	1.188,1	1.188,0	1.183,4
$M_{Ssub}$ , g	676,8	673,7	679,2	679,7	677,8	682,0	680,0	678,0
Volume, cm <sup>3</sup>	680,0	506,5	505,8	504,7	506,2	506,1	508,0	505,4
$G_{mb}$ , g/cm <sup>3</sup>	2,334	2,330	2,343	2,347	2,339	2,348	2,339	2,342
<b><math>G_{mb}</math> médio, g/cm<sub>3</sub></b>	<b>2,332</b>		<b>2,345</b>		<b>2,343</b>		<b>2,340</b>	

Fonte: Elaborada pelos autores.

Os parâmetros volumétricos a seguir devem ser sempre calculados com valores de  $G_{mb}$  médio de três corpos de prova:

$$\text{Volume de vazios: } V_v = \frac{DMT - G_{mb}}{DMT} \quad (5.7)$$

$$\text{Porcentagem em massa dos agregados: } \sum \%n = 100 - \%a \quad (5.8)$$

$$\text{Vazios do agregado mineral: } VAM = 100 - \left( \frac{G_{mb} \times \sum \%n}{G_{sb}} \right) \quad (5.9)$$

$$\text{Relação betume/vazios: } RBV = 100 \times \left( \frac{VAM - V_v}{VAM} \right) \quad (5.10)$$

11. Após as medidas volumétricas, os corpos de prova são submersos em banho-maria a 60°C por 30 a 40 minutos, conforme figura 5.14(a). Retira-se cada corpo de prova colocando-o imediatamente dentro do molde de compressão – figura 5.14(b). Determinam-se, então, por meio da prensa Marshall, ilustrada na figura 5.15(a), o seguinte parâmetro mecânico resultante da curva obtida na figura 5.15(b):

- *estabilidade (N)*: carga máxima a qual o corpo de prova resiste antes da ruptura, definida como um deslocamento ou quebra de agregado de modo a causar diminuição na carga necessária para manter o prato da prensa se deslocando a uma taxa constante (0,8 mm/segundo).

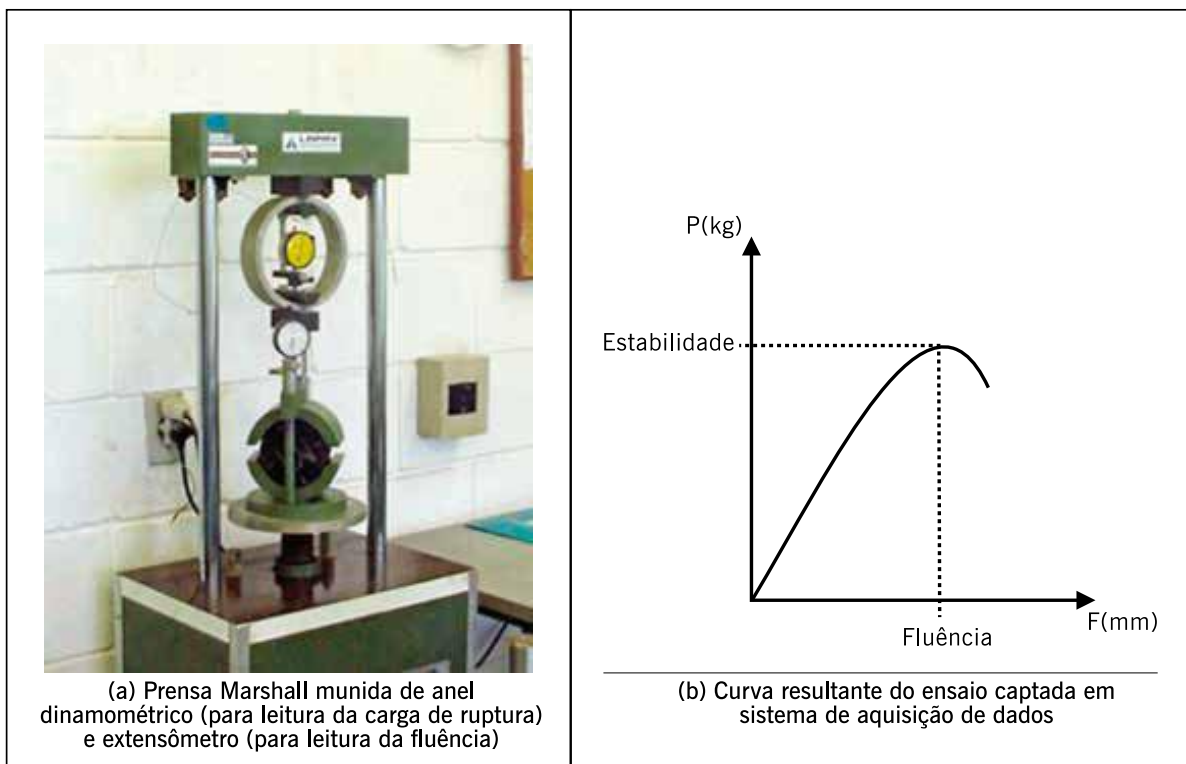
Vale destacar que o parâmetro fluência foi retirado da norma de concreto asfáltico em sua atualização de 2006 (DNIT 031/2006-ES). Nos laboratórios que dispõem de prensas Marshall que usam anel dinamométrico para leitura da carga, não se obtém a curva mostrada na figura 5.15(b), tendo, portanto, pouca precisão na determinação dos parâmetros. Modernamente, tem-se empregado prensas com células de carga em lugar do anel dinamométrico e um LVDT para medição da fluência, acoplados em sistema de aquisição de dados para que se possam melhor interpretar valores registrados e evolução da curva. Porém, destaca-se que o método Marshall vem sendo substituído pelo Superpave em vários departamentos de transportes norte-americanos e mesmo no Brasil por algumas instituições.

**Figura 5.14** – Exemplo de corpos de prova submersos em banho-maria e molde de compressão



Fonte: Elaborada pelos autores.

**Figura 5.15** – Exemplo de equipamento de ensaio de estabilidade Marshall

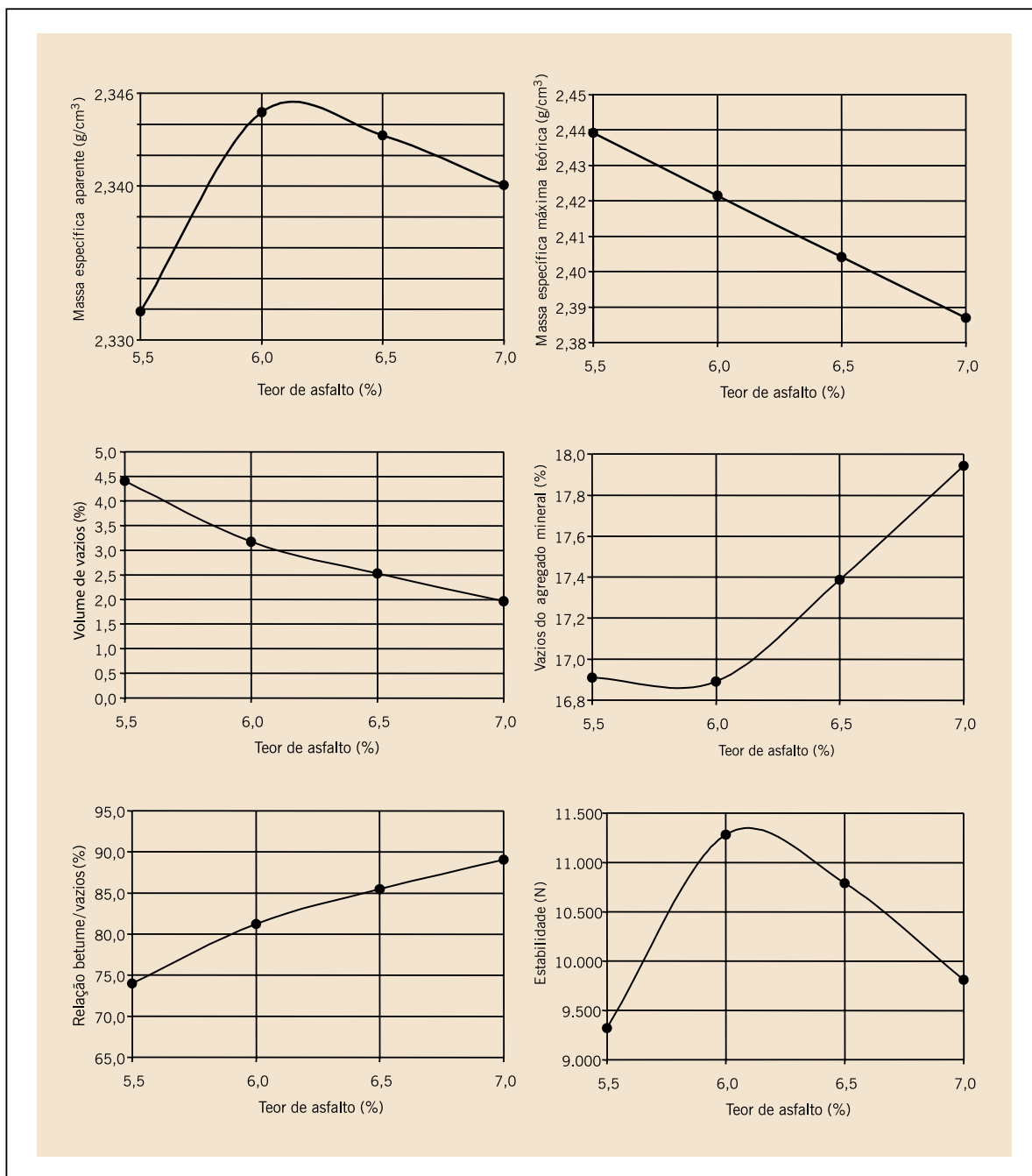


Fonte: Elaborada pelos autores.

Com todos os valores dos parâmetros volumétricos e mecânicos determinados, são plotadas seis curvas em função do teor de asfalto que podem ser usadas na definição do teor de projeto.

A figura 5.16 apresenta essas curvas com os dados do exemplo anterior.

**Figura 5.16** – Exemplos de curvas dos parâmetros determinados na dosagem Marshall



Fonte: Elaborada pelos autores.

### Determinação do teor de projeto de ligante asfáltico

O método de dosagem Marshall pode apresentar diversas alternativas para escolha do teor de projeto de ligante asfáltico. Segundo a Napa (1982), a escolha do teor de asfalto primordialmente para camadas de rolamento em concreto asfáltico seria baseada somente no volume de vazios ( $V_v$ ), correspondente a 4%, ou o  $V_v$  correspondente à média das especificações. No Brasil, a escolha do teor de projeto correspondente a um  $V_v$  de 4% também é adotada no estado de São Paulo pela Dersa e outros órgãos. Observa-se distinção de procedimentos para definição do teor de projeto dependendo do órgão, empresa ou instituto de pesquisa. É comum também

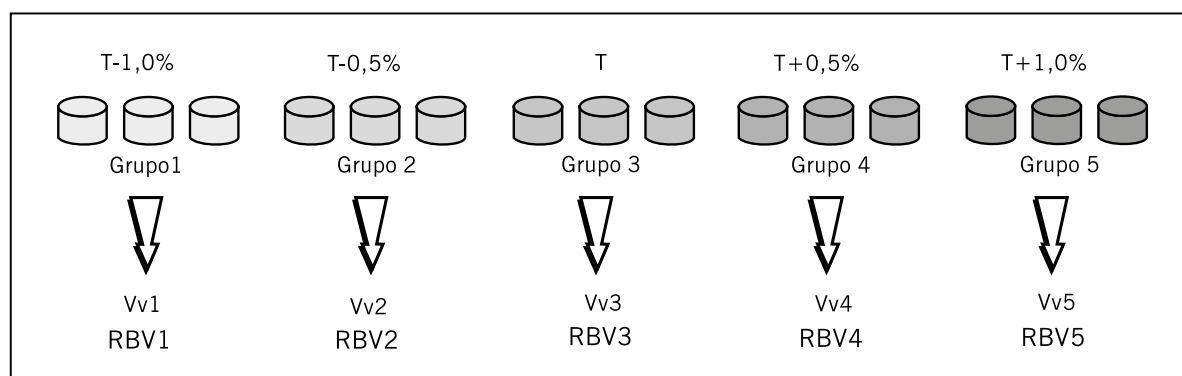


a escolha se dar a partir da estabilidade Marshall, da massa específica aparente e do  $V_v$ . Nesse caso, o teor de projeto é uma média de três teores, correspondentes aos teores associados à máxima estabilidade, à massa específica aparente máxima da amostra compactada e a um  $V_v$  de 4% (ou média das especificações).

Ainda outra forma de se obter o teor de projeto é fazendo uso somente de dois parâmetros volumétricos,  $V_v$  e RBV, o que é mostrado a seguir.

Os parâmetros determinados no passo 10 são correspondentes a cada CP. Os valores de cada grupo são as médias dos valores dos CPs com o mesmo teor de asfalto (figura 5.17).

**Figura 5.17** – Representação esquemática dos grupos de corpos de prova



Fonte: Elaborada pelos autores.

Pode-se então selecionar o teor de projeto a partir dos parâmetros de dosagem  $V_v$  e RBV. Com os cinco valores médios de  $V_v$  e RBV obtidos nos grupos de corpos de prova é possível traçar um gráfico (figura 5.18) do teor de asfalto (no eixo “x”) *versus*  $V_v$  (no eixo “y1”) e RBV (no eixo “y2”). Adicionam-se então linhas de tendência para os valores encontrados dos dois parâmetros.

O gráfico deve conter ainda os limites específicos das duas variáveis, indicados pelas linhas tracejadas, e apresentados na tabela 5.5. A partir da interseção das linhas de tendência do  $V_v$  e do RBV com os limites respectivos de cada um desses parâmetros são determinados quatro teores de CAP (X1, X2, X3 e X4). O teor ótimo é selecionado tomando a média dos dois teores centrais, ou seja, teor ótimo =  $(X2 + X3)/2$ .

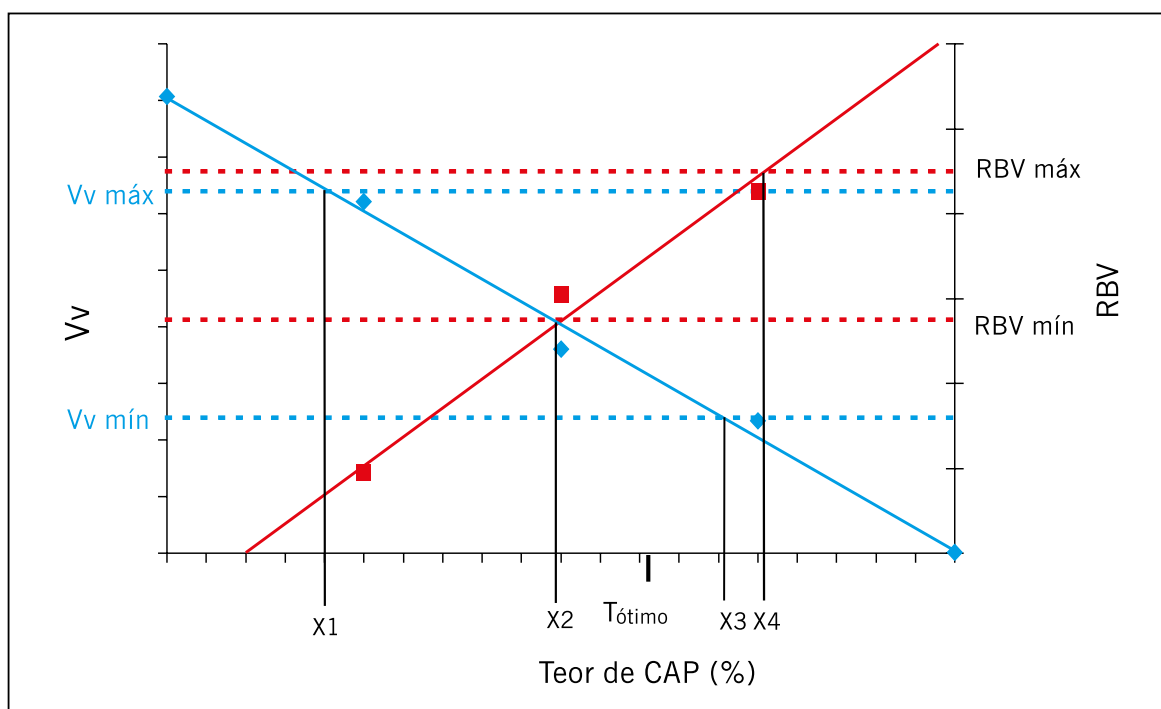
**TABELA 5.5** – EXEMPLOS DE LIMITES DE  $V_v$  E RBV PARA DIFERENTES FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

Faixas	$V_v$ (%)		RBV (%)	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
A (DNIT 031/2004)	4	6	65	72
B e C (DNIT 031/2004)	3	5	75	82
3 (Aeronáutica, rolamento)	3	5	70	80
7 (Aeronáutica, ligação)	5	7	50	70

Fonte: Elaborada pelos autores.



**Figura 5.18** – Teor de asfalto versus Vv e RBV



Fonte: Elaborada pelos autores.

Para exemplificar o método, a tabela 5.6 apresenta a escolha do teor de projeto de uma mistura de concreto asfáltico na faixa B do DNIT com o CAP 30/45. Foi inicialmente escolhido um teor de asfalto de 5,0%. Os demais grupos foram dosados com 4,0%, 4,5%, 5,5% e 6,0%. Os valores dos parâmetros de dosagem apresentados são relativos às médias dos CPs de cada grupo. Na última linha da tabela é indicado o teor ótimo determinado por um gráfico como o da figura 5.18. O teor de projeto é dado por  $(X2 + X3)/2$ , onde  $X1 = 4,4\%$ ,  $X2 = 4,6\%$ ,  $X3 = 5,4\%$  e  $X4 = 5,5\%$ .

**TABELA 5.6** – RESULTADOS DA DOSAGEM

Teores de asfalto, %	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
Gmb, g/cm <sup>3</sup>	2,350	2,356	2,371	2,369	2,380
Vv, %	5,837	4,907	3,603	2,967	1,805
VAM, %	15,0	15,2	15,1	15,7	15,7
RBV, %	61,1	67,8	76,2	81,1	88,5
<b>Teor de projeto, %</b>	<b>5,0</b>				

Fonte: Elaborada pelos autores.

Ressalte-se que os critérios convencionais volumétricos não garantem que o teor de projeto, dito “ótimo”, corresponda necessariamente ao melhor teor para todos os aspectos do comportamento de uma mistura asfáltica. O caso exemplificado resulta em uma mistura asfáltica que, compactada a 100% de grau de compactação, possui 3,6% de volume de vazios, o que em nosso clima brasileiro pode ser considerado baixo. Dada esta questão, muitos órgãos rodoviá-

rios e laboratórios de projeto têm usado apenas o alvo de volume de vazios de 4% para as misturas asfálticas densas, e os demais valores de norma são apenas verificados se estão na faixa recomendada. Outro fator importante a se destacar é a faixa adotada para o RBV; alguns órgãos brasileiros rodoviários têm empregado faixas mais baixas que a recomendada em norma do DNIT (DNIT-ES 031/2006), levando a um menor consumo de asfalto, para evitar recorrentes problemas de exsudação após verões intensos e repetidas solicitações por tráfego pesado.

Com a disseminação dos métodos mecânicos de dimensionamento, recomenda-se que numa dosagem racional a mistura seja projetada para um determinado nível de resistência à tração (RT), módulo de resiliência (MR) para se evitar a fadiga, e/ou de número de fluxo (*flow number, FN*) para se evitar a deformação permanente, de maneira que os conjuntos de tensões nas camadas que compõem a estrutura do pavimento não venham a diminuir a vida útil do pavimento ou que a mistura venha a apresentar deformação permanente excessiva. Esses parâmetros mecânicos são discutidos no capítulo 6, ressaltando-se que o parâmetro FN é muito vinculado à dosagem, tendo sido estabelecidos valores a serem atingidos em função do volume de tráfego na implantação do novo método de dimensionamento do DNIT, denominado MeDiNa. O FN está associado à prevenção do defeito de deformação permanente da mistura asfáltica.

A tabela 5.7 mostra, como exemplo, os requisitos exigidos pela especificação DNIT-ES 031/2006 para serviços de concreto asfáltico a serem usados em revestimentos de pavimentos e que compõem os parâmetros a serem atendidos na dosagem de laboratório e no campo. Atente para o fato de que nesta especificação o parâmetro de RT já faz parte das exigências a serem atendidas na dosagem, talvez ainda discriminada a RT de forma não adequada, visto que só é definido um valor mínimo para esse parâmetro e ainda associado à presença do parâmetro estabilidade.

**TABELA 5.7 – REQUISITOS DE DOSAGEM DE CONCRETO ASFÁLTICO**

Características	Método de ensaio	Camada de rolamento	Camada de ligação
Vv, %	DNER-ME 043	3 – 5	4 – 6
RBV, %	DNER-ME 043	75 – 82	65 – 72
Estabilidade mínima, kgf (75 golpes)	DNER-ME 043	500	500
RT a 25°C, mínimo, MPa	DNER-ME 138	0,65	0,65

Fonte: DNIT-ES 031/2006.

### 5.3.2 Considerações finais sobre a dosagem Marshall

É importante considerar que a dosagem Marshall, realizada normalmente no país quando segue as orientações de normas antigas do DNER ou DNIT não cumpre o necessário em pelo menos dois pontos importantes:

- a consideração da absorção de ligante pelos agregados e o uso da massa seca com superfície saturada;
- o uso de fórmula para cálculo da DMT, essencial para as determinações volumétricas das misturas asfálticas. Na ASTM e no Instituto de Asfalto só se utiliza a *Gmm*, o que

já leva em conta a absorção dos agregados e tem interferência muito grande nas determinações das relações volumétricas.

Assim, julgam os autores que há necessidade de se modificar as normas do ensaio Marshall de dosagem de concreto asfáltico urgentemente para adaptá-la ao padrão ASTM que é também o padrão usado em muitos outros países, nesses aspectos comentados e em outros. Parte já foi feita com a definição do método de preparação dos corpos de prova (DNIT 178/2018) e da criação do método de ensaio Rice (DNIT 427/2020).

O uso do método Rice é hoje uma ferramenta importante e com boa repetibilidade pela grande evolução dos equipamentos usados nesse ensaio, especialmente no caso do vácuo e das balanças e se compara à repetibilidade do método descrito na ASTM 2041 (2019). Além disso, evita-se a necessidade de medir repetidas vezes as densidades dos agregados das várias frações e a absorção de água, que não estima corretamente a absorção dos ligantes.

Também, apesar da existência de normas ABNT e DNER padronizando o método Marshall, há ainda uma dispersão significativa em seus resultados, e entre os diversos fatores que causam essa dispersão, citam-se a forma de compactação dos corpos de prova, as características dos equipamentos usados e as condições operacionais do processo, o que caracteriza a variabilidade de resultados sob condições idênticas de materiais (COELHO; SÓRIA, 1992). Motta (1998) relata algumas críticas relativas ao método Marshall. Entre elas, a pouca representatividade do método de compactação em relação ao campo e a grande influência na determinação do teor de projeto derivada de fatores ligados à preparação dos corpos de prova (tipo de soquete, formas de apoio etc.).

Francken *et al.* (1997) comentam que em um importante estudo interlaboratorial realizado em nível internacional pela Rilem, verificou-se uma variação entre 5,4 e 6,8% de teor de projeto determinado utilizando o método de dosagem Marshall, para uma mesma mistura testada. Uma comparação entre os resultados dos diversos laboratórios envolvidos no estudo e o laboratório de referência apresentou considerável diferença, demonstrando assim que na utilização do método Marshall os procedimentos de trabalho dos laboratórios não são sempre semelhantes. Concluem que há necessidade de estar sempre se revendo normas, definições, equipamentos, procedimentos de preparação de amostras, calibrações e interpretações de resultados, de forma a retrainar os técnicos e melhorar a reprodutibilidade e a confiança nos resultados. Outro fator relevante nesse processo é o reduzido número de corpos de prova exigidos pela norma (mínimo de três), impossibilitando assim qualquer análise estatística dos resultados.

Na concepção do método Marshall, a compactação manual foi a única utilizada. Posteriormente, a compactação automática foi desenvolvida, poupando esforço do operador (KANDHAL; KOEHLER, 1985), e, também, evitando sua influência durante a aplicação dos golpes. No entanto já foi constatado que geralmente corpos de prova compactados manualmente apresentam densidades maiores do que os compactados automaticamente. Para levar em conta a diferença entre os resultados da compactação manual e automática, o método da AASHTO requeria, durante algum tempo, que quando do uso de compactação automática, que esta seja calibrada para que os resultados sejam comparáveis aos da compactação manual (KANDHAL; KOEHLER, 1985).

No estudo de Aldigueri *et al.* (2001), utilizando o mesmo procedimento e apenas variando a forma de compactação, obteve-se uma diferença de 0,6% no teor de projeto para uma mesma mistura analisada. O fator de maior influência na diferença entre os dois tipos de compactação foi a frequência de aplicação dos golpes. Corpos de prova compactados na mesma frequência (1 Hz), tanto no procedimento manual como no automático, apresentam densidades aparentes

semelhantes. Os corpos de prova compactados manualmente e com frequências mais altas apresentaram densidades aparentes maiores. No intervalo de frequências utilizadas no referido estudo verificou-se uma diferença absoluta de até 1,43% de  $V_v$  entre os corpos de prova compactados com maior e menor frequência. Os autores recomendam que, para garantir maior uniformidade entre os resultados da dosagem Marshall, deve-se estipular o tempo de compactação quando da utilização de compactação manual, e usar sempre que possível a compactação automática para eliminar a possível interferência ocasionada pelo ritmo de compactação imposto pelo operador.

Reforça-se também a necessidade de se explorar melhor a granulometria dos agregados disponíveis além de se dosar cada mistura em função do tipo de asfalto escolhido e da estrutura na qual será empregada. Para um bom projeto é preciso compatibilizar as características do concreto asfáltico com toda a estrutura do pavimento, o que não é garantido quando se obtém o teor de projeto a partir somente dos requisitos tradicionais volumétricos. Recomenda-se, durante a dosagem, testar as misturas com ensaios tais como RT, MR e fadiga. Mais forte ainda deve ser o alerta quanto à necessidade de fiscalização no campo, tanto nas usinas quanto na pista, pois todo sucesso de qualquer projeto passa pela fabricação e aplicação correta da mistura.

Com a entrada em vigor do novo método de dimensionamento, será obrigatório que a dosagem de um concreto asfáltico não se limite aos parâmetros volumétricos, visto que a mistura projetada deve apresentar todos os parâmetros mecânicos necessários ao dimensionamento.

Como exemplo, Marques (2004) avaliou a influência de fatores tais como granulometria, tipo de ligante, teor de ligante, tipo de compactação e temperatura no valor do módulo de resiliência de misturas asfálticas densas. Procurou utilizar o módulo de resiliência como um critério de dosagem de concreto asfáltico, possibilitando projetá-las para atingirem um determinado valor (ou faixa de valores) de módulo de resiliência. Foi desenvolvido um planejamento de experimentos fatoriais para a obtenção do módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral de concretos asfálticos em função dos fatores das misturas. Na mesma linha de raciocínio, Castro Neto (2000) emprega RT e MR para estudar a dosagem de misturas asfálticas recicladas a quente e o uso de agente rejuvenecedor.

### 5.3.3 Dosagem Superpave

A maioria das misturas asfálticas a quente produzida nos Estados Unidos entre 1940 e 1990 foi dosada utilizando a metodologia Marshall ou Hveem (ROBERTS *et al.*, 1996). Desde 1993, porém, as universidades e departamentos de transporte norte-americanos vêm utilizando a metodologia Superpave. Na pesquisa SHRP várias mudanças foram realizadas. Foi proposta uma metodologia distinta que consiste basicamente em estimar um teor provável de projeto pela fixação do volume de vazios e do conhecimento da granulometria dos agregados disponíveis.

A maior diferença entre esse novo procedimento e o Marshall é a forma de compactação. Enquanto na dosagem Marshall, a compactação é feita por impacto (golpes), na dosagem Superpave é realizada por amassamento (giros) – figura 5.1(d) e (e).

Outra diferença que pode ser citada entre os dois processos é a forma de escolha da granulometria da mistura de agregados. A metodologia Superpave incluiu os conceitos de pontos de controle e zona de restrição (atualmente descontinuada), conforme mencionado no capítulo 4.

Com a implementação do Superpave e a constatação de sucessos de vários revestimentos asfálticos os quais possuíam curvas granulométricas que passavam pela zona de restrição, houve descontinuidade dessa recomendação restritiva. Teoricamente, pode parecer razoável

que a melhor graduação para os agregados nas misturas asfálticas fosse aquela que fornecesse a graduação mais densa. A graduação com maior densidade acarreta uma estabilidade superior pelo maior contato entre as partículas, maior resistência ao cisalhamento, e reduzidos vazios no agregado mineral. Porém, é necessária a existência de um espaço de vazios tal que permita que um volume suficiente de ligante seja incorporado. Isso garante durabilidade e ainda permite algum volume de vazios na mistura para evitar exsudação por sobrecompactação pelo tráfego. Outro fator importante é que quanto mais próximo da curva de máxima densidade teórica, dado o reduzido volume de vazios no agregado mineral, pequenas variações de teor de ligante implicam alteração volumétrica importante, podendo resultar em misturas asfálticas mais “sensíveis” a deformações permanentes por excesso de ligante asfáltico ou à fadiga e desagregações por falta de ligante asfáltico.

Vários investigadores propuseram faixas granulométricas para a densidade máxima. A mais conhecida é a curva de Fuller proposta por Fuller e Thompson em 1907 cuja expressão é:

$$P = 100 \left( \frac{d}{D} \right)^n \quad (5.11)$$

Onde:

$P$  = porcentagem de material que passa na peneira de diâmetro  $d$ ;

$d$  = diâmetro da peneira em questão;

$D$  = tamanho máximo do agregado, definido como uma peneira acima do *tamanho nominal máximo*, sendo este último definido como o tamanho de peneira maior que a primeira peneira que retém mais que 10% de material.

Os estudos de Fuller mostraram que a granulometria de densidade máxima pode ser obtida para um agregado quando  $n = 0,50$ . Na década de 1960, a Federal Highway Administration (FHWA) dos Estados Unidos adotou, para o mesmo efeito, o expoente como 0,45.

Graficamente, a granulometria é mostrada num eixo cuja ordenada é a porcentagem que passa e a abscissa é uma escala numérica da razão “tamanhos de peneira/tamanho máximo do agregado”, elevada à potência de 0,45 (ou somente “tamanho da peneira” elevado a 0,45). A granulometria de densidade máxima é uma linha reta que parte da origem e vai até o ponto do tamanho máximo do agregado – figura 5.19(a). Uma granulometria que repouse sobre ou próxima a esta linha não permitirá a incorporação de um volume adequado de ligante.

Nas especificações Superpave iniciais para granulometria dos agregados foram acrescentadas duas características ao gráfico de potência 0,45: (a) pontos de controle e (b) zona de restrição (como já reforçado, em desuso):

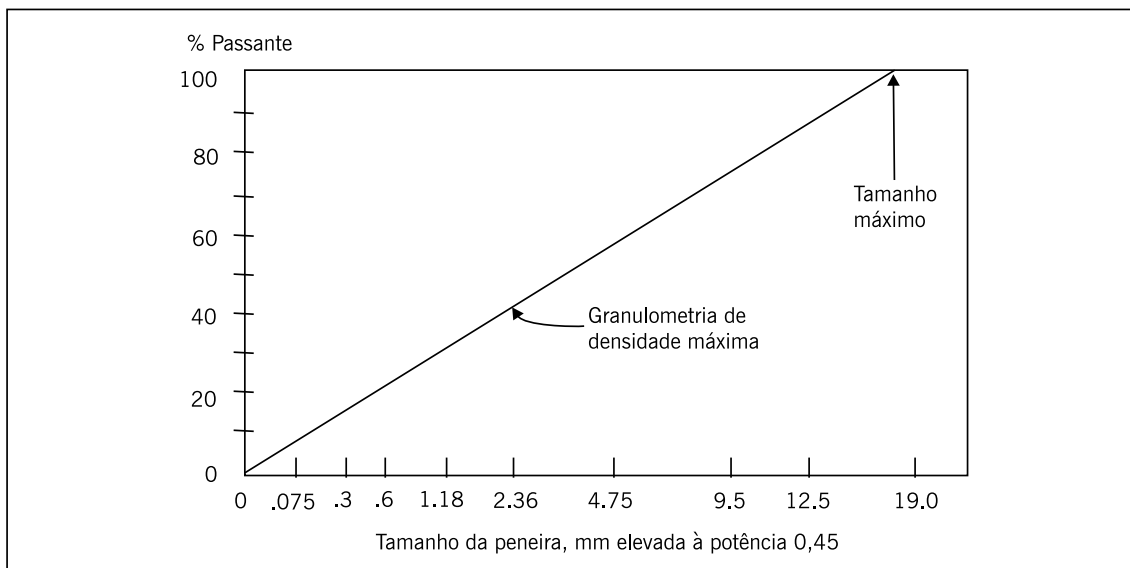
- os pontos de controle funcionam como pontos mestres onde a curva granulométrica deve passar. Eles estão no tamanho máximo nominal, um no tamanho intermediário (2,36 mm) e um nos finos (0,075 mm);
- a zona de restrição (ZR) repousava sobre a linha de densidade máxima e nas peneiras intermediárias (4,75 mm ou 2,36 mm) e no tamanho 0,3 mm. Formava uma região na qual a curva não deveria passar. Granulometrias que violavam a zona de restrição poderiam apresentar esqueleto pétreo frágil, que dependeriam muito do ligante para terem resistência ao cisalhamento. Essas misturas seriam muito sensíveis ao teor de ligante e poderiam facilmente deformar. As especificações Superpave recomendavam, mas não obrigavam, que as misturas apresentassem granulometrias abaixo da zona de restrição.

Embora as zonas de restrição não façam mais parte das especificações Superpave, a figura 5.19(b) ilustra um exemplo com os limites da faixa A de concreto asfáltico do DNIT – tabela 4.1, duas curvas granulométricas enquadradas nessa faixa, os respectivos pontos de controle e zona de restrição, relativos às duas misturas, ambas com tamanho máximo nominal igual a 19 mm (3/4”).

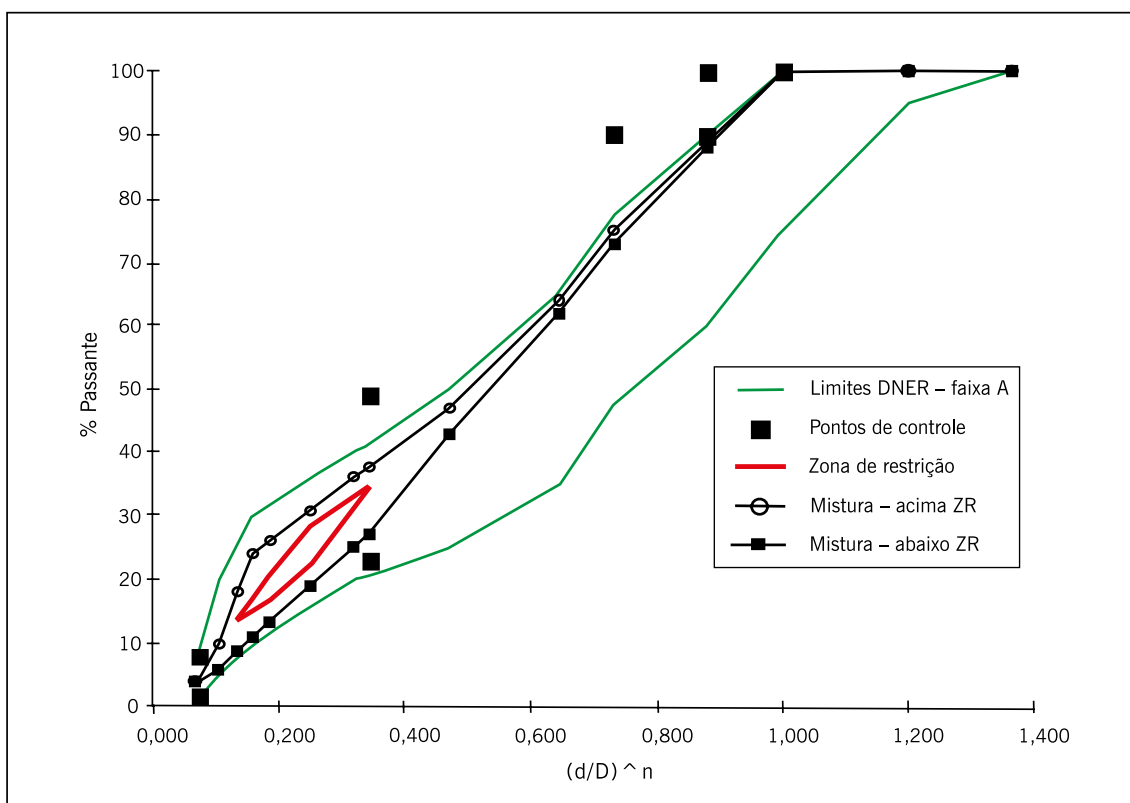
O tamanho do molde a ser utilizado na dosagem Superpave é um aspecto importante. O molde de 150 mm de diâmetro é o requerido nas especificações Superpave, porém o compactador giratório Superpave (CGS) também admite moldagem de corpos de prova com 100 mm de diâmetro, conforme mostrado adiante. No estudo realizado por Jackson e Cozor (2003) não foi observada diferença significativa no percentual da massa específica máxima (%*Gmm*) para os corpos de prova moldados com o cilindro de 100 e 150 mm. Os autores advertem que a adequação dos dois tamanhos de molde é limitada a misturas com tamanho máximo de agregado de 25,4 mm, ou menor.

No procedimento Superpave-SHRP há três níveis de projeto de mistura dependendo do tráfego e da importância da rodovia, conforme indicado na tabela 5.8. Dependendo do tráfego, o projeto de mistura pode estar completo após o projeto volumétrico (nível 1). Valores de tráfego (número N) sugeridos como limites entre os diferentes níveis são 106 e 107 repetições do eixo padrão, considerando a conversão do tráfego por fatores definidos pela AASHTO. Nos níveis 2 e 3, ensaios baseados em desempenho são conduzidos para otimizar o projeto a fim de resistir a falhas como deformação permanente, trincamento por fadiga e trincamento à baixa temperatura.

**Figura 5.19** – Exemplo de granulometria adequada à especificação Superpave inicial



(a) Granulometria de densidade máxima



(b) Exemplo de granulometria num gráfico com pontos de controle e zona de restrição

Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 5.8** – ORGANIZAÇÃO HIERÁRQUICA DO MÉTODO SUPERPAVE INICIAL

Nível	1	2	3
Critério	Volumétrico	Volumétrico Ensaio de previsão de desempenho a uma temperatura	Volumétrico Ensaio de previsão de desempenho a três temperaturas
N (AASHTO)	< 10 <sup>6</sup>	10 <sup>6</sup> a 10 <sup>7</sup>	≥ 10 <sup>7</sup>

Fonte: Elaborada pelos autores.

O projeto de mistura é todo feito utilizando o CGS. Trata-se de um equipamento que pode ser portátil, é prático e possui boa repetibilidade e reprodutibilidade. Um exemplo de CGS padronizado pelo Superpave está ilustrado na figura 5.20 e tem as seguintes características:

- ângulo de rotação de  $1,25 \pm 0,02$ ;
- taxa de 30 rotações por minuto;
- tensão de compressão vertical durante a rotação de 600 kPa;
- capacidade de produzir corpos de prova com diâmetros de 150 e 100 mm.

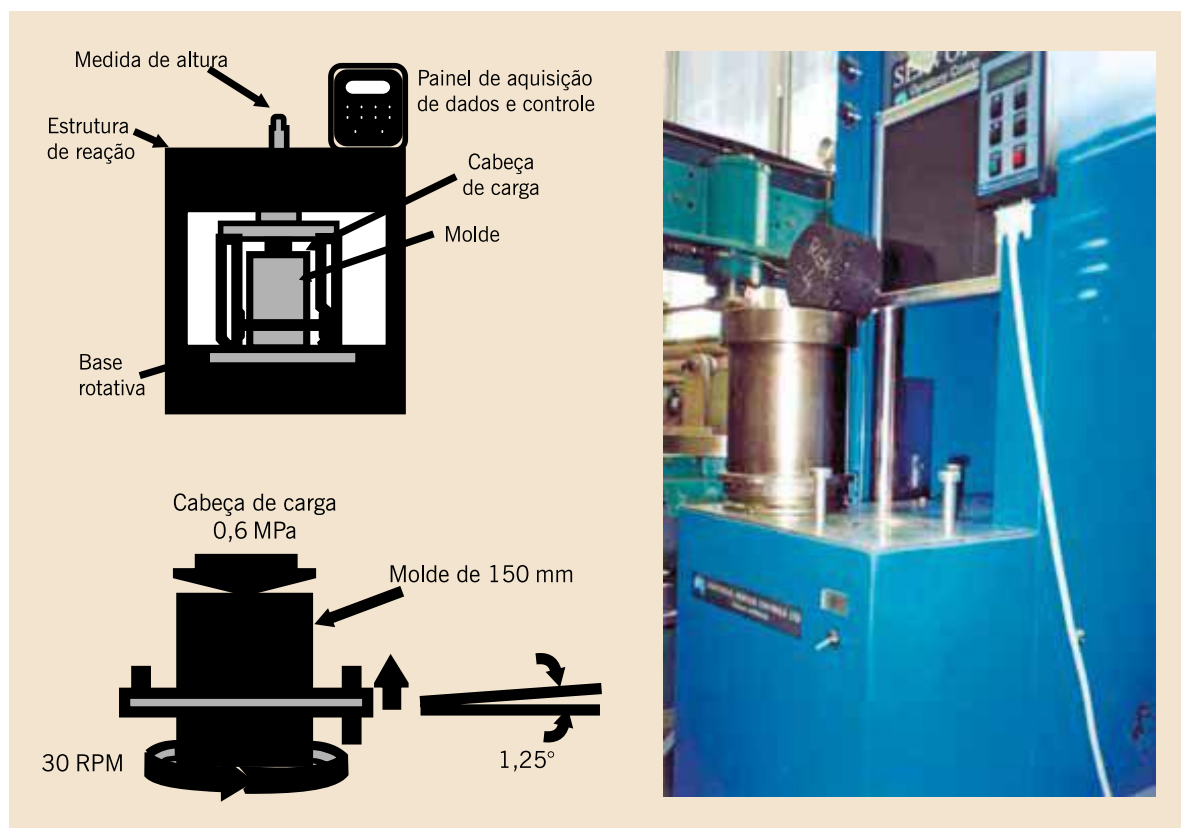
Certas características devem ser calibradas periodicamente. O item crítico de calibração é o sistema de medida de altura, normalmente obtido por meio de corpos de prova de referência de dimensões conhecidas. A célula de carga pode ser calibrada por meio de um anel ou outra célula de carga de precisão adequada e já calibrada. A velocidade de giro pode ser checada por medida de tempo da rotação sob número conhecido de revoluções. Outro item crítico é a calibração do ângulo de giro, que pode ser efetuada por vários meios que dependem do compactador, cada um define seu método. Um método usa extensores precisos para medidas coletadas com molde a várias orientações. As medidas são usadas para cálculo do ângulo de giro. Em qualquer caso, o ângulo deve ser checado com o molde contendo o corpo de prova sob condições de carregamento.

### **Passo a passo para determinação do teor de projeto – Superpave**

O primeiro passo do procedimento Superpave consiste na escolha de três composições granulométricas com os materiais à disposição. O passo seguinte é a compactação de corpos de prova no CGS com um teor de ligante de tentativa para cada mistura (dois corpos de prova por mistura), obtido por meio de estimativas usando-se a massa específica efetiva dos agregados (capítulo 3). Dessas misturas experimentais se obtêm as propriedades volumétricas ( $V_v$ , VAM e RBV) após a compactação dos corpos de prova no compactador giratório com o número de giros de projeto (determinado em função do tráfego, conforme visto mais adiante).



Figura 5.20 – Ilustração esquemática e exemplo de CGS



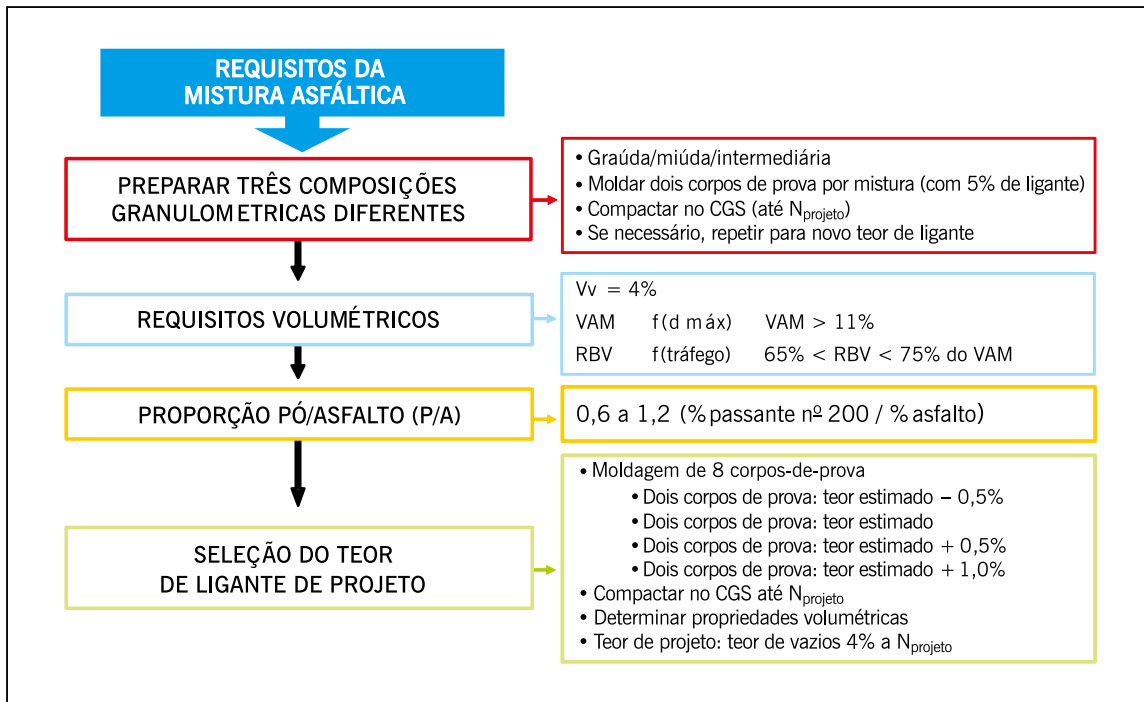
Fonte: Elaborada pelos autores.

Além dos requisitos volumétricos tradicionais mencionados, verifica-se também a proporção pó/asfalto, que corresponde à razão entre o teor de material passante na peneira nº 200 e o teor de ligante, parâmetro que deve estar entre 0,6 e 1,2. Considerações sobre o efeito desse parâmetro podem ser encontradas em Motta e Leite (2000).

A premissa principal do projeto de misturas Superpave Nível 1 (o único abordado neste livro) é que a quantidade de ligante usada deve ser tal que a mistura atinja 4% de vazios no número de giros de projeto. Caso isso não ocorra nessa mistura experimental, faz-se uma estimativa por meio de fórmulas empíricas para saber qual teor de ligante deve ser usado para atingir os 4% de vazios. Esse teor calculado será o teor de ligante estimado para cada mistura. O procedimento Superpave faculta ao projetista escolher qual das misturas testadas, entre as três composições granulométricas, melhor atende às exigências volumétricas especificadas para o projeto.

A etapa seguinte da metodologia Superpave consiste na seleção do teor de ligante asfáltico de projeto. Para isso são confeccionados corpos de prova no teor de ligante estimado, conforme descrito anteriormente e outros corpos de prova devem ser confeccionados considerando outros três teores, o teor estimado  $\pm 0,5\%$  e  $+1\%$ . Os corpos de prova são novamente compactados no  $N_{projeto}$  e as propriedades volumétricas correspondentes obtidas. O teor final de projeto é aquele que corresponde a um  $V_v = 4\%$ . O fluxograma da dosagem em questão é ilustrado na figura 5.21, sendo os detalhes dos passos apresentados a seguir.

Figura 5.21 – Fluxograma da dosagem Superpave



Fonte: Elaborada pelos autores.

### Determinação do teor de ligante inicial

No procedimento Superpave, para a definição do teor de asfalto (ligante) inicial de projeto utilizam-se expressões empíricas baseadas nos seguintes parâmetros: massas específicas aparente e real da composição de agregados, fator de absorção dessa composição, percentual de agregados na mistura,  $V_v$  da mistura, massa específica do ligante e tamanho máximo nominal de peneira para a composição de agregados.

Considera-se que o teor de ligante inicial é aquele no qual os vazios dos agregados não absorvem mais ligante. Tal consideração implica que quantidades de ligante iguais ou maiores que esse teor comporão uma mistura de agregados com massa específica efetiva constante. Conforme apresentado no capítulo 3, a massa específica efetiva do agregado é a relação entre a massa seca do agregado e o volume da parte sólida desse grão mais o volume dos vazios preenchidos por asfalto.

O teor inicial de ligante é estimado de acordo com os seguintes cinco passos, sendo as grandezas definidas após a expressão 5.16.

- *Passo 1:* cálculo da massa específica efetiva da composição de agregados ( $G_{se}$ ) considerando máxima absorção de ligante pelos vazios dos agregados:

$$G_{se} = G_{sb} + F_a \times (G_{sa} - G_{sb}) \quad (5.12)$$

- *Passo 2:* cálculo do volume de ligante absorvido ( $V_{la}$ ). Neste passo precisa-se assumir um determinado teor de ligante,  $P_l$ , e um conseqüente teor de agregado,  $P_{ag}$ , ambos em massa:

$$V_{la} = \frac{P_{ag} \times (1 - V_v)}{\left( \frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{G_{se}} \right)} \times \left( \frac{1}{G_{sb}} - \frac{1}{G_{se}} \right) \quad (5.13)$$

- *Passo 3:* cálculo do volume de ligante efetivo ( $V_{le}$ ):

$$V_{le} = 0,081 - 0,02931 \times \ln(TMN) \quad (5.14)$$

- *Passo 4:* cálculo da massa de agregado ( $M_{ag}$ ):

$$M_{ag} = \frac{P_{ag} \times (1 - V_v)}{\left( \frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{G_{se}} \right)} \quad (5.15)$$

- *Passo 5:* estimativa do teor de ligante inicial ( $P_{li}$ ):

$$P_{li} = \left[ \frac{G_l \times (V_{le} + V_{la})}{[G_l \times (V_{le} + V_{la}) + M_{ag}]} \right] \times 100 \quad (5.16)$$

Onde:

$M_{ag}$  = massa de agregado, g;

$G_{sb}$  = massa específica aparente da composição de agregados, g/cm<sup>3</sup>;

$G_{sa}$  = massa específica real da composição de agregados, g/cm<sup>3</sup>;

$G_l$  = massa específica do ligante, g/cm<sup>3</sup>;

$F_a$  = fator de absorção;

$P_l$  = teor de ligante, % em massa (admitido para uma determinada faixa granulométrica, por exemplo, 5%);

$P_{ag}$  = percentual de agregados na mistura, % em massa, dado por  $(1 - P_l)$ ;

$P_{li}$  = teor de ligante inicial, % em massa;

$V_v$  = volume de vazios, %;

$V_{la}$  = volume de ligante absorvido, %;

$V_{le}$  = volume de ligante efetivo, %;

$TMN$  = tamanho máximo nominal de peneira para a composição de agregados, polegadas.

A partir do valor da  $G_{mm}$  (DNIT 427/2020), calcula-se a  $G_{se}$  da composição de agregados para o teor de ligante inicial estimado (expressão 5.17). Esta última é assumida constante, ou seja, independente do teor de ligante, e usada no cálculo das  $G_{mms}$  dos demais teores pela expressão 5.18.

$$G_{se} = \frac{100 - P_l}{\frac{100}{G_{mm}} + \frac{P_l}{G_l}} \quad (5.17)$$

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_{ag}}{G_{se}} + \frac{P_l}{G_l}} \quad (5.18)$$

### Determinação do teor de ligante de projeto

Realiza-se a compactação de dois CPs no teor de ligante inicial ( $P_{ii}$ ), bem como em mais três outros teores ( $\pm 0,5$  e  $+1,0\%$  em relação ao  $P_{ii}$ ). A compactação é realizada no CGS, com pressão aplicada de 600 kPa e o ângulo de rotação de  $1,25^\circ$ . A sequência do procedimento de compactação é apresentada na figura 5.23. Destaca-se o fato de a mistura não compactada permanecer em estufa à temperatura de compactação (função da viscosidade do ligante – figura 5.12) por um período de 2 horas antes da compactação – figura 5.22(a), de modo a simular o envelhecimento de curto prazo durante a usinagem.

Durante a compactação de cada corpo de prova, tem-se três referências a ser consideradas:

- $N_{inicial}$ , esforço de compactação inicial;
- $N_{projeto}$ , esforço de compactação de projeto (no qual  $V_v$  deve ser igual a 4%);
- $N_{máximo}$ , esforço de compactação máximo (representa a condição de compactação da mistura ao fim da sua vida de serviço).

Os esforços de compactação  $N_{inicial}$  e  $N_{máximo}$  são usados para se avaliar a compactabilidade da mistura. O  $N_{projeto}$  é usado para se selecionar o teor de ligante de projeto. Estes valores são função do tráfego ( $N$ ), e variam conforme indicado na tabela 5.9.

**Figura 5.22** – Sequência do procedimento de compactação Superpave



Fonte: Elaborada pelos autores.

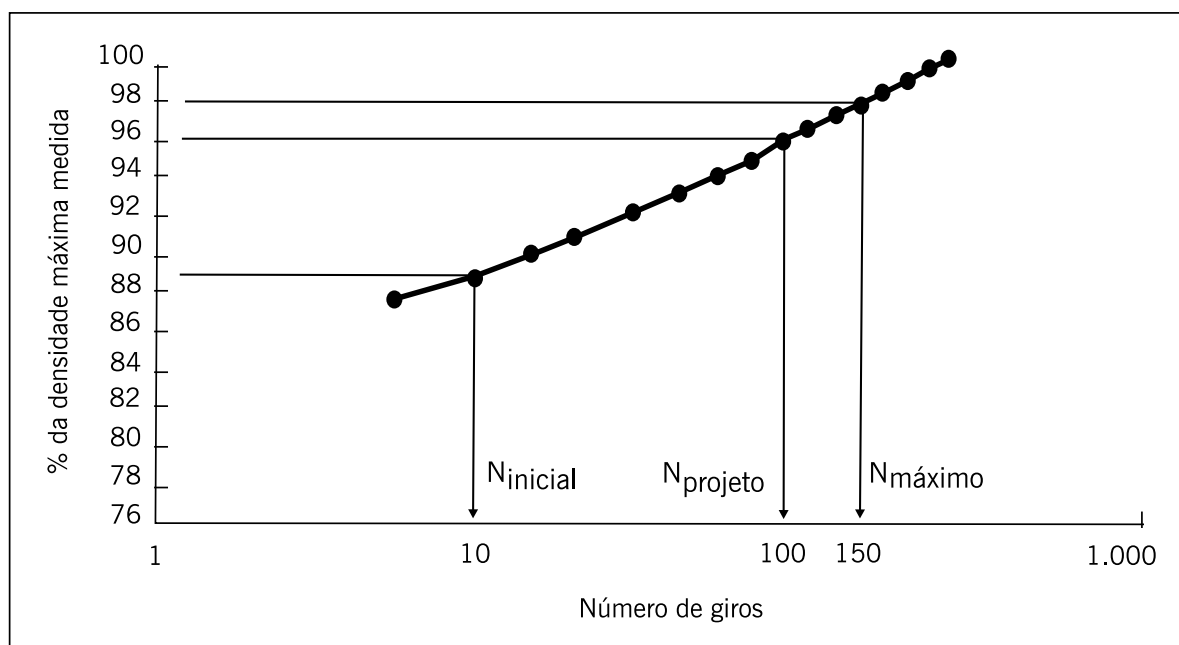
**TABELA 5.9 – NÚMERO DE GIROS ESPECIFICADOS NA NORMA DE DOSAGEM SUPERPAVE INICIAL**

Parâmetros de compactação			Tráfego
$N_{inicial}$	$N_{projeto}$	$N_{máximo}$	
	50	75	Muito leve (local)
7	75	115	Médio (rodovias coletoras)
8	100	160	Médio a alto (vias principais, rodovias rurais)
9	125	205	Alto volume de tráfego (interestaduais, muito pesado)

Fonte: Elaborada pelos autores.

Durante o processo de compactação, a massa específica do CP é monitorada em função da altura. Essa massa específica, referida como percentual da  $G_{mm}$ , pode ser plotada *versus* o número de giros (ou *versus* o logaritmo do número de giros) – figura 5.23. Este processo permite avaliar a compactabilidade da mistura, ou seja, sua trabalhabilidade e seu potencial de densificação, que depende do esqueleto mineral (agregados).

**Figura 5.23 – Curva de compactação típica obtida do CGS**



Fonte: Motta *et al.*, 1996.

As massas específicas estimadas da mistura asfáltica ( $G_{mb}$ ), correspondentes aos esforços de compactação  $N_{inicial}$ ,  $N_{projeto}$  e  $N_{máximo}$  são, respectivamente,  $G_{inicial}$ ,  $G_{projeto}$ ,  $G_{máximo}$ , expressas como percentuais da massa específica máxima ( $G_{mm}$ ).

Para garantir uma estrutura de esqueleto mineral adequada, as especificações exigem:

$G_{inicial} \leq 89\% G_{mm}$ . O valor limite para  $G_{máximo}$  garante que a mistura não vai sofrer sobrecompactação excessiva sob o tráfego previsto e não vai apresentar um comportamento plástico levando a deformações permanentes. As especificações exigem  $G_{máximo} \leq 98\% G_{mm}$ . Em outras palavras, o volume de vazios mínimo deve ser 2%. Caso esses critérios não sejam satisfeitos para nenhum dos teores de ligante e/ou curva granulométrica testada, deve-se rever a curva granulométrica ou alterar o teor de ligante até que todos sejam atendidos. O teor de projeto deve satisfazer os critérios apresentados na tabela 5.10.



**TABELA 5.10 – CRITÉRIOS VOLUMÉTRICOS PARA ESCOLHA DO TEOR DE PROJETO (MÉTODO SUPERPAVE INICIAL)**

Esforço de compactação (número de giros)	Relação entre massa específica aparente e a $Gmm$ (%)	Vv (%)
$N_{inicial}$	< 89%	> 11%
$N_{projeto}$	96%	4%
$N_{máximo}$	< 98%	> 2%

Fonte: Elaborada pelos autores.

Os dados do CGS são usados da seguinte forma, sendo um exemplo de compactação apresentado na tabela 5.11:

- estima-se a  $Gmb$  para cada número de giros em função da altura do corpo de prova;
- corrige-se a  $Gmb$  estimada em cada giro a partir de  $Gmb$  no  $N_{máximo}$ ; essa correção considera o corpo de prova como um cilindro perfeito, o que na realidade não é;
- determina-se a  $Gmb$  corrigida como uma porcentagem em relação à  $Gmm$ , para cada número de giros.

**TABELA 5.11 – EXEMPLO DE COMPACTAÇÃO POR AMASSAMENTO (CGS)**

CP nº 1: Massa Total = 4869g				
$Gmm = 2,563 \text{ g/cm}^3$				
Nº de giros	Altura, mm	$Gmb$ (estimada) $\text{g/cm}^3$	$Gmb$ (corrigida) $\text{g/cm}^3$	% $Gmm$
8 ( $N_{inicial}$ )	127,0	2,170	2,218	86,5
50	118,0	2,334	2,385	93,1
100	115,2	2,391	2,444	95,4
109 ( $N_{projeto}$ )	114,9	2,398	2,451	95,6
150	113,6	2,425	2,478	96,7
174 ( $N_{máximo}$ )	113,1	2,436	2,489	97,1
$Gmb$ (medida)	–	2,489	–	–

Fonte: Elaborada pelos autores.

As condições de projeto estabelecidas para a mistura do exemplo na tabela 5.11 foram tais que levaram a:  $N_{máximo} = 174$ ,  $N_{inicial} = 8$  e  $N_{projeto} = 109$ . Durante a compactação, a altura é medida automaticamente pelo CGS após cada giro, sendo registrada para o número de giros correspondente na primeira coluna. Os valores de  $Gmb$  (estimada) foram determinados por:

$$Gmb \text{ (estimada)} = \frac{M_m}{V_{mx}} \quad (5.19)$$

Onde:

$M_m$  = massa do CP, g, que independe do número de giros;

$V_{mx}$  = volume do CP no molde durante a compactação,  $\text{cm}^3$ , dado por:

$$V_{mx} = \frac{\pi d^2 h_x}{4} \times 0,001 \text{ cm}^3/\text{mm}^3 \quad (5.20)$$

Onde:

$d$  = diâmetro do molde (150 ou 100 mm);

$h_x$  = altura do corpo de prova no molde durante a compactação, mm.

Para ilustrar esta determinação, considere as condições do CP a 50 giros. A altura do CP é de 118 mm. O seu volume estimado a 50 giros é:

$$V_{mx} = \frac{\pi(150\text{ mm})^2 118,0\text{ mm}}{4} \times 0,001\text{ cm}^3/\text{mm}^3 = 2085,2\text{ cm}^3 \quad (5.21)$$

Assim, a  $Gmb$  (estimada) a 50 giros é:

$$Gmb(\text{estimada}) = 4867,8\text{ g}/2085,2\text{ cm}^3 = 2,334\text{ g/cm}^3 \quad (5.22)$$

Este cálculo admite que o CP seja um cilindro de laterais sem rugosidade, o que não retrata a realidade. O volume do corpo de prova é levemente menor que o volume do cilindro de laterais sem rugosidade devido a suas irregularidades superficiais causadas pelos agregados. É por isso que a  $Gmb$  final estimada a 174 giros (2,436 g/cm<sup>3</sup>) é diferente da  $Gmb$  medida após 174 giros (2,489 g/cm<sup>3</sup>).

Para corrigir essa diferença, a  $Gmb$  estimada a qualquer número de giros é corrigida pela razão entre a massa específica aparente medida e a massa específica aparente estimada a  $N_{\text{máximo}}$ , usando a seguinte expressão:

$$C = \frac{Gmb(\text{medida})}{Gmb(\text{estimada})} \quad (5.23)$$

Onde:

$C$  = fator de correção;

$Gmb$  (medida) = massa específica aparente medida a  $N_{\text{máximo}}$ ;

$Gmb$  (estimada) = massa específica aparente estimada a  $N_{\text{máximo}}$ .

A  $Gmb$  estimada para todos os outros números de giros pode ser corrigida usando o fator de correção por meio da seguinte expressão:

$$Gmb_n(\text{corrigida}) = C \times Gmb_n(\text{estimada}) \quad (5.24)$$

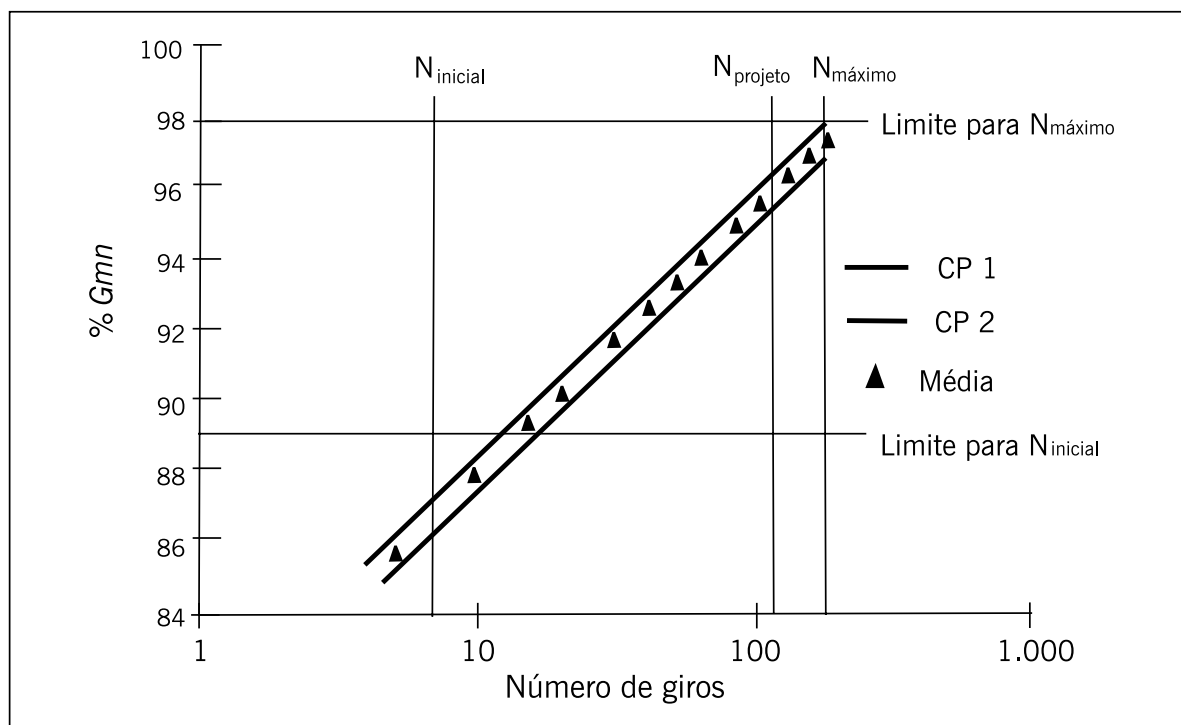
Onde:

$Gmb_n$  (corrigida) = massa específica aparente corrigida do corpo de prova a qualquer giro  $n$ ;

$Gmb_n$  (estimada) = massa específica aparente estimada a qualquer giro  $n$ .

Neste exemplo a razão é 2,489/2,436 ou 1,022. O percentual da  $Gmm$  é calculado como a razão  $Gmb$  (corrigida) para  $Gmm$ . Para se determinar o teor de projeto de uma mistura asfáltica, utiliza-se a média dos resultados referentes a dois corpos de prova. O gráfico de compactação para esse exemplo mostrando os dois CPs e a média está apresentado na figura 5.24.

**Figura 5.24** – Curva de compactação típica obtida do CG



Fonte: Elaborada pelos autores.

### Exemplo

Segue um exemplo passo a passo de uma dosagem Superpave, desde a verificação das propriedades das combinações de agregados até a determinação do teor de projeto de ligante. O exemplo foi retirado de FHWA (1995) e Motta *et al.* (1996). São consideradas três composições granulométricas, sendo, conforme recomendação Superpave, uma mistura miúda, uma graúda e uma intermediária. Daqui por diante as misturas tentativas são denominadas misturas 1, 2 e 3. Todas passam abaixo da zona de restrição, embora isso seja uma recomendação e não uma exigência, e atendem aos requisitos Superpave para agregados (capítulo 3), conforme indica a tabela 5.12, quais sejam: angularidade dos agregados graúdos e miúdos, partículas alongadas e achatadas e teor de argila (equivalente de areia).

**TABELA 5.12** – DADOS DOS AGREGADOS DAS MISTURAS TENTATIVAS 1, 2 E 3

Propriedades	Critério Superpave	Mistura tentativa 1	Mistura tentativa 2	Mistura tentativa 3
Angularidade graúdos, %	96%/90% mínimo	96%/92%	95%/92%	97%/93%
Angularidade miúdos, %	45% mínimo	48%	50%	54%
Alongadas/achatadas, %	10% máximo	0%	0%	0%
Equivalente areia, %	45 mínimo	59	58	54
G <sub>sb</sub> combinado, g/cm <sup>3</sup>	NA	2,699	2,697	2,701
G <sub>sa</sub> combinado, g/cm <sup>3</sup>	NA	2,768	2,769	2,767

NA=não aplicável.

Fonte: Elaborada pelos autores.

Seguindo o fluxograma indicado na figura 5.21, para cada uma das três composições granulométricas, molda-se um mínimo de dois corpos de prova no CGS, assumindo-se no exemplo um teor de 5,0% de ligante ( $P_l = 5\%$ ). Parte-se desse teor admitido com o objetivo de determi-

nar um teor de ligante inicial ( $P_{ij}$ ) para cada granulometria, a partir dos parâmetros volumétricos em cada caso, conforme indicado a seguir.

- *Passo 1:* cálculo da Gse considerando máxima absorção de ligante pelos vazios dos agregados, conforme expressão 5.12,  $Gse = Gsb + F_a \times (Gsa - Gsb)$ , assumindo-se  $F_a = 0,8$ :

$$\text{Mistura 1: } Gse = 2,699 + 0,8 \times (2,768 - 2,699) = 2,754 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{Mistura 2: } Gse = 2,697 + 0,8 \times (2,769 - 2,697) = 2,755 \text{ g/cm}^3$$

$$\text{Mistura 3: } Gse = 2,701 + 0,8 \times (2,767 - 2,701) = 2,754 \text{ g/cm}^3$$

- *Passo 2:* cálculo do volume de ligante absorvido pelo agregado ( $V_{la}$ ), por meio da expressão 5.17, assumindo  $V_v = 4\%$ ,  $Pl = 5\%$ , consequentemente,  $P_{ag} = 95\%$ , e  $G_l = 1,02$ :

$$V_{la} = \frac{P_{ag} \times (1 - V_v)}{\left(\frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{Gse}\right)} \times \left(\frac{1}{Gsb} - \frac{1}{Gse}\right)$$

$$\text{Mistura 1: } V_{la} = \frac{0,95 + (1 - 0,04)}{\left(\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754}\right)} \times \left(\frac{1}{2,699} - \frac{1}{2,754}\right) = 0,0171 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

$$\text{Mistura 2: } V_{la} = \frac{0,95 + (1 - 0,04)}{\left(\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,755}\right)} \times \left(\frac{1}{2,697} - \frac{1}{2,755}\right) = 0,0181 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

$$\text{Mistura 3: } V_{la} = \frac{0,95 + (1 - 0,04)}{\left(\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754}\right)} \times \left(\frac{1}{2,701} - \frac{1}{2,754}\right) = 0,0165 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

- *Passo 3:* cálculo do volume de ligante efetivo ( $V_{le}$ ), conforme expressão 5.18,  $V_{le} = 0,081 - 0,02931 \times \ln(TMN)$ , lembrando que TMN é dado em polegadas e, neste caso, as três misturas possuem o mesmo TMN:

$$\text{Misturas 1, 2 e 3: } V_{le} = 0,081 - 0,02931 \times [\ln(0,75)] = 0,089 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

- *Passo 4:* cálculo da massa de agregado ( $M_{ag}$ ), em gramas, por meio da expressão 5.15:

$$M_{ag} = \frac{P_{ag} \times (1 - V_v)}{\left(\frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{Gse}\right)}$$

$$\text{Mistura 1: } M_{ag} = \frac{0,95 \times (1 - 0,04)}{\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754}} = 2,315 \text{ g}$$

$$\text{Mistura 2: } M_{ag} = \frac{0,95 \times (1 - 0,04)}{\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,755}} = 2,316 \text{ g}$$

$$\text{Mistura 3: } M_{ag} = \frac{0,95 \times (1 - 0,04)}{\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754}} = 2,315 \text{ g}$$

- Passo 5: estimativa do teor de ligante inicial ( $P_{li}$ ), por meio da expressão 5.16:

$$P_{li} = \left[ \frac{G_l \times (V_{le} + V_{la})}{[G_l \times (V_{le} + V_{la}) + M_{ag}]} \right] \times 100$$

$$\text{Mistura 1: } P_{li} = \left[ \frac{1,02 \times (0,089 + 0,0171)}{1,02 \times (0,089 + 0,0171) + 2,315} \right] \times 100 = 4,46\%$$

$$\text{Mistura 2: } P_{li} = \left[ \frac{1,02 \times (0,089 + 0,0181)}{1,02 \times (0,089 + 0,0181) + 2,316} \right] \times 100 = 4,50\%$$

$$\text{Mistura 3: } P_{li} = \left[ \frac{1,02 \times (0,089 + 0,0165)}{1,02 \times (0,089 + 0,0165) + 2,315} \right] \times 100 = 4,44\%$$

Como no exemplo os  $P_{li}$  estimados foram muito próximos uns dos outros (diferença na segunda casa decimal, que não é viável na prática), admite-se um valor único inicial na tentativa para o prosseguimento da dosagem. Nesse caso foi admitido  $P_{li} = 4,4\%$  para as três misturas, ou seja, os corpos de prova para cada mistura são moldados nesse teor. Portanto, de modo a ficar consistente com o exemplo, assume-se aqui  $P_{li} = 4,4\%$  para as três misturas, afinal os dados da compactação se referem a este teor específico e único no qual foram moldados os corpos de prova.

De posse dos teores iniciais de ligante das três composições, um mínimo de dois corpos de prova para cada mistura tentativa é compactado no CGS. Em cada caso, são preparados dois volumes distintos de cada mistura para a determinação das respectivas  $Gmm$ . Todas as misturas devem passar por envelhecimento em estufa por 2 horas, na temperatura de compactação, antes de serem compactadas. Os números de giros ( $N_{inicial}$ ,  $N_{projeto}$  e  $N_{máximo}$ ) usados para compactação são determinados com base no volume de tráfego, conforme indicado na tabela 5.9.

Os dados da compactação giratória Superpave devem ser analisados calculando, para cada número de giros desejado, a massa específica aparente estimada ( $Gmb$ ) e a corrigida, esta última ainda como porcentagem da massa específica máxima teórica ( $Gmm$ ). Um exemplo de compactação de corpos de prova foi apresentado na tabela 5.11, lembrando que a correção da  $Gmb$  se dá em virtude do cálculo da  $Gmb$  estimada ser realizado considerando um volume do cilindro da amostra como sendo de superfície lisa, o que não corresponde à realidade. O volume verdadeiro é ligeiramente menor devido à presença de vazios na superfície da lateral do corpo de prova.

Realizando-se, a partir das respectivas compactações no CGS, os cálculos da tabela 5.11 para cada uma das três misturas deste exemplo, têm-se os valores de  $Gmb$  corrigidos apresentados na tabela 5.13. Observe-se que os valores devem ser relativos às médias de dois corpos de prova.

**TABELA 5.13 – VALORES DE GMB CORRIGIDOS E RESPECTIVOS CRITÉRIOS, DADOS COMO %GMM**

Gmb corrigido, %Gmm	Critério	Mistura tentativa 1	Mistura tentativa 2	Mistura tentativa 3
%Gmm @ N <sub>inicial</sub>	< 89	87,1	85,6	86,3
%Gmm @ N <sub>projeto</sub>	96	96,2	95,7	95,2
%Gmm @ N <sub>máximo</sub>	< 98	97,6	97,4	96,5

Fonte: Elaborada pelos autores.

A partir das porcentagens da tabela 5.13 correspondentes ao N<sub>projeto</sub>, as porcentagens de vazios (Vv) e vazios no agregado mineral (VAM) são determinadas:

$$\text{Mistura 1: } Vv = 100\% - 96,2\% = 3,8\%$$

$$\text{Mistura 2: } Vv = 100\% - 95,7\% = 4,3\%$$

$$\text{Mistura 3: } Vv = 100\% - 95,2\% = 4,8\%$$

O VAM, em %, é dado por:

$$VAM = 100 - \left( \frac{\%Gmm @ N_{projeto} \times Gmm \times P_{ag}}{Gsb} \right) \quad (5.25)$$

Onde:

Gsb = massa específica aparente da composição de agregados, g/cm<sup>3</sup>;

P<sub>ag</sub> = 1 - P<sub>li</sub> = 1 - 0,044 = 0,956, assumido o mesmo para as três misturas.

Portanto,

$$\text{Mistura 1: } VAM = 100 - \left( \frac{96,2 \times 2,563 \times 0,956}{2,699} \right) = 12,7\%$$

$$\text{Mistura 2: } VAM = 100 - \left( \frac{95,7 \times 2,565 \times 0,956}{2,697} \right) = 13,0\%$$

$$\text{Mistura 3: } VAM = 100 - \left( \frac{95,2 \times 2,568 \times 0,956}{2,701} \right) = 13,5\%$$

A tabela 5.14 apresenta o resumo das informações de compactação das três misturas analisadas no exemplo.

**TABELA 5.14 – RESUMO DAS INFORMAÇÕES DA COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS TENTATIVAS**

Mistura tentativa	% Ligante	%Gmm a N <sub>inicial</sub> (N = 8)	%Gmm a N <sub>projeto</sub> (N = 109)	%Gmm a N <sub>máximo</sub> (N = 174)	Vv, % (para N <sub>projeto</sub> )	VAM, % (para N <sub>projeto</sub> )
1	4,4	87,1	96,2	97,6	3,8	12,7
2	4,4	85,6	95,7	97,4	4,3	13,0
3	4,4	86,3	95,2	96,5	4,8	13,5

Fonte: Elaborada pelos autores.



A premissa principal do projeto de mistura Superpave nível 1 é que a quantidade correta de ligante asfáltico seja usada em cada mistura tentativa de maneira a atingir exatamente 96% de *Gmm* ou 4% de vazios no  $N_{projeto}$ . Claramente, isso não aconteceu para nenhuma das misturas do exemplo. A mistura 1 contém uma quantidade de ligante levemente superior à necessária para atingir um volume de vazios de 4% no  $N_{projeto}$ , tendo apenas 3,8% de vazios. Além disso, o *VAM* da mistura 1 é muito baixo.

Cabe então ao projetista se perguntar caso tivesse usado menos asfalto na mistura 1 para obter 4% de vazios no  $N_{projeto}$ , se o *VAM* e outras propriedades requeridas poderiam ter melhorado a níveis aceitáveis. Para responder, uma estimativa de qual teor de ligante seria necessário para se obter  $V_v = 4\%$  (96% de *Gmm* no  $N_{projeto}$ ) é determinada para cada mistura tentativa usando a seguinte expressão empírica:

$$P_{l, estimado} = P_{li} - [0,4 \times (4 - V_v)] \quad (5.26)$$

Onde:

$P_{l, estimado}$  = teor de ligante estimado, em %;

$P_{li}$  = teor de ligante inicial (tentativa), em %, admitido 4,4% para as três misturas;

$V_v$  = vazios no  $N_{projeto}$ , em %.

Portanto, no exemplo:

$$\text{Mistura 1: } P_{l, estimado} = 4,4 - [0,4 \times (4 - 3,8)] = 4,3\%$$

$$\text{Mistura 2: } P_{l, estimado} = 4,4 - [0,4 \times (4 - 4,3)] = 4,5\%$$

$$\text{Mistura 3: } P_{l, estimado} = 4,4 - [0,4 \times (4 - 4,8)] = 4,7\%$$

As propriedades volumétricas (*VAM* e *RBV*) e de compactação da mistura são então estimadas para esses teores de ligantes. Essa etapa é exclusivamente realizada de modo a responder: “O que aconteceria às propriedades da mistura se tivesse sido usada a quantidade exata de ligante para obter  $V_v = 4\%$  no  $N_{projeto}$ ?” Pode-se assim realizar uma comparação apropriada das misturas tentativas.

A estimativa do *VAM*, em %, é feita por meio da expressão:

$$VAM_{estimado} = VAM_{inicial} + C \times (4 - V_v) \quad (5.27)$$

Onde:

$VAM_{inicial}$  = *VAM* do teor de ligante inicial tentativa;

$C$  = constante igual a 0,1 se  $V_v < 4,0\%$  e igual a 0,2 se  $V_v > 4,0\%$ .

A estimativa de *RBV*, em %, é dada por meio da expressão:

$$RBV_{estimado} = \frac{VAM_{estimado} - 4,0}{VAM_{estimado}} \quad (5.28)$$

No exemplo, as estimativas de *VAM* são as seguintes:

$$\text{Mistura 1: } VAM_{estimado} = 12,7 + 0,1 \times (4 - 3,8) = 12,7\%$$

$$\text{Mistura 2: } VAM_{\text{estimado}} = 13,0 + 0,2 \times (4 - 4,3) = 13,0\%$$

$$\text{Mistura 3: } VAM_{\text{estimado}} = 13,5 + 0,2 \times (4 - 4,8) = 13,3\%$$

E as de RBV as seguintes:

$$\text{Mistura 1: } RBV_{\text{estimado}} = \frac{12,7 - 4,0}{12,7} = 68,5\%$$

$$\text{Mistura 2: } RBV_{\text{estimado}} = \frac{13,0 - 4,0}{13,0} = 69,2\%$$

$$\text{Mistura 3: } RBV_{\text{estimado}} = \frac{13,4 - 4,0}{13,4} = 70,1\%$$

Estima-se ainda, considerando a situação ideal de  $V_v = 4\%$ , os seguintes dois parâmetros apresentados na tabela 5.14: (i) %Gmm a  $N_{\text{inicial}}$  e (ii) %Gmm a  $N_{\text{máximo}}$ , por meio de expressões que consideram o volume de vazios real atingido em cada caso (correspondente ao teor de ligante inicial tentativa), ou seja:

$$\%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{inicial}}} = \%Gmm_{\text{, tentativa @ } N_{\text{inicial}}} - (4,0 - V_v) \quad (5.29)$$

$$\%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{máximo}}} = \%Gmm_{\text{, tentativa @ } N_{\text{máximo}}} - (4,0 - V_v) \quad (5.30)$$

No exemplo em análise, obtêm-se os seguintes valores:

$$\begin{aligned} \text{Mistura 1: } \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{inicial}}} &= 87,1 - (4,0 - 3,8) = 86,9\% \\ \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{máximo}}} &= 97,6 - (4,0 - 3,8) = 97,4\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mistura 2: } \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{inicial}}} &= 85,6 - (4,0 - 4,3) = 85,9\% \\ \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{máximo}}} &= 97,4 - (4,0 - 4,3) = 97,7\% \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mistura 3: } \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{inicial}}} &= 86,3 - (4,0 - 4,8) = 87,1\% \\ \%Gmm_{\text{, estimada @ } N_{\text{máximo}}} &= 96,5 - (4,0 - 4,8) = 97,3\% \end{aligned}$$

A tabela 5.15 apresenta o resumo das propriedades volumétricas e de compactação das misturas tentativas para o correspondente teor de ligante asfáltico estimado que resulta em 4% de vazios no  $N_{\text{projeto}}$ , partindo-se de um teor de ligante inicial tentativa de 4,4%

**TABELA 5.15 – RESUMO DAS INFORMAÇÕES DAS MISTURAS TENTATIVAS  
PARA  $V_v = 4\%$  NO  $N_{\text{PROJETO}}$**

Mistura tentativa	Ligante tentativa, %	Ligante estimado, %	VAM, %	RBV, %	%Gmm @ $N_{\text{inicial}}$ (N = 8)	%Gmm @ $N_{\text{máximo}}$ (N = 174)
1	4,4	4,3	12,7	68,5	86,9	97,4
2	4,4	4,5	13,0	69,2	85,9	97,7
3	4,4	4,7	13,3	70,1	87,1	97,3

Fonte: Elaborada pelos autores.

As propriedades estimadas são comparadas com os critérios de projeto. Para o tráfego de projeto e o tamanho máximo nominal (TMN) dos agregados, os critérios volumétricos e de com-

pactação são os seguintes:  $V_v = 4\%$ ;  $VAM > 13\%$  para TMN 19,0 mm;  $RBV = [65\%, 75\%]$  para N entre 10 e  $30 \times 10^7$ ;  $\%Gmm @ N_{inicial} < 89\%$ ;  $\%Gmm @ N_{máximo} < 98\%$ .

Por fim, há uma faixa requerida para a proporção de pó/asfalto (*dust/asphalt*). Este critério é constante para todos os níveis de tráfego. Ele é calculado como uma porcentagem em massa do material passante na peneira nº 200 (0,075 mm) dividido pelo teor de ligante efetivo (este em % da massa da mistura). O teor de ligante efetivo ( $P_{le, estimado}$ ), em %, é determinado como segue:

$$P_{le, estimado} = -(P_{ag} \times G_l) \times \left( \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{se} \times G_{sb}} \right) + P_{l, estimado} \quad (5.31)$$

Onde:

$G_{sb}$  = massa específica aparente da composição de agregados, g/cm<sup>3</sup>;

$G_{se}$  = massa específica efetiva da composição de agregados, g/cm<sup>3</sup>;

$G_l$  = massa específica do ligante, g/cm<sup>3</sup>;

$P_{ag}$  = percentual de agregados na mistura, % em massa;

Para as misturas do exemplo:

$$\text{Mistura 1: } P_{le, estimado} = -(95,7 \times 1,02) \times \left( \frac{2,754 - 2,699}{2,754 \times 2,699} \right) + 4,3 = 3,6\%$$

$$\text{Mistura 2: } P_{le, estimado} = -(95,5 \times 1,02) \times \left( \frac{2,755 - 2,697}{2,755 \times 2,697} \right) + 4,5 = 3,7\%$$

$$\text{Mistura 3: } P_{le, estimado} = -(95,3 \times 1,02) \times \left( \frac{2,754 - 2,701}{2,754 \times 2,701} \right) + 4,7 = 4,0\%$$

Verificando agora a proporção de pó/asfalto ( $P/A$ ), dada por:

$$P/A = \frac{\text{passante } N^{\circ} 200}{P_{le, estimado}} \quad (5.32)$$

Tem-se que,

$$\text{Mistura 1: } P/A = \frac{3,1}{3,6} = 0,86$$

$$\text{Mistura 2: } P/A = \frac{2,9}{3,7} = 0,78$$

$$\text{Mistura 3: } P/A = \frac{3,5}{4,0} = 0,88$$

Todas as  $P/A$  estão dentro da especificação, qual seja, entre 0,6 e 1,2.

Após estimar todas as propriedades das três misturas, o projetista pode observar os valores e decidir se uma ou mais são aceitáveis ou se misturas tentativas adicionais devem ser avaliadas.

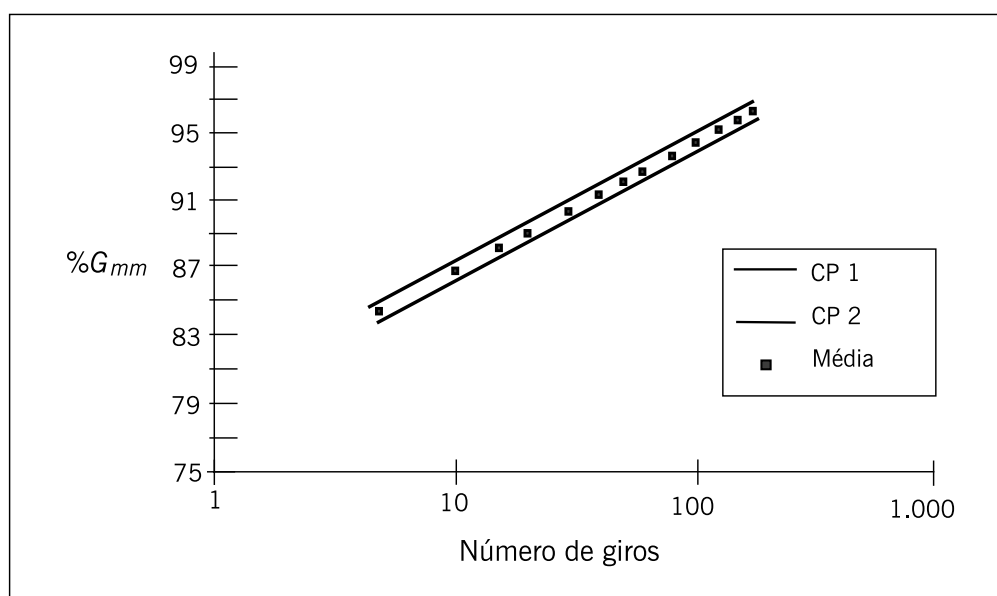
- a mistura 1 é inaceitável com base no critério de  $VAM$  mínimo;
- a mistura 2 é aceitável, mas o  $VAM$  está no mínimo;
- a mistura 3 tem um valor de  $VAM$  aceitável bem como atende ao critério para  $RBV$ , proporção  $P/A$  e aos critérios de compactação.

A partir desses dados, a mistura 3 é selecionada como sendo o projeto do esqueleto mineral do agregado. Um mínimo de dois corpos de prova é compactado a cada um dos seguintes quatro teores de asfalto (Superpave exige um mínimo de quatro teores):  $P_{l,estimado}$  (4,7% para a mistura 3 do exemplo);  $P_{l,estimado} \pm 0,5\%$  (ou seja, 4,2% e 5,2%);  $P_{l,estimado} + 1,0\%$  (ou seja, 5,7%).

Um mínimo de dois corpos de prova também é preparado para a determinação da massa específica máxima teórica no teor de ligante estimado. Corpos de prova são preparados e testados da mesma maneira que na etapa de seleção do projeto de estrutura do agregado. A figura 5.25 ilustra a compactação dos dois corpos de prova da mistura 3 com 4,2% de ligante asfáltico. Curvas semelhantes são obtidas para os outros três teores.

As propriedades são avaliadas para a mistura selecionada com diferentes teores de ligante usando-se os dados de compactação no  $N_{inicial}$ ,  $N_{projeto}$  e  $N_{máximo}$ . As tabelas a seguir mostram as propriedades volumétricas e de compactação da mistura, com a variação do teor de ligante.

**Figura 5.25** – Curva de compactação da mistura 3 com 4,2% de ligante e tamanho máximo nominal de 19 mm



Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 5.16** – RESUMO DAS INFORMAÇÕES DA MISTURA 3

Ligante, %	%Gmm @ $N_{inicial}$ (N=8)	%Gmm @ $N_{projeto}$ (N=109)	%Gmm @ $N_{máximo}$ (N=174)	Vv, %	VAM, %	RBV, %	Massa específica, g/cm <sup>3</sup>
4,2	85,8	94,5	95,8	5,5	13,4	59,3	2,441
4,7	87,1	96,1	97,5	3,9	13,2	70,1	2,461
5,2	87,4	97,0	98,5	3,0	13,4	77,9	2,467
5,7	88,6	98,1	99,8	1,9	13,6	86,2	2,476

Fonte: Elaborada pelos autores.

As propriedades volumétricas são calculadas no número de giros de projeto ( $N_{projeto}$ ) para cada teor de ligante asfáltico testado. A partir desses dados pontuais o projetista pode gerar gráficos do teor de vazios, VAM e RBV versus teor de ligante asfáltico. O teor de ligante de projeto é estabelecido para um volume de vazios de 4%. Neste exemplo, o teor de ligante é de 4,7%, valor que corresponde praticamente a  $Vv = 4\%$  no  $N_{projeto} = 109$  giros. Todas as outras propriedades são verificadas no teor de projeto quanto ao atendimento dos critérios. Os valores

de projeto para uma mistura nominal de 19,0 mm (mistura 3) são apresentados na tabela 5.17 juntamente com os critérios correspondentes.

**TABELA 5.17 – PROPRIEDADES DE PROJETO DA MISTURA COM 4,7% DE LIGANTE**

Propriedades da mistura	Resultado	Critério
Vv	4,0%	4,0%
VAM	13,2%	13,0 mínimo
RBV	70,1%	65% a 75%
Proporção pó/asfalto	0,88	0,6 a 1,2
%Gmm @ N <sub>inicial</sub> =8	87,1%	< 89%
%Gmm @ N <sub>máximo</sub> =174	97,5%	< 98%

Fonte: Elaborada pelos autores.

A próxima etapa no projeto Superpave nível 1 é avaliar a sensibilidade à umidade do projeto da mistura final escolhida, o que é feito por meio do ensaio expresso pela norma DNIT ME 180/2018, conhecido como dano à umidade induzida (DUI). Ensaio adicionais de previsão de desempenho são usados nos níveis 2 e 3, mas não são abordados de forma específica neste livro, sendo o leitor referido a Motta *et al.* (1996) para uma apresentação desses ensaios. O capítulo 6 apresenta, com detalhes, os diversos ensaios mecânicos que têm sido usados no Brasil para avaliação mecânica de misturas asfálticas e que hoje fazem parte do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do DNIT.

### Dano por umidade induzida

Este ensaio veio substituir a verificação da adesividade entre os agregados e o ligante asfáltico, tradicionalmente examinada por ensaios visuais de recobrimento dos agregados após ação de fervura em água dos agregados previamente recobertos por ligante asfálticos ou outra forma de induzir o descolamento do ligante da superfície dos agregados, tal como descrito na norma DNER ME 078 (1994). Em vários países, há algumas décadas migrou-se para ensaios mecânicos de verificação da integridade da cobertura asfáltica dos agregados e da coesão entre agregados recobertos, em substituição aos ensaios de avaliação subjetiva visual, sendo que a norma AASHTO T 283 teve sua primeira edição em 1989. No Brasil, essas técnicas de verificação de adesividade por meio de ensaios mecânicos na mistura asfáltica vêm sendo empregadas há cerca de duas décadas (MOURA, 2001; DNIT ME 180/2018).

O dano é resultante dos efeitos da saturação parcial com água dos vazios dos corpos de prova de misturas asfálticas compactadas com volume de vazios controlado por especificação de ensaio, e do condicionamento acelerado dos corpos de prova ora em água aquecida, ora eventualmente com um ciclo de congelamento-degelo, usados para intensificar o dano nas ligações do ligante ao agregado e, assim, prever a suscetibilidade de descolamento do filme de ligante asfáltico dos agregados, a curto e a longo prazo. Dependendo das características dos agregados, se ácidos ou básicos, esses ensaios visam avaliar a eficiência de aditivos líquidos conhecidos como “dope” (*antistripping*) ou melhoradores de adesividade, que são adicionados ao aglutinante asfáltico ou ainda no estado sólido pulverulento, como cal hidratada ou cimento Portland, que são adicionados ao agregado mineral visando melhorar a compatibilidade entre agregados e ligante asfáltico.

No Brasil, a norma DNIT 180/2018 descreve esse procedimento, que é similar ao método T283 da AASTHO, sendo que este tem sua versão mais atualizada também de 2018.

A avaliação do dano nas misturas asfálticas causado pela umidade é de grande importância, uma vez que afeta o desempenho e a vida de serviço dos pavimentos. Na realidade, o dano por umidade evidencia os possíveis problemas de adesividade agregado-ligante asfáltico. Embora seja reconhecida a dificuldade de associar resultados de ensaios laboratoriais ao desempenho das misturas em campo, existem diversos ensaios para identificação do potencial ao dano por umidade em misturas. Eles podem ser classificados em duas categorias: (i) realizados em misturas não compactadas e (ii) realizados em misturas compactadas (MOURA, 2001; SOLAIMANIAN *et al.*, 2004).

A tabela 5.18 apresenta um resumo dos ensaios de avaliação de dano por umidade existentes para amostras compactadas por serem os mais representativos de condições reais e dos problemas complexos relacionados à adesividade.

**TABELA 5.18 – ENSAIOS DE SENSIBILIDADE À UMIDADE PARA CORPOS DE PROVA COMPACTADOS**

Teste	ASTM	AASHTO	Outros
<i>Moisture vapor susceptibility</i>			California Test 307
<i>Immersion-compression</i>	D1075	T 165	ASTM STP 252
<i>Marshall immersion</i>			Stuart, 1986
<i>Freeze-thaw pedestal test</i>			Kennedy <i>et al.</i> , 1982
<i>Original Lottman indirect tension</i>			NCHRP Report 246 (LOTTMAN, 1982) Transportation Research Board 515 (1974)
<i>Modified Lottman indirect tension</i>	T 283		NCHRP Report 274 (TUNNICLIFF; ROOT, 1984)
<i>ECS with resilient modulus</i>			SHRP-A-403 (AL-SWAILMI; TERREL, 1994)
<i>Hamburg wheel tracking</i>		T 234	1993 Tex-242-F
<i>Asphalt pavement analyzer</i>		T 340	Método em estudo na ASTM
<i>ECS/SPT (environmental conditioning system/simple performance test)</i>			NCHRP 9-34 2002 (2007)

Fonte: Adaptado de Solaimanian *et al.*, 2004.

O ensaio de sensibilidade à ação deletéria da água, ou dano por umidade induzida, usado atualmente no Brasil (DNIT 180/2018) segue o procedimento descrito em AASHTO T 283, que foi baseado no trabalho de Lottman (NCHRP Project 4-08), e um trabalho posterior realizado por Tunnicliff e Root (NCHRP Project 10-17); MOURA, 2001). Segundo esse procedimento, os corpos de prova de misturas asfálticas de graduação densa ou ainda de SMA, podem ser preparados em laboratório seguindo os métodos Marshall ou Superpave, e pode ser resumido nos passos descritos a seguir:

- a) moldar seis CPs similares com 1.200 g de mistura asfáltica na faixa de projeto e teor de ligante asfáltico de projeto, com vazios de  $7 \pm 0,5\%$ ;
- b) separar um primeiro conjunto de três CPs, colocando-os dentro de sacos plásticos para proteção e imersão em banho de água a  $25^{\circ}\text{C}$  por  $2 \pm 1$  h;
- c) separar um segundo conjunto de três desses CPs, colocando-os em um recipiente com água destilada e aplicando-se vácuo a uma pressão de 97–502 mmHg por 5 a 10 minutos, a fim de obter grau de saturação dos vazios entre 55 e 80% de água;



- d) envolver os CPs em filme plástico e colocar cada CP dentro de um saco plástico com 10 ml de água adicionais, vedando-os em seguida; colocar o segundo conjunto de três CPs para congelamento ( $-18^{\circ}\text{C}$ ) por um período mínimo de 16 h. É muito importante ressaltar que essa fase do congelamento não está associada à representação das condições climáticas locais, sendo simplesmente uma forma de criar microfissuras que permitam a saturação mais eficiente do corpo de prova, visando ressaltar o que ocorre no campo com o tempo e o tráfego;
- e) imergir esse conjunto de três CPs em um banho de  $60^{\circ}\text{C}$  por um período de  $24 \pm 1$  h, retirando-se os CPs dos sacos plásticos e do filme logo após a imersão;
- f) retirar o conjunto de três CPs do banho a  $60^{\circ}\text{C}$  e imergi-los em um banho a  $25^{\circ}\text{C}$  por um período de  $2 \pm 1$  h;
- g) realizar ensaio de resistência à tração no primeiro conjunto de três CPs não condicionados (RT) e no segundo conjunto de três CPs após todo o ciclo de condicionamento ( $RT_u$ ); sendo esse ensaio de resistência à tração realizado segundo a norma DNIT 136/2018 (comentada no próximo capítulo);
- h) calcular a resistência à tração retida por umidade induzida: razão entre  $RT_u$  e RT.

A figura 5.26(a) a (d) ilustra alguns passos adotados no processo de condicionamento e ensaio de RT e  $RT_u$  dos CPs do segundo conjunto.

A sensibilidade à água é avaliada pela relação entre a resistência à tração estática média do subgrupo de CPs condicionados e do subgrupo de controle, sendo a relação mínima de 70% a 80%, dependendo da especificação do órgão rodoviário de referência.

Para a confecção dos CPs das dosagens Marshall com vazios entre 6 e 8%, é necessária a moldagem de CPs com diferentes números de golpes. A partir de um gráfico com o número de golpes *versus* volume de vazios, obtém-se o número de golpes necessários para a obtenção do volume de vazios preconizados em norma. O número de golpes necessário para obtenção dos vazios exigidos em norma varia dependendo da graduação.

Para as misturas dosadas pelo método Superpave, procede-se de forma diferente para a obtenção do número de giros necessários para um volume de vazios entre 6 e 8%, acompanhando-se as alturas do CP durante o processo. Assim, é possível obter-se uma estimativa dos volumes de vazios para os diferentes números de giros. Determina-se em quantos giros obtém-se 7% de vazios (referência) nos CPs compactados no teor de projeto fazendo o acompanhamento dos vazios até o número de giros igual ao  $N_{projeto}$ .

**Figura 5.26** – Passos para o condicionamento acelerado e para a determinação da RT para o ensaio de DUI de misturas asfálticas compactadas



Fonte: Elaborada pelos autores.

A tabela 5.19 apresenta como exemplo os resultados obtidos para a resistência à tração por compressão diametral após o condicionamento (saturação parcial, congelamento e aquecimento em água), a resistência à tração por compressão diametral sem condicionamento e a resistência à tração retida por umidade induzida (RRT) para duas misturas analisadas por Vasconcelos (2004).

**TABELA 5.19** – RESULTADOS DE RT, RTU E RRT PARA DUAS MISTURAS ASFÁLTICAS ANALISADAS

Compactação	Parâmetro	CA	SMA 9,5 mm
Marshall	RT (MPa)	0,92	0,88
	RTu (MPa)	0,43	0,80
	RRT	47%	91%

Fonte: Vasconcelos, 2004.

No caso de misturas contínuas, o valor mínimo de RRT para que a amostra seja aprovada é em geral de 70%. Para as misturas SMA, o limite mínimo para RRT de 70% também tem sido adotado, segundo a especificação AASHTO M 325/08. Um fator importante a ser levado em consideração é a eventual presença de fíleres ativos, como a cal hidratada, que é um melhorador de adesividade. Resultados de pesquisa indicam que o ensaio de adesividade realizado para agregados graúdos isoladamente (DNER-ME 078/94) não garante que a mistura irá apre-

sentar bom comportamento à ação deletéria da água, mesmo quando os agregados apresentam resultados satisfatórios. O ensaio de dano por umidade induzida em CPs de mistura asfáltica compactada foi normalizado também pela ABNT com a norma ABNT NBR 15617/2015.

### **Considerações finais da dosagem de misturas a quente**

Algumas das primeiras comparações entre a dosagem Marshall e Superpave no país foram feitas por Marques (2004), Vasconcelos (2005) e Nascimento (2008). Também deve-se considerar que o ajuste da curva granulométrica mais adequada para os agregados disponíveis pode e deve ser avaliada segundo dois métodos: o denominado método de Bailey, sendo um dos primeiros estudos no Brasil feito por Cunha (2004) e o método FAD, introduzido no Brasil por Ferreira *et al.* (2015). Tratam-se de ajustes por volume que ajudam a otimizar o esqueleto mineral, tornando mais adequado o comportamento mecânico das misturas asfálticas densas. O método Bailey para seleção de granulometria de agregados é baseado no conceito de empacotamento, que depende da forma, textura e resistência dos agregados, do esforço de compactação e da granulometria, e também se aplica a misturas descontínuas como o tipo SMA. A norma do método Bailey foi proposta para o DNIT em 2019 e está em fase de aprovação.

Outra informação importante é que mais recentemente a dosagem para o volume de vazios de 4% tem sido questionada devido à prática de, no campo, aceitar graus de compactação menores do que 100% em relação ao projeto da mistura asfáltica em laboratório. Isto leva a que o volume de vazios seja muito diferente do definido para os 4% de vazios e durante o tempo em que o revestimento está sendo utilizado com maior teor de vazios pode estar mais poroso e permitir a entrada de água assim como não apresentar as características mecânicas necessárias ao bom funcionamento do pavimento. Surgiu assim o que tem sido chamado de Superpave 5, indicando a nova proposição de dosagem e de aplicação no campo para volume de vazios de 5%.

Nas dosagens Marshall e Superpave em geral se fixa o volume de vazios em 4%, aceitando na compactação inicial no campo vazios de até 7%, acreditando que no fim da vida o revestimento estará com os 4% de vazios pela sobrecompactação do tráfego. Na França tem-se também para algumas misturas densas a dosagem para 5% e execução que alcance os 5% de vazios.

Uma referência para essa nova visão da dosagem é a publicação NCHRP 20-07/Task 412 (TRAN *et al.*, 2018), que embasa as várias propostas de mudança na dosagem Superpave que decorrem em parte da mudança do volume de vazios de dosagem e inicial de construção.

Como outra referência, na publicação NCAT Report 19-08 (TRAN *et al.*, 2019) estão apresentadas várias proposições de ajustes a serem feitos no método Superpave de dosagem de forma a melhorar o desempenho das misturas asfálticas tanto em relação à deformação permanente quanto à fadiga, entre elas o uso do volume de vazios de 5%, que também muda a energia de compactação e as características volumétricas a serem atendidas e, também, fazem uso do método Bailey.

A visão inicial do método Superpave de dosagem de concreto asfáltico era incluir ensaios de desempenho na fase de dosagem além dos parâmetros volumétricos. No entanto, a utilização dos ensaios mecânicos de desempenho não foi efetivamente incorporada em muitas obras, não chegando a se tornar rotineira. No início, o afundamento de trilha de roda foi considerado o principal defeito do concreto asfáltico, mas com o tempo percebeu-se que eventualmente as misturas eram dosadas com um teor de asfalto baixo para evitar a deformação permanente e acabavam ficando mais suscetíveis à fadiga e com menor durabilidade. Além disso, durante as

obras não se atingia os 4% de vazios inicialmente e assim a porosidade (volume de vazios) ficava maior, permitindo a entrada da água. Assim, foram revistos alguns critérios iniciais visando melhorar o desempenho das misturas asfálticas (TRAN *et al.*, 2019).

Várias pesquisas e consultas aos órgãos rodoviários foram feitas nos últimos anos nos EUA e três ajustes foram identificados como potencialmente necessários para proporcionar melhoria no desempenho do revestimento. Um caminho para essa melhoria foi passar a utilizar o volume de vazios de 5% (Superpave 5) e, também, incentivar o uso do método Bailey para o ajuste da granulometria combinada dos diversos tamanhos dos agregados usados na dosagem. As sugestões que tiveram maior número de respostas foram: passar a utilizar com mais frequência o asfalto polímero, modificar o volume de vazios, alterar o projeto da mistura asfáltica, mudar a aceitabilidade do grau de compactação no campo e diminuir o número de giros de compactação no laboratório por ocasião da dosagem.

Comparando o atual método de dosagem Superpave com o descrito anteriormente, foram feitas as seguintes modificações:

- o volume de vazios de projeto passou de 4% para 5% e o grau de compactação aceito no campo passou a ser de 100%;
- para manter o volume efetivo de ligante asfáltico, o *VAM* também foi aumentado em 1%;
- os níveis de número de giros foram alterados de 125, 100 e 75 para 70, 50 e 30 giros.

Afora essas mudanças principais, foi mantido o tipo de compactador giratório, as mesmas propriedades de consenso dos agregados em função do tráfego, as espessuras típicas e outras práticas do Superpave.

A especificação AASTHO M323/2017 traz essas modificações atualizadas.

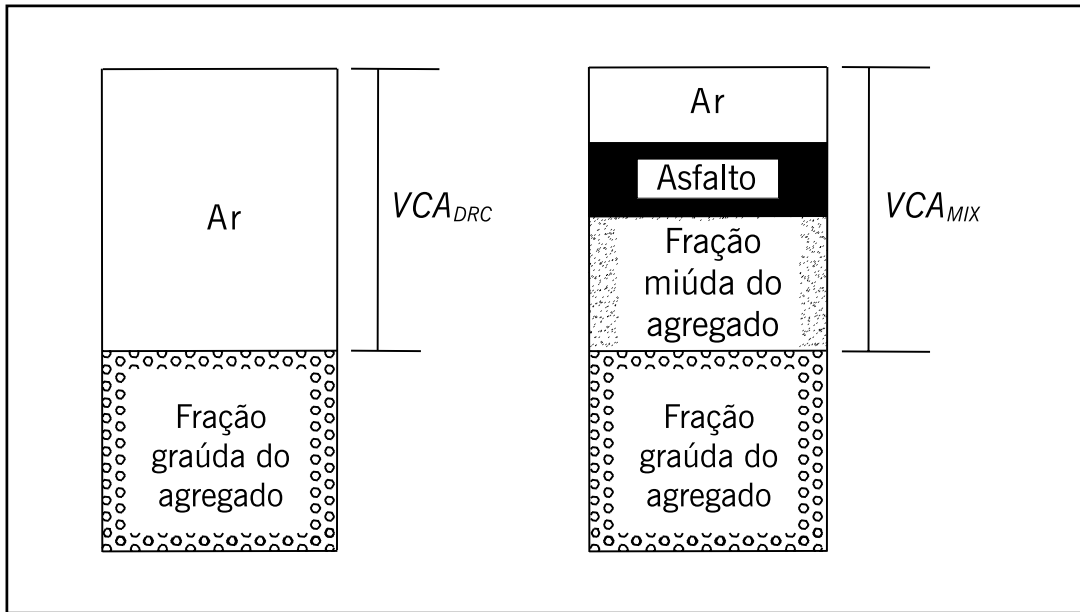
No estado de Indiana (EUA) foi aprovada em 2020 a utilização da dosagem pelo volume de vazios de 5% (401.05 Volumetric Mix Design), mudando a relação pó/ligante e referindo-se ainda às peneiras de controle do Bailey, que consta da relação de normas e especificações de 2020 do Indot Standard Specification. Desde 2019 os contratos de obras também especificam a dosagem com 5% de vazios, por memorando do diretor de construção do departamento (CONSTRUCTION MEMORANDUM 19-03) na parte que trata do controle de qualidade dos concretos asfálticos.

O método Bailey tem sido utilizado no Brasil há alguns anos e está sendo normalizado pelo DNIT. Deve ser consultada regularmente a página do DNIT para se tomar conhecimento das novas normas e especificações de serviço que se espera sejam revistas regularmente.

#### 5.3.4 Mistura asfáltica tipo SMA

O *stone matrix asphalt* (SMA), apresentado no capítulo 4, deve necessariamente apresentar um esqueleto pétreo onde seja garantido o contato entre os grãos de agregados graúdos. Esse contato é garantido quando o  $VCA_{MIX}$  (vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada) é menor ou igual ao  $VCA_{DRC}$  (vazios da fração graúda do agregado compactado) (NAPA, 2002) – figura 5.27. Ou seja, é necessário que os agregados graúdos, em sua grande maioria com dimensões similares, toquem-se, formando vazios que devem ser ocupados, em parte, por um mástique, composto por agregados na fração areia, fíler, asfalto e fibras. Deve-se sempre manter vazios com ar para que a mistura não exsude e possa ainda sofrer compactação adicional pelo tráfego.

**Figura 5.27** – Representação esquemática dos parâmetros volumétricos de controle do SMA



Fonte: Elaborada pelos autores.

Os parâmetros  $VCA_{MIX}$  e  $VCA_{DRC}$  podem ser obtidos utilizando-se as expressões (5.33) e (5.34):

$$VCA_{DRC} = \left( \frac{G_{sb-g} G_W - G_s}{G_{sb-g} G_W} \right) \times 100 \quad (5.33)$$

Onde:

$VCA_{DRC}$  = vazios da fração graúda do agregado compactado, %;

$G_s$  = massa específica da fração graúda do agregado seco compactado, kg/dm<sup>3</sup> (DNER-ME 153/97);

$G_W$  = massa específica da água (998 kg/m<sup>3</sup>);

$G_{sb-g}$  = massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm<sup>3</sup>.

$$VCA_{MIX} = 100 - \left( \frac{G_{mb}}{G_{sb-g}} \times P_{CA} \right) \quad (5.34)$$

Onde:

$VCA_{MIX}$  = vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada, %;

$G_{mb}$  = massa específica aparente da mistura compactada, g/cm<sup>3</sup>;

$G_{sb-g}$  = massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm<sup>3</sup>;

$P_{CA}$  = % de fração graúda do agregado em relação ao peso total da mistura.

A fração de agregado graúdo é definida como sendo a porção relativa à mistura total de agregados, retida numa determinada peneira que varia de acordo com o diâmetro máximo nominal dos agregados, como apresentado na tabela 5.20.

O projeto de mistura do SMA, segundo a Napa (1999), deve seguir ainda os requisitos mínimos apresentados na tabela 5.21. Os parâmetros de volume de vazios,  $VAM$  e estabilidade são obtidos com corpos de prova Marshall compactados com 50 golpes de cada lado. A Napa

também indica a compactação no equipamento giratório, sendo que os mesmos valores são fixados para amostras após 100 giros.

**TABELA 5.20 – DEFINIÇÃO DA FRAÇÃO GRAÚDA**

Diâmetro máximo nominal dos agregados		Porção de agregado retida na peneira	
mm	Peneira	mm	Numeração
25	1"	4,75	Nº 4
19	¾"	4,75	Nº 4
12,5	½"	4,75	Nº 4
9,5	⅜"	2,36	Nº 8
4,75	Nº 4	1,18	Nº 16

Exemplo: Para uma mistura com diâmetro máximo nominal de 25 mm, o agregado graúdo é a porção da mistura total de agregados que fica retida na peneira de 4,75 mm de abertura (peneira nº 4).

Fonte: Napa, 1999.

**TABELA 5.21 – ESPECIFICAÇÃO PARA MISTURAS SMA UTILIZANDO MÉTODO MARSHALL**

Propriedade	Requerido
Cimento asfáltico, %, mínimo	6
% de vazios com ar	4
VAM, %, mínimo	17
% $VCA_{MIX}$	$< VCA_{DRC}$
Estabilidade, N, mínimo	6.200
RTR, %, mínimo	70
Escorrimento na temperatura de usinagem, %, máximo	0,3

Fonte: Napa, 1999.

A RTR é obtida de acordo com procedimento da norma do DNIT 180/2018, que avalia o dano por umidade induzida, descrita no item anterior sobre a dosagem do CA.

O valor de escorrimento do ligante asfáltico segue a norma AASHTO T 305-97. O ensaio de escorrimento é utilizado para determinar a quantidade de ligante asfáltico que potencialmente poderá escorrer da mistura de SMA. É estabelecido um valor máximo admitido no ensaio laboratorial de forma a evitar perda de ligante no transporte, na aplicação e na compactação do SMA. Em linhas gerais, o ensaio consiste em inserir uma amostra de no mínimo 1.200 g de SMA usinado, utilizando a faixa granulométrica, teor de ligante e de fibras que se deseja testar, em um cesto cilíndrico confeccionado com tela metálica de abertura 6,3 mm, com fundo suspenso, afastado do fundo. Pesa-se e insere-se o conjunto apoiado em um papel-filtro, dentro de uma estufa regulada na temperatura de compactação por  $1\text{ h} \pm 1\text{ min}$  (figura 5.28). Transcorrido o tempo, retira-se o conjunto da estufa e pesa-se a folha de papel-filtro novamente que poderá conter ligante escorrido da mistura.

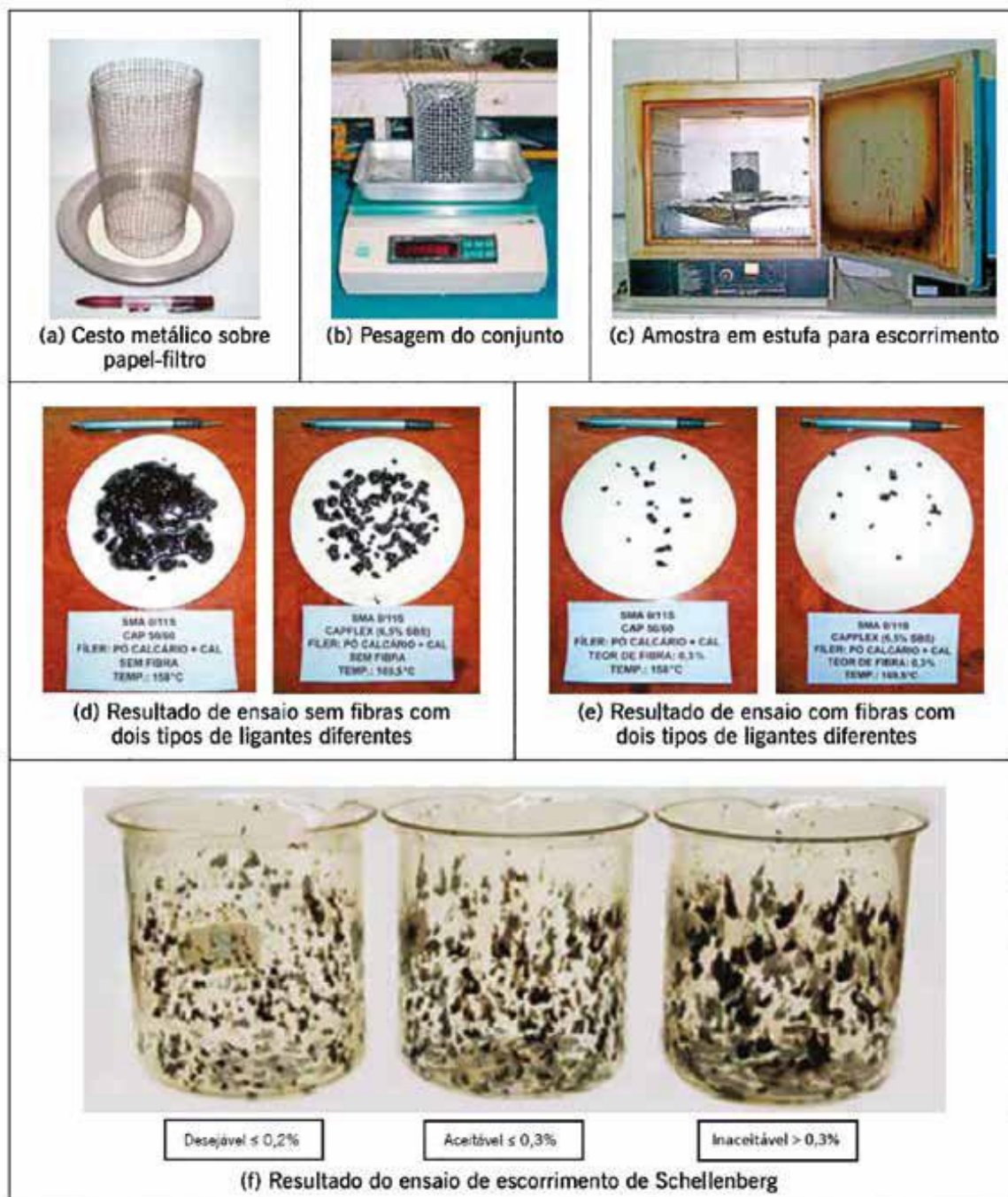
A figura 5.28 (d) e (e) ilustram resultados obtidos com SMA com e sem fibras de celulose, e usinado com dois ligantes distintos, um convencional e um modificado por polímero SBS. Observe-se o efeito benéfico das fibras e de ligantes modificados para reduzir o escorrimento. A porcentagem de escorrimento é expressa pela massa de ligante escorrida e depositada sobre o papel-filtro dividida pela massa total da mistura inserida inicialmente no cesto.

A determinação da quantidade de fibras necessária para a mistura SMA também pode ser feita empregando-se o método alemão conhecido por Schellenberg, originalmente concebido



para esse fim – figura 5.28(f). De forma resumida, esse método utiliza 1.000 g da mistura asfáltica, com as características que serão utilizadas no revestimento, despejada dentro de um béquer, previamente tarado. O recipiente com seu conteúdo é levado à estufa na temperatura de compactação por  $1\text{ h} \pm 1\text{ min}$ . Decorrido esse período, o conjunto é removido da estufa e o conteúdo é imediatamente despejado em outro recipiente. Pesa-se novamente o béquer e calcula-se a massa de ligante que eventualmente tenha ficado preso à sua superfície. Essa porcentagem não deve exceder 0,3% para ser considerada satisfatória, sendo desejável que seja inferior ou igual a 0,2%.

**Figura 5.28** – Ensaio de escorrimento de ligante asfáltico de mistura SMA (fotos: (a), (b) e (c) Silva, 2005; (d) e (e) Mourão, 2003; (f) Erdlen, 2004)



Fonte: Elaborada pelos autores.



Um livro disponível na internet dedicado a apresentar os vários aspectos das misturas SMA é o de Blazejowski (2011), que descreve as misturas asfálticas SMA desde a sua origem e concepção na Alemanha, as diferenças ao redor do mundo anos depois, passando pela formação do esqueleto pétreo e do mástique, os vários produtos ou fibras que têm sido utilizados, os requisitos aplicados em alguns países, as formas de fazer a dosagem, usinar e aplicar no campo, além de discussões sobre as especificações, entre outros pontos.

A norma europeia EN 13108-5 (2016) descreve as misturas asfálticas SMA como descontínuas, compostas de um esqueleto pétreo de agregado graúdo britado (*stone*), aglutinadas por um mástique composto dos finos com o ligante e apresenta os vários requisitos a serem atendidos.

Também há estudos sobre SMA usando material fresado e processado do tipo mistura morna (ALINEZAD; SAHAF, 2019, DEVULAPALLI *et al.*, 2019; entre outros). Outros autores pesquisaram sobre o uso de asfalto borracha em SMA (NEVES FILHO, 2004; LU, 2007), entre outros.

A mistura asfáltica do tipo SMA, ao longo desses vários anos que já vem sendo aplicada mostrou ser muito resistente à deformação permanente e com bom comportamento mecânico em geral. O projeto de dosagem deve levar em conta que o sucesso desse tipo de composição granulométrica está em garantir o contato dos agregados graúdos entre si, o que garante o atrito necessário para uma boa resistência ao cisalhamento, enquanto a parcela de “argamassa” rica em asfalto fornece elevada coesão. Esse sucesso é garantido pelo tipo de esqueleto mineral que se forma, que é preenchido com ligante modificado que forma um mástique com os agregados finos, tendo as fibras para garantir o não escorrimento do asfalto durante o trajeto e a construção. Para isso, vários requisitos devem ser atendidos, entre eles:

- agregados pétreos britados com Los Angeles < 30%, forma cúbica, com no máximo 30% de agregados com relação 3:1 e 5% com relação 5:1;
- a curva granulométrica descontínua deve ser obedecida rigorosamente; a curva granulométrica deve atender à proporção de 20 a 28% passante na peneira de 4,75 mm (nº 4), e 8 a 10% na peneira nº 200;
- deve atender a todos os requisitos da especificação quanto aos parâmetros volumétricos e teor de asfalto, usar asfalto modificado por polímero e fibras ou outro agente estabilizador do escorrimento do ligante;
- na aplicação no campo manter a velocidade dos rolos e utilizar dois ou três rolos compactadores para atingir rapidamente a densidade de projeto, cuidando de todos os detalhes durante a usinagem, transporte, aplicação e compactação.

Algumas especificações de SMA já estão disponíveis em concessionária, tal como em Arteris (2015), ou órgão estadual (DER SP – DER – ET P 00/031, 2007).

A especificação técnica do DER-SP menciona três tipos de ensaios para determinação do escorrimento do ligante asfáltico e consequente especificação do percentual de fibras: ASTM D 9690, AASHTO T 305 ou ensaio de Schellenberg.

Muitos estudos e publicações sobre SMA já foram feitos no Brasil ao longo dos últimos 20 anos e devem ser consultados para maiores esclarecimentos sobre esse tipo de mistura asfáltica, inclusive alguns avaliaram diferentes tipos de fibra para diminuir o escorrimento do ligante e até sem o uso de fibra. Várias obras também já usaram SMA, sendo a primeira aplicação feita no Autódromo de Interlagos em São Paulo para receber o Grande Prêmio Brasil de Fórmula 1, em 2000 (BELIGNI *et al.*, 2000).

Outras obras pioneiras foram feitas na via Anchieta – 2001 São Paulo/SP; Corredor Tecnológico em 2002 Barueri/SP; via Dutra em 2002 Arujá/SP; trechos em rodovias sob a responsabilidade da Concessionária Rodovia das Colinas em 2003 SP e aplicações de mistura SMA em rodovias nos estados de São Paulo, Minas Gerais e Paraná, além do uso urbano em São Paulo, Rio de Janeiro e Salvador ao longo desses anos. Citam-se alguns dos autores a seguir: Reis (2002); Chaves *et al.* (2002); Mourão (2003); Neves Filho (2004); Silva (2005); Vale; Soares (2005); Oda *et al.* (2005), Vale *et al.* (2007); Ramos (2012); Leal e Castro (2012); Silva (2012); Valença (2012); El-Hage (2012); Tavares (2012); Miranda *et al.* (2013); Gomes (2015); Ramos (2015); Cavalcante *et al.* (2016); Pires (2018); entre outros.

### **Outras misturas asfálticas de granulometria descontínua**

Como uma mistura asfáltica também de granulometria descontínua, embora não porosa, podem-se citar as misturas denominadas de *gap-graded*. São curvas granulométricas bem diferenciadas quanto à distribuição percentual dos agregados por peneira. Trata-se de uma mistura descontínua amplamente utilizada na Califórnia em serviços de pavimentação com asfalto-borracha. No Brasil, essa mistura com asfalto-borracha, já foi utilizada por várias concessionárias, destacando a Ecovias dos Imigrantes, com extensa e bem-sucedida obra no sistema Anchieta/Imigrantes. Mistura executada a quente em usina apropriada, constituída de agregado graúdo, agregado miúdo, material de enchimento (fíler) em granulometria descontínua e ligante asfáltico modificado por borracha moída de pneus, devendo ser espalhada e compactada a quente. Visa à obtenção de camada de alta resistência à deformação permanente e melhoria das condições de aderência em pista molhada.

A concessionária Arteris apresenta a especificação de serviço ES 27 (2021), onde são indicadas as características a serem atendidas na dosagem adequada da mistura atendendo a uma série de parâmetros e aos requisitos granulométricos de uma das quatro faixas apresentadas, com tamanho máximo nominal entre 9,5 e 19,0 mm. No ensaio de escoamento de asfalto pelo método de ensaio de Schellenberg, o máximo de escoamento aceitável deve ser de 0,3% em peso da mistura do projeto proposto no teor ótimo, mais 0,2% de ligante. No ensaio Cântabro da mistura asfáltica no teor ótimo, após 24 h deve ser menor que 12%.

Misturas asfálticas descontínuas ultradelgadas, na linha de misturas francesas denominadas BBTM, são também de granulometria descontínua e são utilizadas como camada pouco espessa de revestimento adicional aos concretos asfálticos, responsável por aumentar o atrito e a drenagem parcial da lâmina d'água. Mais informações sobre esse tipo de mistura, sua concepção e características podem ser vistas em Ferreira (2006) e Reis (2012), entre outras referências.

Ferreira (2006) apresenta o estudo de revestimentos asfálticos delgados a quente para pavimentos rodoviários do tipo BBTM, nas graduações 0/6 e 0/10, com diâmetro nominal máximo de 6 mm e 10 mm, respectivamente. As atividades experimentais foram desenvolvidas no Brasil, no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP/EPUSP) e na França, no Centro de Nantes do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Além dos ensaios de dosagem da metodologia francesa (ensaio PCG, ensaio Duriez, ensaio de deformação permanente e evolução da macrotextura) e ensaios suplementares (ensaio Cântabro e a avaliação da textura sem contato a raio laser) em laboratório, descreve o acompanhamento das obras de restauração (produção em usina, aplicação e controle tecnológico) de obra na Rodovia Castelo Branco em BBTM 0/10.

### 5.3.5 Mistura asfáltica a quente aberta e drenante tipo CPA

As misturas asfálticas abertas do tipo CPA (Camada Porosa de Atrito) mantêm uma grande porcentagem de vazios com ar não preenchidos graças às pequenas quantidades de fíler, de agregado miúdo e de ligante asfáltico, conforme apresentado no capítulo 4.

A dosagem dessas misturas abertas é realizada com CPs compactados no Marshall com 50 golpes por lado. Segundo as especificações brasileiras do DNER-ES 386/99, na condição compactada em laboratório, essas misturas devem apresentar vazios com ar na faixa de 18 a 25%. Na França, essas misturas são utilizadas desde a década de 1960, sendo aplicadas atualmente com vazios entre 20 e 30%. Por se tratar de mistura asfáltica de caráter funcional, cuja contribuição importante é a retirada da água da superfície do pavimento, é importante manter o esqueleto sólido com contato grão-grão, de modo que haja uma manutenção dos vazios com ar no decorrer do tempo.

Para manutenção desses vazios e estabilidade da mistura, devem ser garantidas principalmente a resistência à desagregação, especificada no DNER pela perda de massa máxima admissível no ensaio Cântabro (apresentado adiante), e a resistência à tração por compressão diametral, apresentada no capítulo 6. A perda de massa no Cântabro não deve ultrapassar os 25% (DNER-ES 386/99) e a resistência à tração mínima é de 0,55 kN (DNER-ES 386/99). É importante realçar que quanto menor a perda de massa do Cântabro, melhor será sua resistência à desagregação. Os espanhóis, que originalmente propuseram o ensaio de desgaste Cântabro, fixam perda de no máximo 20% para as misturas drenantes. É interessante, igualmente, realizar o ensaio de perda de massa, após condição de exposição aos danos induzidos pela água para comparação com o resultado a seco, sem condicionamento prévio.

O DER-SP possui a especificação ET-DE-P00/028 de 2006 para a CPA. A concessionária Arteris tem a especificação de CPA ES-028 Rev 3 (2018), chamando a atenção para que a mistura asfáltica a quente do tipo CPA só deve ser aplicada onde a camada subjacente for perfeitamente impermeável. Caso contrário, esta deve ser impermeabilizada previamente.

O DER/PR tem a especificação ES – P 22/2017 que trata de misturas asfálticas a quente abertas (MAAUQ), fazendo distinção entre cinco granulometrias, sendo as mais finas (VI e V) as correspondentes à CPA, tendo a granulometria com 100% passante na peneira de ½" e na peneira nº 200, passante de 0 a 4% na faixa VI e de 3 a 5% na faixa V.

Uma das primeiras pesquisas acadêmicas brasileiras sobre misturas asfálticas porosas foi realizada por Campos (1998) que em sua tese analisou o comportamento de um trecho piloto em uma rodovia.

Nos aeroportos é necessário garantir atrito e baixa lâmina d'água nas cabeceiras das pistas e nas próprias pistas para a segurança dos pousos e decolagens. Assim muitos utilizam CPA para garantir a drenagem das águas das chuvas. Um exemplo desse emprego da CPA foi analisado por Lugão (2008) que analisou a CPA do Aeroporto Internacional Tancredo Neves (MG), entre outros estudos. Recentemente, foram restauradas, com a execução de camada de rolamento em CPA, as pistas de pouso e decolagem de dois aeroportos de grande movimentação de aeronaves em âmbito nacional, os aeroportos Santos Dumont no Rio de Janeiro, em 2019, e de Congonhas em São Paulo, em 2020.

Avaliações das condições de desempenho acústico de vários tipos de revestimentos de pavimentos foram realizadas por Lao (2004); Callai (2011); Knabben (2012), entre outros. Dresch (2016) analisou cinco tipos diferentes de CPA que seriam aplicadas em obras de rodovias federais no Rio Grande do Sul, nas BR 158 e 285, e, além dos ensaios mecânicos, fez medidas

de absorção sonora. Kolodziej (2016) também avaliou propriedades acústicas de revestimentos drenantes.

Strufaldi *et al.* (2010) apresentam interessante avaliação do uso de CPA como camada mitigadora do ruído proveniente do tráfego, especialmente aplicada sobre um revestimento pavimento de concreto de cimento Portland em região onde a rodovia urbana passava por área densamente habitada. Aps e Bernucci (2020) analisam após 5 anos de operação, que a CPA continuava com condições satisfatórias e cumprindo o papel de diminuir o ruído, entre outros benefícios.

A capacidade drenante de CPA e outras misturas asfálticas foram analisadas por Oliveira (2003); Silva (2005); Souza (2008), entre outros autores.

Recomenda-se a leitura de outros autores que estudaram, sob vários aspectos, as misturas CPA e drenantes tais como Meurer (2001); Homem (2002); Oliveira (2003); Dumke (2005); Roseno (2005), entre outros.

### **Desgaste Cântabro**

O arrancamento progressivo de agregados da capa de rolamento por efeito do atrito pneu-pavimento é denominado desgaste (SANTANA, 1993), sendo um defeito comum em revestimentos brasileiros. O ensaio usualmente realizado para determinação de resistência à desagregação é o ensaio Cântabro. Esse ensaio foi originado na Universidad de Cantabria, na Espanha, objetivando avaliar o comportamento de misturas asfálticas quanto à perda de material. Mais tarde, importantes contribuições à normatização e novas pesquisas foram realizadas na Universitat Politècnica de Catalunya (UPC). A norma DNER-ME 383/99, consiste na análise da perda de massa que eventualmente ocorre quando CPs Marshall de misturas asfálticas drenantes ou porosas são submetidos ao aparelho de abrasão Los Angeles – figura 5.29 (a) por um certo número de giros. Apesar de sua concepção estar relacionada aos pavimentos drenantes, o ensaio de desgaste Cântabro pode ser estendido para outros tipos de misturas asfálticas (ABNT-NBR 15140/2004).

Os principais passos do ensaio são os seguintes: (i) pesar inicialmente o CP Marshall ( $M_1$ ); (ii) colocar no aparelho de abrasão Los Angeles sem as esferas de aço – figura 5.29(b); (iii) condicionado a 25°C, efetuar 300 revoluções na velocidade angular de 30 rpm; (iv) pesar novamente o CP ( $M_2$ ), ilustrado na figura 5.29(c). O desgaste Cântabro é determinado por meio da expressão:

$$D = \left( \frac{M_1 - M_2}{M_1} \right) \times 100 \quad (5.35)$$

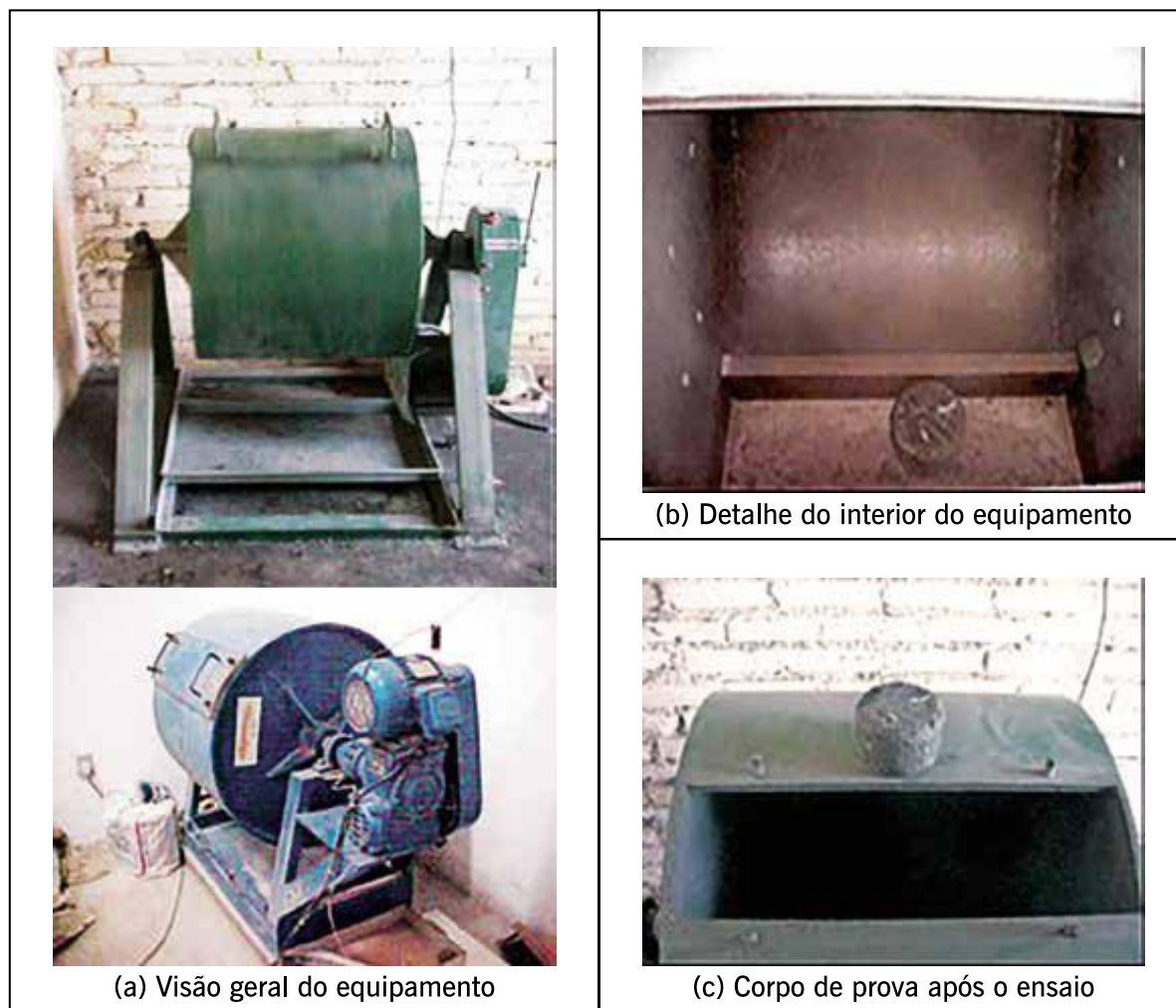
Onde:

$D$  = valor do desgaste em %;

$M_1$  = massa do CP antes do ensaio;

$M_2$  = massa do CP após o ensaio.

**Figura 5.29** – Exemplo de aparelho de abrasão Los Angeles utilizado para o ensaio de desgaste Cântabro de misturas asfálticas porosas



Fonte: Elaborada pelos autores.

O desgaste máximo admitido é de 25% para misturas asfálticas porosas (DNER, 1999), e o desgaste para cada teor de ligante deve ser realizado a partir da média aritmética de três CPs, com o valor individual não diferindo 20% do valor médio. Como citado, o ensaio Cântabro é comumente realizado em misturas drenantes, como a CPA (MEURER FILHO, 2001; OLIVEIRA, 2003), podendo ser empregado para misturas areia-asfalto (BOTTIN FILHO, 1997; SILVEIRA, 1999) e para concretos asfálticos (CASTRO NETO, 2000). O ensaio pode ainda ser realizado com corpos de prova submetidos à submersão, visando principalmente misturas drenantes em sua suscetibilidade à ação da água, evidenciando perda por problemas de adesividade.

#### **5.4 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS A FRIO**

As misturas asfálticas a frio, apresentadas no capítulo 4, são aquelas cujo ligante é a emulsão asfáltica (capítulo 2). O uso de misturas asfálticas a frio iniciou-se na Inglaterra com uma técnica denominada *retread process*, tendo sido bastante utilizada pela França para restauração de seus pavimentos após a II Guerra Mundial. No Brasil, essa técnica de mistura passou a ser utilizada em 1966. A partir de 1980 as emulsões asfálticas foram mais difundidas com a técnica de PMFs densos em revestimentos asfálticos delgados (TUCHUMANTEL JR., 1990). Nas

últimas décadas os PMFs vêm sendo prioritariamente utilizados para uso em revestimentos de vias urbanas sujeitas a baixo volume de tráfego, camadas intermediárias de revestimento e em serviços urbanos de conservação como regularização de revestimentos, e remendos de painéis (ABEDA, 2001).

As principais misturas asfálticas a frio são os TS, AAUF e PMF. As vantagens do uso de misturas a frio são muitas, entre elas: produção e execução à temperatura ambiente, reduzindo o consumo de combustíveis; alta trabalhabilidade devido ao estado fluido do ligante à temperatura ambiente; menor agressão ao meio ambiente em relação aos asfaltos diluídos de petróleo (capítulo 2) e redução do problema de emissões de gases de efeito estufa que ocorrem regularmente na usinagem de misturas asfálticas a quente; além de evitar o envelhecimento prematuro do asfalto por oxidação que pode ocorrer nas usinas em misturas a quente (SANTANA, 1993).

Chaves (2010) propôs um método de dosagem para misturas do tipo areia asfáltica a frio, com ligante de ruptura lenta ou média. Definiu uma faixa granulométrica, fez a caracterização dos materiais naturais por ensaios de equivalente de areia, densidade real, mineralogia e grau de arredondamento. Determinou as porcentagens de umidades ideais a serem incorporadas aos agregados, visando a um melhor envolvimento dos ligantes. Com base nos parâmetros de RT e densidade aparente foram propostas mudanças nos tempos de cura indicados no método DNER ME 107/94. Utilizou a compactação Marshall e giratória, com e sem fíler. Utilizou a técnica do AIMS e da tomografia computadorizada, para avaliar a distribuição dos vazios de ar nas misturas compactadas. As propriedades mecânicas das misturas a frio foram obtidas por ensaios de módulo de resiliência, Cântabro, WTAT e LWT com adaptações. Definiu parâmetros para uma dosagem mais adequada de AAUF visando maior durabilidade como revestimentos de rodovias de baixo volume de tráfego.

O processo de cura das misturas asfálticas a frio ainda não é perfeitamente compreendido (MOULTHROP *et al.*, 1997). Esse fator tem importância maior quando se verifica que não há um consenso entre os métodos de dosagem de misturas a frio com relação ao grau e ao método de cura que devem ser considerados como representativos do processo que ocorre em campo (SILVEIRA, 1999; MOREIRA; SOARES, 2002).

Ribeiro (1991) estudou a dosagem de pré-misturado a frio de graduação aberta (PMAF), e desenvolveu uma câmara para dessecação a vácuo dos CPs com a finalidade de acelerar o processo de cura em laboratório, além de realizar ensaios de resistência à tração e módulo de resiliência desses CPs como forma de dosagem, ensaios que não eram considerados à época nos métodos usuais de dosagem.

Agetop (2018) apresenta duas especificações de serviço de PMF e semideno definindo os materiais, a composição das misturas, os equipamentos, a execução e o controle de campo.

DNIT 153/2010 ES define os materiais e todos os passos para construção de PMF, que pode ser empregado como revestimento, regularização, reforço ou restauração de pavimento. Indica que para pré-misturado aberto podem ser utilizados a emulsão asfáltica catiônica de ruptura média, tipos: RM-1C e RM-2C, enquanto para o denso usa-se a emulsão asfáltica catiônica de ruptura lenta, tipo: RL-1C e define quatro faixas granulométricas.

A dosagem dos PMFs inicia-se com o cálculo dos teores preliminares de asfalto e EA. Para tanto, pode ser utilizada a metodologia descrita a seguir que se baseia na proposição de Duriez (SANTANA, 1993), que consiste no cálculo da superfície específica dos agregados a partir da proporção dos diversos tamanhos de partícula devidamente ponderada.

Para a determinação da superfície específica dos agregados, utiliza-se a fórmula de Vogt ( $\Sigma$ ), que consiste em uma adaptação da formulação de Duriez para as peneiras correspondentes às especificações brasileiras:

$$100 \Sigma = 0,07P_4 + 0,14P_3 + 0,33P_2 + 0,81P_1 + 2,7S_3 + 9,15S_2 + 21,9S_1 + 135F \quad (5.36)$$

Onde:

$\Sigma$  = superfície específica de agregados;

$P_4$  = massa do material retido entre as peneiras 2"-1";

$P_3$  = massa do material retido entre as peneiras 1"-1/2";

$P_2$  = massa do material retido entre as peneiras 1/2"-nº 4;

$P_1$  = massa do material retido entre as peneiras nº 4-nº 10;

$S_3$  = massa do material retido entre as peneiras nº 10-nº 40;

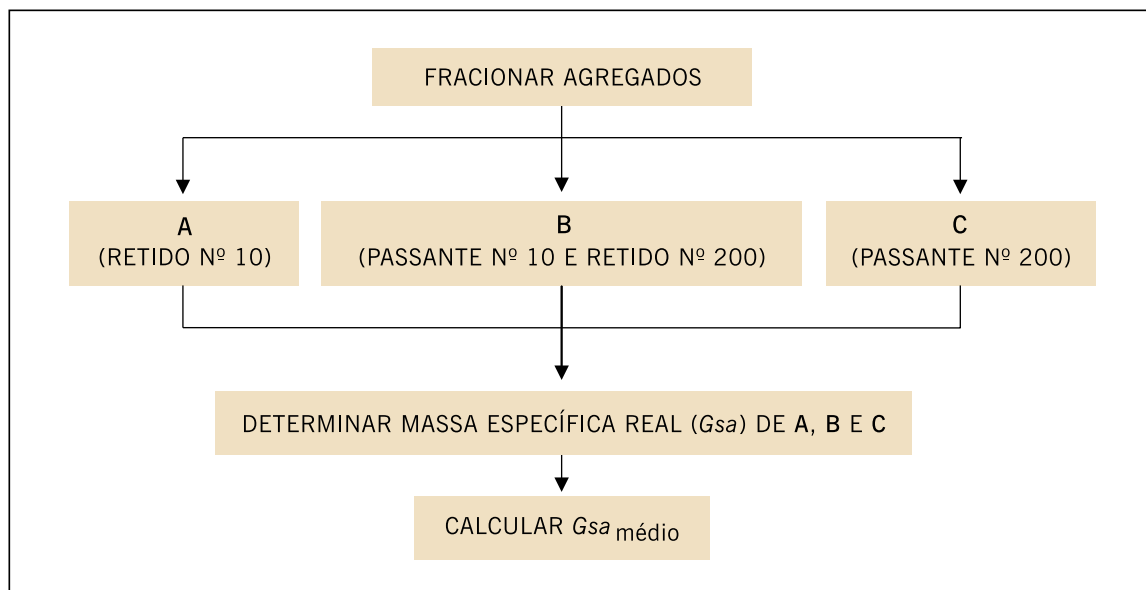
$S_2$  = massa do material retido entre as peneiras nº 40-nº 80;

$S_1$  = massa do material retido entre as peneiras nº 80-nº 200;

$F$  = massa do material passante na peneira nº 200.

A figura 5.30 apresenta um fluxograma para a determinação da massa específica média dos agregados a partir da massa específica de três frações predefinidas. Após calcular a superfície específica média dos agregados, faz-se sua correção com um fator determinado em função da massa específica real média dos agregados ( $Gsa_{médio}$ ), conforme indica a tabela 5.22 (SANTANA, 1993).

**Figura 5.30** – Fluxograma para determinação da massa específica real média dos agregados



Fonte: Elaborada pelos autores.



**TABELA 5.22 – FATORES CORRETIVOS DA SUPERFÍCIE ESPECÍFICA DO MÉTODO DE DURIEZ**

Massa específica, $G_{Sa_{médio}}$ , g/cm <sup>3</sup>	Fatores corretivos
2,35	1,13
2,45	1,08
2,55	1,02
2,65	1,00
2,75	0,97
2,85	0,93
2,95	0,90

Fonte: Santana, 1993.

Calcula-se, então, o teor de asfalto residual ( $p$ ) em relação à massa total dos agregados utilizando a expressão de Duriez:

$$p = k \times \sum^{0,2} \quad (5.37)$$

Onde:

$k$  = módulo de riqueza.

Para PMF denso, Santana (1993) sugere valores de  $k$  entre 3,2 e 4,5. Obtém-se o teor de asfalto ( $p'$ ) e de emulsão asfáltica ( $p'_{EA}$ ) sobre a mistura asfáltica total a partir das seguintes relações:

$$p' = \frac{100 \times p}{100 + p} \quad (5.38)$$

$$p'_{EA} = \frac{100 \times p'}{t} \quad (5.39)$$

Onde:

$t$  = teor percentual em massa de asfalto na emulsão asfáltica.

Tendo sido definido o teor  $t$ , procede-se à dosagem Marshall descrita anteriormente variando-se os teores de moldagem (geralmente  $t \pm 1\%$  e  $t \pm 2\%$ ) e determinando-se então os parâmetros volumétricos e mecânicos. Santana (1993) sugere a determinação do teor de projeto final de acordo com o teor que obtiver a maior massa específica aparente do CP.

## 5.5 MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS A QUENTE E MORNAS

No caso de misturas recicladas a quente (capítulo 4), há uma diversidade de métodos de dosagem quanto aos seguintes aspectos: procedimentos de ensaio, definição de agregado que consta no reciclado (com ou sem o ligante envelhecido), parâmetros necessários para a definição do teor do ligante novo e percentual de material fresado a ser reaproveitado.

Convém destacar que aquilo que se chama de reciclado geralmente é o material já processado. O termo fresado, usado daqui em diante indistintamente como RAP, que é consagrado na literatura internacional, diz respeito ao material retirado ou fresado (recuperado) dos pavimentos asfálticos, que é reciclável, porém não necessariamente que já tenha sofrido a reciclagem para seu emprego. Note-se que o RAP pode ser oriundo de blocos de revestimento posteriormente

tritutados em moinho, ou seja, não necessariamente é obtido por meio da operação de fresagem. Como a maior parte do RAP é de fato fresada, estes são os dois termos mais usados neste livro. Já o termo ligante novo refere-se ao ligante, com ou sem AR misturado, que é adicionado ao fresado para “devolver” ao ligante suas características iniciais. Enquanto nos Estados Unidos é comum o uso de ligantes menos consistentes sem AR para contrabalançar o ligante endurecido do fresado, no Brasil tem sido comum a utilização de ARs, sendo o ligante novo uma mistura de AR com cimento asfáltico virgem.

Muitas pesquisas reconhecem que misturas asfálticas com RAP podem apresentar desempenho equivalente ou mesmo superior ao de misturas asfálticas preparadas apenas com material virgem, desde que adequadamente dosadas e usinadas (MCDANIEL *et al.*, 2000; CASTRO NETO, 2001; NEWCOMB *et al.*, 2007; LOPES *et al.*, 2015). Um bom desempenho depende do uso de métodos de dosagem tradicionais e sua adaptação para incluir o RAP, dada a variabilidade das propriedades deste último. Deve-se reiterar a importância do emprego das técnicas de usinagem mornas, principalmente no caso de incorporação de RAP na mistura asfáltica, de maneira que se ocasione por ocasião do aquecimento para misturação, o menor envelhecimento possível do ligante contido no RAP. Lopes *et al.* (2015) consideram o emprego das técnicas de usinagem morna para um aumento da quantidade de RAP na mistura asfáltica reciclada.

A norma AASTHO 323/2017 estabelece diretrizes para a dosagem volumétrica de misturas asfálticas, inclusive considerando a inserção de RAP. Definem gráficos de dosagem para misturas convencionais ou quando utilizando variadas porcentagens de RAP. Chama a atenção para um procedimento para avaliar as pilhas de RAP, extrair o ligante residual e analisar os agregados existentes.

Na gestão do RAP, por vezes é fracionado em pilhas de materiais mais finos ou mais graúdos, devendo ser observada ainda a procedência, uma vez que materiais provenientes de estacionamentos e de vias urbanas são geralmente distintos dos provenientes de rodovias. A parte fina do RAP possui maior teor de ligante. Caso não haja fracionamento, é razoável assumir que o teor de ligante do RAP é próximo do teor da mistura reciclada que irá incorporá-lo. Todavia, com o uso crescente do fracionamento do RAP, tal hipótese pode não ser atendida e então deve-se adotar a chamada razão reciclado-ligante (*RAP pavement binder ratio*, RPBR), em algumas referências também denominado de *RAP binder ratio* (RBR) que será discutida adiante.

Como comentário final dessas primeiras considerações sobre misturas asfálticas recicladas, um material também descrito no *Manual do Instituto do Asfalto* para uso em misturas recicladas é o proveniente de telha de asfalto (*reclaimed asphalt shingle*, RAS), com teor de 20-30% de ligante, mas este material não é discutido aqui por não ter uso no Brasil.

### 5.5.1 Dosagem de misturas asfálticas recicladas a quente (MARQ)

Na dosagem de misturas asfálticas, o foco é atingir as propriedades volumétricas e mecânicas consideradas necessárias para um bom desempenho (NEWCOMB; BROWN; EPPS, 2007), levando-se em consideração que o projeto da mistura reciclada poderá ser praticado na usina. A tentativa de aumento do teor de RAP traz uma maior necessidade de determinar a quantidade e as propriedades do ligante asfáltico presente nele, assim como as características dos seus agregados.

Uma premissa básica de muitos projetos de MARQ é que todo o ligante presente no RAP será ativado (pelo calor) e estará disponível para se misturar aos novos materiais incorporados. Há um entendimento pela comunidade científica, muitas vezes contraditório, da própria

nomenclatura envolvida nesse processo de ativação e interação entre ligantes. As propriedades das MARQs são diretamente influenciadas pela interação entre o ligante do RAP e o agente de reciclagem (ligante asfáltico, agente rejuvenescedor ou a combinação de ambos), de forma que o processo de dosagem deve levar em consideração até que ponto o ligante do RAP contribui para as características finais da mistura reciclada. Lopes *et al.* (2016) mostram as técnicas e as dificuldades de identificação de percentual de mobilização e mesclagem dos ligantes do RAP e do ligante novo, empregando microspectrometria (ATR-FTIR – *attenuated total reflection-Fourier transform infrared imaging*).

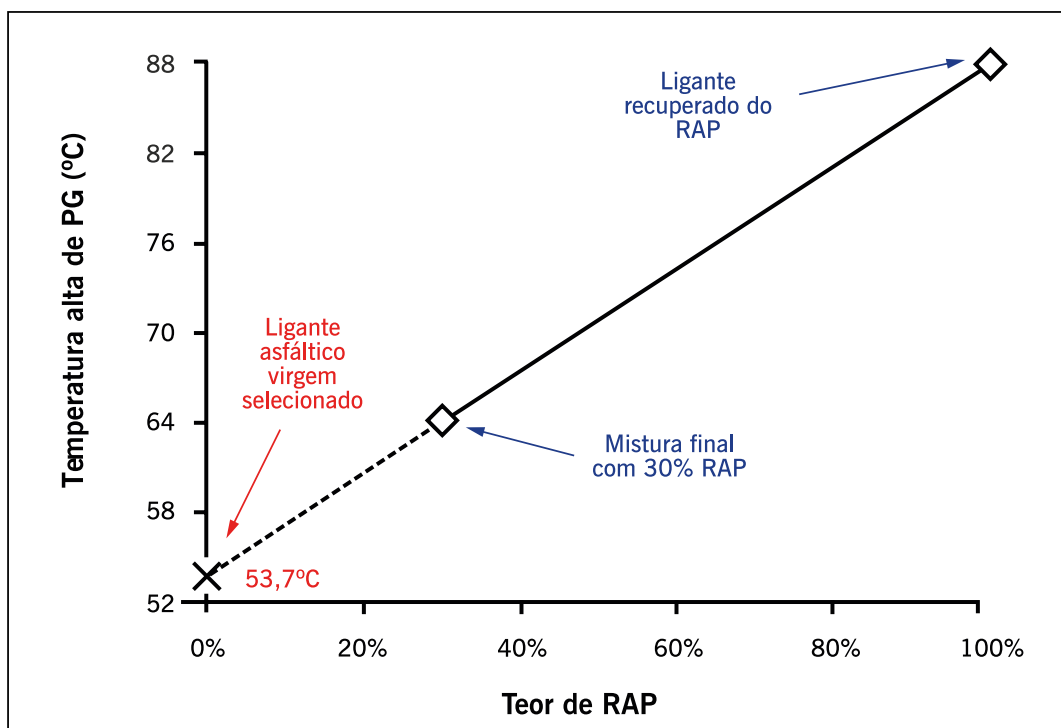
Lo Presti *et al.* (2019) apresentam uma explicação dos fenômenos envolvidos na interação entre os ligantes durante a reciclagem da mistura asfáltica. O trabalho traz ainda uma proposta inicial para a quantificação da ativação do ligante do RAP, considerada uma propriedade intrínseca do material, auxiliando assim no processo de dosagem das MARQs. Oreškovic *et al.* (2020) apresentam uma revisão da literatura sobre diferentes métodos que vêm sendo usados para a análise dos parâmetros envolvidos nesse processo de interação entre ligantes na reciclagem a quente. Há, todavia, diferentes metodologias para a dosagem dessas misturas. Gaspar (2019) traz um resumo dos diferentes métodos vigentes no mundo, conforme apresenta-se sucintamente a seguir.

Nos Estados Unidos, alguns anos após a implementação do método de dosagem Superpave na década de 1990, a FHWA publicou um conjunto de recomendações para guiar a dosagem de misturas com RAP utilizando a metodologia Superpave, baseadas em um estudo anterior por Kandhal e Foo (1997), principalmente no que diz respeito à seleção do ligante asfáltico virgem a ser adicionado, com diferentes abordagens dependendo do teor de RAP (MCDANIEL *et al.*, 2000).

Para teores de até 15% de RAP, o ligante asfáltico virgem não precisaria ser alterado (comparando com a mistura sem RAP), já que a influência do ligante presente no RAP seria mínima, independente das suas propriedades. Já para teores entre 15% e 25%, o órgão recomendava que fosse utilizado ligante asfáltico com PG (*performance grade*, sistema de classificação de ligantes asfálticos utilizado nos EUA) um nível abaixo, tanto na temperatura alta de PG quanto na baixa.

Para as misturas asfálticas com alto teor de RAP (acima de 25%), o projetista deveria recorrer aos *blending charts*, ou seja, determinar a temperatura alta de PG do ligante presente no RAP (após extração e recuperação) e do ligante desejado para a mistura final, e obter, com um gráfico, uma relação linear entre a variação desse parâmetro e a proporção de RAP na mistura. Assim, é possível definir o ligante virgem necessário à mistura reciclada, conforme ilustrado na figura 5.31. Os *blending charts* já eram rotineiramente usados para projetar misturas com alto teor de RAP, mesmo antes da implementação do método Superpave, porém utilizava-se a viscosidade dos ligantes como parâmetro, em vez da temperatura de PG (WEST; WILLIS; MARASTEANU, 2013).

Figura 5.31 – Exemplo de *blending chart* para seleção do ligante asfáltico virgem



Fonte: Gaspar, 2019.

Tais recomendações foram posteriormente inseridas na norma AASHTO M323, que especifica a dosagem de misturas asfálticas pela metodologia Superpave, assim como recomendações adicionais para o manuseio e a caracterização do RAP em laboratório. Na sua versão mais atual, AASHTO M323-17, o sistema para seleção do ligante asfáltico virgem foi revisado, e o critério utilizado não é mais a porcentagem de RAP em relação à massa total de mistura, mas sim o já mencionado parâmetro RBR, que indica a proporção de ligante oriundo do RAP em relação ao total de ligante asfáltico na mistura. Para RBR inferior a 25%, o ligante virgem não deve ser alterado. Caso contrário, deve-se recorrer aos *blending charts* (WEST; WILLIS; MARASTEANU, 2013).

Na Comunidade Europeia, um conceito semelhante de dosagem é adotado, porém utilizando a penetração e o PA como parâmetros para caracterização dos dois ligantes. No lugar dos *blending charts*, são usadas equações para estimar os parâmetros do ligante asfáltico resultante, de acordo com a proporção em massa de cada ligante na mistura (DEL BARCO CARRIÓN *et al.*, 2015). Caso o teor de RAP seja inferior a 10% para camadas de revestimento, ou 20% para camadas de base e de ligação, o ligante asfáltico virgem deve ser o mesmo considerado na dosagem de uma mistura sem RAP, que costuma ser feita pelo método Marshall (IPAVEC *et al.*, 2012; DEL BARCO CARRIÓN *et al.*, 2015). A especificação EN 13 108-8 (2016) traz ainda alguns requisitos para a classificação e descrição de RAP como um material constituinte de misturas asfálticas.

Na Austrália e no Japão, os *blending charts* também são aplicados, mas utilizando outros parâmetros para caracterização. A norma australiana da Austroads (AGPT-T193-15) faz uso da viscosidade dos ligantes asfálticos, enquanto os japoneses utilizam, além da penetração dos ligantes, resultados do ensaio de resistência à tração realizados em amostras de mistura asfáltica produzidas em laboratório (WEST; COPELAND, 2015).

As normas brasileiras de reciclagem a quente em usina (DNIT ES 033, 2005; DER ET-DE-P00-032, 2006; PMSP IE 07, 2010) mencionam a dosagem da mistura reciclada em um dos

itens, porém o foco é nos requisitos volumétricos, que se assemelham ao de misturas asfálticas convencionais sem o uso de RAP, não sendo fornecidas diretrizes para a escolha do ligante asfáltico.

Zaumanis *et al.* (2019), porém, pontuam que métodos de dosagem convencionais não garantem o desempenho requerido para misturas com altos teores de RAP, devido às variáveis envolvidas no processo, incluindo: uso de rejuvenescedores, interação e difusão entre ligantes, aumento da susceptibilidade ao trincamento, entre outras.

Na edição anterior deste livro, constavam três métodos de dosagem: Instituto do Asfalto, Castro Neto (2000) e Superpave.

Castro Neto (2000) propôs um método que considera o comportamento da mistura reciclada com diferentes valores de teor de ligante novo pela avaliação dos valores de MR e RT. O procedimento prescinde da extração/recuperação e caracterização do ligante do RAP. O passo inicial é a determinação do intervalo de MR e/ou de RT que a mistura reciclada deve apresentar. A partir desses valores adota-se, com base na experiência do projetista, uma porcentagem de material fresado. Estabelecida essa porcentagem, a composição granulométrica final desejada (agregados do RAP mais agregados novos) e selecionado o ligante novo, confeccionam-se CPs com diferentes teores de ligante. Avaliam-se os valores de MR e RT dos CPs e verifica-se o teor de ligante mais adequado à mistura a partir dos valores desejados dos referidos parâmetros mecânicos. No procedimento, a determinação experimental da *Gmm* faz uso do querosene em substituição ao vácuo. Embora considere indiretamente a reologia do ligante envelhecido e recuperado, o método apresenta a vantagem de se basear em parâmetros mecânicos para a determinação do teor de ligante novo e do teor total de ligante (novo e envelhecido) na mistura reciclada. Uma complementação do método proposto há mais de 20 anos pode ser buscada, incluindo-se o dano por umidade induzida das misturas asfálticas recicladas, que à época foi empregado o desgaste Cântabro, e ensaio para avaliação da deformação permanente. Os ensaios do MR podem ser ainda substituídos pelo módulo dinâmico. Outro fator importante a ser considerado é o uso de técnicas de reciclagem morna para reduzir as temperaturas de reaquecimento do RAP, mistura em usina, e execução em pista.

O item com a metodologia Superpave foi suprimido nesta versão do livro. A especificação AASHTO M323-17 traz a descrição da metodologia, mas salienta-se o fato de os departamentos de transporte dos estados norte-americanos adotarem particularidades, não havendo um único método nacionalmente aplicado.

Deu-se preferência ao detalhamento do método de dosagem de MARQ mais recente e estabelecido, o qual os autores julgam suficientemente sólido e facilmente empregável no Brasil. Apresenta-se a seguir o método do Instituto do Asfalto (ASPHALT INSTITUTE, 2014), seus procedimentos, vantagens e desvantagens, incluindo exemplos numéricos que facilitam a compreensão.

### 5.5.2 Dosagem do Asphalt Institute

O método de dosagem de MARQ do Instituto do Asfalto (ASPHALT INSTITUTE, 2014) objetiva que misturas recicladas atendam às mesmas exigências existentes para misturas convencionais que contêm apenas materiais virgens. Uma vez que o tipo de ligante e a porcentagem de RAP (ou RBR, RAP *binder ratio*) seja selecionada, pode-se prosseguir com um processo de dosagem bastante próximo do convencional. Para facilitar a compreensão, esta seção é dividida da seguinte forma: (i) escolha do tipo de ligante na MARQ; (ii) determinação da granulometria

combinada; (iii) manuseio de RAP no laboratório; (iv) aquecimento do RAP e agregados virgens no processo de dosagem da MARQ; (v) determinação da nova quantidade de ligante virgem.

### (i) Escolha do tipo de ligante na MARQ

Ao serem usados os *blending charts*, há três casos que podem ser encontrados pelos projetistas da mistura reciclada:

1. definição do ligante asfáltico novo, com ou sem AR, quando o percentual de ligante do RAP a ser usado na mistura é conhecido, bem como as características da mistura final de ligantes (grau PG especificado para o projeto);
2. definição do percentual de ligante do RAP que pode ser usado, quando o ligante asfáltico novo, com ou sem AR, bem como as características da mistura final de ligantes, são conhecidos; e
3. definição das características da mistura final de ligantes, quando o percentual de ligante do RAP e o ligante asfáltico novo já são conhecidos.

Para todos os casos, o Asphalt Institute (2014) adota o grau PG como característica a ser adotada nos *blending charts*, sendo verificadas as temperaturas alta, intermediária e baixa. O exemplo a seguir, extraído da citada referência, ilustra o caso descrito no item 1 acima. Ou seja, quando são conhecidos a classificação final do ligante combinado, o teor de RAP e as propriedades do ligante recuperado do RAP, então as propriedades do ligante virgem apropriado podem ser determinadas.

Assumindo-se então as seguintes informações neste exemplo do Instituto do Asfalto:

- o órgão responsável requer um ligante do tipo PG 64-22 ou superior na temperatura alta;
- o teor de RAP na mistura do exemplo é 30% (RPBR = 0,30);
- o ligante recuperado do RAP possui as características indicadas na tabela 5.23(a).

**TABELA 5.23 – EXEMPLO – PROPRIEDADES DOS LIGANTES:**  
(A) RECUPERADO DO RAP; (B) VIRGEM

Envelhecimento	Propriedade	Temperatura crítica, °C	
RTFOT	DSR G*/sen δ	Alta	86
	DSR G*/sen δ	Intermediária	31
	BBR S	Baixa	- 14
	BBR valor m	Baixa	- 11
PG		Atual	PG 86-11
		M 320	PG 82-10

(a) Ligante recuperado do RAP

Envelhecimento	Propriedade	Temperatura crítica, °C	
RTFOT	DSR G*/sen δ	Alta	55
	DSR G*/sen δ	Intermediária	22
	BBR S	Baixa	- 26
	BBR valor m	Baixa	- 27
PG		Atual	PG 55-27
		M 320	PG 58 -28

(b) Ligante virgem

Fonte: Asphalt Institute, 2014.

Tratando o problema linearmente, o valor crítico da temperatura alta do ligante virgem pode ser determinado da seguinte forma:

$$T_{Virgem} = \frac{T_{LigFinal} - (RPBR \times T_{RAP})}{(1 - RPBR)} \quad (5.40)$$

Onde:

$T_{Virgem}$  = temperatura crítica alta do ligante virgem;

$T_{LigFinal}$  = temperatura crítica alta do ligante ao final da mistura entre ligante virgem e ligante contido no RAP;

RPBR = razão reciclado-ligante;

$T_{RAP}$  = temperatura crítica alta do ligante recuperado do RAP.

Considerando os valores na tabela 5.23(a), a temperatura alta crítica do ligante virgem é calculada por:

$$T_{Virgem} = \frac{64 - (0,30 \times 86)}{(1 - 0,30)} = 54,6 \quad (5.41)$$

Do resultado, o ligante virgem requer uma temperatura crítica alta de 55°C (arredondada para cima) ou superior para produzir uma classificação final de ligante de PG 64, usando 30% do RAP (RPBR = 0,30).

Este processo é repetido para as temperaturas críticas intermediária e baixa para rigidez BBR e valor-m como mostrado a seguir.

Para a temperatura crítica intermediária:

$$T_{Virgem} = \frac{25 - (0,30 \times 31)}{(1 - 0,30)} = 22,4 \quad (5.42)$$

Para a temperatura crítica baixa da rigidez S encontrada no ensaio BBR:

$$T_{Virgem} = \frac{-22 - (0,30 \times -14)}{(1 - 0,30)} = -25,4 \quad (5.43)$$

Para a temperatura crítica baixa para o valor-m encontrado no ensaio BBR:

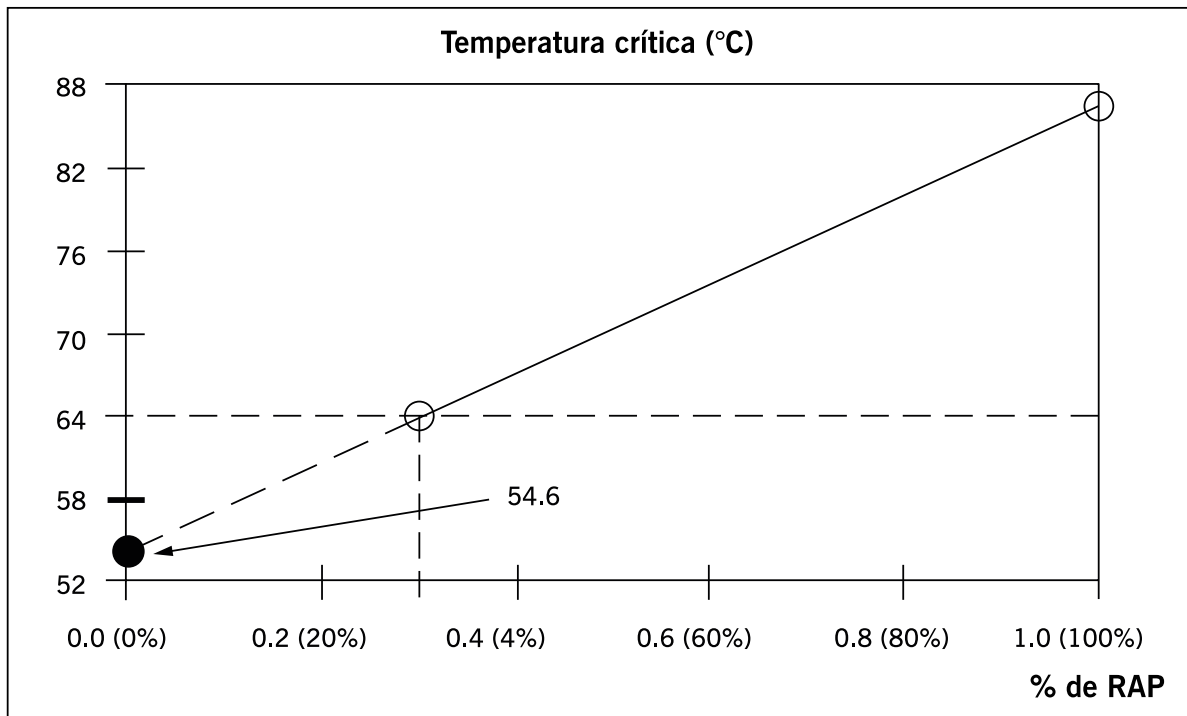
$$T_{Virgem} = \frac{-22 - (0,30 \times -11)}{(1 - 0,30)} = -26,7 \quad (5.44)$$

Usando as equações para os níveis de temperatura crítica alto, intermediário e baixo, as propriedades necessárias do ligante constam na tabela 5.23(b).

Como indicado na tabela 5.23(b) e na figura 5.32, o grau mínimo de alta temperatura do ligante virgem deve estar a 55°C (arredondado ao grau mais próximo) para satisfazer os requisitos de grau combinado (PG 64-22) usando o RAP da tabela 5.23(a) no teor de 30% (RPBR = 0,30). Isso significa que um PG 58-xx é necessário (acima de 55°C na figura 5.32).



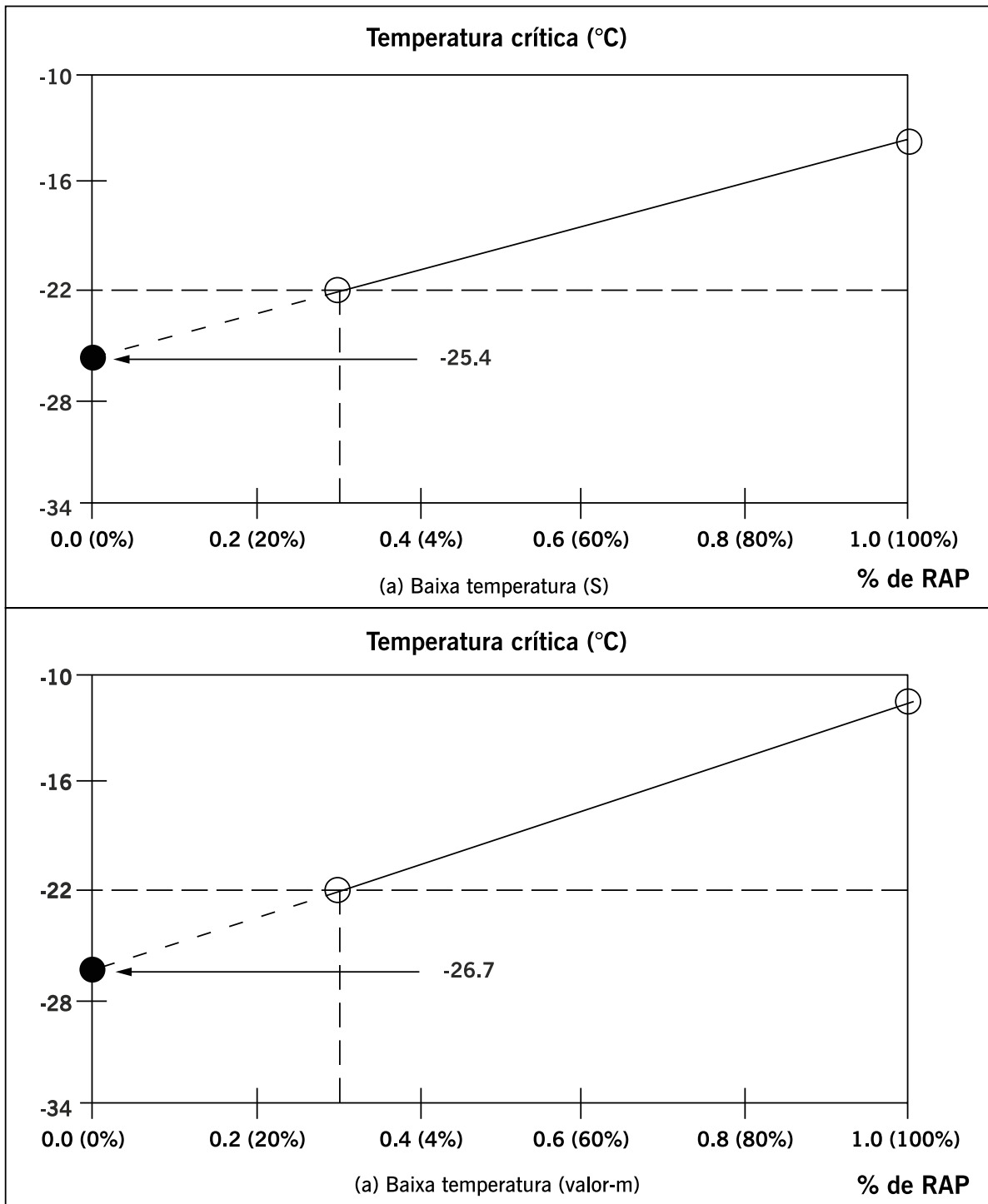
Figura 5.32 – Blending chart para temperatura alta (teor de RAP conhecido)



Fonte: Asphalt Institute, 2014.

A tabela 5.23(b) e a figura 5.33(a) e (b) indicam que o grau mínimo de temperatura baixa do ligante virgem deve estar a  $-27^{\circ}\text{C}$ , que é o valor de temperatura mais baixa quando se considera a rigidez S e o valor-m no ensaio de BBR. Arredonda-se para o grau mais próximo de modo a satisfazer os requisitos do grau combinado (PG 64-22) usando o RAP na tabela 5.23(a) com um teor de 30%. Um PG xx-28 seria necessário para garantir o valor mínimo exigido de  $-27^{\circ}\text{C}$ .

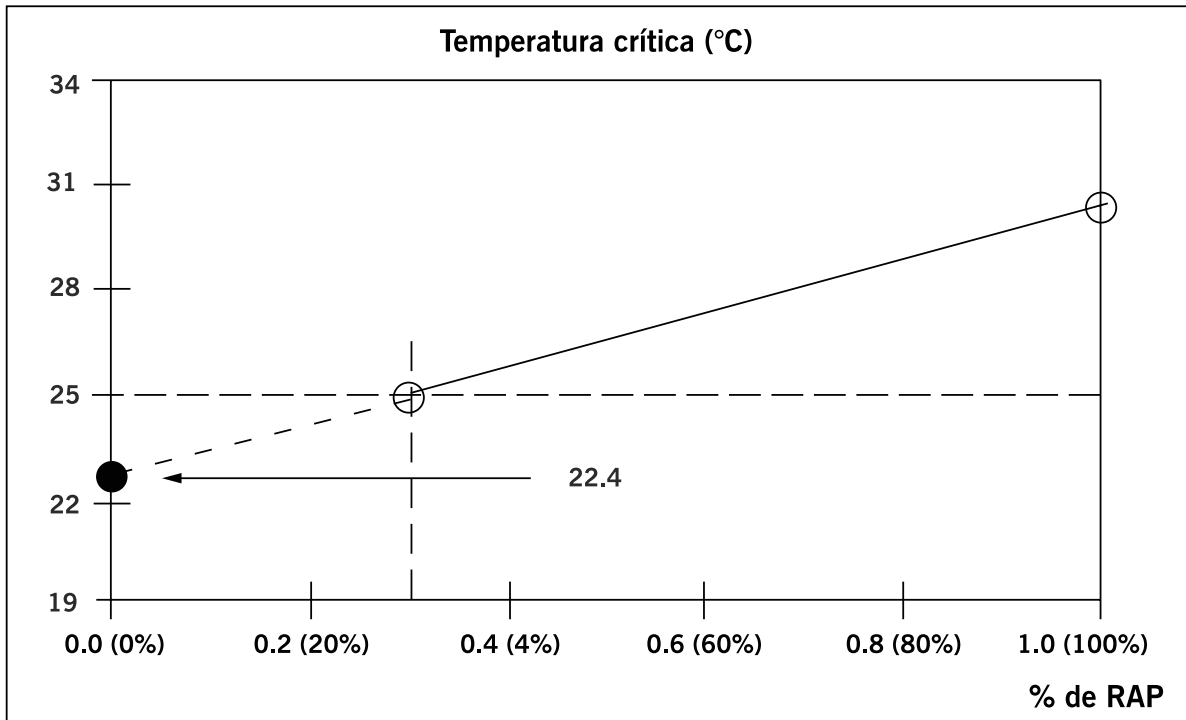
Figura 5.33 – Blending charts para temperatura baixa: (a) BBR-S; (b) BBR valor-m



Fonte: Asphalt Institute, 2014.

Ao final, um ligante com PG 58-28 seria selecionado como ligante virgem para uma mistura usando 30% do ligante do RAP (RPBR = 0,30) com as características indicadas na tabela 5.23(a). Uma última verificação diz respeito ao grau intermediário da temperatura ( $G^*sen\delta$ ) na figura 5.34. O ligante virgem precisará ter uma temperatura intermediária crítica não superior a 22°C. A temperatura intermediária crítica máxima definida pela AASHTO M 320 para um ligante com PG 58-28 é de 19°C. Portanto, o ligante recuperado selecionado atende a todos os requisitos.

Figura 5.34 – Blending chart para temperatura intermediária



Fonte: Asphalt Institute, 2014.

### (ii) Determinação da granulometria combinada

Na determinação da granulometria combinada dos agregados de uma MARQ, o RAP deve ser tratado como qualquer um dos demais agregados virgens, ainda que contenha agregado e ligante envelhecido. Note-se, contudo, que, diferentemente dos agregados virgens, a porcentagem de agregado no RAP será menor do que a porcentagem total de RAP adicionada à mistura.

Para se determinar a granulometria combinada dos agregados da MARQ, precisa-se determinar a quantidade de agregado do RAP ( $RAP_{agregado}$ ), como um percentual em peso da MARQ. Essa porcentagem de agregado do RAP é função da porcentagem do RAP total desejado para a mistura ( $RAP_{mistura}$ ), bem como do teor de ligante presente no RAP, sendo obtida conforme a equação seguinte:

$$RAP_{agregado} = RAP_{mistura} \times \left(1 - \frac{P_{b,RAP}}{100}\right) \quad (5.45)$$

Onde:

$RAP_{agregado}$  = porcentagem do RAP que é relativa ao agregado, sendo usado no cálculo da mistura de agregados combinada;

$RAP_{mistura}$  = porcentagem total de RAP usado na mistura;

$P_{b,RAP}$  = teor de ligante do RAP, em porcentagem.

Por exemplo, para se usar em uma MARQ um total de 25% de um RAP cujo teor de ligante é de 6,0%, a porcentagem de RAP da pilha (como se fora uma pilha de “agregado do RAP”) é determinada da seguinte maneira:

$$RAP_{agregado} = 25 \times \left(1 - \frac{6}{100}\right) = 23,5\%$$

Note-se que esses 23,5% representam os agregados no RAP, uma vez que foi descontado o teor do ligante.

Passa-se então a ajustar as porcentagens dos agregados virgens (*AgVirgem*), dividindo-se a quantidade de cada agregado virgem ( $AgVirgem_{Mistura,i}$ ) pela quantidade total de agregado virgem da mistura, proporcionada pela diferença entre  $RAP_{agregado}$  e  $RAP_{Mistura}$ . O que ocorre é que as porcentagens dos agregados virgens são ligeiramente acrescidas, uma vez que a porcentagem de agregado no RAP é um pouco menor que o teor de RAP (desconta-se o teor de ligante do mesmo).

Portanto, a equação para cada agregado virgem (i) da pilha de agregados e que será colocado na MARQ fica da seguinte forma:

$$AgVirgem_{ajustado,i} = AgVirgem_{Mistura,i} + \frac{AgVirgem_{Mistura,i}}{(\sum_i AgVirgem_{Mistura,i})} x (RAP_{Mistura} - RAP_{agregado}) \quad (5.46)$$

Onde:

$AgVirgem_{ajustado,i}$  = porcentagem de um agregado virgem (i) ajustado usado nos cálculos da mistura de agregados combinada;

$AgVirgem_{Mistura,i}$  = quantidade de um dado agregado virgem (i) usado na mistura, em porcentagem (i = 1 se refere ao material 1; i = 2 se refere ao material 2, e assim por diante);

$RAP_{Mistura}$  = porcentagem total de RAP usado na mistura;

$RAP_{agregado}$  = porcentagem do RAP que é relativa ao agregado, sendo usado no cálculo da mistura de agregados combinada.

Ainda do exemplo anterior, considere-se que 100% dos agregados que constituirão a MARQ são divididos da seguinte forma: 25% de RAP; 20% de agregado graúdo #19; 30% de agregado graúdo #12,5; e 25% de agregado miúdo. Considerando a totalidade dos agregados, as respectivas porcentagens, em peso, a serem retiradas das pilhas de cada um são como apresentado a seguir:

Para o agregado graúdo #19:

$$AgVirgem_{ajustado_{\#19}} = 20 + \frac{20}{(20 + 30 + 25)} x (25 - 23,5) = 20 + \frac{20}{75} x 1,5$$

$$= 20 + \frac{30}{75} = 20 + 0,4 = 20,4\%$$

Para o agregado graúdo #12,5:

$$AgVirgem_{ajustado_{\#12,5}} = 30 + \frac{30}{(20 + 30 + 25)} x (25 - 23,5) = 30 + \frac{30}{75} x 1,5$$

$$= 20 + \frac{45}{75} = 30 + 0,6 = 30,6\%$$

Para o agregado miúdo:

$$AgVirgem_{ajustado_{Miúdo}} = 25 + \frac{25}{(20 + 30 + 25)} x (25 - 23,5) = 25 + \frac{25}{75} x 1,5$$

$$= 25 + \frac{37,5}{75} = 25 + 0,5 = 25,5\%$$

Assim, para calcular a granulometria combinada dos agregados da MARQ, as porcentagens da pilha de cada agregado mostradas na tabela 5.24 são utilizadas. As porcentagens da pilha também devem ser usadas no cálculo das propriedades de consenso dos agregados, bem como da sua densidade combinada.

**TABELA 5.24 – CÁLCULO DAS PORCENTAGENS DOS AGREGADOS DA PILHA PARA GRANULOMETRIA COMBINADA**

Material	% de agregado antes do ajuste da granulometria	% de cada agregado para compor a granulometria combinada
Agregado graúdo #19	20%	20,4%
Agregado graúdo #12,5	30%	30,6%
Agregado miúdo	25%	25,5%
Agregado RAP	25%	23,5%

Fonte: Elaborada pelos autores.

### (iii) Manuseio de RAP no laboratório

Para a dosagem de uma MARQ, os agregados são agrupados de acordo com as suas respectivas porcentagens e então misturados. A mistura de agregados virgens é preaquecida em temperatura ligeiramente acima da temperatura de mistura, de modo a considerar a perda de calor durante a pesagem que ocorre antes de se iniciar o processo de dosagem. Experiência é necessária de modo a não se incorrer no risco de queima do ligante. O RAP (agregado junto ao ligante) deve ser mantido separado dos agregados virgens, ou seja, são aquecidos separadamente.

Como exemplo, considere-se 5.000 g de agregados para preparação de uma mistura. Usando as porcentagens apresentadas na tabela 5.24, a quantidade de agregados é a seguinte:

Agregado graúdo #19	20,4% x 5.000 g =	1.020 g
Agregado graúdo #12,5	30,6% x 5.000 g =	1.530 g
Agregado miúdo	25,5% x 5.000 g =	1.275 g
Agregado RAP	23,5% x 5.000 g =	1.175 g
<b>TOTAL</b>		<b>5.000 g</b>

A quantidade total de RAP que precisará ter na pilha para mistura é calculada multiplicando-se o valor da massa do “agregado RAP” pelo  $RAP_{Mistura}$  dividido pelo  $RAP_{Pilha}$  como mostrado a seguir:

$$Massa\ RAP\ Mistura = Massa\ Agregado\ RAP \times \frac{RAP_{Mistura}}{RAP_{Pilha}} \quad (5.47)$$

Onde:

$Massa\ RAP\ Mistura$  = massa total de RAP para mistura;

$Massa\ Agregado\ RAP$  = massa do “agregado RAP” na mistura;

$RAP_{agregado}$  = porcentagem do RAP que é relativa ao agregado, sendo usado no cálculo da mistura de agregados combinada;

$RAP_{Mistura}$  = porcentagem total de RAP usado na mistura.

Usando os dados do exemplo, a massa de RAP a misturar é calculada da seguinte forma:

$$Massa\ RAP\ Mistura = 1.175\ g \times \frac{25}{23,5} = 1.250\ g$$

Assim, para cada amostra de 5.000 g de mistura a ser feita, neste exemplo específico, 1.250 g de RAP devem ser colocados separadamente em um recipiente.

#### **(iv) Aquecimento do RAP e agregados virgens no processo de dosagem da MARQ**

Normalmente, agregados virgens são misturados e colocados em estufa na temperatura de mistura. Por conter ligante, o RAP não pode ser aquecido sem que isso afete as propriedades do ligante. Portanto, para misturas com RAP (MARQ), recomenda-se que o mesmo seja agrupado separadamente em não mais do que 1 a 2 kg (1.000 a 2.000 g) e aquecido por não mais de 2 h a 110°C. Trata-se de tempo suficiente para aquecer o RAP e remover a umidade da sua superfície. Temperaturas mais altas e tempos de aquecimento mais longos podem alterar as propriedades do RAP.

Para compensar a introdução de uma temperatura menor, o agregado virgem deve ser aquecido acima da temperatura de mistura. Embora as temperaturas reais da mistura possam variar, a regra geral é aumentar a temperatura dos agregados virgens em 0,5°C para cada porcentagem de RAP na mistura ( $RAP_{Mistura}$ ). Assim, para uma mistura com  $RAP_{Mistura} = 25\%$ , a temperatura de mistura dos agregados virgens deve ser elevada em 12,5°C ( $0,5^\circ\text{C}/\% \times 25\%$ ).

A temperatura de mistura do ligante virgem não deve ser ajustada. Para confecção da amostra, o agregado virgem é adicionado a um recipiente e o RAP aquecido é adicionado e rapidamente misturado com os agregados virgens. Assim como no processo normal de qualquer mistura asfáltica, o ligante virgem é então adicionado na quantidade apropriada e o processo de mistura é iniciado.

#### **(v) Determinação da nova quantidade de ligante virgem**

Como a amostra de RAP pré-misturada contém ligante e agregados, a massa do ligante do RAP deve ser contabilizada para que o conteúdo total do ligante da mistura esteja correto. Isso é feito calculando a massa total do ligante a ser usada (para um teor de ligante especificado), subtraindo-a do teor de ligante do RAP para se obter a massa do ligante virgem a ser adicionado. Isso é mostrado na equação a seguir:

$$\begin{aligned} \text{Massa do Ligante Virgem} &= \text{Massa Total Agregado} \times \frac{P_b}{P_s} - \\ &(\text{Massa RAP} - \text{Massa Agregado RAP}) \end{aligned} \quad (5.48)$$

Onde:

*Massa do Ligante Virgem* = massa total do ligante virgem;

$P_b$  = teor de ligante desejado, em porcentagem;

$P_s$  = teor de agregado,  $(100 - P_b)$ , em porcentagem;

*Massa RAP* = massa total de RAP que será misturado;

*Massa Agregado RAP* = massa do agregado RAP na mistura.

Usando os dados do exemplo anterior e assumindo um teor de ligante total desejado de 5,0%, a massa do ligante virgem pode ser calculada conforme segue:

$$\text{Massa do Ligante Virgem} = \left( 5000 \times \frac{5,0}{95,0} \right) - (1250 - 1175) = 263 - 75 = 188 \text{ g}$$

Portanto, para obter um teor de ligante total de 5,0% na mistura, precisa-se de 263 g de ligante adicionados a 5.000 g de agregados. No entanto, como o RAP antes da mistura (1.250 g) contém ligante, há de se levar isso em conta para calcular a quantidade de ligante virgem a adicionar. No exemplo, há 75 g de ligante no RAP, deixando 188 g de ligante virgem a ser adicionado para se obter um teor total de ligante de 5,0% em massa da mistura.

#### **Comentários adicionais:**

- a escolha dos agregados novos é feita com base nas faixas granulométricas sugeridas pelos órgãos rodoviários e nas características de abrasão e equivalente de areia desses materiais;
- a seleção da consistência do ligante novo é feita a partir dos *blending charts* mencionados anteriormente;
- para a determinação do teor de ligante final da MARQ, utiliza-se o procedimento de dosagem convencional. Para o Asphalt Institute, o teor de projeto é aquele que apresenta um  $V_v = 4\%$  (hoje tendendo a utilizar um  $V_v = 5\%$ ).

O procedimento do Asphalt Institute tem como principal vantagem a simplicidade, pois uma vez definida a quantidade de ligante novo em relação ao ligante do fresado, a dosagem segue o procedimento convencional (misturas sem RAP).

Vale comentar que o teor de projeto pode ser determinado levando-se em conta outros parâmetros. No Brasil, conforme visto anteriormente, o teor de projeto é aquele que satisfaz os limites de volume de vazios, relação betume/vazios, e resistência à tração por compressão diametral (DNIT-ES 033/2021), tal como previsto na DNIT-ES 031/2006.

## **5.6 MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS A FRIO**

As misturas recicladas a frio são geralmente estabilizadas com ligante asfáltico (emulsão asfáltica ou asfalto espumado) e ligante hidráulico (cimento Portland ou cal hidratada) adicionados para influenciar a mistura nos seguintes aspectos: cura, propriedades tais como plasticidade e rigidez, e adesividade do ligante asfáltico aos agregados (GODENZONI *et al.*, 2016; ASPHALT ACADEMY, 2020).

Castro (2003) fez um apanhado sobre espuma de asfalto, que estava chegando ao país, e os processos de reciclagem utilizando esse material. Fez uso de uma máquina de espumação em laboratório e, também, o acompanhamento de uma obra executada na rodovia RJ-106, com três trechos teste onde foi variando os teores de espuma, tendo feito a avaliação por 20 meses após a abertura ao tráfego.

Zubaran (2014) buscou definir metodologia para produção de misturas recicladas mornas utilizando espuma de asfalto em usina preparada para processar o RAP em um módulo especial. No campo foram aplicadas uma mistura de referência sem RAP, mas com espuma, e outra com 50% de RAP e espuma. Avaliações volumétricas, mecânicas e de envelhecimento do ligante ao longo do processo indicaram a viabilidade econômica, ambiental e técnica da reciclagem morna.

Entre os tipos de misturas recicladas a frio utilizadas para reabilitação de pavimentos, podem ser citados pelo menos quatro tipos distintos, que são usados em diferentes situações de níveis de tráfego, caracterizados pelo tipo de agente estabilizante e dosagem dos mesmos, bem



como pelo comportamento mecânico esperado (GRILLI *et al.*, 2012; GODENZONI *et al.*, 2016). Os quatro tipos são caracterizados de acordo com o tipo de estabilizante e o teor adotado, bem como o seu comportamento mecânico. Encontram-se brevemente descritos a seguir segundo Silva (2019):

- materiais estabilizados com cimento: mistura reciclada produzida apenas com a adição de cimento como agente estabilizante (CTM, do inglês *cement-treated material*), caracterizada pela susceptibilidade ao trincamento por retração, ocorrendo a redução da flexibilidade da mistura (comportamento frágil) e aumento da resistência à deformação permanente, podendo o CTM conter até 6% de teor de cimento (GRILLI *et al.*, 2012; CARDONE *et al.*, 2014);

- mistura asfáltica a frio: denominada em inglês como *cold asphalt mixture* (CAM), essa mistura recebe tal denominação por ser produzida com mais de 3% de teor de asfalto (espuma ou emulsão), considerado um teor elevado quando comparado com os outros tipos de misturas recicladas a frio, e teor de ligante hidráulico limitado, adicionado apenas com a função de fíler ativo. A composição da CAM propicia um aumento da resistência à umidade e da flexibilidade, apresentando comportamento susceptível à temperatura e à taxa de carregamento. São misturas geralmente utilizadas em camadas de ligação (*binder*) e camadas de base do pavimento asfáltico (GRILLI *et al.*, 2012; CARDONE *et al.*, 2014);

- mistura estabilizada com asfalto: estabilizada com teor máximo de 3% de emulsão ou espuma, e teor máximo de 1% de cimento Portland ou cal hidratada adicionados na mistura especificamente para função de fíler ativo, são denominadas em inglês de *bitumen stabilized material* (BSM). Nessa proporção adotada na composição do BSM, a mistura apresenta comportamento mecânico compatível aos materiais granulares, com a forma de dispersão do estabilizante asfáltico aumentando a coesão da mistura, a resistência ao dano por umidade e a resistência à deformação permanente (JENKINS *et al.*, 2007; ASPHALT ACADEMY, 2009; GUATIMOSIM, 2015);

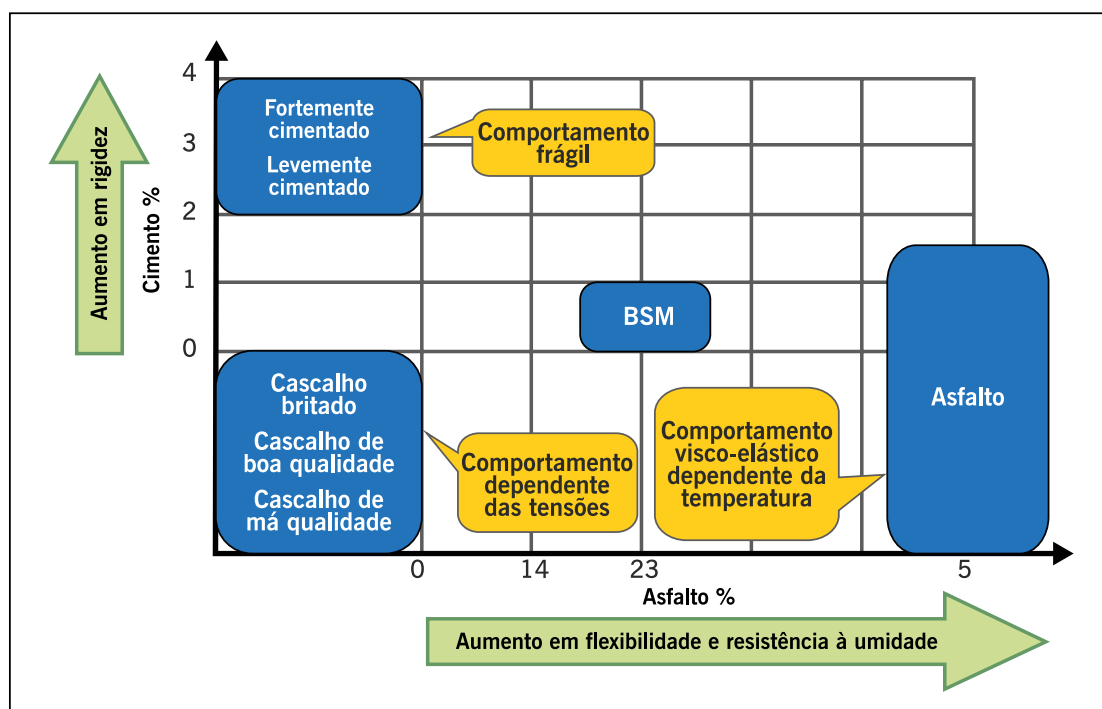
- material estabilizado com cimento e asfalto: caracterizado por possuir maior coesão e rigidez, sendo menos propenso à deformação permanente quando, por exemplo, comparado com os BSMs. Os materiais estabilizados com cimento e asfalto (CBTM, do inglês *cement-bitumen treated material*) são estabilizados com teor máximo de 3% de emulsão ou espuma e com teor de cimento entre 1% e 3%, adotando-se, geralmente, teor de cimento a partir de 2%. O CBTM tem seu comportamento mecânico influenciado pelo teor de cimento adotado e de estabilizante asfáltico utilizado, devido ao tipo de cobertura das partículas dos agregados, o que reduz a susceptibilidade ao trincamento e à rigidez estrutural geral da camada reciclada, podendo ainda destacar-se a dependência do tempo-temperatura e propensão ao dano por fadiga, como ocorre com um CA (GRILLI *et al.*, 2012; CARDONE *et al.*, 2014; GODENZONI *et al.*, 2016).

Nas misturas asfálticas recicladas a frio, o ligante asfáltico presente no RAP geralmente não é extraído e recuperado para caracterização, uma vez que o material fresado é considerado como um “black rock”. Porém, já existem estudos sobre o uso de ARs emulsionados para misturas recicladas a frio com 100% de material fresado (UNGER FILHO, 2018), onde a dosagem da mistura reciclada segue um protocolo semelhante ao da dosagem Marshall para misturas a quente, porém com os parâmetros de acordo com a especificação da ARRA (2017).

Segundo o manual da Asphalt Academy (2020), a quantidade de emulsão ou asfalto espumado em misturas estabilizadas com asfalto, BSM, não deve ultrapassar 2,5% em massa de agregado seco. Na versão anterior do referido manual (ASPHALT ACADEMY, 2009) era considerado BSM teores de ligante asfáltico até 3,0% em massa. A dispersão adequada desses estabilizantes asfálticos e a cobertura dos agregados estão diretamente associados ao aumento da resistência, melhoria na coesão e redução da susceptibilidade à umidade. Para o caso de uso

do cimento Portland, o manual limita o percentual em 1,0%. A figura 5.35 mostra o comportamento das misturas estabilizadas a frio em comparação com outros materiais utilizados em pavimentação, a depender da quantidade de ligante asfáltico e cimento adicionados.

**Figura 5.35** – Comportamento dos diferentes materiais utilizados em pavimentação



Fonte: Asphalt Academy, 2020.

A escolha do tipo de mistura reciclada a frio deve estar diretamente associada ao papel que esse material terá dentro da estrutura do pavimento, bem como do tipo de falha (ou mecanismo de ruptura) atribuída a ele no dimensionamento da estrutura (KUCHIISHI *et al.*, 2019).

Em se tratando da dosagem das misturas recicladas, muito se discute na literatura sobre o que seria mais adequado em termos de tipo de compactação, percentual de ligante asfáltico e ligante hidráulico, além do processo de cura. Este último, em termos de tempo, temperatura e condição do CP, talvez seja o ponto de maior divergência conforme resumido por Bessa *et al.* (2016), havendo muitas possibilidades dependendo do projeto da mistura.

Na África do Sul, a Asphalt Academy (2020) menciona algumas etapas importantes para a dosagem de misturas estabilizadas com asfalto (BSM), entre elas:

1. definição dos mecanismos de ruptura do material a ser projetado (a África do Sul atribui às misturas estabilizadas com asfalto um caráter granular de maior coesão, sendo a deformação permanente o principal mecanismo de dano do material, além das questões associadas ao dano por umidade);
2. considerações sobre o tipo de mistura relacionadas ao tráfego previsto, qualidade dos materiais e clima da região (mesmo as misturas estabilizadas com asfalto são divididas em classes a depender de sua qualidade);
3. definição do tipo de ligante asfáltico (emulsão ou espuma de asfalto);
4. ensaio de resistência à tração por compressão diametral antes e após o condicionamento em água, como etapa de definição do teor de ligante a ser incorporado à mistura.

## 5.7 TRATAMENTO SUPERFICIAL

Os tratamentos superficiais abrangem uma variedade de serviços rodoviários em que, geralmente, o ligante asfáltico e os materiais pétreos são aplicados em espessuras inferiores a 25 mm, sobre bases granulares ou pavimentos estruturalmente adequados. Podem ser classificados de acordo com a sua aplicação nos seguintes tipos (Ceratti *et al.*, 2015): (a) usinados (lama asfáltica e microrrevestimento asfáltico a frio) e (b) sem mistura prévia (tratamentos superficiais por penetração).

### 5.7.1 Tratamento superficial asfáltico por penetração (TSP)

O tratamento superficial por penetração (TSP), como descrito no capítulo 4, é um revestimento asfáltico flexível de espessura delgada, executado por espalhamento sucessivo de ligante asfáltico e agregado, em operação simples ou múltipla, sendo classificado em dois tipos:

- o tratamento superficial simples (TSS) inicia-se pela aplicação do ligante, sendo recoberto em seguida por uma única camada de agregado. O ligante penetra de baixo para cima no agregado (penetração invertida). A prática em alguns estados brasileiros recomenda subdividir a taxa de emulsão em duas aplicações, sendo a primeira antes da distribuição dos agregados e a segunda diluída em água como banho superficial sobre os agregados já espalhados;
- o tratamento múltiplo inicia-se pela aplicação do ligante que penetra de baixo para cima (penetração invertida) na primeira camada de agregado, enquanto a penetração das camadas seguintes de ligante é tanto invertida como direta. A espessura acabada é da ordem de 10 a 20 mm. Os tratamentos múltiplos dividem-se em TSD e TST.

O TSD é uma solução bastante difundida há décadas no país para revestimentos de pavimentos novos, sobre base granular, de solo ou estabilizada, com amplo histórico de sucesso. Mais recentemente a aplicação dessa técnica vem sendo estendida também para restaurações de pavimentos, podendo ser executada sobre praticamente qualquer tipo de revestimento que não tenha irregularidades significativas e que não apresente sinais de defeitos estruturais quando utilizada isoladamente (capítulo 11). Devido à pequena espessura do tratamento, é especialmente importante a sua ligação eficiente à superfície a receber o tratamento.

No TSP é o agregado que confere a textura e a cor da pista, sendo suas funções principais:

- transmitir as cargas até o substrato;
- resistir à abrasão e à fragmentação pela ação do tráfego;
- resistir ao intemperismo;
- assegurar uma superfície antiderrapante;
- promover uma drenagem superficial adequada.

Para obter essas qualidades é necessário que as propriedades geométricas, físico-químicas e mecânicas do agregado, que dependem das suas características mineralógicas e dos métodos usados na sua fabricação, satisfaçam algumas exigências, ilustradas na figura 5.36 e na tabela 5.25 (BARROSO *et al.*, 2020).

**TABELA 5.25 – ENSAIOS GERAIS PARA AGREGADOS EM TSPS**

Ensaio	Normas	Unidade	Valores a serem considerados
Granulometria	DNER-ME 083/98	% passante	Faixas granulométricas para TSS, TSD e TST
Absorção de água	DNER-ME 81/64	% massa	Máxima: 1%
Índice de forma	DNER-ME 86/94	% massa	Superior a 0,5
Durabilidade	ABNT MB 1665	% massa	Inferior a 12%
Abrusão Los Angeles	DNER-ME 035/98	% massa	Igual ou inferior a 40%
Agregado graúdo – adesividade	ABNT NBR 12583:2017	Condição de recobrimento	Adesividade satisfatória

Fonte: Barroso *et al.*, 2020.

Vale notar que é admitida para os TSPs a exploração de resíduos do reaproveitamento e reciclagem de materiais, devendo-se atender às disposições da ABNT NBR 10005/2004 – obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos. Alguns resíduos devem ser classificados como “perigosos não inertes”, enquadrando-se na classe II-B da ABNT NBR 10004/2004. Exemplos de materiais são os fresados (MESQUITA JÚNIOR, 2017), borracha reciclada moída e agregados siderúrgicos (ROCHA, 2011; LOIOLA, 2009).

Como exemplo, cita-se que Rocha (2011) avaliou em laboratório e em campo, o uso de agregado siderúrgico (escória de aciaria tratada previamente para diminuir a expansão) na granulometria de 0 a 5 mm, como agregado de um TSD, utilizando emulsão RR-2C Flex (com polímero SBR). Discute vários modelos de dosagem e também executou um trecho experimental de 1 km, em uma estrada municipal, com sucesso quando comparado ao segmento completo executado com agregados naturais.

Com respeito à granulometria, a distribuição mais uniforme é a mais adequada. Com agregados bem graduados (graduação contínua) há um envolvimento heterogêneo das partículas, podendo-se chegar à ausência total de cobertura de alguns grãos, diminuindo-se assim a adesão global e aumentando-se o risco de rejeição desses. O risco de exsudação posterior do ligante também é maior. Com agregados de dimensões similares, aplicados na taxa correta, há uma adesão mais uniforme e, portanto, maior estabilidade do conjunto. Obtém-se, assim, também, uma área máxima de contato pneu-agregado.

Costuma-se denominar os agregados de dimensões similares pelos diâmetros nominais mínimo ( $d$ ) e máximo ( $D$ ), com uma indicação da tolerância quanto às frações menor que  $d$  e maior que  $D$ . Segundo Pinto (2004), o diâmetro máximo é definido como a abertura da malha da menor peneira na qual passam, no mínimo, 95% do material, enquanto o diâmetro mínimo é a abertura da malha da maior peneira na qual passam, no máximo, 5% do material. Não existe um critério universal quanto aos valores numéricos que devem ser satisfeitos pela granulometria do agregado. Geralmente, os tamanhos relativos das peneiras  $d$  e  $D$  são assim definidos:  $d \geq k \times D$ , onde  $k = 0,5$  a  $0,8$ , sendo as porcentagens permitidas das frações superiores a  $D$  e inferiores a  $d$  da ordem de 10 a 25%. A tabela 5.26 apresenta uma recomendação para a graduação de agregado, de acordo com a intensidade do tráfego (LARSEN, 1985).

**Figura 5.36** – Exemplos de equipamentos para ensaios em agregados para tratamento superficial



Fonte: Chaves, 2004.

**TABELA 5.26** – RECOMENDAÇÃO PARA AGREGADOS DE TRATAMENTOS SUPERFICIAIS

Tráfego	1	2 e 3 <sup>a</sup>
VMD total (volume médio diário nos dois sentidos)	> 2.000	≤ 2.000
$k (= d/D)$	≥ 0,65	≥ 0,50
Fração > $D$	≤ 10%	≤ 20%
Fração > 1,25 $D$	zero	–
Fração > 1,50 $D$	–	zero
Fração < $d$	≤ 15%	≤ 25%
Fração < 2 mm (peneira nº 10)	≤ 2%	≤ 5%
Fração < 0,075 mm (peneira nº 200)	≤ 0,5%	≤ 1,0%

<sup>a</sup> Tráfego 2 corresponde a  $500 < \text{VMD} \leq 2.000$  e tráfego 3 a  $\text{VMD} \leq 500$ . Apesar das recomendações serem idênticas para tráfego 2 e 3, o tamanho do agregado tende a ser menor quanto menor o volume de tráfego, e fica a critério do projetista.

Fonte: Larsen, 1985.

De uma forma geral, quanto mais pesado e intenso o tráfego, maior deverá ser o tamanho do agregado. Por outro lado, quanto mais rígido o substrato, menor será esse tamanho. Para fixação adequada do TSS na base de solo mais fino, é indicado o agulhamento de agregado na mesma, previamente à colocação do TSS. Na escolha do tamanho do agregado, deve-se ainda considerar que, acima de um certo valor, da ordem de 12,5 mm (tratamento simples), a dificuldade em se fixar o agregado no ligante aumenta significativamente, sendo maior o risco de rejeição. Quanto maior o tamanho do grão, maior será também o ruído gerado e maior o desgaste dos pneus.

Para os tratamentos múltiplos, o agregado de tamanho maior (primeira camada) é protegido pela(s) camada(s) superior(es), e o risco de rejeição ou de exsudação é menor. O tamanho relativo do agregado, nas várias camadas do tratamento múltiplo, é frequentemente escolhido de tal maneira que o tamanho nominal do agregado em cada camada seja a metade do correspondente tamanho na camada inferior.

A dosagem exata das taxas a serem empregadas deve ser indicada pelo laboratório. A subdosagem de ligante resultará em um revestimento pouco durável, sujeito à desagregação. O excesso de ligante asfáltico resultará em uma camada de rolamento com macrotextura da superfície fechada e sujeita a exsudação. A definição das taxas de aplicação dos materiais se dá em função do tamanho das partículas, sendo que o teor de ligante deve ser corrigido conforme ocorra a absorção pela superfície dos minerais.

A norma DNIT 146/2012 – ES descreve as características e formas de aplicação de TSS, a DNIT 147/2012, TSD e DNIT 148/2012 – ES TST.

Como exemplo, na norma DNIT 146/2012 indicam-se as seguintes taxas de aplicação de ligantes e agregados: ligante asfáltico 0,8 l/m<sup>2</sup> a 1,2 l/m<sup>2</sup> e agregados entre 8 kg/m<sup>2</sup> a 12 kg/m<sup>2</sup>.

### 5.7.2 Projeto do tratamento superficial por penetração (TSP)

O projeto para o tratamento superficial visa à adequação do tipo de tratamento e dos materiais a serem usados, bem como as suas dosagens de acordo com as condições específicas da obra. A base de conhecimento ainda hoje usada nesses projetos data da década de 1930, mais especificamente dos estudos de F. M. Hanson na Nova Zelândia, com experiências em vários outros países. Atualmente há grande número de métodos para dosagem dos materiais no tratamento superficial, em geral considerando-se parâmetros relacionados ao tamanho do agregado: diâmetro médio no caso do método de Linckelheyli; tamanho máximo efetivo (abertura da malha da peneira na qual passam 90% do agregado) no caso do método da Califórnia; diâmetro “médio ponderado” no caso do método do Asphalt Institute. Larsen (1985) destaca que quando se usam agregados de tamanho comum, 5 a 20 mm, há pequena diferença nos resultados pelos diversos métodos. O leitor pode consultar Larsen (1985) e Pinto (2004) para discussões e exemplos de diferentes métodos de dosagem. Aqui será visto o método experimental direto de dosagem e, na sequência, experiências mais recentes de dosagem no país com base em Barroso *et al.* (2020).

#### Método experimental direto

O método direto mais usado é o chamado ensaio de placa ou bandeja, que consiste em espalhar o agregado sobre uma placa plana de área conhecida (500 x 500 mm) de modo a cobrir a área da placa, obtendo-se um mosaico uniforme de agregado sem superposição e sem falhas. Deve-se repetir o processo três vezes (PINTO, 2004).

Este é um método direto no qual a quantidade de agregados é determinada experimentalmente pelo uso de gabarito retangular simples, de contornos metálicos, com as dimensões internas de 0,5 x 1,0 m e altura de aproximadamente 3 cm. O agregado, retirado de uma caixa previamente pesada, é acomodado dentro do gabarito, uniforme e cuidadosamente, evitando faltas ou excessos. Feito isso, pesa-se novamente a caixa, obtendo-se por diferença de peso a quantidade em quilos do agregado distribuído no gabarito. Multiplicando por dois, visto que a caixa tem 0,5 m de largura, dessa quantidade é obtida a taxa de agregados em kg/m<sup>2</sup>. Procede-se da mesma forma com as demais granulometrias que comporão cada camada. Usando a densidade aparente do agregado, convertem-se as quantidades obtidas em litros/m<sup>2</sup> (BUZATTI, 1994).

Calcula-se a taxa de agregado graúdo da primeira camada ( $T_g$ ) pela seguinte expressão:

$$T_g = \frac{P_t - P_p}{A} \quad (5.49)$$

Onde:

$P_t$  = massa da placa com o agregado;

$P_p$  = massa da placa;

$A$  = área da placa.



Conhecida a massa específica aparente solta do agregado em g/cm<sup>3</sup>, calcula-se a mesma taxa em litros/m<sup>2</sup>, ou seja:

$$\frac{kg}{m^2} \times \frac{cm^3}{g} = \frac{kg}{m^2} \times \frac{10^{-3} dm^3}{10^{-3} kg} = \frac{l}{m^2} \quad (5.50)$$

A taxa de agregado miúdo ( $T_m$ ) é aproximadamente metade da taxa de agregado graúdo no caso do TSD. A taxa de ligante ( $T_L$ ), considerando o uso de CAP, é determinada por:

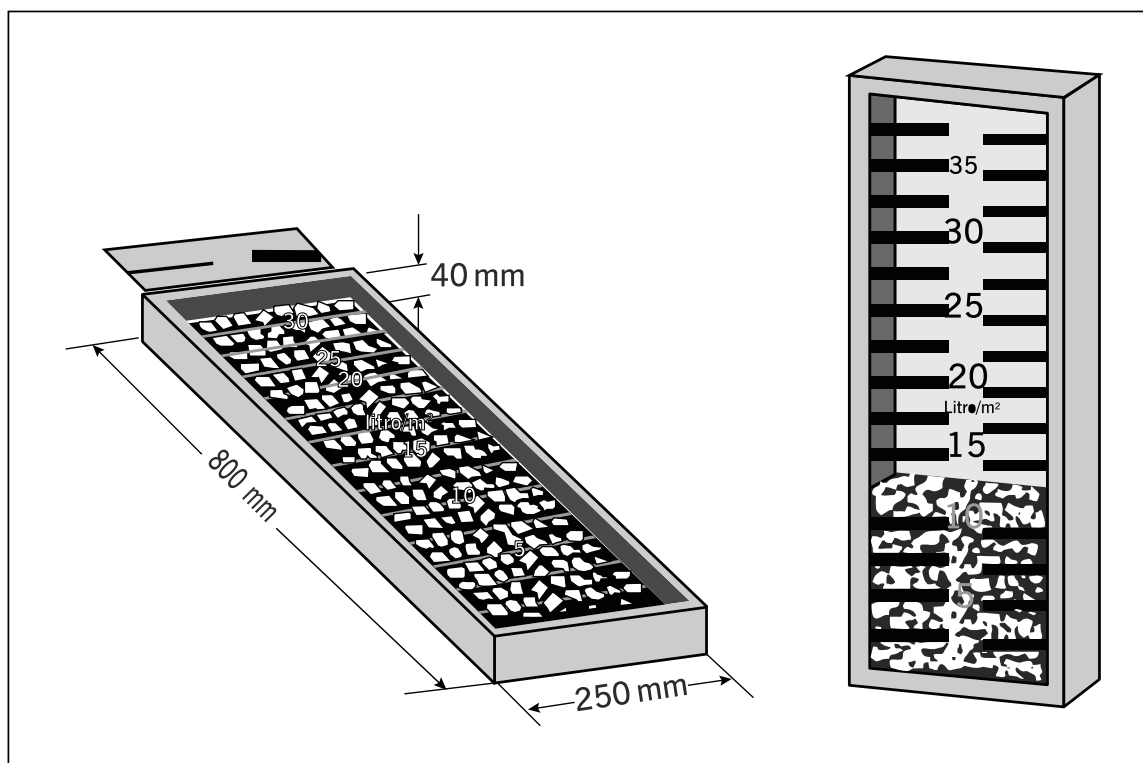
$$T_L = 0,10 \times T_T \quad (5.51)$$

Onde:

$$T_T = T_g \left( \frac{l}{m^2} \right) + T_m \left( \frac{l}{m^2} \right) \quad (5.52)$$

O uso de uma caixa dosadora (800 x 250 x 40 mm), idealizada por Vaniscotte e Duff (1978a, 1978b), é útil na dosagem do agregado – figura 5.37 (LARSEN, 1985). Espalha-se o agregado sobre o fundo da caixa, em posição horizontal, de modo a formar um mosaico igual ao que se deseja construir na pista. Coloca-se então a caixa na posição vertical e lê-se a taxa de agregado, em litro/m<sup>2</sup>, na graduação indicada na tampa transparente da caixa (PINTO, 2004). A mesma caixa pode ser usada no controle do espalhamento na pista.

**Figura 5.37** – Caixa dosadora para tratamento superficial



Fonte: Larsen, 1985.

A dosagem ótima é a que corresponde à ausência de exsudação e o mínimo de rejeição de agregado da última camada do tratamento, o que é possível, por exemplo, a partir da realização de testes em um simulador de tráfego de laboratório, onde rodas padronizadas solicitam o tratamento construído em placas experimentais.



Pinto (2004) apresenta o seguinte exemplo do método experimental direto para um TSD. Dada a massa da bandeja ou placa com o agregado da primeira camada,  $P_t = 9,019$  kg, sendo a massa da bandeja ou placa,  $P_p = 3,593$  kg e a área da placa  $A = 0,32$  m<sup>2</sup>.

Calcula-se a taxa de agregado graúdo da primeira camada ( $T_g$ ):

$$T_g = \frac{P_t - P_p}{A} = \frac{9,019 - 3,593}{0,32} = 17 \text{ kg/m}^2$$

Lembrando que a taxa de agregado miúdo ( $T_m$ ) é aproximadamente metade da taxa de agregado graúdo, portanto,  $T_m = 9$  kg/m<sup>2</sup>. A taxa total de agregados é dada por:

$$T_T = 17 + 9 = 26 \text{ kg/m}^2$$

Conhecida a massa específica aparente solta do agregado, no exemplo 1,35 g/cm<sup>3</sup>, calcula-se a taxa total de agregados em litros/m<sup>2</sup> da seguinte forma:

$$T_T = \frac{17 + 9}{1,35} = 19 \text{ litros/m}^2$$

A taxa de ligante ( $T_L$ ) é determinada por:  $T_L = 0,10 \times T_T = 0,10 \times 19 = 1,9$  litro/m<sup>2</sup>

Esse volume é dividido entre os dois banhos, assumindo-se como regra prática que 60% do valor é colocado no 1º banho de ligante e 40% no 2º:

1º banho de ligante (60%):  $1,2$  litro/m<sup>2</sup>  $\Rightarrow$  1ª camada de agregado:  $17$  kg/m<sup>2</sup>

2º banho de ligante (40%):  $0,7$  litro/m<sup>2</sup>  $\Rightarrow$  2ª camada de agregado:  $9$  kg/m<sup>2</sup>

Como ilustração de dosagem de TST pelo método da caixa dosadora, apresenta-se a seguir outro exemplo de modo a fornecer ao leitor ordens de grandeza dos parâmetros considerados.

1. Materiais utilizados: o material asfáltico usado é uma emulsão RR-2C, obedecendo às características técnicas da NBR 14594. Os agregados são brita 1 (3/4"-5/8"), brita 0 (3/8"-1/4") e pedrisco (1/4"-2,38 mm), enquadradas nas faixas A, B e C da especificação DNER-ES 310/97. As granulometrias desses agregados são apresentadas na tabela 5.27 e os resultados dos demais ensaios na tabela 5.28.
2. Projeto: pelo método direto da caixa dosadora chegou-se às quantidades indicadas na tabela 5.29.

**TABELA 5.27 – GRADUAÇÃO DOS AGREGADOS PARA TST USADOS NO EXEMPLO**

Peneira	Brita 1	Especificação faixa A	Brita 0	Especificação faixa B	Pedrisco	Especificação faixa C
1"	–	100	–	–	–	–
3/4"	100,0	90–100	–	–	–	–
1/2"	23	20–55	–	100	–	–
3/8"	0,3	0–15	100,0	85–100	100,0	100
Nº 4	0,2	0–	14	10–30	91,4	85–100
Nº 10	–	–	0,4	0–10	22,7	10–40
Nº 200	0,1	0–1	0,2	0–2	0,8	0–2

Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 5.28 – RESULTADOS DOS DEMAIS ENSAIOS**

	Unidade	Especificação	Brita 1	Brita 0	Pedrisco
Massa específica aparente solta	g/cm <sup>3</sup>	–	1,551	1,532	1,450
Ensaio de qualidade do agregado					
Índice de lamelaridade (DAER/ RS-EL 108/01)	%	40 – máximo	13,4	8,7	–
Abrasão Los Angeles	%	40 – máximo		16,1	

Fonte: Elaborada pelos autores.

**TABELA 5.29 – RESULTADOS DA DOSAGEM**

Taxa da 1ª aplicação de RR-2C	1,1 litro/m <sup>2</sup>
Taxa da 1ª aplicação de agregado – brita 1	19,4 kg/m <sup>2</sup>
Taxa da 2ª aplicação de RR-2C	1,2 litro/m <sup>2</sup>
Taxa da 2ª aplicação de agregado – brita 0	10,2 kg/m <sup>2</sup>
Taxa da 3ª aplicação de RR-2C (diluída)	1,0 litro/m <sup>2</sup> diluído a 30% de água
Taxa da 3ª aplicação de agregado – pedrisco	6,7 kg/m <sup>2</sup>

Obs.: Para os cálculos da taxa de ligante considerou-se o resíduo da emulsão no valor de 68,0%.

Fonte: Elaborada pelos autores.

### Avanços recentes do projeto de TSPs no Brasil

As recomendações a seguir advêm dos trabalhos de Barroso *et al.* (2020) para os diversos tipos de tratamentos superficiais, sendo que esses trabalhos vêm buscando uma maior racionalidade às dosagens desse importante tipo de revestimento, sobretudo em regiões que possuem volumes de tráfego mais baixos. Não por acaso, muitos dos desenvolvimentos ocorreram justamente no Ceará, estado no qual 61% dos revestimentos são em TSP. A seguir, são colocadas as recomendações divididas em TSS, TSD e TST.

No método de dimensionamento de pavimentos asfálticos do DNIT, MeDiNa, os tratamentos superficiais duplos e triplos estão contemplados para tráfego correspondente a  $N \leq 10^6$ .

### TSS

Os agregados devem ser selecionados a partir de partículas angulares e de textura rugosa, a fim de favorecer a aderência com a emulsão asfáltica. A absorção de ligante pelo agregado deve ser considerada no projeto de forma a ponderar a taxa de ligante absorvido.

Outro parâmetro a observar é a uniformidade do tamanho, sendo recomendados grãos cúbicos e de distribuição granulométrica uniforme. A tabela 5.30 traz as classes adotadas em TSS, conforme o volume de tráfego e já inclui informações do TSD discutido mais adiante.

**TABELA 5.30 – CLASSES GRANULOMÉTRICAS PARA TSS E TSD**

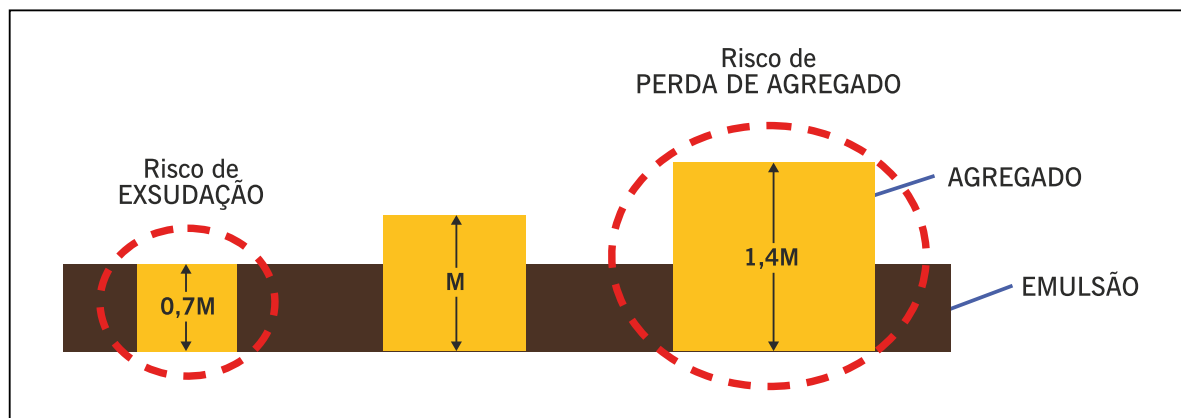
TS	Classes	D1-d1 (mm)	D2-d2 (mm)	N
TSS	I	19-16	NA	$2,5 \times 10^5 < N \leq 7,5 \times 10^5$
	II	16-10	NA	$7,5 \times 10^4 < N \leq 2,5 \times 10^5$
	III	10-6,3	NA	$7,5 \times 10^4 \leq N$
TSD	I-II	19-16	16-10	$2,5 \times 10^6 < N \leq 5 \times 10^6$
	II-III	16-10	10-6,3	$10^6 < N \leq 2,5 \times 10^6$
	IV-III	19-10	10-6,3	$N \leq 10^6$

Obs.: D1-d1 representam as aberturas das malhas referentes a 100% de material passante e 100% de material retido da primeira camada, e D2-d2 se referem à segunda camada.

Fonte: DERT-ES-P-10/00, 2000.

Selecionada a classe de serviço, calcula-se o parâmetro *performance based uniformity coefficient* (PUC), aqui traduzido como coeficiente de uniformidade; SILVA et al., 2018). Trata-se de um indicador da qualidade do agregado para emprego em TSPs por meio da análise granulométrica. O PUC une o critério de falha de McLeod (figura 5.38) e o coeficiente de uniformidade utilizado em solos. O risco de falha pelo excesso de ligante ou perda de agregado é minimizado quando a graduação dos agregados é escolhida adequadamente.

**Figura 5.38** – Critério de McLeod



Fonte: Barroso *et al.*, 2020; adaptado de Lee e Kim, 2009.

A porcentagem de excesso de ligante e de perda de agregado pode ser calculada pelas equações 5.53 e 5.54, respectivamente, sendo o PUC função dessas duas variáveis, conforme a equação 5.55.

$$\text{Excesso de ligante (\%)} = P_{EM} \quad (5.53)$$

$$\text{Perda de agregado (\%)} = 100 - P_{2EM} \quad (5.54)$$

$$\text{PUC} = \frac{P_{EM}}{P_{2EM}} \quad (5.55)$$

Onde:

PUC = coeficiente de uniformidade, expresso em %;

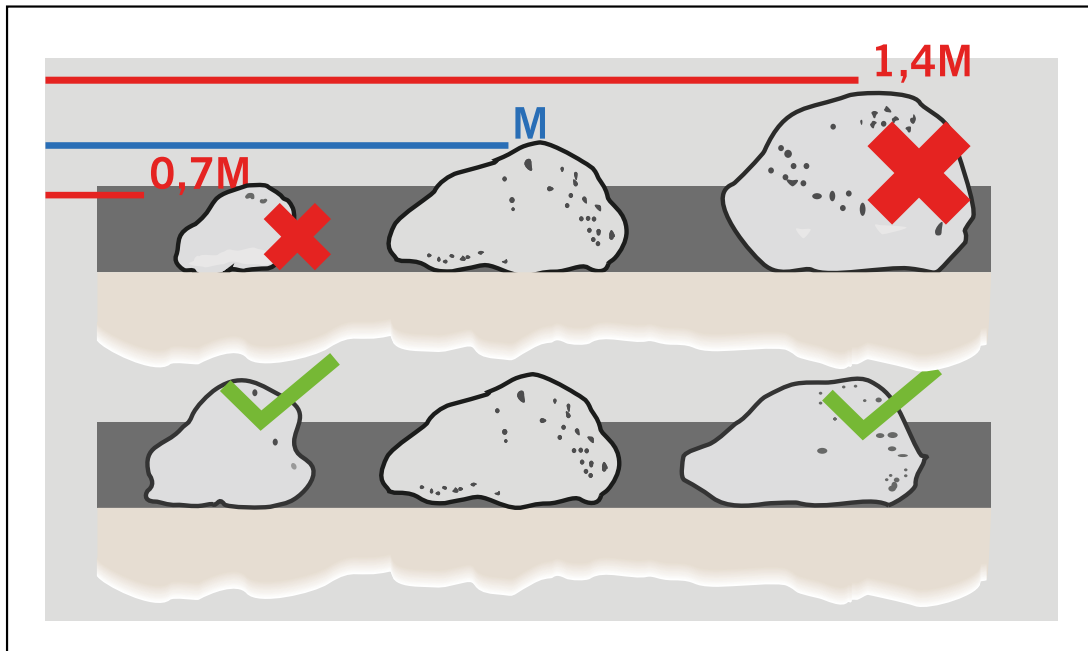
$P_{EM}$  = percentual que passa, na curva granulométrica do agregado, correspondente ao diâmetro 0,7 M. Esse percentual representa a quantidade de agregado com tamanho muito menor que o da mediana e apresenta riscos de exsudação;

M = diâmetro correspondente a 50% do material que passa, na curva granulométrica do agregado, ou seja, trata-se da mediana da curva granulométrica;

$P_{2EM}$  = percentual que passa, na curva granulométrica do agregado, correspondente ao diâmetro 1,4 M. Esse percentual representa a quantidade de agregado com tamanho muito maior que o da mediana e apresenta riscos de se soltar do revestimento.

As partículas menores que  $P_{EM}$  estão sujeitas a induzirem exsudação, pois seu alto percentual de recobrimento diminui o contato dos pneus com a macrotextura dos agregados. Já os grãos superiores a  $P_{2EM}$  podem se sujeitar ao descolamento, uma vez que a baixa área superficial aderida ao filme de ligante pode não ser suficiente aos esforços impostos sobre o TSS. A figura 5.39 esquematiza esses limites que podem ser inferidos a partir da granulometria.

Figura 5.39 – Exsudação e perda de agregados em tratamentos superficiais



Fonte: Mesquita Júnior, 2020.

Deve-se traçar a curva granulométrica do agregado e promover a retirada dos grãos que não se enquadram nos limites das variáveis especificadas na equação 5.55. O valor assumido pelo PUC deverá ser o menor possível.

Para definição da taxa de agregados ( $T_{ag}$ ), recomenda-se considerar a influência do tipo de agregado na dosagem, não se devendo ignorar a influência da densidade. O método da bandeja pode ser usado para definir a taxa real de diferentes tipos de agregados (naturais e artificiais). Deve-se calcular  $T_{ag}$  no laboratório, em volume ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ), recomendando-se que seja confirmada no campo.

A especificação DERT-ES-P-10/00 fixa o método da bandeja de fundo vermelho, 500 mm  $\times$  500 mm, onde são colocadas manualmente as partículas de agregado até que se observe o mínimo possível da cor vermelha, conforme figura 5.40. Pela diferença de massa, obtém-se a taxa de agregados em massa ( $T_{m_{ag}}$ ), que deve ser convertida para taxa em volume ( $T_{v_{ag}}$ ) pela massa específica solta. A determinação da massa específica solta também é obtida com uma caixa de madeira de dimensões internas de volume conhecido, 300 mm  $\times$  300 mm  $\times$  200 mm. A taxa de agregado ( $T_{ag}$ ) a ser aplicada (equação 5.56), em volume, será o resultado da taxa efetiva do agregado em volume ( $T_{v_{ag}}$ ) multiplicado por 1,05 (considera-se na dosagem um excesso de 5% a mais de agregados).

$$T_{ag} = 1,05 \times T_{v_{ag}} \quad (5.56)$$

Figura 5.40 – Método da bandeja



Fonte: Pereira, 2013.

O teor de CAP, em litros/m<sup>2</sup>, é obtido da equação 5.57. Para cada tipo de emulsão deve ser feita uma avaliação da sua composição a fim de identificar o teor de CAP para a dosagem. Para uma emulsão asfáltica do tipo RR-2C, por exemplo, considera-se o teor de CAP como 67% da composição do ligante e, devido a sua viscosidade, o seu aproveitamento é 10% superior ao do CAP (ver equação 5.58).

A partir da taxa aplicada de agregados ( $T_{ag}$ ), calcula-se a taxa de emulsão asfáltica ( $T_{RR-2C}$ ) por meio da relação empírica da equação 5.59, conforme DERT-ES-P-10/00 (2000).

$$T_{CAP} = T_{ag} / 12 \quad (5.57)$$

$$T_{RR-2C} = \frac{0,9 \times T_{ag}}{0,67 \times 12} = 0,112 \times (T_{ag}) \quad (5.58)$$

Em que:

$T_{RR-2C}$  = teor de emulsão RR-2C, em l/m<sup>2</sup>;

$T_{CAP}$  = teor de CAP na composição da emulsão.

## TSD

A dosagem do TSD é similar à do TSS, com algumas adaptações. A tabela 5.28 já mostrava a relação das classes adotadas em TSDs, segundo o volume de tráfego. Aplica-se a equação 5.56, descrita para a dosagem de TSS, ao cálculo do PUC para uso na primeira camada do TSD. Mesquita Júnior *et al.* (2019) demonstram que a metodologia do coeficiente PUC possui maior impacto para a primeira camada do TSD. Em relação à segunda camada de agregados, deve ser considerada a granulometria convencionalmente descrita na tabela 5.28 em virtude de um melhor preenchimento verificado nos vazios do revestimento até que outras pesquisas possam confirmar a aplicação do PUC em TSD e TST.

Deve-se então promover a retirada das partículas que se localizarem fora dos limites fixados nas malhas de  $P_{EM}$  e  $P_{2EM}$  apenas da primeira camada do TSD. A taxa de agregados é calculada como a soma das duas taxas de materiais. Essa taxa final deve ser validada em laboratório e no campo pelo método da bandeja de fundo vermelho (DERT-ES-P-10/00, 2000) e convertida para volume. A taxa de agregado ( $T_{ag}$ ) a espalhar em volume será o resultado da taxa do agregado em volume ( $T_{vag}$ ) multiplicado por 1,05, conforme apresentado na equação 5.60, para cada camada individual.

$$T_{ag} = 1,05 \times (T_{vag_{camada\ 1}} + T_{vag_{camada\ 2}}) \quad (5.59)$$

Já a taxa de emulsão asfáltica ( $T_{RR-2C}$ ) para TSD é calculada pela equação 5.61. Após a obtenção do total de ligante necessário, é feita a separação para cada camada. No caso da taxa de emulsão, recomenda-se destinar 40% do total para a primeira camada (equação 5.64) e dos 60% restantes, são destinados 0,5 litro/m<sup>2</sup> para o banho diluído e o que sobrar é então aplicado na segunda camada de emulsão (equação 5.65).

$$T_{RR-2C} \text{ (total)} = \frac{0,9 \times T_{ag}}{0,67 \times 12} = 0,112 \times (T_{ag_{camada\ 1}} + T_{ag_{camada\ 2}}) \quad (5.60)$$

$$T_{RR-2C} \text{ (1ª camada)} = 40\% \times T_{RR-2C} \text{ (total)} \quad (5.61)$$

$$T_{RR-2C} \text{ (2ª camada)} = 60\% \times T_{RR-2C} \text{ (total)} - 0,5 \quad (5.62)$$

Recomenda-se a aplicação do banho diluído, pois aumenta consideravelmente a coesão superficial e funciona quase como um selante, já que a matriz pétreo do TSP é mais aberta que a de misturas asfálticas. A fabricação desse banho diluído se dá pela proporção de 1:1 de mistura em água. Sua execução sobre o TSD deverá ocorrer logo após o espalhamento da segunda camada de agregados, antes da etapa de compactação.

## TST

Reproduzem-se aqui as classes granulométricas sugeridas pela norma do DER-ES-P-00/021 (2006). O agregado deve estar enquadrado em uma das seis faixas dispostas na tabela 5.31. Indica-se o uso das combinações de classes BDF e ACE como grupos de dosagem em projetos de TST.

De modo preliminar, recomendam-se as curvas granulométricas das diferentes camadas do tratamento superficial. A equação 5.55 de cálculo do PUC deve ser aplicada à primeira camada de agregados, seguida da não aplicação na segunda, em virtude de um preenchimento de vazios mais efetivo (MESQUITA JÚNIOR *et al.*, 2019). Fica facultado ao projetista a aplicação do PUC para a terceira camada do TST. O cálculo desse parâmetro deverá abranger o disposto no tópico para TSS, assumindo o menor valor possível.

**TABELA 5.31 – CLASSES GRANULOMÉTRICAS PARA TST**

Classes	Aberturas das peneiras (mm)	38 mm	25 mm	19 mm	12,5 mm	9,5 mm	4,8 mm	2,4 mm	0,075 mm
A	25-12,5	100	90-100	20-55	0-10	–	–	–	0-2
B	19-9,5	–	100	90-100	20-55	0-15	–	–	0-2
C	12,5-4,8	–	–	100	90-100	40-75	0-15	–	0-2
D	9,5-4,8	–	–	–	100	90-100	0-20	0-5	0-2
E	9,5-2,4	–	–	–	100	90-100	10-30	0-8	0-2
F	4,8-2,4	–	–	–	–	100	75-100	0-10	0-2

Fonte: DER-ES-P-00/021, 2006.

O projeto do TST deve trazer informações sobre: (i) as classes escolhidas da tabela 5.31; (ii) detalhes do uso do PUC para primeira camada; (iii) aplicação da classe de projeto para a segunda camada e (iii) procedimento escolhido para as partículas da terceira e última camada do TST, de modo a manter a classe adotada pela tabela 5.31 ou modificá-la com o ajuste da uniformidade proposto pelo PUC. Deve-se então promover a retirada das partículas que se localizarem fora dos limites fixados nas malhas de  $P_{EM}$  e  $P_{2EM}$  para as camadas referentes a tal aplicação.

As primeiras taxas de agregados (litros/m<sup>2</sup>) são recomendadas conforme tabela 5.32 e devem em seguida ser confirmadas pelo método da bandeja. A taxa efetiva de agregado é calculada como a soma das taxas relativas das três camadas e com a validação em laboratório ou em campo pelo método da bandeja de fundo vermelho após converter a taxa da tabela 5.32 em massa para inferência por diferença de massa.

**TABELA 5.32 – TAXAS DE AGREGADOS (LITROS/M<sup>2</sup>) PARA TST**

Camadas	Classes	BDF	ACE
1 <sup>a</sup>	A	–	18
	B	14	–
	C	–	–
	D	–	–
	E	–	–
	F	–	–
2 <sup>a</sup>	C	–	9,5
	D	7	–
	E	–	–
	F	–	–

Fonte: DER-ES-P-00/021, 2006.

Converte-se a taxa efetiva para volume pela massa específica solta (caixa de madeira de dimensões 300 mm × 300 mm × 200 mm) em que a taxa de agregados ( $T_{ag}$ ) a ser espalhada é calculada como:  $1,05 \times$  taxa efetiva de agregados em volume. A definição das taxas de emulsão asfáltica (TEAP) se dá conforme a classe granulométrica adotada anteriormente pela tabela 5.31, sendo que constam na tabela 5.33.



**TABELA 5.33 – TAXAS DE EMULSÃO ASFÁLTICA PARA TST EM L/M<sup>2</sup>**

Camadas	BDF	ACE
1 <sup>a</sup>	1,4	1,4
2 <sup>a</sup>	1,9	2,3
3 <sup>a</sup>	0,8	1,0
Total	4,1	4,7

Fonte: DER-ES-P-00/021, 2006.

Em virtude da coesão do tratamento, deverá ser descontado 0,5 litro/m<sup>2</sup> da T<sub>EAPC</sub> referente à terceira camada de emulsão do TST, aplicando-se como banho diluído sobre o revestimento acabado antes da compactação da última camada de agregados. Considera-se a proporção 1:1 de diluição em água.

### Ensaio de desempenho após a dosagem dos materiais

Ensaio de desempenho são instrumentos para teste e validação dos procedimentos de dosagem em tratamentos superficiais, em que as principais falhas de projeto a serem evitadas são a exsudação e a perda de agregados (SILVA, 2018). Não são ensaios comumente realizados no Brasil, mas recomenda-se pelo menos a execução do ensaio de perda de agregados pela sua simplicidade e baixo custo.

Para tal pode ser usado o *wet test abrasion test* (WTAT), uma adaptação de procedimento para MRAF e lama asfáltica, denominado perda por abrasão úmida (ABNT NBR 14746:2014). Pode ser utilizado em TSPs para simular a perda de agregados através do desgaste (D) obtido em CPs com a dosagem definida em projeto. O leitor é referido a Pereira (2013) para mais informações sobre esse tema. Conforme esses dois últimos trabalhos, recomenda-se um D de até 20% obtido no equipamento WTAT para considerar o TSP como de bom desempenho.

## 5.8 MICRORREVESTIMENTO ASFÁLTICO E LAMA ASFÁLTICA

Conforme visto no capítulo 4, o microrrevestimento asfáltico e a lama asfáltica são tecnologias afins, embora a segunda seja mais restritiva, estando os agregados neste caso sujeitos a especificações menos severas quando comparadas às especificações do microrrevestimento. Em ambos os casos o ganho estrutural é mínimo ou inexistente, sendo as técnicas usadas fundamentalmente para melhoramento da rugosidade do revestimento. Os procedimentos de dosagem são empíricos e envolvem ensaios e análises em laboratório complementadas por observações em campo. Primeiramente são descritos aqui os ensaios mecânicos usados no procedimento de dosagem quando se consideram as duas técnicas, para em seguida serem apresentados de forma resumida os procedimentos propriamente ditos, devidamente acompanhados de exemplos práticos. Aconselha-se buscar as referências Espírito Santo e Reis (1994), FHWA (1994), ISSA (2005a, 2005b, 2010) e DNIT (2018) para mais detalhes.











**TABELA 5.34 – REQUISITOS PARA AGREGADOS USADOS EM MICRORREVESTIMENTO ASFÁLTICO A FRIO**

Peneira		Porcentagem em peso, passando			Tolerância*
ASTM	(mm)	I	II	III	
1/2"	12,50	–	–	100	–
3/8"	9,50	100	100	85 – 100	±5
Nº 4	4,76	90–100	70–90	60 – 87	±5
Nº 8	2,36	65–90	45–70	40 – 60	±5
Nº 16	1,18	45–70	28–50	28 – 45	±5
Nº 30	0,60	30–50	19–34	19 – 34	±5
Nº 50	0,33	18–30	12–25	14 – 25	±5
Nº 100	0,15	10–21	7–18	8 – 17	±3
Nº 200	0,075	5–15	5–15	4 – 8	±2
Asfalto residual, % em peso do agregado		7,5–13,5	6,5–12,0	5,5 – 7,5	±0,3
Fíler, % em peso do agregado		0–3	0–3	0 – 3	–
Taxa de aplicação, kg/m <sup>2</sup>		5–11	8–16	15 – 30	–
Espessura, mm		4–15	6–20	12 – 37	–
Utilização		Rodovias de média intensidade de tráfego e aeroportos	Rodovias de tráfego pesado, trilhas de roda, camada de texturização ou nivelamento	Rodovias de tráfego pesado, trilhas de roda, camada de texturização ou nivelamento. Normalmente executada em duas camadas	

\*As tolerâncias constantes na tabela são permitidas desde que os limites da faixa não sejam ultrapassados

Fonte: DNIT 035/2018.

No que diz respeito aos agregados desse tipo de revestimento, ainda segundo a especificação de serviço DNIT- 035/2018-ES, devem ser provenientes da britagem de rochas, sendo que as partículas individuais devem ser limpas, resistentes, livres de torrões de argila ou de substâncias nocivas e apresentar as seguintes características:

- desgaste Los Angeles  $\leq 30\%$  (conforme DNER-ME 035/1998). Podem ser admitidos desgastes superiores desde que comprovado desempenho satisfatório em experiência anterior;
- boa durabilidade, com perda inferior a 12% (conforme DNER-ME 089/1994);
- equivalente de areia  $\geq 65\%$  (conforme DNER-ME 054/1997);
- absorção de azul de metileno, máximo de 10 ml (conforme ABNT NBR 14949/2017);
- índice de forma superior a 0,5 (conforme DNER-ME 086/1994).

Podem também ser empregados no MRAF agregados oriundos de reciclagem, reaproveitamento e reutilização, desde que com os devidos estudos que comprovem a compatibilidade dos materiais e o bom desempenho da mistura (recomendados), ou haja aplicações prévias que demonstrem bons resultados (BARROSO *et al.*, 2020).

Esses materiais alternativos devem ser classificados como classe II-B (não perigoso inerte) pela ABNT NBR 10004/2004, vedando-se o uso de materiais de classe I. A referida classi-



ficação deve ser determinada pelas indicações na norma citada e, também, em ABNT NBR 10005/2004: Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos. Exemplos de agregados alternativos são: (i) agregado siderúrgico (AS ou escória de aciaria) e (ii) material fresado de pavimentos asfálticos. Trabalhos como os de Castro (2014) e Dantas (2019) ilustram a substituição parcial do agregado para MRAF.

Nos casos de materiais alternativos, além da realização dos ensaios de caracterização, são necessários ensaios ambientais (solubilização conforme ABNT NBR 10006/2004 e lixiviação conforme ABNT NBR 10005/2004), bem como outros ensaios auxiliares a depender do tipo de material alternativo. Por exemplo, para o caso de AS, deve-se avaliar o potencial de expansão e teor de impurezas, conforme DNER-ME 262/1994 (Escórias de aciaria para pavimentos rodoviários), que indica ainda condições específicas de atendimento. Para o caso de material fresado, determina-se o teor de betume na mistura, conforme DNER-ME 053/1994 (Misturas betuminosas – percentagem de betume) e/ou por DNIT-ME 158/2011 (Mistura asfáltica – determinação da porcentagem de betume em mistura asfáltica utilizando o extrator Soxhlet – método de ensaio).

Além dos ensaios citados, a absorção pode ser obtida, uma vez que agregados alternativos tendem a possuir valores superiores aos convencionais. A absorção é útil para a definição do teor de ligante e a estimativa do consumo de água da mistura.

### Exemplo – dosagem de microrrevestimento asfáltico

O presente exemplo contém a dosagem de um microrrevestimento asfáltico de uma forma executada na prática por uma empresa nacional. Primeiramente, determinam-se os teores dos agregados de modo a enquadrar o micro numa faixa específica, neste exemplo na faixa II do DNIT. A tabela 5.35 apresenta a composição dos agregados, suas respectivas proporções e o devido enquadramento da faixa de projeto na faixa desejada.

**TABELA 5.35 – COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS PARA MICRORREVESTIMENTO**

Peneira	Pó de pedra	Pedrisco	Cal CH1	Faixa de projeto			Faixa II DNIT 035/2005-ES	
	69,0%			30,0%	1,0%	% mínimo	Alvo	% máximo
3/8"	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
Nº 4	99,5	18,7	100,0	70,27	75,27	80,27	70,0	90,0
Nº 8	74,5	2,2	100,0	48,07	53,07	58,07	45,0	70,0
Nº 16	51,1	1,6	100,0	31,74	36,74	41,74	28,0	50,0
Nº 30	36,4	1,3	100,0	21,51	26,51	31,51	19,0	34,0
Nº 50	26,5	1,51	98,8	15,60	19,60	23,60	12,0	25,0
Nº 100	18,5	0,9	95,1	10,99	13,99	16,99	7,0	18,0
Nº 200	12,2	0,6	89,6	7,49	9,49	11,49	5,0	15,0

Fonte: Elaborada pelos autores.

O equivalente de areia do agregado foi determinado de acordo com DNER-ME 054, sendo igual a 70,8%. Foi realizado então o ensaio de azul de metileno na fração fina do agregado, de acordo com a norma da ISSA-TB 145 (NBR 14949/2003), sendo o resultado 4,0 mg/g de agregado.

A partir da composição determinada, e considerando-se 0,5% de aditivo, definiram-se então cinco teores (% em massa) de uma emulsão asfáltica com polímero com resíduo igual a



**TABELA 5.37 – DADOS DE COESÃO NO TEOR ÓTIMO**

Tempo de cura, minutos	30,0	60,0	90,0
Coesão, kg.cm	15,0	22,0	26,0
Requisito ISSA-TB 139, kg.cm	12,0 mínimo	20,0 mínimo	–

Fonte: Elaborada pelos autores.

O resumo das informações da dosagem do microrrevestimento do exemplo em questão é fornecido na tabela 5.38.

**TABELA 5.38 – CÁLCULO DOS ÍNDICES EM FUNÇÃO DO TEOR ÓTIMO DE EMULSÃO**

Índices	Exemplo de dosagem
Teor ótimo – emulsão, %	9,2
Teor ótimo – residual de asfalto, %	5,7
WTAT – desgaste, g/m <sup>2</sup>	270,30
LWT – adesão de areia, g/m <sup>2</sup>	270,30
WST – deslocamento úmido, %	98,00
LWT – deslocamento vertical, %	–
LWT – deslocamento lateral, %	–

Fonte: Elaborada pelos autores.

### 5.8.3 Dosagem de lama asfáltica

A norma DNIT 159/2010 ES determina as características dos materiais a serem utilizados, os passos da aplicação e controles de campo. Podem ser empregadas as emulsões asfálticas catiônicas de ruptura lenta, tipos LA-1C, LA-2C, RL-1C, LAN e LAR-C. Apresenta uma tabela de características granulométricas dos agregados em três faixas, com intervalos da taxa de aplicação para cada uma, e, também, a taxa de água adicional.

A dosagem adequada da lama asfáltica, segundo DER – PR (2005), é realizada com base nos ensaios recomendados pela International Slurry Surfacing Association (ISSA). Na tabela 5.39 mostram-se, como exemplo, os ensaios a serem realizados para a dosagem e seus valores admissíveis segundo a norma DER – PR ES -P 24/05.

Como orientação, a título de ordem de grandeza, apresentam-se os limites esperados para o teor ótimo de emulsão, expressos em relação à massa total de agregados, para cada uma das faixas da ES-P 24/05 do DER/PR – tabela 5.40 e outros parâmetros da dosagem.



Onde:

$E$  = superfície específica da mistura de agregados + fíler, m/kg;

$P_2$  = massa do material retido entre as peneiras 1/2"-nº 4;

$P_1$  = massa do material retido entre as peneiras nº 4-nº 10;

$S_3$  = massa do material retido entre as peneiras nº 10-nº 40;

$S_2$  = massa do material retido entre as peneiras nº 40-nº 80;

$S_1$  = massa do material retido entre as peneiras nº 80-nº 200;

$F$  = massa do material passante na peneira nº 200;

$L$  = teor residual de asfalto, %;

$L_e$  = teor de emulsão, %;

$r$  = resíduo de emulsão, %;

$k$  = módulo de riqueza, com os seguintes valores correspondentes às faixas I ( $k = 7$ ), II ( $k = 6$ ), III ( $k = 5$  a  $6$ ) e IV ( $k = 4$ ).

(d) *Definição do teor ótimo de água:* a quantidade ótima de água deve ser aquela que permita o máximo em trabalhabilidade, sem ocorrência de escorrimento. Um exagerado teor de água tende a provocar a sedimentação dos finos e a flotação da emulsão asfáltica, resultando em superfície exsudada e altamente derrapante sob condições chuvosas. O teor de água está, também, vinculado ao tempo da cura da massa na pista, uma quantidade maior de água implicando maior tempo de cura. A definição do teor ótimo de água é procedida pela análise da trabalhabilidade/consistência da massa, executando-se misturas com o teor teórico da emulsão previamente determinado e diversos teores de água.

(e) *Definição do teor ótimo de emulsão:* o ajuste da dosagem e a consequente definição de teor ótimo de emulsão são efetuados pelo emprego do WTAT, de acordo com a seguinte sequência:

1. moldar três CPs, na umidade ótima predefinida para o teor ótimo teórico de emulsão e para teores 1% e 2%, acima e abaixo deste teor;
2. submeter cada um dos CPs ao WTAT, calculando a média das perdas por desgaste obtidas para cada teor;
3. mediante análise visual das condições de envolvimento, textura e trabalhabilidade, e da exigência de obtenção de perdas por desgaste no WTAT iguais ou inferiores a 0,10 g/cm<sup>2</sup>, definir o teor ótimo de emulsão.

(f) *Apresentação da dosagem:* a composição final da mistura deverá ser apresentada considerando-se a mistura agregados + fíler como sendo 100%, e indicando os teores de água e emulsão asfáltica a adicionar.

Como exemplo, o DNER (1998) apresenta o resumo da dosagem de uma lama asfáltica, conforme indica (i) a composição da mistura (em massa) abaixo e (ii) a granulometria do projeto e faixa de trabalho apresentadas na tabela 5.41.

Areia = 50,0%; Pó de pedra = 42,0%; Cimento Portland = 8,0%; Total (1) = 100,0%

Água a adicionar = 8,0%; Emulsão RL-1C = 18,0%; Total (2) = 126,0%

**TABELA 5.41 – GRANULOMETRIA DO PROJETO E FAIXA DE TRABALHO**

Peneira	Porcentagem em massa, passando			
	ASTM	mm	Mistura	Faixa de trabalho
$\frac{3}{8}$ "	9,50	100	100	100
Nº 4	4,80	92	86–98	90–100
Nº 8	2,40	76	70–82	65–90
Nº 16	1,20	58	52–64	45–70
Nº 30	0,60	40	34–46	30–50
Nº 50	0,30	22	16–28	18–30
Nº 100	0,15	15	12–18	10–21
Nº 200	0,075	8	5–11	5–15

Fonte: DNER, 1998.

### Exemplo – dosagem de lama asfáltica

Procedimento semelhante ao do microrrevestimento é usado para a dosagem de uma lama asfáltica, conforme é mostrado no exemplo a seguir, também obtido da experiência prática de empresa nacional. Determinam-se os teores dos agregados de modo a enquadrar agora a lama numa faixa específica. Neste exemplo uma composição de pó e pedrisco apenas é suficiente para o enquadramento na faixa IV do DAER-ES-P 20/91. A tabela 5.42 apresenta as informações relativas à granulometria.

**TABELA 5.42 – COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS PARA LAMA ASFÁLTICA**

Peneira	Pó de pedra + pedrisco	Faixa IV – DAER-ES-P 20/91	
		100%	% mínimo
$\frac{3}{8}$ "	100,00	100	100
Nº 4	98,40	82	100
Nº 8	92,70	70	95
Nº 16	56,40	40	64
Nº 30	40,60	28	50
Nº 50	26,30	15	30
Nº 100	18,60	8	20
Nº 200	13,40	5	15

Fonte: Elaborada pelos autores.

O equivalente de areia do agregado foi determinado, encontrando-se 67,1%. O ensaio de azul de metileno apontou 9,0 mg/g de agregado. Definiram-se então cinco teores (% em massa) de uma emulsão asfáltica, no exemplo, uma emulsão RL-1C sem qualquer aditivo, nos teores 9,0; 10,0; 11,0; 12,0 e 13,0%.

Os resultados de WTAT e LWT são mostrados na tabela 5.43 e na figura 5.47, sendo o ponto de intersecção das duas curvas o teor ótimo, neste caso 11,1%, correspondendo a um WTAT e a um LWT de 390 g/m<sup>2</sup>. Esses resultados estão de acordo com a ISSA (2005b), que recomenda um máximo de 538 g/m<sup>2</sup> para a adesão de areia no LWT e um máximo de 807 g/m<sup>2</sup> para o desgaste após 1 hora no WTAT.





## BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

- AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. T 305: *determination of draindown in uncompacted asphalt mixtures*. USA, 1997.
- \_\_\_\_\_. PP 35: *practice evaluation of Superpave gyratory compactor*. USA, 1998.
- \_\_\_\_\_. T 209: *standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures*. USA, 1999.
- \_\_\_\_\_. T 166: *bulk specific gravity of compacted bituminous mixtures using saturated surface-dry specimens*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. T 283: *standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage*. USA, 2003.
- \_\_\_\_\_. T 319: *quantitative extraction and recovery of asphalt binder from asphalt mixtures*. USA, 2003.
- \_\_\_\_\_. T 312: *preparing and determining the density of the hot-mix asphalt (HMA) specimens by means of the Superpave Gyratory Compactor*. USA, 2003.
- \_\_\_\_\_. M 323: *Superpave Volumetric Mix Design*. 2017.
- \_\_\_\_\_. M 325/08: *standard specification for stone matrix asphalt (SMA)*. USA. 2012.
- AASHTO Interim Guide for the Structural Design of Flexible Pavements. AASHTO Committee on Design, Washington, D.C. 1961.
- AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C. <https://pavementinteractive.org/reference-desk/design/structural-design/1993-aashto-flexible-pavement-structural-design/#refmark-1> 1993.
- AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, Interim Edition: A Manual of Practice. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. 2008.
- AASHTO M 323/2017 - Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design, 2017. HYPERLINK "<https://global.ihs.com/standards.cfm?publisher=AASHTO>" American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO R 46-08 (2021). Standard Practice for Designing Stone Matrix Asphalt (SMA), 2021. American Association of State and Highway Transportation Officials.
- ABEDA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. *Manual básico de emulsões asfálticas*. Soluções para pavimentar sua cidade. 1. ed. Rio de Janeiro: Abeda, 2001.
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12891: *dosagem de betuminosas pelo método Marshall*. Rio de Janeiro, 1993.
- \_\_\_\_\_. NBR 10004: *resíduos sólidos: classificação*. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 10005: *Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólidos*. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 10006: *Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos*. Rio de Janeiro, 2004.

- \_\_\_\_\_. NBR 14746: *microrrevestimentos a frio e lama asfáltica*: determinação de perda por abrasão úmida (WTAT). Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. NBR 14757: *microrrevestimentos e lamas asfálticas*: determinação da adesividade de misturas. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. NBR 14798: *microrrevestimentos asfálticos*: determinação da coesão e características da cura pelo coesímetro. Rio de Janeiro, 2002.
- \_\_\_\_\_. NBR 14841: *microrrevestimentos a frio*: determinação do excesso de asfalto e adesão de areia pela máquina LWT. Rio de Janeiro, 2002.
- \_\_\_\_\_. NBR 14949: *microrrevestimentos asfálticos*: caracterização da fração fina por meio da absorção de azul-de-metileno. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_\_\_. NBR 15087: *misturas asfálticas*: determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 15140: *misturas asfálticas*: determinação do desgaste por abrasão Cântabro. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 14594: *emulsões asfálticas catiônicas*: especificação. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. NBR 15617: *misturas asfálticas*: determinação do dano por umidade induzida. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. NBR 15619: *misturas asfálticas*: determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas, 2016.
- AGETOP – AGÊNCIA GOIANA DE TRANSPORTES E OBRAS. AGETOP – PAV 11/18. *Pavimentação – especificação de serviço – pré-misturado a frio*.
- \_\_\_\_\_. AGETOP ES-P 09/18. *Tratamentos superficiais asfálticos por penetração a frio*. Especificação de serviços. 17p.
- \_\_\_\_\_. AGETOP ES-P 14/18. *Pré-misturado a frio semidense*. Especificação de serviços. 25p. ALDIGUERI, D. R.; SILVEIRA, M. A.; SOARES, J. B. Estudo comparativo entre compactação manual e automática de misturas asfálticas. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 33., 2001, Florianópolis. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, v. 1, p. 804-813, 2001.
- ALVES, A.; SPECHT, L. P.; DRESCH, F. Análise do desempenho acústico de pavimento em CPA na rodovia BR 158. *In: 22. Encontro de Asfalto*. IBP. 2016.
- ANP – AGÊNCIA NACIONAL DE PETRÓLEO. Portaria DNC n. 5, de 18 de fevereiro de 1993.
- APRG. *Selection and design of asphalt mixes: Australian provisional guide*. Austroads APRG Report n. 18 published May 1997, updated 1998 and March 1999. ARRB Transport Research, 1997.
- APS, M.; BERNUCCI, L. L. B. Mitigação do ruído proveniente do tráfego de rodovias por meio da implantação do revestimento asfáltico do tipo CPA: caso brasileiro. *Arquitetura: ambiente e sustentabilidade*. Cap. 7. Ed. Universitária Leopoldianum, 2020.
- ARAÚJO, J. L. *Características funcionais e mecânicas de misturas asfálticas para revestimento de pavimentos aeroportuários*. 2009. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. UnB, Brasília, DF, 147p.
- ARTERIS. Autopista Litoral Sul. Avaliação de métodos e dosagem de misturas asfálticas e sua relação com as propriedades mecânicas. *Relatório final*. Curitiba, PR, 209p, 2014.
- \_\_\_\_\_. *Stone Matrix Asphalt – SMA especificação particular*. ES 031, 2015.

- \_\_\_\_\_. ET-35 – *Projeto volumétrico Superpave para misturas asfálticas a quente* – AASHTO R-35.
- \_\_\_\_\_. ET-323 – *Projeto volumétrico Superpave de mistura* – AASHTO M-323.
- ARTERIS ES 027: concreto asfáltico usinado a quente – CA. 2021.
- ARRA – ASPHALT RECYCLING & RECLAIMING ASSOCIATION. *Recommended mix design guidelines for cold recycling using emulsified asphalt recycling agent* – CR102. Glen Ellyn, Illinois, Estados Unidos, 2017.
- . Mix design methods. *Manual series*, n. 2, 7. ed., 2014.
- ASPHALT ACADEMY. *Technical guideline: Bitumen stabilized materials, a guideline for design and construction of bitumen emulsion and foamed bitumen stabilized materials*. TG2, 2. ed., Pretória, África do Sul, 2009.
- \_\_\_\_\_. *Technical guideline: Bitumen stabilized materials, a guideline for design and construction of bitumen emulsion and foamed bitumen stabilized materials*. TG2, 3. ed., Pretória, África do Sul, 2020.
- ASPHALT INSTITUTE. The asphalt handbook. *Manual series*, n. 4 (MS-4), College Park, p. 46-8, 1956.
- ASPHALT INSTITUTE. SUPERPAVE Mix Design Series No. 2 (SP-2), 2001. Asphalt Institute Research Center, Lexington.
- ASPHALT INSTITUTE. MS-2. Design methods for asphalt concrete and other hot-mix types. 7 edição. 2014.
- ASPHALT INSTITUTE. MS-2. Design methods for asphalt concrete and other hot-mix types. 7 edição. 2014.
- ASTM D6926-20: standard practice for preparation of asphalt mixture specimens using Marshall apparatus. 2020.
- ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C 127: *standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate*. USA, 1988.
- \_\_\_\_\_. D 5002: *standard test method for density and relative density of crude oils by digital density analyzer*. USA, 1994.
- \_\_\_\_\_. D 1856: *standard test method for recovery of asphalt from solution by Abson method*. USA, 1995.
- \_\_\_\_\_. C 128: *standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregates*. USA, 1997.
- \_\_\_\_\_. C 1252: *standard test method for uncompacted void content of fine aggregate (as influenced by particle shape, surface texture, and grading)*. USA, 1998.
- \_\_\_\_\_. D 4791: *standard test method for flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate*. USA, 1999.
- \_\_\_\_\_. D 2041: *standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures*. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. D 2726: *standard test method for bulk specific gravity and density of non-absorptive compacted bituminous mixtures*. USA, 2000.

- \_\_\_\_\_. D 2172: *standard test methods for quantitative extraction of bitumen from bituminous paving mixtures*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 5581: *standard test method for resistance to plastic flow of bituminous mixtures using Marshall apparatus (6 inch-diameter specimen)*. USA, 2001.
- \_\_\_\_\_. D 1188: *standard test method for bulk specific gravity and density of compacted bituminous mixtures using paraffin-coated specimens*. USA, 2002.
- AURILIO, V.; PINE, W.; LUM, P. *Bailey method: Achieving volumetrics and HMA compactability*. In: 5. Annual Conference of the Canadian Technical Asphalt Association, Victoria British Columbia, Canada, 2005.
- BARROSO, S. H. A. *et al. Manual de microrrevestimento asfáltico a frio*. Universidade Federal do Ceará, 2020.
- BASTOS, J. B. S. *et al. Avaliação em laboratório e em campo da deformação permanente de pavimentos asfálticos do Ceará e de São Paulo*. *Revista Transportes*, v. 22, n. 2, 2014.
- \_\_\_\_\_. *Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecânico-empírico*. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza, 2016.
- BELIGNI, M.; VILLIBOR, D. F.; CINCERRE, J. R. *Mistura asfáltica do tipo SMA (stone matrix asphalt): solução para revestimentos de pavimentos de rodovias e vias urbanas*. In: Reunião Anual de Pavimentação, 32., *Anais...*, Brasília, DF; 2000.
- BESSA, I. S. *et al. Design of cold recycled mixes with asphalt emulsion and Portland cement*. *Can. J. Civ. Eng.*, n. 43, p. 773-782, 2016. DOI: [dx.doi.org/10.1139/cjce-2016-0111](https://doi.org/10.1139/cjce-2016-0111).
- BLANKENSHIP, P. IKER, N; DRBOHLAV, J. *Interlayer and Design Considerations to Retard Reflective Cracking*. *Transportation Research Record*. HYPERLINK <https://journals.sagepub.com/toc/trra/1896/1> Vol 1896, Issue 1, 2004. HYPERLINK "<https://doi.org/10.3141%2F1896-18>" <https://doi.org/10.3141/1896-18>
- BLAZEJOWSKI, K. *Stone matrix asphalt: Theory and practice*. CRC Press. 2011.
- BOTTIN FILHO, I. A. *Estudo de mistura areia-asfalto pré-misturada a quente*. 1997. 128f. Dissertação (Mestrado). UFRGS, Porto Alegre.
- BUCHANAN, M. S.; BROWN, E. R. *Effect of Superpave gyratory compactor type on compacted hot mix asphalt density*. In: Annual Meeting of the Transportation Research Board, 80., Washington, 2001.
- BUKOWSKI, J. R. *Guidelines for the design of Superpave mixtures containing reclaimed asphalt pavements (RAP)*. March 1997. Disponível em: <http://www.utexas.edu/research/superpave/articles/rap.html>. Acesso em: 1 ago. 2006.
- BUZATTI, D. J. *Dosagem de tratamentos superficiais – pavimentação rodoviária*. Belo Horizonte: Instituto de Engenharia Aplicada Editora, 1994.
- CALLAI, S. C. *Estudo do ruído causado pelo tráfego de veículos em rodovias em diferentes tipos de revestimentos de pavimentos*. 2011. Dissertação. USP, São Paulo.
- CAMPOS, O. S. *Análise do comportamento de trecho piloto de revestimento poroso com asfalto modificado por polímero*. 1998. Tese (Doutorado). USP, São Paulo.

- CASTRO, P.B. (2014) Avaliação do emprego de agregados alternativos em microrrevestimento asfáltico. 2014. Dissertação (Mestrado) – Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia de Transportes, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza, 2014.
- CARDONE, F. *et al.* Curing and temperature sensitivity of cement-bitumen treated materials. *International Journal of Pavement Engineering*, Taylor & Francis, 2014.
- CASTELO BRANCO, V. T. F.; ARAGÃO, F. T. S.; SOARES, J. B. Caracterização mecânica de misturas asfálticas dosadas em laboratório e em uma usina do tipo drum mixer. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 35., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2004.
- CASTRO, P. B.; BARROSO, S. H. A. Avaliação da qualidade do microrrevestimento asfáltico a frio utilizando diferentes tipos de ligantes. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 32., Anpet, 2018.
- CASTRO NETO, A. M. Determinação da densidade máxima teórica de misturas betuminosas. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 30., 1996, Salvador. *Anais...* Salvador: ABPv, v. 1, p. 35-60, 1996.
- \_\_\_\_\_. *Proposta de dosagem de concreto betuminoso reciclado a quente*. 2000. 112f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- CASTRO, L. N. *Reciclagem a frio in situ com espuma de asfalto*. 2003. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- CAVALCANTE, R. L. *et al.* Mistura asfáltica do tipo SMA produzida com adição de fibras do bagaço de cana-de-açúcar. *Revista Pavimentação*, n. 39, jan./mar. 2016.
- CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. L. B.; SOARES, J. B. *Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação*. Guia Técnico. 146f. Abeda. 2015.
- CHACUR, M.; NASCIMENTO, L.A.H.; MARTINS, A.T.; ROCHA, S. M. N.; FIGUEIREDO, U. Empregos de asfaltos duros em rodovias de alto volume de tráfego. *In: 7º Congresso CBR&C Brasvias 2011*, Foz de Iguaçu.
- CHAVES, J. M. *et al.* Mistura asfáltica do tipo SMA delgado em um trecho experimental de uma rodovia com elevado volume de tráfego. *In: Encontro do Asfalto*. 16. Rio de Janeiro. *Anais*. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás, 2002.
- CHAVES, F. J. *Estudo de misturas de areia asfalto a frio em pavimentação de baixo volume de tráfego no estado do Ceará: contribuição ao método de dosagem*. 2010. Tese (Doutorado). Coppe/UFRJ.
- COELHO, W.; SÓRIA, M. H. A. Variabilidade dos resultados do método Marshall. *In: Encontro de Asfalto*, 11., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1992.
- CUNHA, M. B. *Avaliação do método Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas*. Dissertação (Mestrado). USP, São Carlos. 2004.
- DAER RS – DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL. EL 108/01: *determinação do índice de lamelaridade*. Porto Alegre, 2001. 4p.
- DANTAS, D. T. Estudo da utilização de cinzas pesadas de termelétricas para aplicação em micro revestimento asfáltico a frio. 2019. Dissertação (mestrado) – Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia de Transportes, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.

- DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL. DAER-ES-P 20/91 - Lama Asfáltica. 1991.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. DER ET-DE-P00-032: concreto asfáltico usinado a quente em usina. 2006.
- \_\_\_\_\_. DERSP. ET-DE-P00/025: pré-misturado a frio. São Paulo, SP. 2006.
- \_\_\_\_\_. DER SP ET-De-P00/28: concreto asfáltico poroso com ligante modificado com polímero: camada porosa de atrito. 2006.
- \_\_\_\_\_. DER ET-DE-P00/031: concreto asfáltico tipo SMA. 2007.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. DER/PR ES-P 23/17: pavimentação: pré-misturado a frio. 2017.
- \_\_\_\_\_. DER/PR ES-P 2/17: misturas asfálticas abertas usinadas a quente. 2017.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 078 94: Agregado graúdo: adesividade a ligante betuminoso. 1994.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 383: desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero: ensaio Cantabro . 1999.
- \_\_\_\_\_. DNER-ME 053: misturas betuminosas: percentagem de betume. 1999.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Pavimentação. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. IPR Publicação 719. Ministério dos Transportes. Brasília, 2006a.
- \_\_\_\_\_. Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. IPR Publicação 720. Ministério dos Transportes. Brasília, 2006b.
- \_\_\_\_\_. DNIT 112/2009 – ES: pavimentos flexíveis: concreto asfáltico com asfalto borracha, via úmida, do tipo “terminal blending”. Rio de Janeiro, 2009.
- \_\_\_\_\_. DNIT 147/2012 – ES: pavimentação asfáltica: tratamento superficial duplo. Rio de Janeiro, 2012.
- \_\_\_\_\_. DNIT 166/2013 – ES: pavimentação;: reciclagem de pavimento a frio “in situ” com adição de espuma de asfalto. Rio de Janeiro, 2013.
- \_\_\_\_\_. DNIT 169/2014 – ES: pavimentação: reciclagem de pavimento em usina com espuma de asfalto. Rio de Janeiro, 2014.
- \_\_\_\_\_. DNIT 415/2019 – ME: pavimentação: mistura asfáltica: teor de vazios de agregados miúdos não compactados. Rio de Janeiro, 2019.
- DER PR ES – P 24/05 *Pavimentação: lama asfáltica.*
- DEL BARCO CARRIÓN, A. J.; LO PRESTI, D.; AIREY, G. D. Binder design of high RAP content hot and warm asphalt mixture wearing courses. *Road Materials and Pavement Design*, v. 16, n. 1, p. 460-474, 2015. DOI: 10.1080/14680629.2015.1029707.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 089: *agregados: avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio.* Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. ME 107: *mistura betuminosa a frio, com emulsão asfáltica: ensaio Marshall.* Rio de Janeiro, 1994.

- \_\_\_\_\_. ME 117: *mistura betuminosa*: determinação da densidade aparente. Rio de Janeiro, 1994.
- \_\_\_\_\_. ME 043: *misturas betuminosas a quente*: ensaio Marshall para misturas betuminosas. Rio de Janeiro, 1995.
- \_\_\_\_\_. ME 084: *agregado miúdo*: determinação da densidade real. Rio de Janeiro, 1995.
- \_\_\_\_\_. ME 193: *materiais betuminosos líquidos e semissólidos*: determinação da densidade e da massa específica. Rio de Janeiro, 1996.
- \_\_\_\_\_. *Especificações gerais para obras rodoviárias do DNER*: pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro: DNER, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 310: *pavimentação*: tratamento superficial triplo. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ES 319: *pavimentação*: concreto betuminoso reciclado a quente no local. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ME 054: *equivalente de areia*. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. ME 153: *agregados em estado compactado seco*: determinação da massa específica aparente. Rio de Janeiro, 1997.
- \_\_\_\_\_. *Manual de reabilitação de pavimentos asfálticos*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
- \_\_\_\_\_. *Pesquisa e asfalto modificado por polímero*: relatório final, tomos I, II e III. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
- \_\_\_\_\_. ME 035: *agregados*: determinação da abrasão Los Angeles. Rio de Janeiro, 1998.
- \_\_\_\_\_. ME 081: *agregados*: determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1998.
- \_\_\_\_\_. ES 386: *pavimentação*: pré-misturado a quente com asfalto polímero: camada porosa de atrito. Rio de Janeiro, 1999.
- \_\_\_\_\_. ES 389: *pavimentação*: microrrevestimento asfáltico a frio com emulsão modificada por polímero. Rio de Janeiro, 1999.
- DNIT — DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2004 – ES: *pavimentação*: concreto asfáltico. Rio de Janeiro, 2004.
- \_\_\_\_\_. DNIT 033/2005 - ES: *pavimentos flexíveis*: concreto asfáltico reciclado a quente na usina. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. DNIT 158/2011- ME: *mistura asfáltica*: determinação da porcentagem de betume em mistura asfáltica utilizando o extrator Soxhlet. Rio de Janeiro, 2011.
- \_\_\_\_\_. DNIT 159/2011- ES: *pavimentos asfálticos*: Fresagem a Frio. Rio de Janeiro, 2011.
- \_\_\_\_\_. DNIT 146/2012 – ES: *tratamento superficial simples*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 147/2012 – ES: *tratamento superficial duplo*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 148/2012 – ES: *tratamento superficial triplo com ligante asfáltico convencional*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 035/2018 – ES: *microrrevestimento asfáltico*. Rio de Janeiro, 2005.
- \_\_\_\_\_. DNIT 166/2013 – ES: *pavimentação*: reciclagem de pavimento a frio *in situ* com adição de espuma de asfalto.
- \_\_\_\_\_. DNIT 167/2013 – ES: *pavimentação*: reciclagem de pavimentos asfálticos a frio *in situ* com adição de cimento Portland.



- \_\_\_\_\_. DNIT 169/2014 – ES: *pavimentação*: reciclagem de pavimento em usina com espuma de asfalto.
- \_\_\_\_\_. DNIT 150/2010 – ES: *lama asfáltica*.
- \_\_\_\_\_. DNIT 153/2010 – ES: *pavimentação asfáltica – pré-misturado a frio com emulsão catiônica convencional*. Especificação de serviço. 11p.
- \_\_\_\_\_. DNIT 178/2018 – PRO: *pavimentação asfáltica*: preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall. Rio de Janeiro, 2018.
- \_\_\_\_\_. DNIT 180/2018 - ME: *misturas asfálticas*: determinação do dano por umidade induzida. Rio de Janeiro, 2018.
- \_\_\_\_\_. DNIT 411/2019 - ME: *misturas asfálticas*: Massa específica, densidade relativa e absorção de agregado miúdo para misturas asfálticas. Rio de Janeiro, 2019.
- \_\_\_\_\_. DNIT 412/2019 - ME: *pavimentação asfáltica: misturas asfálticas*: análise granulométrica de agregados graúdos e miúdos e misturas de agregados por peneiramento. Rio de Janeiro, 2019.
- \_\_\_\_\_. DNIT 413/2019 - ME: *pavimentação misturas asfálticas*: massa específica, densidade relativa e absorção de agregado graúdo para misturas asfálticas. Rio de Janeiro, 2019.
- \_\_\_\_\_. DNIT 427/2020 - ME: *pavimentação: misturas asfálticas*: determinação da densidade relativa máxima medida e da massa específica máxima medida em amostras não compactadas - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- \_\_\_\_\_. DNIT 427/2020 - ME: *pavimentação: misturas asfálticas*: determinação da densidade relativa máxima medida e da massa específica máxima medida em amostras não compactadas - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- \_\_\_\_\_. DNIT 428/2020 - ME: *pavimentação: misturas asfálticas*: determinação da densidade relativa aparente e da massa específica aparente de corpos de prova compactados - método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.
- DRESCH, F. *Comportamento de misturas asfálticas tipo camada porosa de atrito (CPA)*. Dissertação. 2016. UFSM.
- DUMKE, M. P. *Concreto asfáltico drenante com fibras de celulose, ligante modificado por polímero e asfalto-borracha*. 2005. Dissertação. UFSC.
- EL-HAGE, R. B. *Estudo de misturas asfálticas tipo stone matrix asphalt (SMA) à luz dos compactadores Marshall e Superpave*. 2012. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo. 138p.
- EUROPEAN STANDARDS. EN 12697-5: *bituminous mixtures: test method for hot mix asphalt: determination of the maximum density*. 2002.
- ESPÍRITO SANTO, N. R.; REIS, R. M. Microconcreto asfáltico a frio – uma técnica alternativa para tratamento de superfície. *In: Encontro de Asfalto, 12.*, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1994.
- FERREIRA J. L. S.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. Validação da metodologia de faixa de agregados dominantes para avaliação e especificação granulométrica de misturas asfálticas densas *In: XXIX Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes, 2015, Ouro Preto. Anais do XXIX Congresso ANPET 2015 - Ouro Preto/MG, 2015.*

- FERREIRA, P. N. *Estudo da utilização de revestimentos asfálticos delgados a quente para pavimentos tipo BBTM no Brasil*. 2006. 200f. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- FHWA – FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *State of the practice, design, construction, and performance of micro-surfacing*. FHWA-SA-94-051, 1994.
- \_\_\_\_\_. *Background of Superpave asphalt mixture design and analysis*. FHWA-SA-95-003, 1995.
- FRANCKEN, L. *et al.* Recent activities of RILEM TC 152 – PBM – performance of bituminous materials. *In: International Conference on Asphalt Pavement*, 8., Seattle, USA, 1997.
- FRANCO, F. A. C. P. Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SISPAV. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 2007.
- GASPAR, M. S. *Mecanismos de ativação e interação entre ligantes na reciclagem asfáltica a quente e morna*. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP, São Paulo. DOI: 10.11606/D.3.2019.tde-22082019-141237.
- GODENZONI, C.; GRAZIANI, A.; PERRATON, D. Complex modulus characterization of cold-recycled mixtures with foamed bitumen and different contents of reclaimed asphalt. *Road Materials and Pavement Design*, v. 18, 2017.
- GRILLI, A.; GRAZIANI, A.; BOCCI, M. Compactability and thermal sensitivity of cement-bitumen-treated materials. *Road Materials and Pavement Design*, v. 13, n. 4, 2012.
- GUATIMOSIM, F. V. *Comportamento mecânico e desempenho estrutural de materiais reciclados e estabilizados com espuma de asfalto*. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP, São Paulo, 2015. DOI: 10.11606/D.3.2016.tde-07072016-153231.
- GUATIMOSIM, F. V. Comportamento mecânico e desempenho estrutural de materiais reciclados e estabilizados com espuma de asfalto. 2015. Dissertação (Mestrado). USP, São Paulo.
- HAFEZ, I. H.; WITCZAK, M. W. Comparison of Marshall and Superpave level I mix design for asphalt mixes. *Transportation Research Record*, n. 1, p. 492, 1995.
- HARMAN, T. *et al.* The history and future challenges of gyratory compaction 1939 to 2001. *In: Annual Meeting of the Transportation Research Board*, 81., Washington, 2002.
- HANSON, D.I. Construction and Performance of an Ultrathin Bonded Hot-Mix Asphalt Wearing Course. *Transportation Research Record*. HYPERLINK <https://journals.sagepub.com/toc/trra/1749/1> Vol 1749, Issue 1, 2001. <https://doi.org/10.3141/1749-08>.
- HIGHWAY RESEARCH BOARD. The AASHO road test. Special Rep. No. 61A-E, Highway Research Board. National Academy of Science, National Research Council, Washington, D.C, 1962.
- HEIDE, J. P. J.; NICHOLLS, J. C. Harmonized European test methods. Performance testing and evaluation of bituminous materials. PTEBM'03. *In: International Rilem Symposium*, 6., Zurich, 2003.
- HINRICHSEN, J. A comparison of four brands of Superpave gyratory compactors. *In: Annual Meeting of Transportation Research Board*, 80., Washington, 2001.
- HOMEM, T.R. *Comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras*. 2002. Dissertação. UFRS.

- INSTITUTO DE ASFALTO. *Manual de asfalto*. Série do manual, n. 4 (MS-4), 1989.
- IPAVEC, A.; MARSAC, P.; MOLLENHAUER, K. Synthesis of the European national requirements and practices for recycling in HMA and WMA (Direct\_mat project). *In: Euroasphalt and Eurobitume Congress, 5., Istambul. Istambul: Proceedings..., 2012.*
- ISSA – INTERNATIONAL SLURRY SURFACING ASSOCIATION. ISSA TB-145: *test method for determination of methylene blue absorption value (MBV) of mineral aggregate fillers and fines*. USA, 1989.
- \_\_\_\_\_. ISSA TB-100: *test method number T-100 for wet track abrasion of slurry seals*. USA, 1990.
- \_\_\_\_\_. ISSA TB-109: *test method for measurement of excess asphalt in bituminous by use of a loaded wheel tester and sand adhesion*. USA, 1990.
- \_\_\_\_\_. ISSA TB-114: *wet stripping test for cured slurry seal mixes*. USA, 1990.
- \_\_\_\_\_. *Recommended performance guidelines for micro-surfacing – A 143 (Revised)*. USA, 2005a.
- \_\_\_\_\_. *Recommended performance guidelines for emulsified asphalt slurry seal – A 105 (Revised)*. USA, 2005b.
- \_\_\_\_\_. ISSA A-143/2010. *Recommended performance guidelines for micro surfacing*. Annapolis, 2010.
- JACKSON, N. M.; CZOR, L. J. 100-mm-diameter mold used with Superpave gyratory compactor. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2003.
- JENKINS, K. J.; LONG, F. M.; EBELS, L. J. Foamed bitumen mixes = shear performance? *International Journal of Pavement Engineering*, Taylor & Francis, 2007.
- JOOSTE, F. J. *et al.* A new hot mix design method for Southern Africa. *In: World of Asphalt Pavements Conference, Sidney, 2000.*
- KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R. Comparative evaluation of 4-inch and 6-inch diameter specimens for testing large stone mixes. *NCAT Rep.*, Auburn, n. 90-5, 1990.
- \_\_\_\_\_; FOO, K. Y. *Designing recycled hot mix asphalt mixtures using Superpave technology, progress of Superpave – evaluation and implementation*. ASTM STP 1322. Robert N. Jester (ed.), 1997.
- \_\_\_\_\_; KOEHLER, W. S. Marshall mix design method: current practices. *Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Technical Sessions*, San Antonio, v. 54, 1985.
- KNABBEN, R. M. *Estudo do ruído pneu pavimento e da absorção sonora em diferentes revestimentos de pavimento*. 2012. Dissertação. UFSC.
- KOŁODZIEJ, V. M. *Estudo das propriedades acústicas, drenantes e mecânicas de revestimentos de pavimentos*. 2016. Dissertação. UFSC.
- KUCHIISHI, A. K.; VASCONCELOS, K.; BERNUCCI, L. L. B. Effect of mixture composition on the mechanical behaviour of cold recycled asphalt mixtures. *International Journal of Pavement Engineering*, 2019. DOI: 10.1080/10298436.2019.1655564.
- LAO, V. L. E. S. T. *Estudo comparativo do desempenho acústico de diferentes tipos de revestimento dos pavimentos*. 2004. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- LARSEN, J. *Tratamento superficial na conservação e construção de rodovias*. Rio de Janeiro: Abeda, 1985.

- LEAL, C. L. D.; CASTRO, P. F. Construção de um trecho experimental em SMA usando bagaço de cana-de-açúcar como aditivo. *Revista Vértices*, Campos dos Goytacazes, Essentia Editora, v. 14, n. 3, p. 71-84, 2012.
- LEANDRO, R. P. *Avaliação dos métodos de dosagem de misturas asfálticas a quente através do processo de compactação por rolagem*. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP.
- LO PRESTI, D. *et al.* On the degree of binder activity of reclaimed asphalt and degree of blending with recycling agents, *Road Materials and Pavement Design*, 2019. DOI: 10.1080/14680629.2019.1607537.
- LOIOLA, P. R. R. *Avaliação de ligantes e agregados alternativos para aplicação em tratamentos superficiais de rodovias*. 2009. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.
- LOPES, M. *et al.* Durability of hot and warm asphalt mixtures containing high rates of reclaimed asphalt at laboratory scale. *Materials and Structures*, v. 48, p. 3937-3948, 2015. DOI: 10.1617/s11527-014-0454-9.
- \_\_\_\_\_*et al.* The potential of attenuated total reflection imaging in the mid-infrared for the study of recycled asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*, n. 124, p. 1120-1131, 2016.
- LUGÃO, W. G. *Análise da aderência entre pneu e pavimento com camada porosa de atrito no aeroporto internacional Tancredo Neves – MG*. 2008. Tese (Doutorado). UFV.
- MAKOWSKI, L.; BISCHOFF, D.; BLANKENSHIP, P. Wisconsin Experiences with Reflective Crack Relief Projects. *Transportation Research Record*. HYPERLINK "<https://journals.sagepub.com/toc/trra/1905/1>" Vol 1905, Issue 1, 2005. HYPERLINK "<https://doi.org/10.1177/%2F0361198105190500105>" <https://doi.org/10.1177/0361198105190500105>.
- MARQUES, G. L. O. *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória*. 2004. 480f. Tese (Doutorado). Coppe/UFRJ.
- MATTOS, J. R. G. *Avaliação da aderência pneu-pavimento e tendência de desempenho para a rodovia BR 290/RS*. 2009. Dissertação. UFRS.
- MCDANIEL, R. *et al.* *Recommended use of reclaimed asphalt pavement in the superpave mix design method*. NCHRP web document 30 (project D9-12): Contractor's final report. National Cooperative Highway Research Program. Washington, 2000.
- \_\_\_\_\_; ANDERSON, R. M. *Incorporation of reclaimed asphalt pavement in the Superpave system*. Final report for National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board – National Research Council. USA, 2000.
- \_\_\_\_\_. *Recommended use of reclaimed asphalt pavement in the Superpave mix design method: technician's manual*. *NCHRP Report*, n. 452, 2001.
- MCGENNIS, R. B. *et al.* Issues pertaining to use of Superpave gyratory compactor. *Transportation Research Record*, n. 1543, Washington, p. 117-25, 1996.
- MESQUITA JUNIOR, G. S. *Evaluation of criteria for selection of materials for surface treatments based on performance*. 2019. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.

- MEURER FILHO, E. *Estudo de granulometria para concretos asfálticos drenantes*. 2001. Dissertação. UFSC.
- MIRANDA, H. *et al.* Análise comparativa de métodos de ensaio para avaliação do escoamento, em misturas betuminosas do tipo stone mastic asphalt, segundo a norma europeia EN 12697-18. *In: Congresso Rodoviário Português, 7., Lisboa, 2013.*
- MOMM, L. *Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico*. 1998. Tese (Doutorado). USP, São Paulo.
- MOREIRA, H. S.; SOARES, J. B. *Reciclagem a frio em pavimentos asfálticos no estado do Ceará*. 2002. Projeto de graduação em Engenharia Civil. UFC.
- MOTTA, L. M. G. Contribuição para a estimativa do módulo resiliente de misturas asfálticas. *In: ENCONTRO DE ASFALTO, 14., 1998, Rio de Janeiro. Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1998.
- \_\_\_\_\_; LEITE, L. M. F. Efeito do fíler nas características mecânicas das misturas asfálticas. *In: Congresso Panamericano de Engenharia de Trânsito e Transportes, 11., 2000, Brasil.* p. 09-19.
- \_\_\_\_\_ et al. *Princípios do projeto e análise Superpave de misturas asfálticas*. Rio de Janeiro: IBP, 1996.
- MOURA, E. *Estudo do efeito de aditivos químicos e da cal como agentes melhoradores de adesividade em misturas asfálticas densas*. 2001. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- MOURÃO, F. A. L. *Misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA*. 2003. 151f. Dissertação (Mestrado). Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MOUTHROP, J. S.; HICKS, R. G.; BALLOU, W. R. Emulsion: the future of pavement maintenance? *Asphalt Contractor Magazine*, Feb. 1997.
- NAPA – NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *NAPA TAS-14: mix design techniques: part I: Instructors Manual*. 1982.
- \_\_\_\_\_. *Design and construction SMA mixtures: State of the practice*. 1999. 43p.
- \_\_\_\_\_. *Designing and constructing SMA: Mixtures – state-of-practice. Quality Improvement Series*, n. 122, 2002.
- \_\_\_\_\_. *IS 128; HMA pavement mix type selection guide*. 2001.
- NASCIMENTO, L. A. H. *Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente*. 2008. Dissertação (Mestrado). Coppe/UFRJ.
- NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *HMA Pavement Type Selection Guide, IS-128*, February, 2001. National Asphalt Pavement Association (NAPA) and the Federal Highway Administration (FHWA).
- NCHRP – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *Incorporation of reclaimed asphalt pavement in the Superpave system*. NCHRP 9-12. 2000.
- \_\_\_\_\_. Report 452: Recommended use of reclaimed asphalt pavement in the Superpave mix design method. *Technician's Manual*. TRB. 2001.
- \_\_\_\_\_. Report 752: *Improved mix design, evaluation and materials management practices for hot mix asphalt with high reclaimed asphalt pavement content*. TRB. 2013.

- NEVES FILHO, C. L. D. *Avaliação laboratorial de misturas asfálticas SMA produzidas com ligante asfalto-borracha*. 2004. 67p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. USP.
- NEWCOMB, D. E.; BROWN, E. R.; EPPS, J. A. *Designing HMA mixtures with high RAP content: A practical guide*. NAPA Quality Improvement Series 124. National Asphalt Pavement Association. Maryland: 2007.
- ODA, S.; EDEL, G.; FERNANDES JR., J. L. Primeiro trecho experimental urbano de SMA com asfalto-borracha sem fibras: projeto, construção e avaliação. *Revista Minerva*, São Carlos, v. 2, n. 2, p. 203-216, 2005.
- OLIVEIRA, C. G. M. *Estudo de propriedades mecânicas e hidráulicas do concreto asfáltico drenante*. 2003. Dissertação. UnB.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Análise laboratorial de concretos asfálticos drenantes com uso de agregados calcários. *In: Reunião de Pavimentação Urbana*, 12., ABPv, 2003.
- OREŠKOVIC, M. *et al.* Quantitative assessment of the parameters linked to the blending between reclaimed asphalt binder and recycling agent: A literature review. *Construction and Building Materials*, n. 234, p. 117323, 2020.
- PEREIRA, S. L. O. *Avaliação dos tratamentos superficiais simples, duplo e triplo de rodovias através do emprego de diferentes agregados da Região Metropolitana de Fortaleza*. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, UFC, Fortaleza.
- PINHEIRO, J. H. M. *Incorporação de borracha moída de pneus em misturas asfálticas de diferentes granulometrias (processos úmido e seco)*. 2004. 124f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. UFC.
- PINTO, S. *Materiais pétreos e concreto asfáltico: conceituação e dosagem*. Rio de Janeiro: IME, 1996.
- \_\_\_\_\_. *Tratamento superficial betuminoso*. Rio de Janeiro: IME, 2004.
- PIRES, D. M. *Avaliação de mistura de alto desempenho tipo SMA com diferentes porcentagens de fibra de celulose*. 2018. TCC. Unijuí.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. PMSP IE 07: camadas de concreto asfáltico recicladas a quente em usina. 2010.
- PROWELL, B. D., WATSON, D. E., HURLEY, G. C. & BROWN, E. R. 2009. Evaluation of Stone Matrix Asphalt (SMA) for airfield pavements. Auburn, Alabama: National Center for Asphalt Technology.
- PRUDENTE, C. Q. A. *Estudo laboratorial de misturas asfálticas a quente utilizadas em Goiás*. 2015. Dissertação. UFG.
- RAMOS, K. de O. *Estudo sobre mistura asfáltica tipo stone matrix asphalt (SMA) para pavimento aeroportuário*. 2012. 196p. Dissertação (Mestrado). IME, Rio de Janeiro.
- RAMOS, F. R. Q. *Aplicação de SMA (stone matrix asphalt) em pavimentos aeroportuários – estudo de caso: Aeroporto de Aracaju – SE*. 2015. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas, Núcleo de Geotecnia. UFOP, Ouro Preto, MG.
- REIS, R. M. M. *Revestimento asfáltico tipo SMA para alto desempenho em vias de tráfego pesado*. 2002. 110p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.

- \_\_\_\_\_. *Investigação de campo e laboratório sobre revestimento asfáltico ultradelgado*. 2012. Tese (Doutorado). UFRS.
- RIBEIRO, M. A. D. *Dosagem de pré-misturado a frio de graduação aberta*. 1991. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- ROBERTS, F. L. *et al. Hot mix asphalt materials, mixture, design, and construction*. 2. ed. Lanham: Napa Education Foundation, 1996.
- \_\_\_\_\_; MOHAMMAD, L. N.; WANG, L. B. History of hot mix asphalt mixture design in the United States. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Jul./Aug. 2002.
- ROCHA, F. L. L. *Utilização do agregado siderúrgico (escória de aciaria) em revestimento asfáltico tipo tratamento superficial*. 2011. Dissertação. UFOP.
- RODRIGUES FILHO, O. S. *Características de aderência de revestimentos asfálticos aeroportuários; estudo de caso do Aeroporto Internacional de São Paulo/Congonhas*. 2006. Dissertação. USP, São Paulo.
- ROSENO, J. L. *Avaliação de uma mistura asfáltica porosa com agregados calcários e asfalto-borracha*. 2005. Dissertação. UnB.
- SANTANA, H. *Manual de pré-misturados a frio*. Rio de Janeiro: IBP/Comissão de Asfalto, 1993.
- SHRP – STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *Superior performing asphalt pavements (Superpave): The product of SHRP Asphalt Research Program*. SHRP A-410. Washington: National Research Council, 1994a.
- \_\_\_\_\_. *The Superpave mix design system manual of specifications, test methods, and practices*. SHRP A-379. Washington: National Research Council, 1994b.
- SILVA, C. E. D. B. D. *Estudo da permeabilidade de misturas asfálticas de graduação aberta*. 2005. Dissertação. Unicamp.
- SILVA, M. B. *Caracterização de misturas de alto desempenho tipo SMA e avaliação do processo executivo em pista experimental no estado do Rio Grande do Sul*. 2012. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. UFRGS.
- SILVA, P. B. *Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA O/8S*. 2005. 136p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP, São Paulo.
- \_\_\_\_\_. *et al.* Estudo de revestimento asfáltico SMA O/8S utilizado em trecho experimental. In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, *Anais...* XIX Anpet, Recife, PE: p. 1505-1506, 2005.
- SILVA, R. C. *Avaliação da dosagem dos tratamentos superficiais por penetração de rodovias baseada na exsudação e na perda de agregados*. 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. UFC, Fortaleza.
- SILVA, V. A. *Avaliação da deformação permanente de misturas estabilizadas com asfalto*. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica. USP, São Paulo. DOI: 10.11606/D.3.2019.tde-22082019-152020.
- SILVEIRA, M. A. *Estudo de adição de polímero em areia-asfalto a frio*. 1999. 103f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos.
- SILVEIRA, M. A. *Estudo sobre Adição de Polímero em Areia-Asfalto a Frio*. Dissertação de Mestrado, Escola de Eng.

- SOARES, J. B. *et al.* Estudo comparativo de cimentos asfálticos de petróleo na pista experimental do Ceará. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 12., 1998, Fortaleza. *Anais...* Fortaleza: Anpet, v. 1, p. 590-601, 1998.
- \_\_\_\_\_; MOTTA, L. M.; BRANCO, J. V. C. Efeito da consistência do CAP no teor ótimo e nas propriedades das misturas asfálticas. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 13., São Carlos. *Anais...* São Carlos: Anpet, v. 1, p. 115-25, 1999.
- \_\_\_\_\_; \_\_\_\_\_; SOARES, R. F. Análise de bacias defletométricas para o controle de construção de pavimentos asfálticos. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 14. *Anais...* Gramado: Anpet, 2000.
- SOLAIMANIAN, M. *et al.* TEST METHODS TO PREDICT MOISTURE SENSITIVITY OF HOT-MIX ASPHALT PAVEMENTS. *In: Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements-A National Seminar* California Department of Transportation; Federal Highway Administration; National Asphalt Pavement Association; California Asphalt Pavement Alliance; and Transportation Research Board. 2003.
- SOUZA, S. A. *Avaliação da capacidade de escoamento de água em mistura asfáltica: proposta de ensaio de laboratório.* 2008. Dissertação. Coppe/UFRJ.
- STRUFALDI, E. G. B. *et al.* Traffic noise reduction using porous asphalt course as an overlay of a Portland cement concrete pavement in Sao Paulo, Brazil. *In: International Congress and Exposition on Noise Control Engineering*, 39. Internoise 2010. Lisboa, Portugal, 2010.
- TAVARES, D. S. *Avaliação laboratorial de mistura asfáltica do tipo SMA com agregado siderúrgico.* 2012. Dissertação (Mestrado). Coppe/UFRJ.
- TAVARES, D. S.; BARROSO, S. H. A.; KIM, Y. R. Introdução do coeficiente de uniformidade para avaliação de revestimentos asfálticos do tipo tratamentos superficiais. *Transportes (Rio de Janeiro)*, v. 26, p. 42-53, 2018.
- TRAN, N. *et al.* Adjustments to the Superpave volumetric mixture design procedure for selecting optimum asphalt content. NCHRP 20- 07/Task 412, *Interim Report*, 2018.
- \_\_\_\_\_ *et al.* NCAT REPORT 10-08. *Mix design strategies for improving asphalt mixture performance.* 2019.
- TUCHUMANTEL JR., O. Influência da umidade de compactação no PMF – denso. *In: Encontro de Asfalto*, 10., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1990.
- UNGER FILHO, W. *Estudo de mistura asfáltica reciclada a frio produzida com 100% de revestimento asfáltico fresado e agente de reciclagem emulsionado.* 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes)– Escola Politécnica. USP, São Paulo. DOI: 10.11606/D.3.2019.tde-25032019-102457.
- VALE, A. C.; SOARES, J. B. Estudo laboratorial de misturas asfálticas tipo SMA confeccionadas na faixa 0/12,5 da norma americana. *In: Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 19., Recife, 2005.
- \_\_\_\_\_; CASAGRANDE, M. D. T.; SOARES, J. B. Misturas asfálticas do tipo SMA com fibra de coco. *In: Reunião Anual de Pavimentação*, 38., Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 12., Manaus, 2007.
- VALENÇA, P. de M. A. *Desempenho mecânico de misturas asfálticas do tipo stone matrix asphalt com uso de fibras amazônicas e agregados de resíduos de construção e demolição.* 2012. 114p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos da Amazônia. Ufam.



- VANISCOTTE, J. C.; DUFF, M. Determination des dosages moyens en gravillons d'enduits superciales. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n. 94, 1978a.
- \_\_\_\_\_. Enduits superciales – détermination rapide de dosages en granulat. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n. 105, 1978b.
- VASCONCELOS, K. L. *Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometrias*. 2004. 149f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. UFC.
- \_\_\_\_\_; SOARES, J. B.; LEITE, L. M. Influência da densidade máxima teórica na dosagem de misturas asfálticas. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, 17., Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: Anpet, v. 1. p. 5-17, 2003.
- WANG, J. N.; KENNEDY, T. W.; MCGENNIS, R. B. Volumetric and mechanical performance of Superpave mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Aug. 2000.
- WEST, R.; WILLIS, J. R.; MARASTEANU, M. Improved mix design, evaluation, and materials management practices for hot mix asphalt with high reclaimed asphalt pavement content. *NCHRP Report 752*, Transportation Research Board. Washington: 2013.
- \_\_\_\_\_; COPELAND, A. *Information series 139: High RAP asphalt pavements. Japan practice – Lessons learned*. Napa. Lanham: 2015.
- WHITE, T. D. Marshall procedures for design and quality control of asphalt mixtures. *Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Technical Sessions*, San Antonio, v. 54, 1985.
- WHITEOAK, D. *Shell bitumen handbook*. 1991.
- YILDIRIM, Y. *et al.* Comparative analyses of volumetric properties for Superpave gyratory compactors. *In: Annual Meeting of Transportation Research Board*, 79., Washington, *Proceedings*, 2000.
- ZAUMANIS, M. *et al.* Performance-based design of 100% recycled hot-mix asphalt and validation using traffic load simulator. *Journal of Cleaner Production*, v. 237, 10 nov. 2019, 117679.
- ZUBARAN, M. *Avaliação do comportamento de misturas asfálticas recicladas mornas em laboratório e usina de asfalto*. 2014. Dissertação. Coppe/UFRJ.

# Propriedades mecânicas das misturas asfálticas

## 6.1 INTRODUÇÃO

A caracterização de materiais de pavimentação é uma tarefa complexa em virtude de suas propriedades dependerem de diversos fatores, entre eles: meio ambiente, magnitude, tempo de aplicação e frequência das cargas dos veículos, e estado de tensões gerados. No caso das misturas asfálticas, o envelhecimento gradativo devido à oxidação do ligante aumenta a complexidade, já que é difícil a simulação desse fenômeno em laboratório para a devida caracterização do material, como apontam Babadopulos *et al.* (2015), entre outros. Diante disso, a caracterização das misturas requer um balanço apropriado entre rigor e praticidade, uma vez que nem todas as variáveis podem ser consideradas simultaneamente, pelo menos não no estágio atual de conhecimento. Privilegiam-se então os aspectos considerados de maior relevância para previsão do comportamento das misturas asfálticas em campo.

Nos primeiros dois terços do século XX, a caracterização das misturas asfálticas, bem como dos outros materiais de pavimentação, era estritamente empírica na grande maioria das vezes, correspondendo às abordagens de dimensionamento dos pavimentos tal como o método do CBR ou o método da AASHTO até 1993. Para as misturas asfálticas, os ensaios consagrados nessas abordagens foram o de estabilidade Marshall e o de estabilidade Hveem, e para a AASHTO, a partir de 1986, do módulo de resiliência. No Brasil, o primeiro é ainda usado, eventualmente, no meio técnico mais conservador. Embora esses ensaios sejam práticos e importantes quando se considera o desenvolvimento da pavimentação, não são apropriados para condições de serviço distintas daquelas para os quais eles foram desenvolvidos, nem úteis para a previsão de desempenho dos pavimentos (ROBERTS *et al.*, 1996).

Observa-se, principalmente a partir da década da segunda metade do século XX, maior utilização de métodos de dimensionamento de pavimentos que buscam compatibilizar as ações solicitantes do tráfego com a capacidade dos materiais por meio da análise estrutural de sistemas em camadas (YODER; WITCZAK, 1975; HUANG, 2003; MEDINA; MOTTA, 2015). Para a solução de problemas estruturais, por métodos numéricos ou analíticos, é necessário que se definam basicamente: a geometria do problema, as condições de contorno (carga e deslocamento) e as propriedades dos materiais, geralmente determinadas em laboratório (ALLEN; HAISLER, 1985). Os modelos constitutivos, que representam a relação entre tensões e deformações, comumente adotados no estado da prática da análise estrutural de pavimentos asfálticos são em geral: (i) elástico linear para a camada de revestimento e (ii) elástico não linear para as camadas subjacentes granulares e de solos, além do próprio subleito.

Num dos tipos de abordagem mecanístico-empírica, os resultados da análise estrutural dos pavimentos – tensões, deformações e deslocamentos – são comparados com critérios de dimensionamento predefinidos de modo a evitar os principais tipos de defeitos, principalmente trincamento por fadiga e deformação permanente dos revestimentos e demais camadas asfálticas (no Brasil não há maiores preocupações com trincamento térmico), fadiga de camadas cimentadas de base e sub-base, bem como de deformação permanente de camadas granulares

e de solos, bem como do subleito. Esses critérios podem ser estabelecidos a partir de valores limites associados à resistência dos materiais (MOTTA, 1991; BENEVIDES, 2000; SOARES, 2020).

No caso de misturas asfálticas, resultados do ensaio de vida de fadiga têm por vezes sido usados como critério de dimensionamento numa abordagem na qual a resposta estrutural do sistema de camadas (deformações ou tensões na fibra inferior do revestimento) é usada como parâmetro de entrada em um dos eixos cartesianos associado ao ensaio. Esse ensaio laboratorial fornece o número de ciclos até a falha (em um dos eixos) para determinados valores de deformações ou tensões (no segundo eixo). As cargas usadas no ensaio, por sua vez, são determinadas em função de outro ensaio limite, o de resistência à tração estática, comumente realizado de forma indireta (tração por compressão diametral) devido à maior simplicidade. Por apresentar um modo de falha definido, também tem sido usado como parâmetro de controle na dosagem de misturas, em substituição à estabilidade Marshall, conforme apresentado no capítulo 5.

Além da vida de fadiga, é importante a caracterização das misturas de modo a evitar deformações permanentes. Ensaio de simulação de tráfego em laboratório (comumente chamados *torture tests*) têm sido usados para este fim frequentemente utilizando CPs prismáticos. Para os laboratórios que não dispõem desses equipamentos de simulação, o ensaio de *creep* já foi usado, sobretudo no passado, por possibilitar a determinação de propriedades viscoelásticas (SOUSA; SOARES, 2002) e resultar em uma curva que se relaciona com deformações permanentes; e outro mais usado recentemente é o uniaxial de carga repetida (NASCIMENTO, 2008; ONOFRE, 2012; BORGES, 2014), tendo sido inclusive normatizado no Brasil recentemente (DNIT 184/2018-ME).

Neste capítulo são descritos os ensaios para caracterização mecânica de misturas asfálticas. Os diversos ensaios discutidos são categorizados conforme indicação a seguir:

- ensaios de ruptura com carregamento monotônico: resistência à tração por compressão diametral estática e resistência semicircular (SC);
- ensaios de rigidez: módulo de resiliência; módulo complexo (módulo dinâmico);
- ensaios de ruptura com carregamento cíclico – vida de fadiga: compressão diametral; tração-compressão;
- ensaio de deformação permanente: compressão ou tração axial estática (*creep*); uniaxial de carga repetida; simulador de tráfego em laboratório.

Podem ser sublinhadas duas características principais de ensaios mecânicos em geral: (i) geometria da amostra, que acaba por se relacionar com a forma como o carregamento é aplicado e medido, bem como com a maneira de medir a deformação; (ii) percurso de carregamento, que pode ser monotônico ou cíclico, e ainda o formato da função de carregamento, presença de repouso etc. Os ensaios de ruptura são apresentados no presente capítulo distinguindo-se o tipo de carregamento, começando-se pelo monotônico (e.g., taxa de deformação constante e carga crescente), seguido pelo cíclico (ensaio de fadiga). Entre as duas seções contendo os distintos ensaios de ruptura incluiu-se uma seção com os ensaios de rigidez (sem ruptura), uma vez que ensaios de ruptura em fadiga podem fazer uso deste parâmetro.

## 6.2 ENSAIOS DE RUPTURA COM CARREGAMENTO MONOTÔNICO (RT)

### 6.2.1 Resistência à tração indireta

A resistência à tração (RT) tem-se mostrado um importante parâmetro para a caracterização de materiais como o concreto de cimento Portland e misturas asfálticas. Devido à dificuldade de se obter a resistência à tração diretamente, diversos métodos indiretos têm sido desenvolvidos para a sua determinação (CARNEIRO, 1943; HAWKES; MELLOR, 1970; ROBERTS, 1977; LAMA; VUTUKURI, 1978).

O ensaio brasileiro de compressão diametral de amostras cilíndricas regulares, para determinação indireta da RT foi desenvolvido pelo professor Lobo Carneiro no Rio de Janeiro para concreto de cimento Portland (CARNEIRO, 1943). A configuração desse ensaio considera a aplicação de duas forças diametralmente opostas de compressão em um cilindro, que geram, ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração aproximadamente uniformes perpendiculares a esse diâmetro (figura 6.1). Esse ensaio se tornou muito popular no mundo todo não somente pela facilidade e rapidez de execução, mas também pelo fato de utilizar o mesmo CP cilíndrico regular e o mesmo equipamento usado para a obtenção da resistência à compressão do concreto de cimento Portland. No caso das misturas asfálticas, começou a ser realizado há cerca de cinco décadas, empregando-se o mesmo equipamento que usualmente se utilizava para o ensaio de estabilidade, que em seguida foi adaptado e melhorado, trocando o anel dinamométrico por uma célula de carga para registro da carga empregada ao longo de ensaio, incluindo a de ruptura.

O ensaio em questão tem sido adotado desde 1972 para a caracterização de misturas asfálticas, porém com a aplicação das forças pelos frisos metálicos de carga (apoiados em suas geratrizes diametralmente opostas) no CP cilíndrico, obtido no compactador Marshall, e mais tarde também no giratório, visto que eles apresentam superfície lateral irregular e são bem mais deformáveis do que o concreto de cimento Portland. Esses frisos metálicos de 12,7 mm de largura com curvatura adequada ao CP cilíndrico podem ser vistos na figura 6.1. As primeiras normas ASTM D 6931 (1982) e o DNER (1994) não consideravam a influência desses frisos no cálculo da RT. De acordo com a expressão usada por essas entidades, assume-se comportamento unicamente elástico durante o ensaio e a ruptura do CP no plano ao longo do diâmetro solicitado, sendo devida unicamente às tensões de tração uniformes, geradas. Atualmente na ASTM 6931 (2017) e na Norma DNIT 136/2018 também se considera a expressão 6.1 para o cálculo da RT.

Um cilindro solicitado diametralmente por cargas concentradas de compressão gera uma tensão de tração uniforme (RT) perpendicularmente ao diâmetro solicitado, mostrada na figura 6.2, que é dada pela expressão:

$$RT = \frac{2F}{\pi D H} \quad (6.1)$$

Onde:

RT = tensão de tração uniforme na direção-x (positiva);

F = força aplicada;

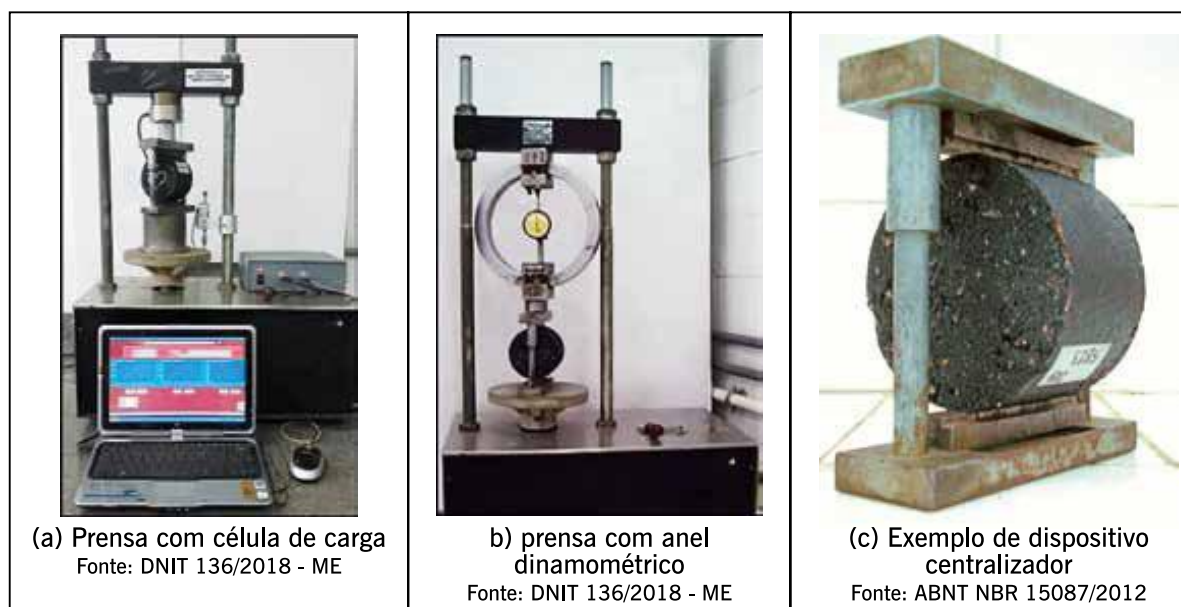
D = diâmetro do cilindro;

H = altura do cilindro.

Ainda hoje esta expressão continua a ser empregada para as misturas asfálticas, embora não levando em conta a presença dos frisos, como se faz no cálculo do módulo de resiliência, apresentado no item a seguir, por ser um ensaio de ruptura.

- A norma ABNT NBR 15087/2012, confirmada em 2020, define os passos e o equipamento e acessórios utilizados no ensaio, conforme descrição a seguir. A aparelhagem necessária para o ensaio consiste em:
- prensa mecânica calibrada com sensibilidade inferior ou igual a 20N, com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de  $0,8 \pm 0,1$  mm/s – figura 6.1(a);
- sistema capaz de manter, de forma controlada, a temperatura de ensaio em  $25^{\circ}\text{C} \pm 0,5^{\circ}\text{C}$  em compartimento, câmara ou ambiente laboratorial que comporte a prensa mecânica e possa abrigar vários CPs conjuntamente;
- dispositivo de posicionamento e centralização de CP – figura 6.1(c); e
- paquímetro e termômetro.

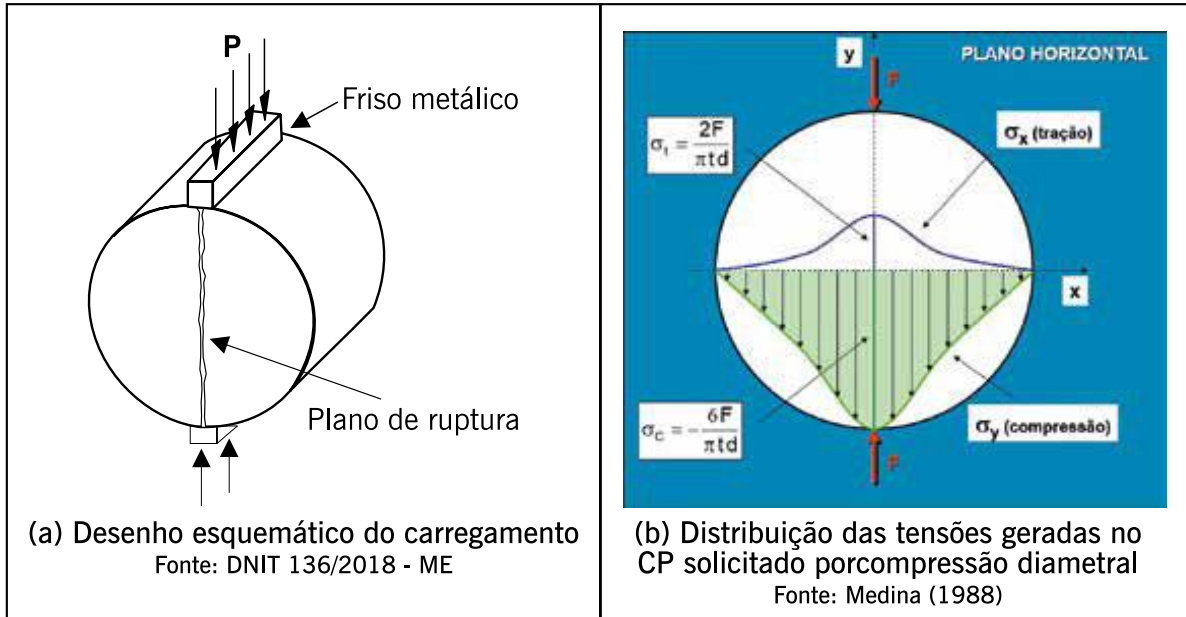
**Figura 6.1** – Exemplos de equipamento do tipo prensa Marshall para ensaio de RT em CPs cilíndricos de misturas asfálticas



Fontes: DNIT 136/2018 – ME, ABNT NBR 15087/2012.

O desenho esquemático do carregamento no ensaio de compressão diametral, bem como a distribuição de tensões de compressão e de tração no plano horizontal durante o ensaio são mostradas nas figuras 6.2(a) e 6.2(b), respectivamente.

**Figura 6.2** – Carregamento e distribuição das tensões geradas no CP solicitado por compressão diametral



Fontes: DNIT 136/2018 – ME; Medina, 1988.

O CP destinado ao ensaio pode ser obtido diretamente do campo por extração por sonda rotativa ou fabricado em laboratório, de forma cilíndrica, com altura entre 35 mm e 70 mm, e diâmetro de  $100 \pm 2$  mm – figura 6.3. O procedimento é o seguinte:

- medir a altura ( $H$ ) do CP com o paquímetro, em quatro posições diametralmente opostas (adotar como altura a média aritmética das quatro leituras);
- medir o diâmetro ( $D$ ) do CP com o paquímetro, em três posições paralelas (adotar como diâmetro o valor da média aritmética das três leituras);
- manter o CP apoiado sobre uma geratriz em compartimento com temperatura controlada de  $25^{\circ}\text{C}$ , por no mínimo 4 horas. Alternativamente podem ser consideradas outras temperaturas, dependendo dos requisitos de projeto;
- posicionar o CP no dispositivo centralizador e levar à prensa;
- ajustar os pratos da prensa até que seja obtida uma leve compressão;
- aplicar a carga progressivamente, com uma velocidade de deslocamento de  $0,8 \pm 0,1$  mm/s, até que se dê a ruptura, por separação das duas metades do CP, segundo o plano diametral vertical;
- com o valor da carga de ruptura ( $P$ ) obtido, a RT é calculada pela expressão 6.1.



**Figura 6.3** – Extração de CPs de pista para testes de RT em laboratório



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

O aumento da largura do friso para a mesma força  $F$  aplicada reduz a tensão de tração solicitante. O efeito da largura do friso na resistência de CPs de misturas asfálticas a diferentes temperaturas é discutido em Falcão e Soares (2002).

De acordo com as normas vigentes (ABNT NBR 15087 e DNIT 136/2018-ME), o cálculo da RT pela expressão 6.1 para misturas asfálticas assume que o CP rompe devido à tensão de tração uniforme gerada ao longo do plano que contém o diâmetro vertical solicitado, que se iguala à tensão máxima admissível do material ( $\sigma_{adm} = RT$ ), que está em regime elástico durante todo o ensaio. Este ensaio é executado a 25°C de forma geral e a velocidade de carregamento é definida (50 mm/s).

A resistência à tração por compressão diametral RT faz parte de algumas especificações de misturas asfálticas como mostrado no capítulo 5. Para ilustração, a norma DNIT 031/2006-ES especifica o valor de RT mínimo de 0,65 MPa para concretos asfálticos com ligantes convencionais.

Esse ensaio é base para a seleção dos níveis de tensão que serão aplicados nos CPs durante o ensaio de fadiga, descrito a seguir neste capítulo. Também é utilizado para o ensaio de dano por umidade induzida (DUI), apresentado no capítulo 5.

Valores típicos de RT para misturas asfálticas a quente recém-moldadas (submetidas ao tempo de envelhecimento de curto prazo de 2 horas em estufa, como especificado atualmente nas dosagens) ou logo após a construção em pista, situam-se na média entre 0,5 MPa e 2,0 MPa. Alguns resultados de RT constam ilustrativamente na tabela 6.4, apresentada no próximo item por também trazer os valores de módulo de resiliência, tema do próximo item. Misturas asfálticas drenantes, ou seja, misturas para constituírem CPA (capítulo 4) tendem a mostrar valores mais baixos, da ordem de 0,5 a 0,8 MPa; misturas asfálticas tipo SMA (capítulo 4) situam-se geralmente entre 0,8 e 1,2 MPa; misturas de módulo elevado EME, por sua vez, dada a consistência muito dura do ligante asfáltico, exibem RT da ordem de 2,0 a 3,0 MPa. Todos esses valores são na referência de 25°C.

À medida que as misturas asfálticas envelhecem em pista, a RT aumenta, o que nem sempre representa vantagem, visto que também perde sua flexibilidade, ou seja, aumenta seu módulo de resiliência.

A resistência à tração de uma mistura asfáltica varia com: o tamanho máximo nominal do agregado utilizado e sua forma, o tipo de rocha de origem, o teor e o tipo de ligante asfáltico, volumetria e temperatura do ensaio, entre outros fatores.

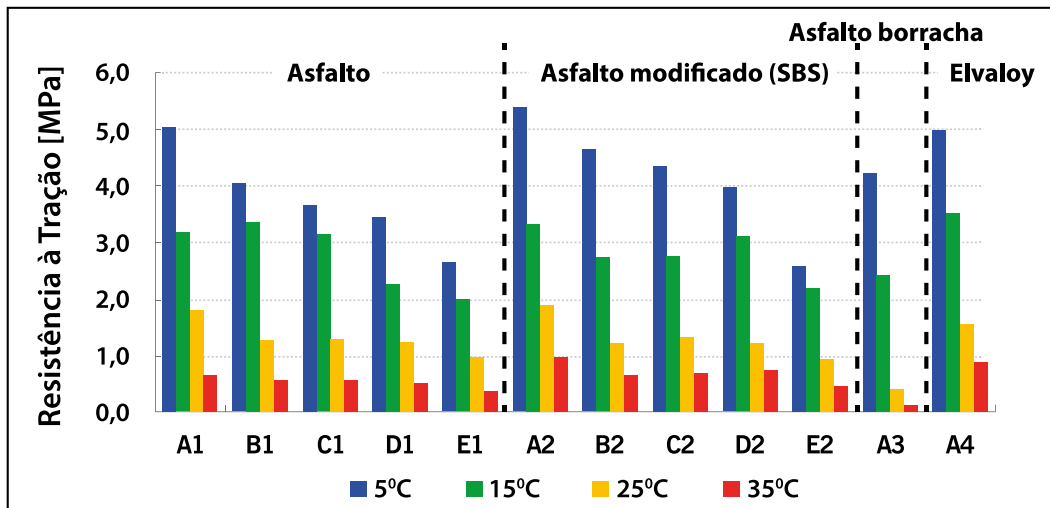
Há uma boa correlação entre MR e RT para cada tipo de mistura asfáltica, ou seja, não há uma relação universal, porém, particularizada para cada “família” de composição granulométrica e de ligantes. Essa relação permanece constante, no entanto, com o passar do tempo, ou seja, com o envelhecimento.

Vasconcelos *et al.* (2012) mostram o efeito da temperatura nos resultados da resistência à tração de diferentes misturas asfálticas (HMA, SMA, *gap-graded* e CPA) com ligantes puros e modificados, determinadas em quatro temperaturas de teste: 5°C, 15°C, 25°C e 35°C. Também avalia a energia dissipada ao longo do ensaio, visando a uma melhor avaliação da mistura asfáltica. A energia a ser determinada é a integral da curva carga x tempo resultante do ensaio. Para isso é necessário que o equipamento esteja ligado a um computador com um sistema de aquisição de dados para fazer as leituras e registros durante todo o ciclo de rompimento dos CPs. Foram utilizados quatro ligantes asfálticos e cinco graduações do agregado que, combinados, geraram 12 misturas asfálticas. Na figura 6.4(a) mostram-se as RTs obtidas para as misturas asfálticas avaliadas, nas várias temperaturas e nas figuras 6.4(b) e 6.4(c) as energias de fratura.

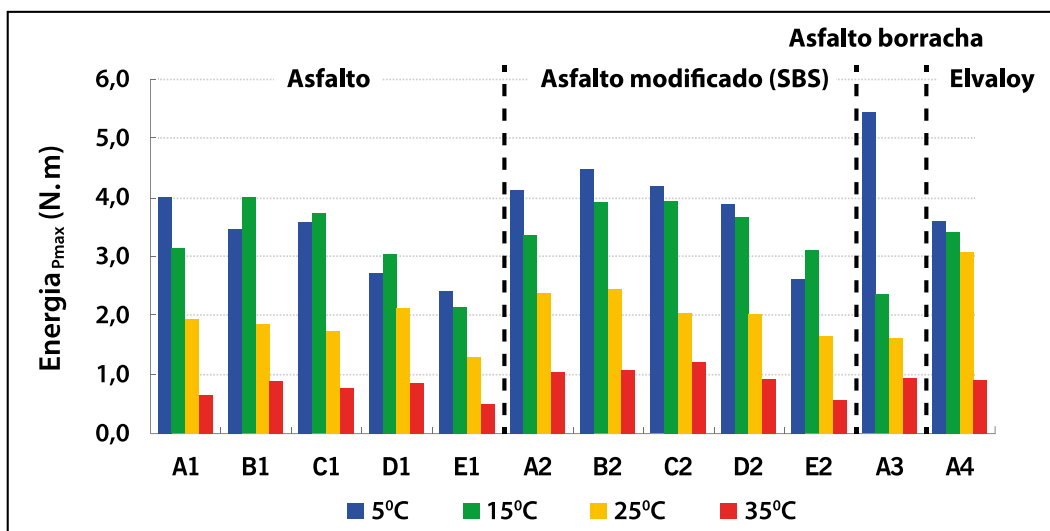
Esse ensaio é utilizado em muitos países para avaliar vários aspectos do comportamento de misturas asfálticas. Na ASTM tem-se a norma D6931/17, cujo escopo indica que a resistência à compressão diametral (IDT em inglês) pode ser usada para avaliar a qualidade relativa de misturas asfálticas em conjunto com outros ensaios de laboratório e para estimar o potencial de trincamento no campo. Também pode ser usada para determinar o DUI do revestimento asfáltico, conforme tratado no capítulo 5, quando os resultados são obtidos em amostras condicionadas e não condicionadas. O método define procedimentos para preparar e testar CPs fabricados em laboratório ou retirados de campo. Na AASTHO a norma é a T 322/2007, confirmada em 2020. Na Europa esse ensaio está descrito na norma EN 12697- 23 (2017).



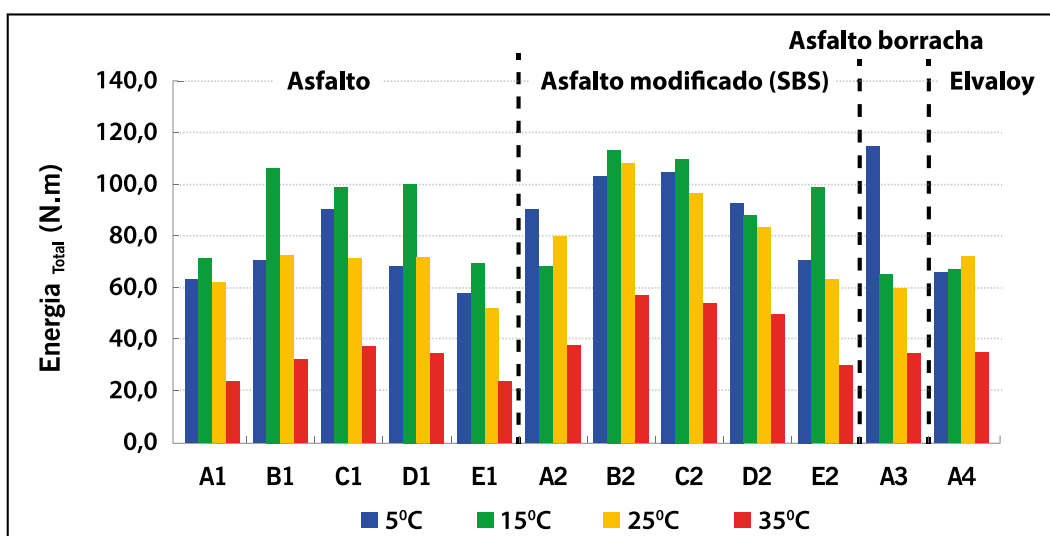
Figura 6.4 – (a) Resultados de RT de várias misturas asfálticas a quatro temperaturas de ensaio, (b) energia dissipada no pico do carregamento e (c) energia total dissipada



(a)



(b)



(c)

Fonte: Vasconcelos et al., 2012.

Vários autores internacionais apresentam avaliações de misturas asfálticas utilizando o ensaio de RT por compressão diametral, combinado com outros ensaios de laboratório, tais como Kim e Wen (2002); Huang *et al.* (2005); entre muitos outros. Como exemplo, Srinivasan (2004) analisou várias misturas correlacionando a RT com o potencial de deformação permanente avaliado pelo APA (tipo de ensaios que será comentado mais adiante neste capítulo).

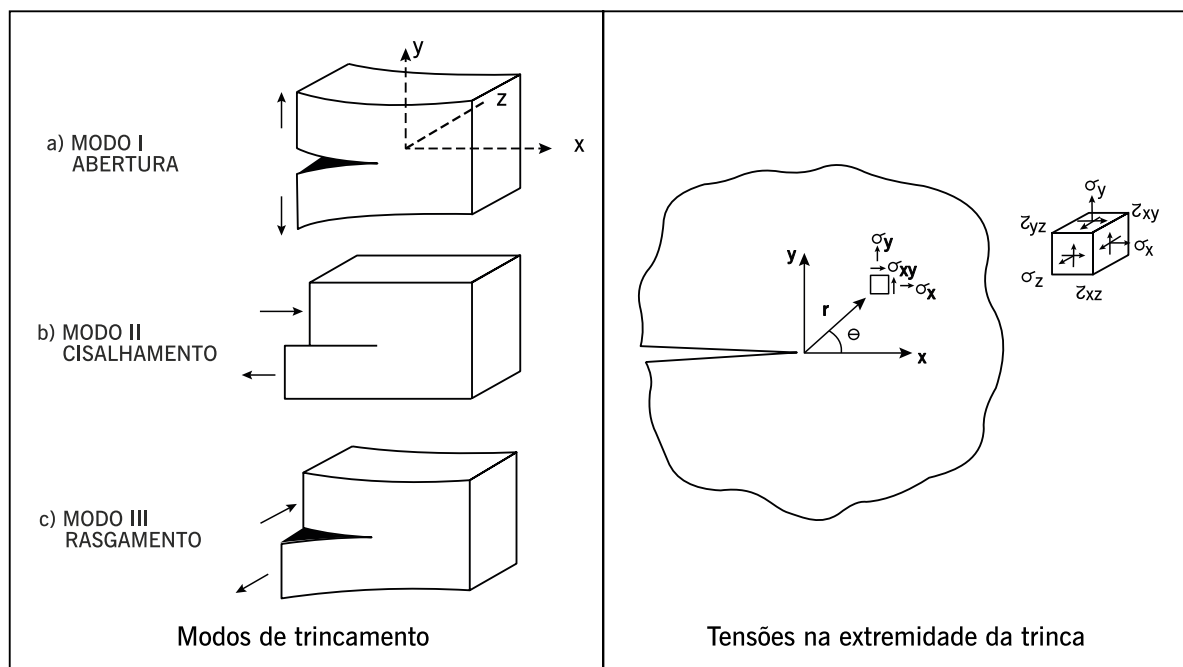
No Brasil esse ensaio é sempre realizado na maioria das pesquisas sobre misturas asfálticas, associado a outros ensaios mecânicos. Alguns estão citados na tabela 6.4, no próximo item, por apresentar também valores de módulo de resiliência. Citam-se ainda Cunha (2004); Neves Filho (2004); Pazos (2015); Almeida Jr (2016).

### 6.2.2 Ensaios de fratura

A mecânica da fratura trata da área da mecânica dos materiais que se destina à análise dos processos mecânicos geradores e propagadores de fendas, fissuras e outros defeitos, sob a ação de cargas aplicadas externamente. Para considerar as falhas em um material, a teoria da mecânica da fratura tem sido usada para considerar a redução de resistência devido à presença de trinca (SOARES; FREITAS, 2002).

Na extremidade de uma trinca, o campo de tensões pode ser separado em três componentes chamados de modos I, II e III. A fratura em modo I faz com que a trinca abra ortogonalmente à superfície de fratura, levando a tensões de compressão e de tração. No modo II, as superfícies de fratura deslizam umas em relação às outras, paralelas ao plano de fratura e perpendiculares à extremidade da trinca, resultando em tensões cisalhantes. Já no modo III, também ocorrem tensões cisalhantes, porém a trinca se desenvolve a partir do deslizamento das faces cisalhantes de modo paralelo ao plano de fratura e paralelo à extremidade da trinca. Na figura 6.5 mostram-se esses tipos de fratura (RODRIGUES, 1991).

**Figura 6.5** – Representação dos três modos de fratura



Fonte: Rodrigues, 1991.

A região na extremidade da trinca, onde ocorre o dano no material, é denominada de zona inelástica ou plástica, e nela ocorrem deformações não lineares que provêm da ocorrência de microtrincas isoladas, que coalescem formando macrotrincas, que se mesclam à estrutura da trinca principal.

Uma trinca pode ser comparada a um entalhe cujo raio de curvatura é próximo a zero. Para a determinação da vida de fadiga de uma mistura asfáltica, considera-se a presença de trincas que enfraquecem o material e reduzem sua vida útil. Admite-se que as tensões na extremidade da trinca são caracterizadas por um fator denominado *fator de intensidade de tensão* KI (para o modo I de fratura – abertura). Quando o fator KI alcança o valor crítico (KIC), ocorre uma fratura súbita nos materiais de comportamento frágil. Este valor de KIC, tenacidade à fratura do material, é uma propriedade característica, independente da geometria ou das cargas aplicadas, entretanto, dependente da temperatura (RODRIGUES, 1991).

O primeiro estudo para prever a vida de fadiga de um pavimento de concreto asfáltico empregando os conceitos de mecânica da fratura foi realizado no Brasil por Rodrigues (1991), baseado na taxa de crescimento da trinca pelo fator de intensidade de tensão K, utilizando a Lei de Paris (PARIS; ERGODAN, 1963).

A Lei de Paris é definida pela equação 6.2:

$$\frac{dc}{dN} = AK^n \quad (6.2)$$

Onde:

A e n são constantes do material;

K é o fator de intensidade de tensão.

A partir da Lei de Paris, a vida de fadiga pode ser apresentada como:

$$Nf = \int_{c_0}^{c_f} \frac{1}{AK^n} dc \quad (6.3)$$

Onde:

Nf é o número de ciclo para a falha;

c<sub>0</sub> é a falha inicial;

c<sub>f</sub> é o comprimento final da trinca.

Rodrigues (1991) avaliou os mecanismos que originam e propagam as trincas em revestimentos asfálticos e apresentou um modelo numérico para análise do ensaio de compressão diametral de misturas asfálticas, criando pré-trinca no centro do CP que permitiu calcular KI. Comparou com as expressões de Paris e com os parâmetros de curvas de fadiga convencionais expressas por  $N = k_1 \Delta\sigma^n$ . Assim, propôs expressões para previsão do surgimento da primeira trinca e sua propagação num revestimento de pavimento asfáltico.

Braz (1997) utilizou tomografia dos CPs para verificar o crescimento das trincas, que nem sempre seguem um caminho único e, assim, propôs uma reavaliação das equações de Rodrigues (1991).

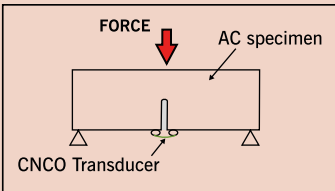
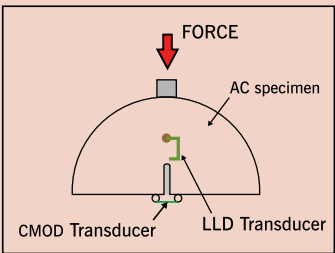
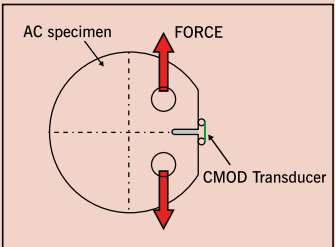
Loureiro (2003) avaliou a evolução do dano por fadiga em ensaios de CPs de compressão diametral de concreto asfáltico. Souza (2005) aplicou modelos viscoelásticos ao concreto asfáltico, utilizando a teoria da mecânica da fratura.

Bastos (2010) avaliou pela mecânica da fratura o uso de geossintéticos para conter a reflexão de trincas. Essa reflexão acontece em revestimentos novos colocados sobre revestimentos antigos onde o nível de trincamento já esteja elevado. A reflexão das trincas é provocada pela movimentação relativa próxima às trincas, provocada por contração e expansão térmica e pelo carregamento do tráfego.

Várias configurações de geometria de CPs foram propostas para avaliar o crescimento da trinca em uma mistura asfáltica. Na tabela 6.1 indicam-se essas proposições, adaptadas por Maia (2011). Distinguem-se três tipos: ensaio de flexão em viga com uma fenda (*single-edge notched beam* – SEB), o ensaio de flexão em semicírculos com fenda (*semi-circular bending* – SCB) e o ensaio de tração em disco com fenda (*disk-shaped compaction tension test* – DCT). A geometria SCB foi utilizada por Molenaar *et al.* (2002); Li e Marasteanu (2010); Huang *et al.* (2013), entre outros, sendo essa geometria considerada mais adequada.

As normas AASTHO TP 105 (2013) e TP 124 (2016) descrevem o protocolo do ensaio de determinação da energia de fratura utilizando a geometria semicircular (SCB). A norma europeia EN 12697-44 também descreve esse ensaio. A norma AASHTO TP 124 expandiu os parâmetros extraídos da curva carga (P) x deslocamento ( $\delta$ ), propondo um índice de flexibilidade (IF).

**TABELA 6.1 – DIFERENTES GEOMETRIAS DE CPS PARA ENSAIO DE FRATURA MONOTÔNICO**

Geometria	Vantagens	Desvantagens
<p><b>SE(B)</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Configuração de carregamento simples;</li> <li>- Modo I – carregamento;</li> <li>- Flexibilidade para investigar outros parâmetros (efeito do tamanho do CP etc.).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dificuldade de obtenção de CPs em campo.</li> </ul>
<p><b>SCB</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Facilidade de extração de CPs em campo;</li> <li>- Carregamento simples de flexão em três pontos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Estado de tensão complexo;</li> <li>- Tamanho do CP.</li> </ul>
<p><b>DC(T)</b></p> 	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Facilidade de extração de CPs em campo;</li> <li>- Configuração do ensaio de fratura padrão.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Carregamento excêntrico;</li> <li>- Preparação dos CPs;</li> <li>- Desvio da trinca nos agregados.</li> </ul>

Fonte: Maia, 2011.

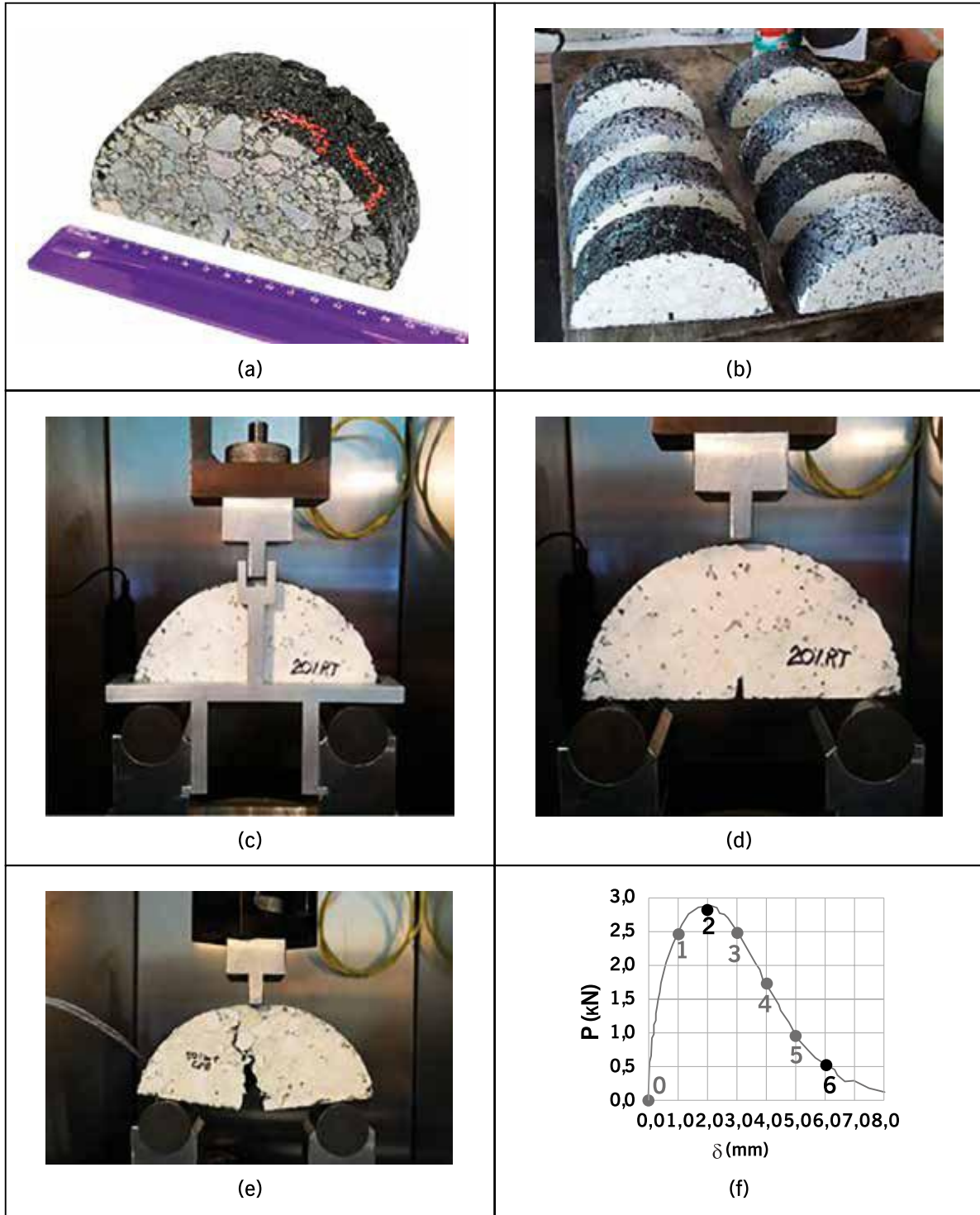
Alguns pesquisadores brasileiros analisaram misturas asfálticas com a geometria SCB tais como Montestruque *et al.* (2010); Freire *et al.* (2014); Hartmann (2017); Godoi (2017); Godoi *et al.* (2017), entre outros.

Aragão *et al.* (2014) alegaram que os ensaios SCB apresentam algumas vantagens com relação a outros ensaios de fratura, como a quantidade de CPs que podem ser obtidos a partir de uma única amostra cilíndrica compactada; a facilidade de obtenção de amostras de campo e a simplicidade dos procedimentos experimentais. Muitos modelos computacionais são utilizados, porém ressalta-se o tamanho reduzido da área potencial de fratura. Aragão *et al.* (2016) analisaram diferentes misturas com as três geometrias (SE (B), SCB e DC (T)).

Godoi (2017) realizou ensaios em amostra semicircular SCB em três misturas asfálticas, dosadas pelo método Superpave: uma com CAP 50/70, outra com AMP 60/85 e a terceira com AB8. Os resultados indicaram maior rigidez da mistura com asfalto modificado, que também apresentou maior vida de fadiga. Os CPs com CAP 50/70 e AB8 apresentaram-se dúcteis e com menor velocidade de propagação das microtrincas. Também avaliou a mistura com o CAP convencional, mas com o teor de ligante 0,5% maior do que o teor ótimo, o que resultou em melhor comportamento.

Para ilustração, apresenta-se parte dos dados obtidos por Godoi *et al.* (2019). Na figura 6.6 mostram-se aspectos dos CPs (a) e (b), do ajuste deste na prensa (c), o início e andamento do ensaio monotônico (d) e (e), e a curva carga *versus* deslocamento (f). Do ponto zero ao ponto 1 (figura 6.6(f)), o CP suporta um rápido crescimento da carga aplicada, ainda visualmente sem princípio de trincamento; o ponto 2 corresponde ao instante no qual o material excede sua capacidade de resistir aos esforços a que está sendo submetido, sendo a resistência máxima à propagação do trincamento. Assim, as primeiras trincas começam a surgir a partir do entalhe, como microtrincas que se interligam, representadas graficamente pelo intervalo de pontos 3 e 4 (figura 6.6(f)), formando as macrotrincas que levam à ruptura total do CP, em torno dos pontos 5 e 6, representando o deslocamento máximo. Os autores também apresentam esse mesmo tipo de ensaio realizado com cargas cíclicas. Aconselha-se a leitura do artigo para melhor entendimento dos resultados. Na tabela 6.2 e na figura 6.7 estão indicados os resultados dos ensaios estáticos, com diferença de comportamento das três misturas asfálticas estudadas.

Figura 6.6 – CPs semicirculares, equipamentos e ensaio em andamento com a aplicação de carga monotônica



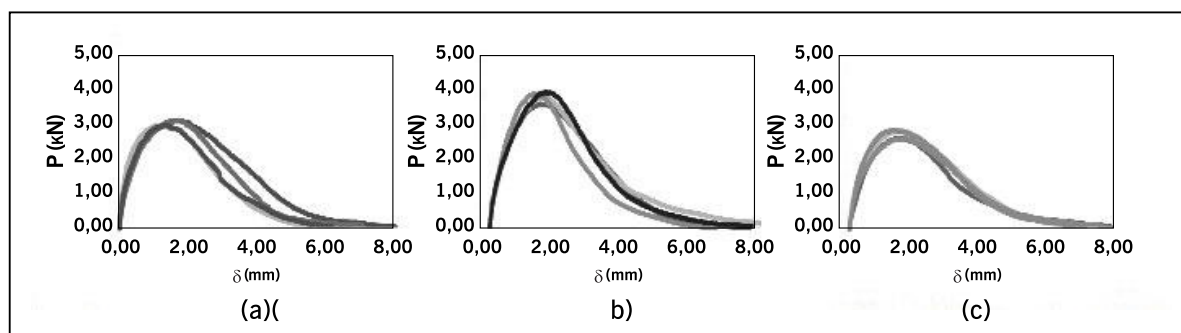
Fonte: Godoi *et al.*, 2019.

**TABELA 6.2** – RESULTADOS DA RESISTÊNCIA MÁXIMA À PROPAGAÇÃO DO TRINCAMENTO PARA AS TRÊS MISTURAS MOLDADAS NO TEOR ÓTIMO DE LIGANTE

Mistura	A CAP 50/70			B AMP 60/85			C AB8		
	P máximo (kN)	$\delta$ máximo (mm)	$\sigma$ máximo (MPa)	P máximo (kN)	$\delta$ máximo (mm)	$\sigma$ máximo (MPa)	P máximo (kN)	$\delta$ máximo (mm)	$\sigma$ máximo (MPa)
	2,95	1,05	1,70	3,72	1,52	2,17	2,77	1,47	1,53
	3,11	1,58	1,73	3,92	1,57	2,13	2,99	1,48	1,69
	3,12	1,70	1,78	4,02	1,34	2,21	3,01	1,23	1,66
	2,96	1,32	1,70	4,08	1,67	2,19	2,75	1,47	1,47
<b>Média</b>	<b>3,04</b>	<b>1,41</b>	<b>1,73</b>	<b>3,94</b>	<b>1,53</b>	<b>2,18</b>	<b>2,88</b>	<b>1,41</b>	<b>1,59</b>
<b>Desvio padrão</b>	<b>0,08</b>	<b>0,25</b>	<b>0,03</b>	<b>0,14</b>	<b>0,12</b>	<b>0,03</b>	<b>0,12</b>	<b>0,11</b>	<b>0,09</b>
<b>COV</b>	<b>3%</b>	<b>17%</b>	<b>2%</b>	<b>3%</b>	<b>8%</b>	<b>1%</b>	<b>4%</b>	<b>7%</b>	<b>6%</b>

Fonte: Godoi *et al.*, 2019.

**Figura 6.7** – Curvas de carga *versus* deslocamentos obtidos nos ensaios SCB para as misturas asfálticas com CAP 50/70 (a) com AMB 60/85 (b) e com AB8 (c)



Fonte: Godoi *et al.*, 2019.

Li e Marasteanu (2004) mostraram que a configuração de amostra na forma semicircular (SCB) poderia ser usada para medir a resistência de fratura de misturas asfálticas. Posteriormente, outros estudos mostraram que a configuração de corpos de prova para ensaios de fratura em misturas asfálticas em forma de disco, denominada nos Estados Unidos de *disk-shaped compact* – DC(T), é mais adequada porque a trinca tem maior comprimento para se desenvolver.

No Brasil, Hirsch (2009); Bastos (2010); Maia (2011); Budny (2012) e Vargas (2016) realizaram ensaios SCB em misturas asfálticas, denominado aqui de tração em disco circular com fenda. Hirsch (2009) apresenta os passos para a preparação dos CPs e os acessórios desta configuração. O autor descreve um roteiro do ensaio, que pode ser útil para quem for começar a fazer esse ensaio, já que ainda não se tem norma nacional.

A norma internacional atual desse ensaio é ASTM D 7313-2020, cuja versão inicial é de 2007, com uma revisão em 2013. Define que a energia da fratura pode ser utilizada como parâmetro para descrever a resistência à fratura do CA. O parâmetro de energia da fratura é particularmente útil na avaliação de misturas com ligantes modificados por polímero, e tem-se mostrado mais adequada para distinguir a diferença entre materiais de forma mais ampla do que o parâmetro de resistência à tração indireta (AASHTO T322). O ensaio é geralmente mais adequado à temperatura de 10°C (50°F), ou para combinações de material e de temperatura que produzam fratura bem definida em outras condições. A energia de fratura é calculada



considerando a área sob a curva de deformação obtida durante o ensaio, considerando a força aplicada e a medida de abertura da trinca. As expressões dos cálculos podem ser vistas nas referências citadas neste item.

No Brasil, a maioria dos ensaios foi realizada a 25°C, por facilidade operacional e por entender que a temperatura de 10°C não é representativa do clima nacional. Para algumas misturas, os resultados se invertem em relação ao efeito da temperatura do ensaio.

Na figura 6.8 mostra-se a configuração do ensaio DC(T) e alguns CPs. Pode-se observar o posicionamento do CP e a configuração (*disk-shaped compact*) da amostra de CA com o *clip-on-gage* utilizado para medir a abertura da trinca ao longo da tração aplicada pelos dois cilindros metálicos. Aplica-se uma carga pequena de assentamento de no máximo 0,20 kN, para ajuste entre o CP e a prensa e, em seguida, uma carga de tração crescente. O ensaio estará finalizado quando o nível da carga se reduzir a um valor mínimo de 0,10 kN. Na figura 6.9 mostram-se fotos da propagação da trinca de um CP, ao longo do ensaio. As faces dos CPs foram pintadas de branco para melhor visualização do trincamento ao longo do ensaio (MAIA, 2011).

A análise conjunta dos dados de Hirsch (2009); Bastos (2010) e Maia (2011) mostrou boa correlação entre a força de pico deste ensaio e o expoente da curva de fadiga obtida de forma tradicional ( $n$ ). Essa tendência indica que quanto maior a força de pico, maior a sensibilidade no nível de tensões ( $n$ ), tendência também percebida por Rodrigues (1991) e Braz (1997) que correlacionaram os parâmetros da Lei de Paris com os parâmetros da curva de fadiga. Esse ensaio mostrou boa correlação com o ensaio de resistência à tração por compressão diametral e apresenta características adequadas para avaliação inicial de uma mistura asfáltica em laboratório para comparar diferentes dosagens e conjunto de materiais (agregados e ligantes asfálticos).

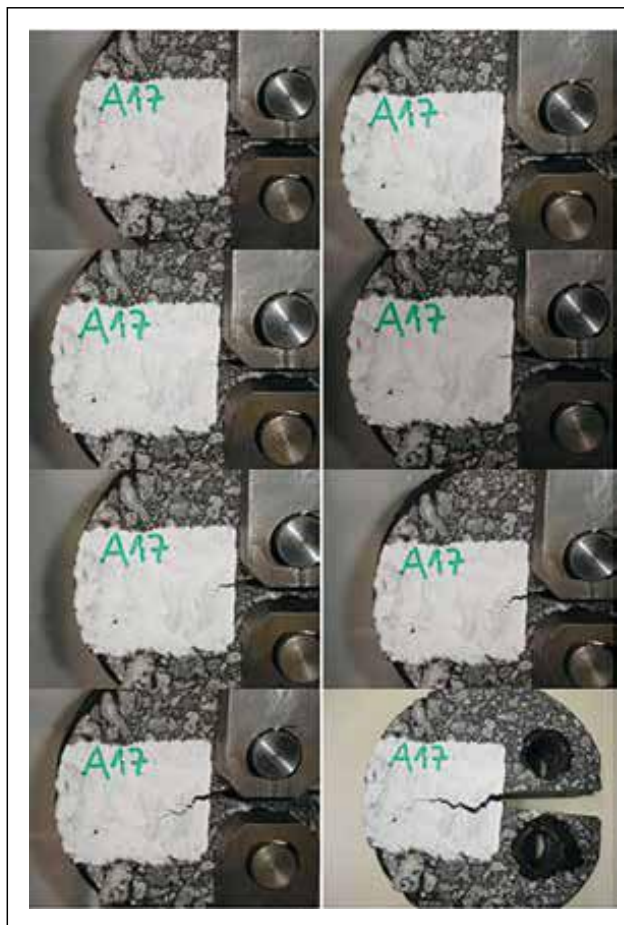
**Figura 6.8** – Configuração do CP preparado para o ensaio de tração em disco circular com fenda, prensa e resultado do ensaio



Fonte: Hirsch, 2009.



**Figura 6.9** – Fotos de vários estágios do ensaio de tração em disco com fenda para uma mistura de concreto asfáltico de TNM de 19,1 mm e ligante modificado Flex 65-90



Fonte: Maia, 2011.

### 6.3 RIGIDEZ

Um bom projeto de pavimento combina os materiais e as espessuras das camadas conforme a rigidez de cada uma dessas camadas, de modo a propiciar uma resposta estrutural do conjunto condizente com as solicitações do tráfego. Essa resposta definirá a vida útil do conjunto da estrutura. Diferentes parâmetros de rigidez têm sido utilizados para procurar caracterizar o comportamento mecânico das misturas asfálticas. A importância do conhecimento da rigidez dos materiais do revestimento e das subcamadas é possibilitar a análise da estrutura global do pavimento, que produz como resposta as tensões, as deformações e os deslocamentos do sistema em camadas. Sistemas em camadas como os pavimentos estão sujeitos a cargas transientes provenientes do movimento dos veículos, o que gera tensões verticais com formas de onda senoidais (BARKSDALE, 1971), entre outras. A tensão aplicada na superfície é função da magnitude do carregamento.

Devido ao comportamento viscoelástico do ligante asfáltico (GOODRICH, 1991; PINTO, 1991; PARK; KIM, 1998; LEE; KIM, 1998; TAIRA; FABRI, 2001; DANIEL; KIM, 2002; SOUZA; SOARES, 2003), a resposta do revestimento é diferente para carregamentos estáticos e dinâmicos. Mesmo quando se considera a mesma magnitude de carregamento (estático e dinâmico), o material viscoelástico apresenta maior rigidez para carregamentos com menor duração de aplicação do pulso de carga e menor rigidez para carregamentos com maior duração, sendo o

limite inferior o carregamento estático, sempre a uma dada temperatura de referência. A duração do pulso de carga está relacionada com a velocidade dos veículos.

Outro fator importante é a frequência de aplicação de pulsos de carga consecutivos que, quanto maior, significa que menor é o tempo decorrido entre um pico de carga e os subsequentes; também um fator determinante na resposta dos materiais asfálticos. A temperatura é outro fator de grande influência no comportamento mecânico das misturas, podendo a rigidez variar em até uma ordem de grandeza (FONSECA, 1995), sendo que, para baixas temperaturas, a rigidez tende a aumentar, com redução da parcela viscosa e diminuição do ângulo de fase. Com o aumento da temperatura, a rigidez cai e o ângulo de fase aumenta.

Materiais que apresentam comportamento elástico linear (rigidez independente do estado de tensões) podem ser caracterizados por dois parâmetros: módulo de Young ou módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson (LOVE, 1944). Embora apresentem comportamento reconhecidamente viscoelástico, as misturas asfálticas podem ser consideradas elásticas se a carga aplicada for pequena em relação à resistência (tensão de ruptura) do material, e o carregamento for repetido por ciclos suficientemente longos (HUANG, 1993). Admitir a hipótese de que o comportamento das misturas asfálticas seja elástico linear possibilita a análise simplificada de sistemas de camadas por meio de soluções analíticas ou numéricas.

O termo módulo tem sido usado de forma pouco rigorosa no meio de pavimentação pois existem conceitos bastante distintos para ele. Mamlouk e Sarofim (1988) apresentam uma discussão sobre os seguintes tipos de módulo: (i) módulo de Young; (ii) módulo de cisalhamento; (iii) módulo de compressibilidade, hidrostático ou de elasticidade do volume (*bulk modulus*); (iv) módulo complexo; (v) módulo dinâmico; (vi) módulo de resiliência; (vii) módulo obtido pelo nomograma da Shell.

Uma apresentação completa desses diversos módulos está além do escopo deste livro. Para ficar restrita aos parâmetros utilizados no Brasil esta seção tem como foco o módulo de resiliência com carregamento por compressão diametral e o módulo dinâmico, uma vez que ambos já vêm sendo utilizados em muitas pesquisas e já possuem normas brasileiras.

### 6.3.1 Módulo de resiliência

Os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais usados em pavimentação foram iniciados na década de 1930 com Francis Hveem, que foi o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Foi ele também que adotou o termo “resiliência”, definido classicamente como “energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações”. Hveem criou um equipamento chamado estabilômetro para medir essas deformações verticais por sensores eletromecânicos (*strain gages*). O nome módulo de resiliência (MR, *resilient modulus* em inglês) foi criado para que não fosse confundido com o módulo de Young, determinado estaticamente (HVEEM, 1955).

Tayebali *et al.* (1993) realizaram ensaios para a avaliação de MR de misturas asfálticas utilizando ensaios de flexão, carregamento axial e compressão diametral, concluindo que os valores obtidos com ensaios de compressão diametral assumem valores superiores aos obtidos com ensaios de flexão e axiais. Os valores obtidos nos ensaios de flexão e de carregamento axial são relativamente semelhantes. Resultados semelhantes com relação aos ensaios de flexão e compressão diametral foram obtidos no Brasil por Pinto (1991).

O ensaio de MR em misturas asfálticas é padronizado no país desde 1994, à época pela DNER-ME 133/94 (DNER, 1994). Essa norma foi atualizada e passou a ser DNIT 135/2018. É usual se utilizar o termo MR somente para o ensaio realizado dessa forma de compressão diametral.

O ensaio de MR em misturas asfálticas é realizado aplicando-se uma carga repetidamente no plano diametral vertical de um CP cilíndrico regular. Essa carga gera uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação da carga. Mede-se então o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente à tensão gerada, numa dada temperatura ( $T$ ). Os CPs cilíndricos são de aproximadamente 100 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura, no caso de CPs moldados no compactador Marshall, ou mesmo extraídos do giratório, ou ainda de 100 mm de diâmetro e altura entre 35 mm e 65 mm, extraídos de pista ou de amostras de maiores dimensões.

O carregamento diametral, representado esquematicamente na figura 6.10(a), gera um estado biaxial de tensões, esquematicamente representado na figura 6.10(b), que é governado pela expressão 6.4.

$$\epsilon_x = \frac{1}{MR} (\sigma_x - \mu \sigma_y) \quad (6.4)$$

Onde:

$\epsilon_x$  = deformação de tração no diâmetro horizontal;

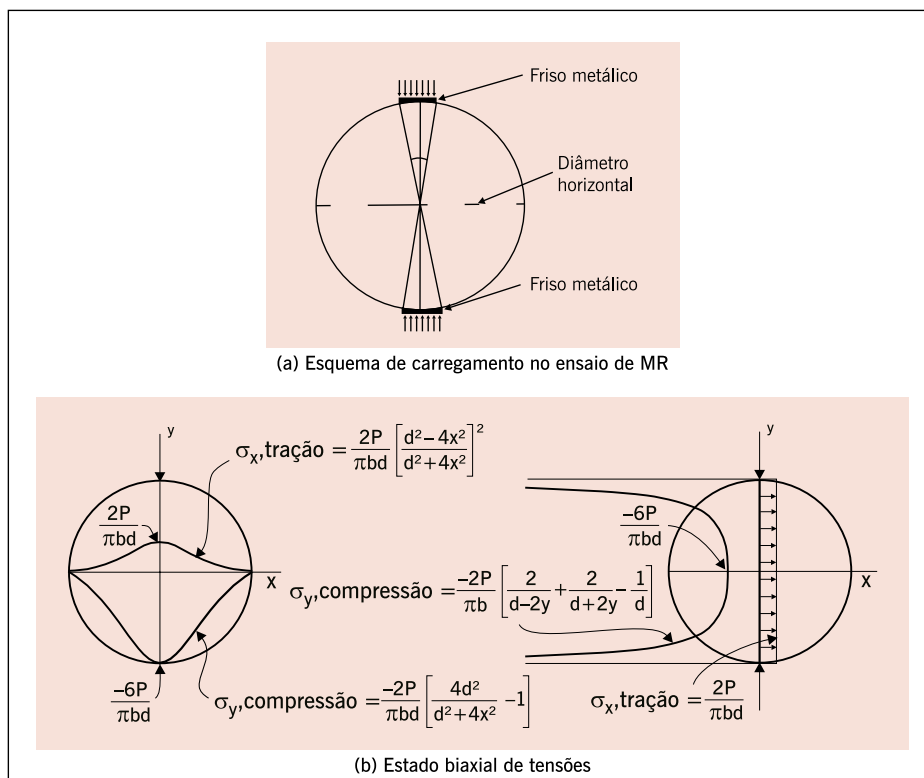
$\sigma_x$  = tensão horizontal;

$\sigma_y$  = tensão vertical;

$\mu$  = coeficiente de Poisson;

$MR$  = módulo de resiliência.

**Figura 6.10** – Ilustração do ensaio de compressão diametral e estado de tensões gerado



Fonte: Medina; Motta, 2015.

A distribuição de tensões dentro de um disco comprimido por duas cargas pontuais diametralmente opostas foi considerada por Timoshenko e Goodier (1951), sendo posteriormente proposta a solução considerando-se o efeito do friso (HONDROS, 1959), conforme indicam as expressões 6.5 e 6.6.

$$\sigma_x(\theta, y) = \frac{P}{\pi t} \left[ \frac{(1-\bar{y}^2) \operatorname{sen} 2\alpha}{1-2\bar{y}^2 \cos 2\alpha + \bar{y}^4} - \arctan \left( \frac{1+\bar{y}^2}{1-\bar{y}^2} \tan \alpha \right) \right] \quad (6.5)$$

$$\sigma_y(\theta, y) = -\frac{P}{\pi t} \left[ \frac{(1-\bar{y}^2) \operatorname{sen} 2\alpha}{1-2\bar{y}^2 \cos 2\alpha + \bar{y}^4} + \arctan \left( \frac{1+\bar{y}^2}{1-\bar{y}^2} \tan \alpha \right) \right] \quad (6.6)$$

Onde:

$P$  = força aplicada por unidade de espessura do cilindro ( $P = 2 \text{ pt}$ );

$p$  = pressão uniformemente distribuída na área de contato friso-cilindro;

$2t$  = largura do friso;

$\alpha$  = arc sen  $t/R$ ;

$y = y/R$ ;

$y$  = distância vertical a partir do eixo horizontal que passa no centro do CP;

$R$  = raio do CP.

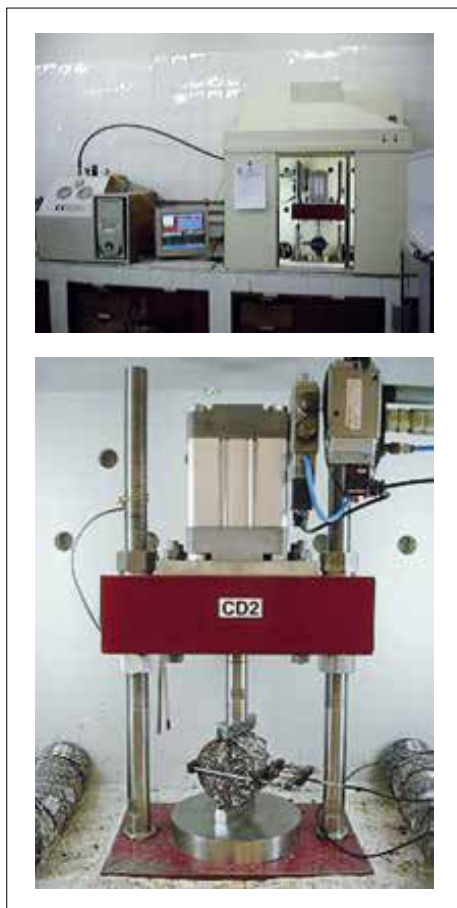
Nas misturas asfálticas o coeficiente de Poisson pode ser considerado independente do tipo de carregamento, variando apenas com a temperatura. O seu valor varia entre 0,35 para baixas temperaturas e 0,50 para altas temperaturas (VON QUINTUS *et al.*, 1991). No Brasil é comum se assumir o valor de 0,30.

Os primeiros equipamentos utilizados no país foram desenvolvidos aqui na década de 1980 e são do tipo pneumático, que permitiram gerar desde então um enorme banco de dados sobre as misturas asfálticas nacionais. Vários laboratórios dispõem desse tipo de equipamento e, também, automatizados. Na figura 6.11 mostra-se um desses pioneiros desenvolvido e construído no país, em operação desde 1990. Neste também se realizam os ensaios de FN e de fadiga.

Na figura 6.12 mostram-se dois equipamentos servo-hidráulicos, que vários laboratórios brasileiros dispõem, que permitem realizar o ensaio de MR de forma automatizada, além de outros tipos de ensaios, tais como o de módulo dinâmico, fadiga, tratados a seguir.

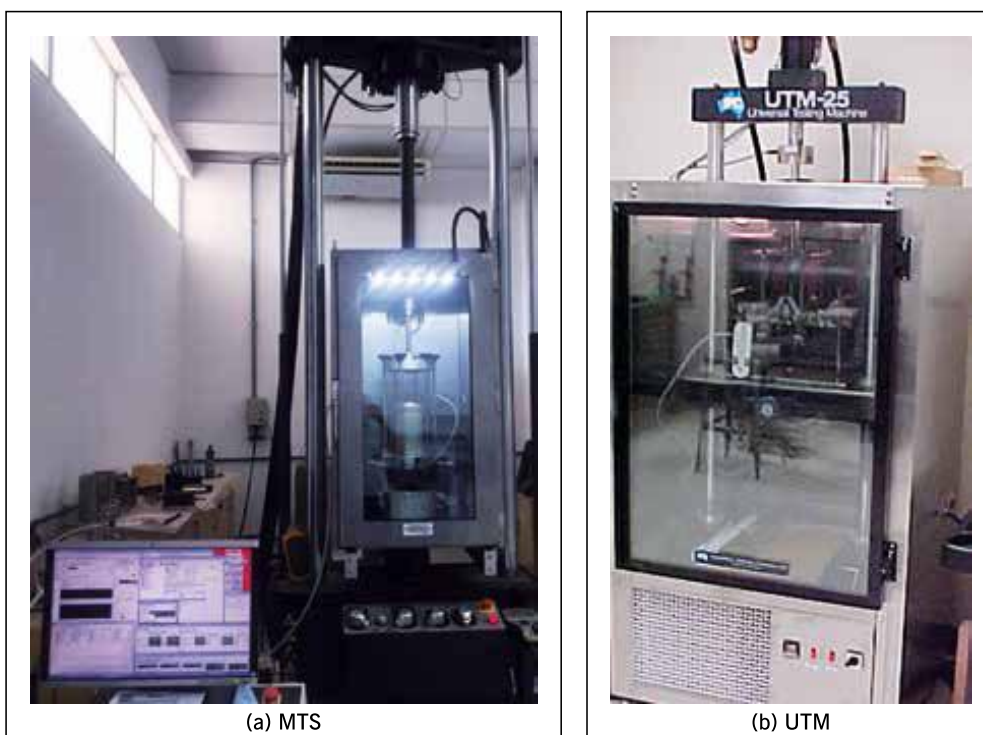
O MR resultante do ensaio de tração indireta é definido como a relação entre a tensão de tração ( $\sigma t$ ), aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura asfáltica, e a deformação específica recuperável ( $\epsilon t$ ) correspondente à tensão aplicada, numa dada temperatura ( $T$ ). Na figura 6.13, apresenta-se a forma da aplicação da carga cíclica, em geral correspondente a 0,1 s de aplicação da carga e a 0,9 s de intervalo de repouso, frequência de 1 Hz e medidas dos deslocamentos, obtidas por diferentes equipamentos.

**Figura 6.11** – Exemplo de equipamento pneumático para determinação do MR de misturas asfálticas



Fonte: Elaborada pelos autores.

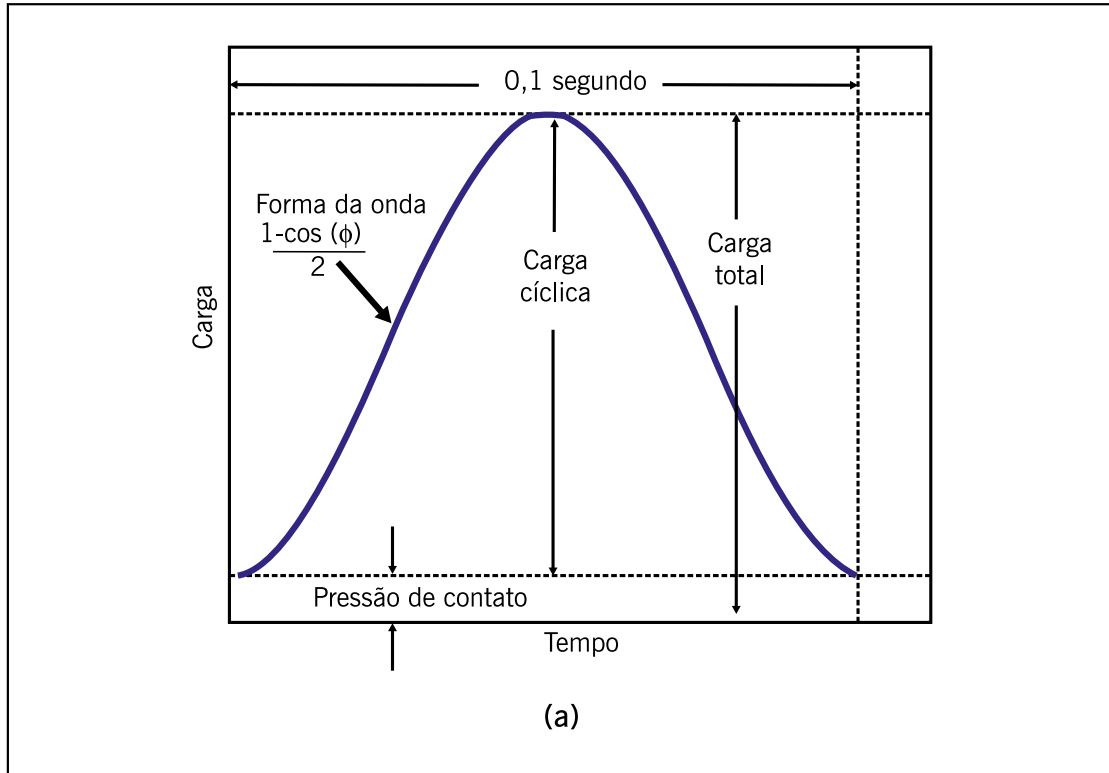
**Figura 6.12** – Exemplos de equipamentos servo-hidráulicos utilizados para vários ensaios de misturas asfálticas



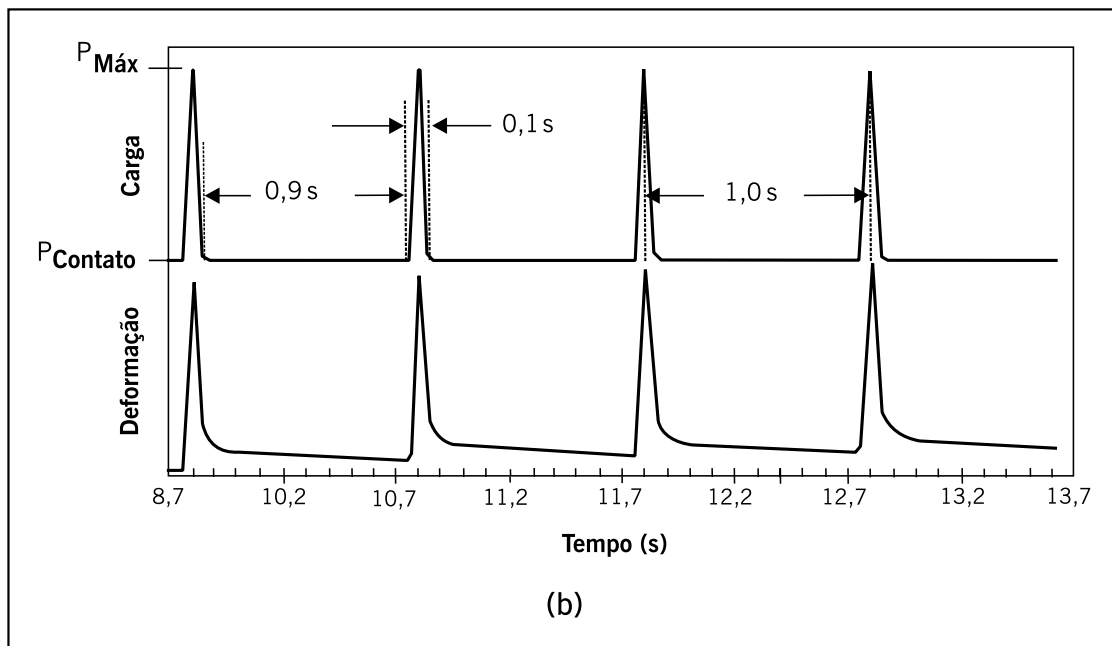
Fonte: Elaborada pelos autores.

Fonte: Lucas Júnior, 2018

**Figura 6.13** – Esquema de aplicação de carga (a) e leituras da deformação correspondente no ensaio de MR (b)



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010. (adaptado de NCHRP-285).



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

É calculado pela expressão 6.7 a seguir, e elementos indicados na figura 6.14:  
Por definição:

$$MR = \left( \frac{\sigma_t}{\epsilon_t} \right)$$

Considerando um diâmetro do CP de 10 cm e um friso de carga de 1,27 cm, deduz-se a seguinte expressão:

$$M_R = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} = \frac{F}{t\Delta} (0.9976\mu + 0.2692) \quad (6.7)$$

Onde:

$MR$  = módulo de resiliência, MPa;

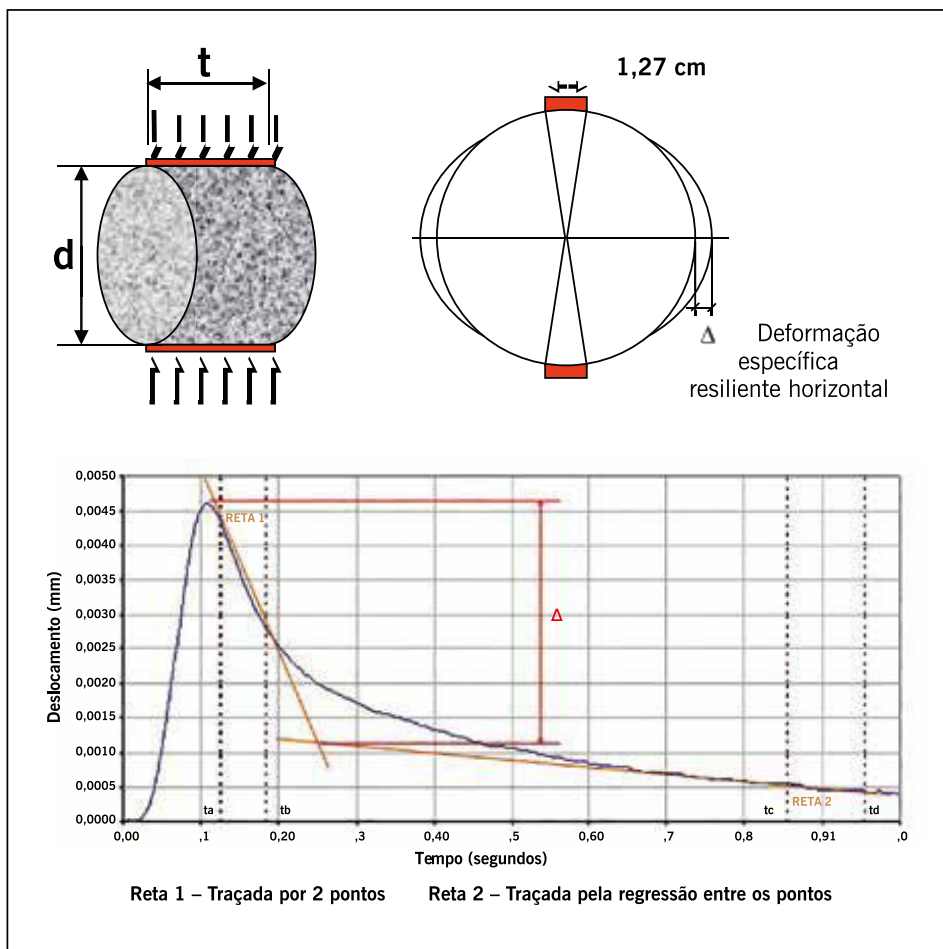
$F$  = carga vertical repetida aplicada diretamente no CP, N;

$\Delta$  = deslocamento elástico ou resiliente registrado para 300, 400 e 500 aplicações da carga ( $P$ ), mm;

$t$  = altura do CP, mm;

$\mu$  = coeficiente de Poisson.

**Figura 6.14** – Esquema do ensaio de MR e variáveis constantes na equação 6.7



Fonte: Medina, 1988.

O MR não representa um parâmetro puramente elástico para misturas asfálticas, uma vez que no seu cálculo associado a um dado pulso de carregamento, desenvolvem-se deformações viscoelásticas que são parcialmente contabilizadas como deformações elásticas. A viscoelasticidade de misturas asfálticas pode ser encontrada, por exemplo, em Souza (2005), entre outros autores, para uma melhor compreensão do assunto.



O módulo de resiliência de misturas asfálticas a quente varia com: o tipo de mistura (CA, SMA, CPA etc. – ver capítulo 4), a faixa granulométrica, o tipo de ligante asfáltico, as propriedades volumétricas, a energia de compactação, com a temperatura de compactação, com a temperatura de ensaio entre outras variáveis. É possível dosar uma mistura asfáltica para se obter um determinado MR, conforme solicitado ou especificado em projeto (MARQUES, 2004; MARQUES; MOTTA, 2006).

A dosagem Marshall e Superpave para energias equivalentes fornecem eventualmente teores de ligante de projeto similares, porém em termos de MR e RT podem apresentar valores diferentes visto que as estruturas do esqueleto mineral geradas pela compactação por impacto (Marshall) e por amassamento (Superpave) são distintas e interferem no valor dessas propriedades mecânicas (NASCIMENTO *et al.*, 2006).

Valores típicos, como ordem de grandeza para simples orientação do leitor, podem ser considerados na faixa de 2.000 a 12.000 MPa para CAs a 25°C, sendo os menores correspondentes a misturas com asfaltos modificados por polímeros ou por borracha e os maiores a misturas com asfaltos de consistência dura. Deve-se ainda considerar a influência da distribuição granulométrica e do tamanho máximo de agregado.

Apenas como ilustração, valores médios de módulos de resiliência de diferentes misturas asfálticas já investigadas no país são apresentados na tabela 6.3. Outro parâmetro que consta na tabela é a resistência à tração estática, parâmetro discutido no item anterior. Os valores são dados em MPa e a 25°C.

A tabela 6.3 apresenta dados de misturas convencionais densas com diferentes CAPs, concretos asfálticos e AAUQs moldados tanto em usina como em laboratório, misturas com material fresado, misturas em asfalto-borracha – processos seco e úmido, misturas com escória de aciaria, misturas com agregados convencionais e granulometrias descontínuas. As informações de caracterização dos materiais, teor de ligante, bem como outros parâmetros mecânicos dessas misturas podem ser encontradas nos autores citados.

EMEs (ver capítulo 4), muito utilizadas pelos franceses e em alguns países europeus, podem apresentar MR acima de 10.000 MPa e resistência à tração por compressão diametral entre 1,9 e 3,5 MPa. Destinam-se exclusivamente à camada de base, caracterizando o comportamento da estrutura como um pavimento semirrígido do ponto de vista de deformabilidade. Informações sobre esse tipo de CA e resultados para várias condições podem ser obtidas em Magalhães (2004); Freitas (2007); Quintero (2011); Villela (2011); Villela *et al.* (2011); Leite *et al.* (2011); Pereira (2012); Villela *et al.* (2012); Quintero *et al.* (2012), entre outros autores nacionais.



**TABELA 6.3 – EXEMPLOS DE MRS E RT DE MISTURAS ASFÁLTICAS INVESTIGADAS NO PAÍS (25°C)**

Características	Faixa (referência)	MR (MPa)	RT (MPa)	Tipo agregado
CA – CAP 30/450		3.628	1,09	
CA – CAP – CAP 50/60		3.033	0,89	
CA – CAP – CAP 30/45	Faixa C	5.105	0,82	
CA – CAP – CAP 50/60	(SOARES <i>et al.</i> , 2000)	4.425	0,73	
AAUQ1	Faixa B	1.825	0,52	
AAUQ2	(SOARES <i>et al.</i> , 2000)	1.683	0,72	
<b>Misturas densas (moldadas em laboratório)</b>	Faixa C			
CA 1	(REDE ASFALTO, 2005)	3.609	1,26	
CA 2		3.026	1,23	
SMA – 12,5 mm	(VASCONCELOS, 2004)	4.747	0,98	
SMA – 9,5 mm		3.367	0,82	
<b>Concreto asfáltico com material fresado</b>	Faixa C	3.200	1,20	
Com 0% fresado	(LIMA, 2003)	4.776	1,30	
Com 10% fresado		7.524	1,30	
Com 30% fresado		8.901	1,60	
<b>CA com asfalto-borracha</b>	Faixa C	3.647	0,97	
Asfalto-borracha (úmido)	(PINHEIRO, 2004)	2.393	0,50	
Agregado-borracha (seco)		2.452	0,80	
SMA (variando o fíler)	0/11S			Granito
6% SBS fíler 1	(MOURÃO, 2003)	2485	0,68	
Fíler 2		2095	0,67	
Fíler 3		1968	0,90	
<b>CA variando agregado e ligante</b>	TNM 19 mm			
Escória de aciaria ligante RV	(FREITAS, 2007)	8062	1,75	Escória
Escória aciaria ligante 30/45 Sasobit		9173	1,89	
Escória aciaria ligante 30/45		8608	1,92	
Agregado convencional ligante RV		7121	1,69	Brita gnaisse
Agregado convencional ligante 30/45 Sasobit		9080	1,79	
Agregado convencional ligante 30/45		7082	1,68	
<b>CA diversos modificadores</b>	TNM 19 mm			Granito
Ligante 50/70	(CAVALCANTI, 2010)	6900	1,42	
Ligante com TLA		9084	1,52	
Ligante com WMA		7723	1,89	
Ligante com PR Plast		11500	2,14	
Ligante 30/45		9745	2,20	
<b>CA variando fíler</b>	19 mm			Basalto
Fíler pó de pedra	(BOIERA, 2014)	3742	1,30	
Fíler + cal calcítica 1%	CAP 50/70	3826	1,44	
Fíler + cal calcítica 2%		3625	1,35	
Fíler + cal dolomítica 1%		3872	1,52	
Fíler + cal dolomítica 2%		3703	1,46	
<b>CA (diferentes refinarias)</b>	12,7 mm (POSSEBON, 2018)			
30/45 REGAP		11241	2,37	
50/70 LUBNOR		8628	1,45	
50/70 REFAP		7352	1,39	
50/70 REGAP		8382	1,30	
50/70 REPAR		7173	1,27	
50/70 REVAP		8133	1,46	

Fonte: Elaborada pelos autores.

### 6.3.2 Módulo dinâmico

A importância de se considerar a viscoelasticidade, bem como a possibilidade de contabilizar os efeitos de diferentes temperaturas e frequências de carregamento, faz com que o módulo

dinâmico,  $|E^*|$ , seja usado para determinar tanto as características elásticas quanto as propriedades viscoelásticas lineares de um dado material (CHRISTENSEN, 1982). O  $|E^*|$  é definido como o valor absoluto do módulo complexo que define as propriedades elásticas de um material viscoelástico linear sujeito a uma carga senoidal. O módulo complexo,  $E^*$ , define a relação entre tensão e deformação para um material viscoelástico linear. Em misturas asfálticas, esse parâmetro é obtido usualmente por meio de um carregamento senoidal aplicado axialmente em CPs cilíndricos e na ASTM a primeira norma é de 1979 (ASTM 3497). O procedimento é repetido para diferentes temperaturas e frequências de carregamento com o intuito de se construir uma curva mestra que incorpore os efeitos das duas variáveis citadas, tempo ( $t$ ) e temperatura (FRANCKEN; PARTL, 1996).

Desde a década de 1960 o  $|E^*|$  vem sendo pesquisado como uma alternativa ao MR na caracterização de misturas. Papazian (1962) realizou um ensaio aplicando tensões axiais senoidais a um CP, e medindo os deslocamentos correspondentes. Os ensaios foram conduzidos a temperaturas controladas e variadas frequências de carregamento, concluindo-se que os conceitos de viscoelasticidade poderiam ser aplicados no desenvolvimento e no estudo do desempenho dos pavimentos asfálticos (DANIEL *et al.*, 1998). Na década seguinte foram realizados experimentos com diversas formas de carregamento e os estudos indicaram que as maiores diferenças eram observadas no ângulo de fase (diferença entre o pulso de tensão e o pulso de deformação). Witczack e Root (1974), e Bonnaure *et al.* (1977) observaram ainda que os ensaios conduzidos sob a forma de tração-compressão são mais representativos do comportamento em campo. Nesses estudos o  $|E^*|$  foi determinado por ensaios de flexão de CPs trapezoidais que eram fixados na extremidade de base e sujeitos a um carregamento senoidal na outra extremidade.

Embora muitas pesquisas acadêmicas no Brasil já realizem esse tipo de ensaio há muitos anos, a primeira norma brasileira é a DNIT 416/2019. Nesta norma o  $|E^*|$  é assim definido: “valor absoluto do módulo complexo, calculado pela razão entre a amplitude de tensão (pico a pico) e a amplitude de deformação axial (pico a pico), para um material sob o carregamento de compressão do tipo senoidal (*haversine*)”.

Para a realização do ensaio é necessário um equipamento servo-hidráulico capaz de aplicar frequências de carregamento de compressão do tipo *haversine*, variando de 0,1 a 25 Hz, e níveis de carga de até 25 kN, que deve dispor de uma câmara de temperatura que permita o condicionamento do CP para o ensaio na temperatura desejada, e seja capaz de controlar a temperatura no intervalo de  $-10^{\circ}\text{C}$  a  $60^{\circ}\text{C}$ , com precisão de  $\pm 0,5^{\circ}\text{C}$ , medida no interior de um CP de controle. A câmara deve ser larga o suficiente para acomodar, no mínimo, o CP do ensaio e o de controle que tem um ou dois sensores de temperatura instalados no centro para a verificação da temperatura interna.

O CP deve ser preparado de acordo com a norma DNIT 178/2018 – PRO, no compactador giratório, com um grau de compactação de  $98,5 \pm 0,5\%$  da densidade aparente de projeto da mistura compactada (aproximadamente 5,5% de vazios para misturas dosadas para 4% de vazios, como exemplo). A altura do CP deve ser de  $150,0 \pm 2,5$  mm e o diâmetro deve ser de  $100 \pm 2,0$  mm.

De forma geral, as aplicações da carga são feitas nas frequências de carregamento de 25,0; 10,0; 5,0; 1,0; 0,5 e 0,1 Hz, nas temperaturas de 4, 20 e  $40^{\circ}\text{C}$ . Cada CP, instrumentado com os transdutores, deve ser ensaiado para cada uma das combinações de temperatura e frequência de carregamento, iniciando da menor temperatura e prosseguindo para a mais alta. Para cada nível de temperatura, são indicados níveis de carga a serem aplicados. O ensaio, a dada temperatura, deve começar com a frequência de carregamento mais alta e prosseguir até a mais

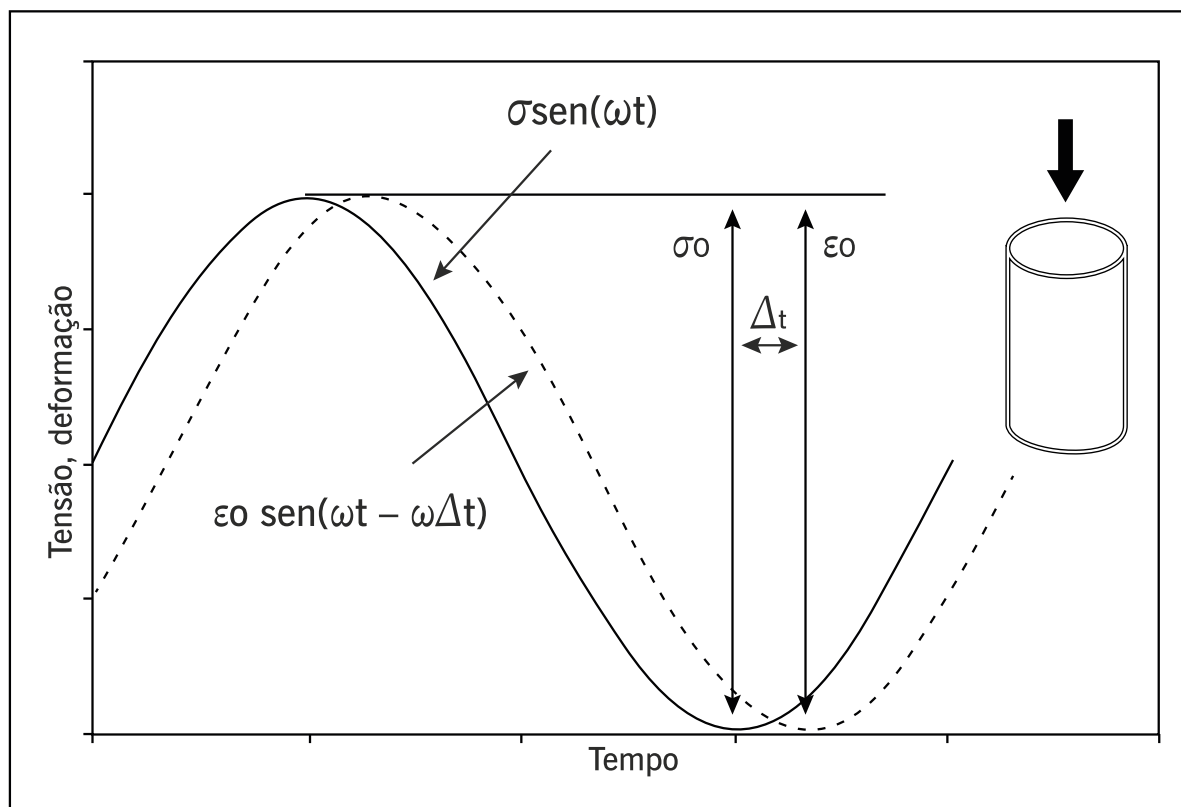
baixa. Vários cuidados de preparação estão descritos na norma e devem ser atendidos. Também os cálculos a serem realizados estão descritos na referida norma.

A figura 6.15 indica o esquema de aplicação da carga e a deformação resultante, indicando o ângulo de fase, que representa a defasagem entre a tensão e a deformação, expressa em graus ou radianos, obtida pela multiplicação do tempo pela frequência angular. O ângulo de  $0^\circ$  representa o comportamento de um sólido perfeitamente elástico e o ângulo de  $90^\circ$  o de um fluido perfeitamente viscoso. Na figura 6.16 são apresentados aspectos do CP e da instrumentação utilizada para obter os deslocamentos gerados.

Com esse ensaio se define a curva mestra (figura 6.17) do  $|E^*|$ , que consiste na expressão matemática utilizada para sintetizar o comportamento viscoelástico de uma mistura asfáltica, sob as várias condições de tempo de carregamento e de temperatura. Essa curva mestra pode ser usada para avaliação e caracterização de misturas asfálticas para o dimensionamento de pavimentos em métodos mecanístico-empíricos. A curva mestra pode ser ajustada por uma função sigmoïdal e o ajuste deve ser realizado utilizando uma ferramenta que permita a minimização da soma dos quadrados dos erros existentes entre o  $|E^*|$  medido em cada par temperatura-frequência e o  $|E^*|$  calculado pela função sigmoïdal.

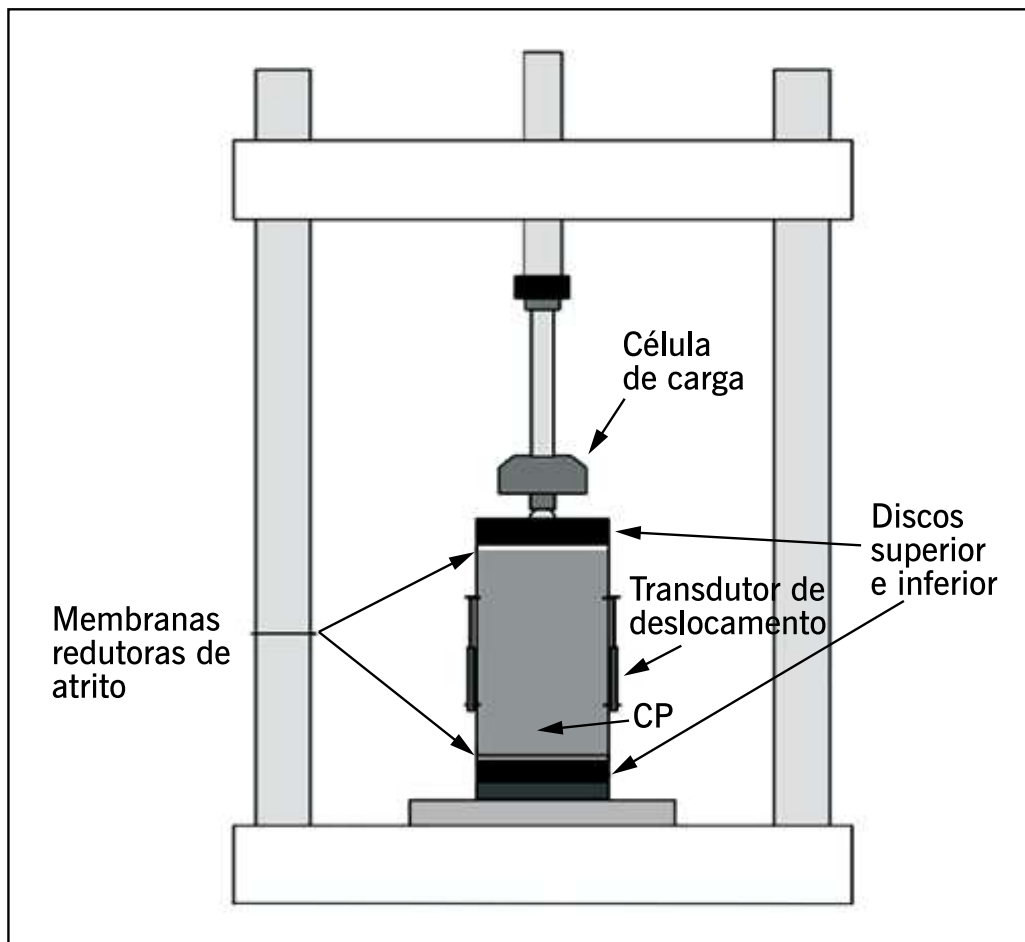
Na tabela 6.4 são apresentados valores típicos do  $|E^*|$  de misturas asfálticas brasileiras. Os seguintes autores brasileiros podem ser consultados para maiores informações sobre o módulo dinâmico e seus resultados para variadas misturas asfálticas: Aragão *et al.* (2010); Pazos (2015); Pazos *et al.* (2015); Aragão *et al.* (2016); Almeida Jr (2016); Goeks *et al.* (2017); Fengler (2018); Fengler *et al.* (2018); Gouveia *et al.* (2018); Costa (2018); Possebon (2018); Santos *et al.* (2019); Cunha (2019); Santos *et al.* (2020), entre outros.

**Figura 6.15** – Forma de aplicação da carga cíclica e da deformação resultante no ensaio de módulo dinâmico axial e o ângulo de fase



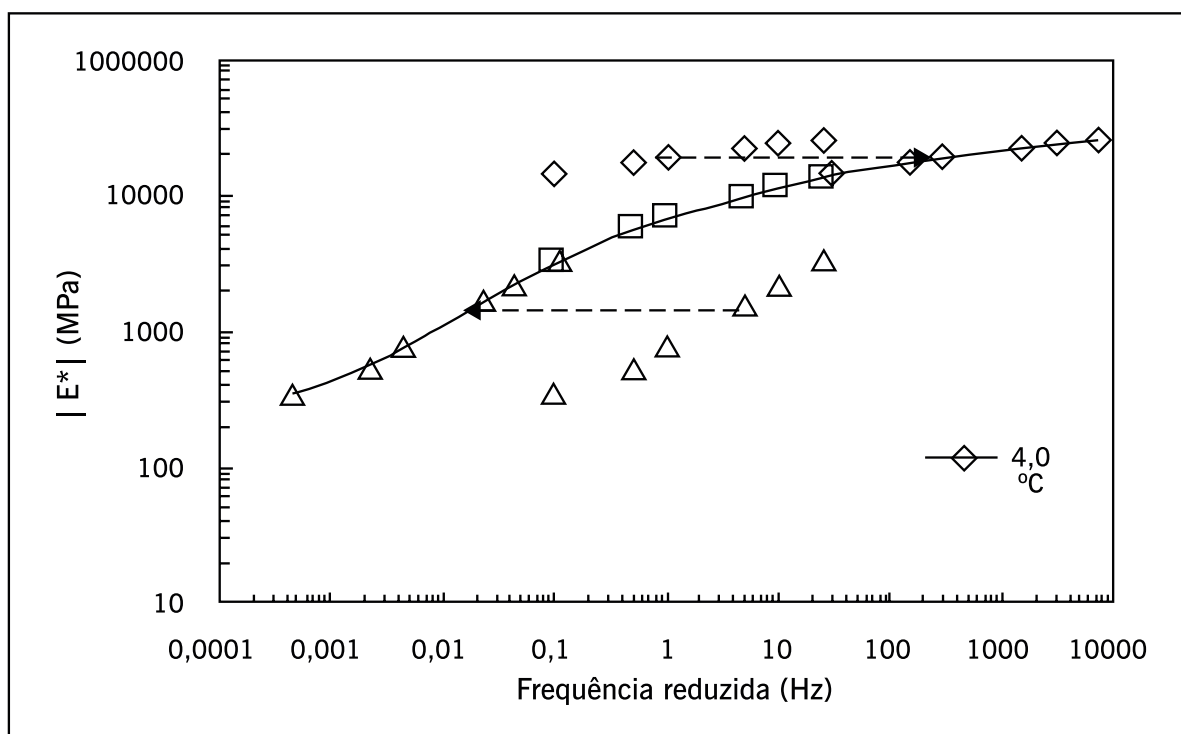
Fonte: DNIT 416/2019.

Figura 6.16 – Ilustração do esquema geral do CP no ensaio com dois medidores de deslocamento



Fonte: DNIT 416/2019.

Figura 6.17 – Exemplo de construção da curva mestra de módulo dinâmico



Fonte: DNIT 416/2019.

**TABELA 6.4 – RESULTADOS DE  $|E^*|$  DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS TÍPICAS COM TAMANHO MÁXIMO NOMINAL (TMN) DE 19 MM**

Temperatura (°C)	Frequência (Hz)	$ E^* _{est.}$ (MPa) CAP 30/45	$ E^* _{est.}$ (MPa) CAP 50/70	$ E^* _{est.}$ (MPa) AMP 60/85
4	25	22100	21600	17500
4	10	20500	20400	16600
4	5	19700	19400	15700
4	1	17500	16600	13500
4	0,5	16400	15000	12700
4	0,1	13800	12100	10100
20	25	12900	10900	10700
20	10	11200	9300	9100
20	5	9800	7900	7100
20	1	7300	5300	5200
20	0,5	6100	4200	3600
20	0,1	3900	2200	2600
40	25	4100	2900	2800
40	10	2800	1900	2000
40	5	2100	1300	1300
40	1	900	500	650
40	0,5	700	360	450
40	0,1	350	160	230

Fonte: DNIT 416/2019.

### 6.3.3 Obtenção do módulo dinâmico por métodos simplificados

O módulo complexo  $E^*$  e, em consequência, o módulo dinâmico  $|E^*|$  podem ser obtidos com ensaios ou modelos de previsão. Estes últimos são equações derivadas da análise estatística de valores obtidos previamente por meio de ensaio. Uma das equações tem como valores de entrada: a frequência do ensaio, a viscosidade do ligante, o percentual de vazios e a granulometria da mistura. Os modelos de previsão aplicam-se a todos os tipos de misturas bem como a ligantes convencionais e modificados.

Historicamente, esses modelos foram desenvolvidos com base em regressão linear ou não linear de múltiplas variáveis. Os modelos mais usados são os de Witczak, integrados ao guia norte-americano de dimensionamento de pavimentos, o MEPDG.

Equações de previsão de módulo dinâmico também já foram produzidas a partir de dados de misturas brasileiras, e vêm sendo atualizadas à medida que novos dados são utilizados para sua calibração. Os termos da equação proposta originalmente por Mateos e Soares (2015) foram inseridos na função sigmoideal. Assim, foi proposta uma otimização para os dados da pesquisa de Gouveia *et al.* (2018), visando a um ajuste adequado. A otimização resultou na expressão 6.8, que apresenta um exemplo de equação de previsão de módulo ajustada para misturas brasileiras (GOUVEIA *et al.*, 2018), e tem como valores de entrada: o módulo de cisalhamento do ligante, e o percentual de vazios da mistura.

$$\log(|E^*|) = 1,811 + \frac{2,908}{1 + e^{0,763 - 22,597 V_v - 0,757 \log(|G^*|)}} \quad (6.8)$$

Onde:

$|G^*|$  = módulo dinâmico de cisalhamento do ligante, em MPa;

$V_v$  = volume de vazios da mistura, em %.

#### 6.3.4 Métodos não destrutivos

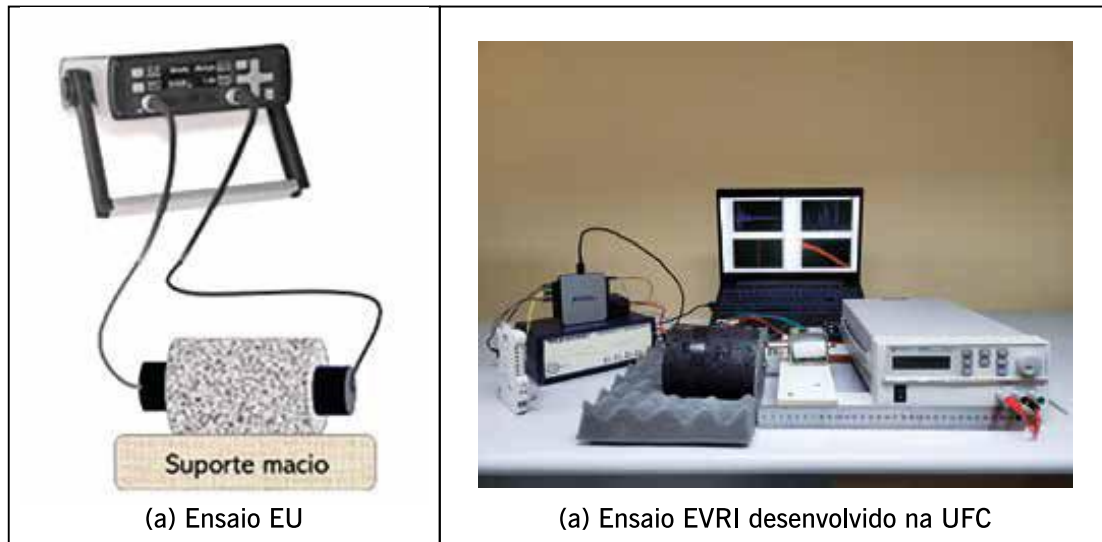
Nos últimos anos, a área da pavimentação vem utilizando técnicas não destrutivas para determinação do módulo complexo de misturas asfálticas e consequente obtenção de curvas mestras. Basicamente existem dois tipos de metodologias não destrutivas usadas para esse fim: ensaios ultrassônicos (EU) e os baseados em princípios vibracionais e ressonância por impacto, denominados aqui de EVRI.

Mounier *et al.* (2012) realizaram EUs em CPs cilíndricos de concreto asfáltico onde foi medida a propagação de ondas de compressão (onda P) e cisalhamento (onda S). Esses autores mostraram que é possível determinar o módulo complexo de uma mistura asfáltica com um erro relativo inferior a cerca de 20%. No EU, o equipamento de teste usado determina o tempo de voo das ondas ultrassônicas entre a superfície transmitida e a receptora (figura 6.18(a)). Dessa forma, a velocidade de transição dos pulsos ultrassônicos da amostra pode ser calculada e pela equação de Mandell (1966) é encontrado o módulo dinâmico. A grande limitação do EU é a obtenção do módulo dinâmico de misturas asfálticas em várias frequências a cada temperatura de ensaio.

Com base nessa limitação, Gudmarsson (2014) e Carret *et al.* (2018) desenvolveram um ensaio de EVRI atrelado à determinação da função de resposta de frequência (FRF), razão entre os sinais da saída e os de entrada no domínio da frequência. Os resultados experimentais de FRFs permitem a análise teórica por meio da modelagem tridimensional da vibração do sólido em *software* de elementos finitos, em que os parâmetros de um modelo viscoelástico linear determinam a vibração daquele sólido em uma ampla faixa de frequências. Esse método utiliza o fenômeno de ressonância e o seu princípio é induzir uma excitação em uma extremidade da amostra com um martelo de impacto automático e monitorar a resposta dada pelo acelerômetro colocado em outra posição da amostra. Uma transformação rápida de Fourier (FFT) do sinal de saída é realizada para transformar os sinais no domínio do tempo para o domínio da frequência. A figura 6.18(b) mostra o ensaio EVRI que vem sendo desenvolvido na Universidade Federal do Ceará (UFC).

O comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas apresenta-se com boa precisão no domínio das pequenas deformações 105 m/m (MANGIAFICO *et al.*, 2017). Esse fato impulsiona o uso dessas técnicas não destrutivas, pois as ondas mecânicas provocadas por esses métodos causam deformações abaixo de 106 m/m (MOUNIER *et al.*, 2012).

Figura 6.18 – Ensaio não destrutivos



Fonte: Bezerra *et al.*, 2022.

#### 6.4 ENSAIOS DE RUPTURA – VIDA DE FADIGA POR CARREGAMENTO CÍCLICO

As possibilidades de ensaios laboratoriais que avaliam a fadiga de misturas asfálticas são diversas, podendo apresentar variações/limitações decorrentes das condições de ensaio. Recomenda-se que as lógicas de análise dos ensaios sejam avaliadas sempre com vistas a se usar o teste capaz de caracterizar o defeito investigado com maior eficácia.

No caso dos ensaios de fadiga deve-se buscar ensaios que não produzam acúmulo contínuo de defeitos não relacionados à fadiga (BABADOPULOS, 2017). Nesse sentido, ensaios com deslocamento ou deformação controlados e com alternância de direção de carregamento devem ser preferidos.

Entre as geometrias de ensaio de fadiga consideradas (cilindro, trapézio, barras prismáticas ou viga, como indica a figura 6.19) e, por conseguinte, a forma de carregamento (compressão diametral, tração-compressão, flexão), somente o ensaio por tração-compressão, com carregamento de vaivém, apresenta estados de tensões e de deformações teoricamente homogêneos. A ensaios desse tipo, dá-se o nome de ensaios homogêneos, enquanto os demais são chamados ensaios não homogêneos (DI BENEDETTO *et al.*, 2001, 2004).

Figura 6.19 – Exemplos de equipamentos para ensaios de fadiga de CA



Fonte: Elaborada pelos autores.

Os ensaios homogêneos são mais adequados para a investigar a fadiga do que os ensaios não homogêneos. Nestes, a tensão pode ser calculada diretamente a partir de medidas obtidas no contorno do CP com uma célula de carga e da consideração da geometria adotada. O exemplo clássico é o do cálculo da tensão de tração ( $\sigma = F/A_t$ ) oriunda da força de tração uniaxial ( $F$ ) uniformemente distribuída sobre a área transversal ( $A_t$ ) de um CP. O comportamento reológico (elástico linear ou não linear, viscoelástico linear ou não linear, viscoelastoplástico, com ou sem dano etc.) do material testado não tem qualquer influência no cálculo das tensões, desde que o ensaio possa ser considerado homogêneo, o que é uma hipótese fundamental da mecânica dos meios contínuos. Essa hipótese impõe condições ao distanciamento entre as escalas da menor dimensão do CP e da maior dimensão das heterogeneidades, adotada, em função da aplicação como algo em torno de três a 10 vezes para a razão entre essas dimensões. Raciocínio semelhante pode ser elaborado para o cálculo de deformações.

Já em ensaios não homogêneos, o cálculo das tensões e/ou das deformações é feito a partir da solução de um problema de valor de contorno, que envolverá necessariamente a utilização de uma equação constitutiva (elástico linear ou não linear, viscoelástico linear ou não linear, viscoelastoplástico, com ou sem dano etc.). Ou seja, é preciso *a priori* estabelecer uma hipótese sobre o comportamento reológico do material para, em seguida, criar-se uma equação para obtenção dos campos de tensões e de deformações. A escolha do modelo constitutivo tem fundamental relevância no resultado da análise de tensões e deformações. Sendo assim, caso o comportamento do material não respeite a hipótese original feita sobre ele, o cálculo não é válido.

Em ensaios sem danificação do CP, a adoção de ensaios não homogêneos pode ser eficiente, desde que haja segurança sobre o tipo de comportamento do material ensaiado e que a equação adotada no cálculo seja a adequada. Já em ensaios com dano, não é possível, no ensaio que busca determinar como o dano se desenvolve, saber *a priori* como o mesmo ocorre. Apesar de a carga aplicada em um ensaio não homogêneo frequentemente ser controlada, a tensão, a rigor, não o é. Por esse motivo, a própria taxonomia associada ao ensaio de fadiga à “tensão controlada” deve ser usada com cautela, melhor dizendo seria a tensão inicial controlada.

Quanto ao percurso de carregamento, à exceção de materiais elásticos (cujo comportamento mecânico é reversível de maneira instantânea), há fluência quando o carregamento não oscila em torno de um eixo que representa a ausência de deformação. A fluência excessiva leva ao dano e, em última avaliação, à ruptura. Ensaios de flexão e de tração-compressão direta (que não sejam de tensão controlada) respeitam essa característica da oscilação para o estudo do comportamento de fadiga dos materiais asfálticos. No caso do ensaio de compressão diametral, o carregamento é sempre no mesmo sentido, transmitindo-se em termos de tensões sempre de compressão ou sempre de tração em um dado ponto e uma dada direção no material. Dessa maneira, há fluência e a tarefa de determinar no comportamento ao longo do ensaio aquilo que é proveniente do dano por fadiga e aquilo que é proveniente da fluência não é, à luz do conhecimento atual, possível.

A despeito das questões apontadas, devido à larga experiência no Brasil com o ensaio de compressão diametral, com uma considerável base de dados (como destaque cita-se PINTO, 1991, que realizou ensaios a TC – tensão controlada e DC – deformação controlada, em compressão diametral e flexão), esse ensaio foi normatizado pelo DNIT (DNIT 183/2018-ME), e incorporado ao seu novo método de dimensionamento, e é discutido a seguir. Subsequentemente, faz-se também uma discussão sobre o ensaio de tração-compressão que, assim como em outros países, eventualmente poderá ser usado no Brasil em breve, para além das pesquisas da academia onde já começa a ser realizado.



#### 6.4.1 Vida de fadiga – compressão diametral (ensaio normatizado pelo DNIT)

Enquanto cargas monotônicas (caso do ensaio de compressão diametral estático) produzem um dano (trincas) continuamente crescente nos materiais, cargas cíclicas podem produzir danos intermitentes, ou seja, na fase de carregamento o dano cresce, enquanto na fase de descarregamento o dano mantém-se constante, desconsiderando o fenômeno de “resselagem” das trincas (*healing* em inglês), que é apenas brevemente mencionado no final desta seção, sendo que o leitor que tenha interesse pode consultar Babadopulos (2017) e Oliveira (2019) para um aprofundamento sobre este tema.

Cargas cíclicas produzem falhas nos materiais decorrentes das solicitações de tensões mais baixas do que a resistência (tensão obtida na ruptura em ensaios estáticos), como consequência dessa carga ser aplicada repetidas vezes. Esse fenômeno é chamado fadiga e é definido como (ASTM, 1979): “o processo da mudança estrutural permanente, progressiva e localizada que ocorre em um ponto do material sujeito a tensões de amplitudes variáveis que produzem as fissuras que conduzem para totalizar a falha após um determinado número de ciclos”.

Vale salientar que esse é um problema não linear que ocorre em diversos materiais, ou seja, o dano produzido no primeiro ciclo é diferente do dano produzido no segundo ciclo e assim sucessivamente.

A fadiga ocorre por meio de ações mecânicas e/ou térmicas que não parecem críticas por si, se comparadas à resistência sob carregamento monotônico, mas na verdade são decisivas para a vida útil do material. Em uma estrutura sujeita a carregamento cíclico, diversos estágios convencionalmente divididos podem ser diferenciados durante um processo de fadiga, como ilustra a figura 6.20.

Região I: onde as primeiras mudanças microestruturais ocorrem; formam-se microfissuras; a densidade dos deslocamentos cresce e as zonas de danos irreversíveis se iniciam.

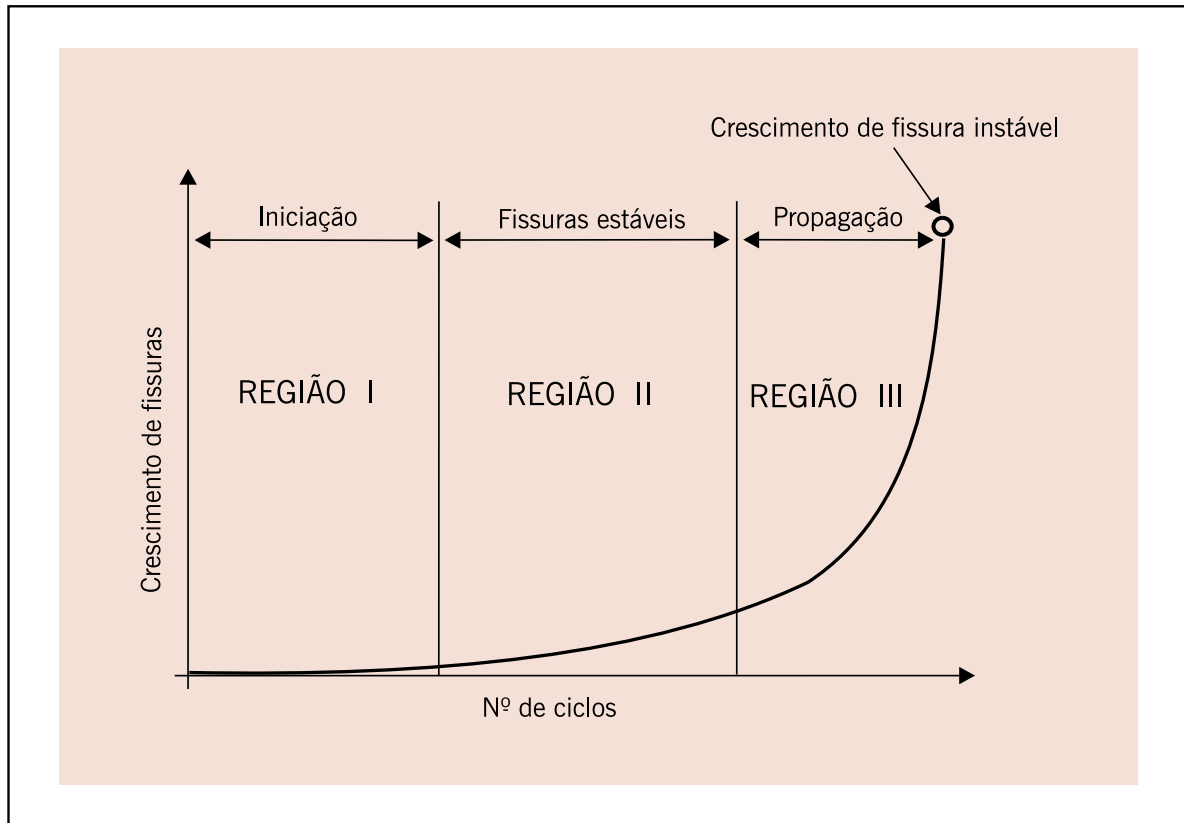
Região II: caracterizada pelo surgimento das microfissuras originadas da coalescência das microfissuras.

Região III: crescimento das microfissuras conduzindo rapidamente ao colapso total.

A vida de fadiga de uma mistura asfáltica pode ser definida em termos de vida de fratura ( $N_f$ ) ou vida de serviço ( $N_s$ ). A primeira se refere ao número total de aplicações de uma certa carga necessária à fratura completa da amostra e a segunda ( $N_s$ ) ao número total de aplicações dessa mesma carga que reduza o desempenho ou a rigidez inicial da amostra a um nível preestabelecido.

No ensaio laboratorial de vida de fadiga por compressão diametral à TC (DNIT 183/2018-ME), o número de repetições de carga até a falha é encontrado, sendo a carga aplicada numa frequência de 1 Hz por equipamento pneumático (PINTO, 1991; RODRIGUES, 1991; MEDINA; MOTTA, 2015). Como comentado em seção anterior, pode-se considerar que esse ensaio gera um estado biaxial de tensões em um CP cilíndrico. No decorrer do ensaio de fadiga, a deformação de tração aumenta até o rompimento completo do CP. Esse tipo de ensaio é compatível com a caracterização de materiais de revestimentos asfálticos mais espessos em decorrência da predominância de absorção das tensões pelo revestimento com relação às camadas subjacentes (PINTO, 1991; HUANG, 2003).

**Figura 6.20** – Estágios existentes num processo de fadiga



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

No caso de ensaio à deformação controlada (DC), a simulação corresponde a revestimentos mais delgados uma vez que nestes há maior contribuição das subcamadas na absorção das tensões solicitantes. Segundo Huang (2003), em revestimentos com espessuras inferiores a 50 mm, não acontece um decréscimo suficiente na rigidez, quantificada pelo módulo de rigidez por flexão ( $S_0$ ) (SHRP, 1994a), de modo a causar uma variação no nível de deformação ao longo dos diversos carregamentos. Nesse ensaio, a deformação é mantida constante enquanto a tensão inicial no CP diminui até o fim do ensaio. Alguns autores admitem que o limite de ruptura corresponde à redução em 50% do  $S_0$  inicial da mistura (EPPS; MONISMITH, 1969; PRONK; HOPMAN, 1990; TAYEBALI *et al.*, 1993).

O ensaio de fadiga normatizado pelo DNIT em 2018 tem sido realizado no país à compressão diametral sob tensão e temperatura controladas. Utiliza-se uma frequência de 60 aplicações por minuto com 0,10 segundo de duração do carregamento repetido. Para manter a temperatura controlada utiliza-se uma câmara com sistemas de aquecimento e refrigeração ligados a um termostato.

Para cada mistura ensaiada determinam-se as relações entre o número de repetições à ruptura e o nível de tensões atuantes (conforme ilustrado na figura 6.21 para três misturas com distintas faixas granulométricas):

$$N = k_1 \left( \frac{I}{\sigma_t} \right)^{n_1} \quad \text{ou} \quad N = k_2 \left( \frac{I}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (6.9)$$

Onde:

$N$  = número de repetições do carregamento necessário à ruptura completa da amostra (vida de fadiga);

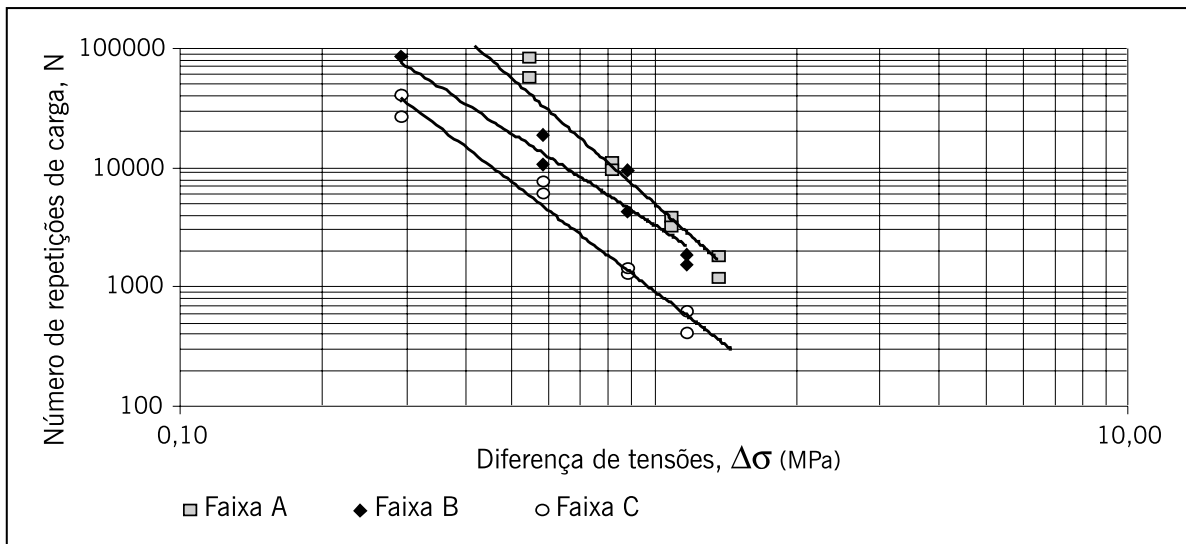
$\sigma_t$  = tensão de tração repetida solicitante;

$\Delta\sigma$  = diferença algébrica entre as tensões horizontal (de tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra (figura 6.20);

$k_i, n_i$  = constantes obtidas na regressão linear dos pares  $N$  e  $\sigma_t$  (ou  $\Delta\sigma$ ) determinados em ensaios, em escalas logarítmicas.

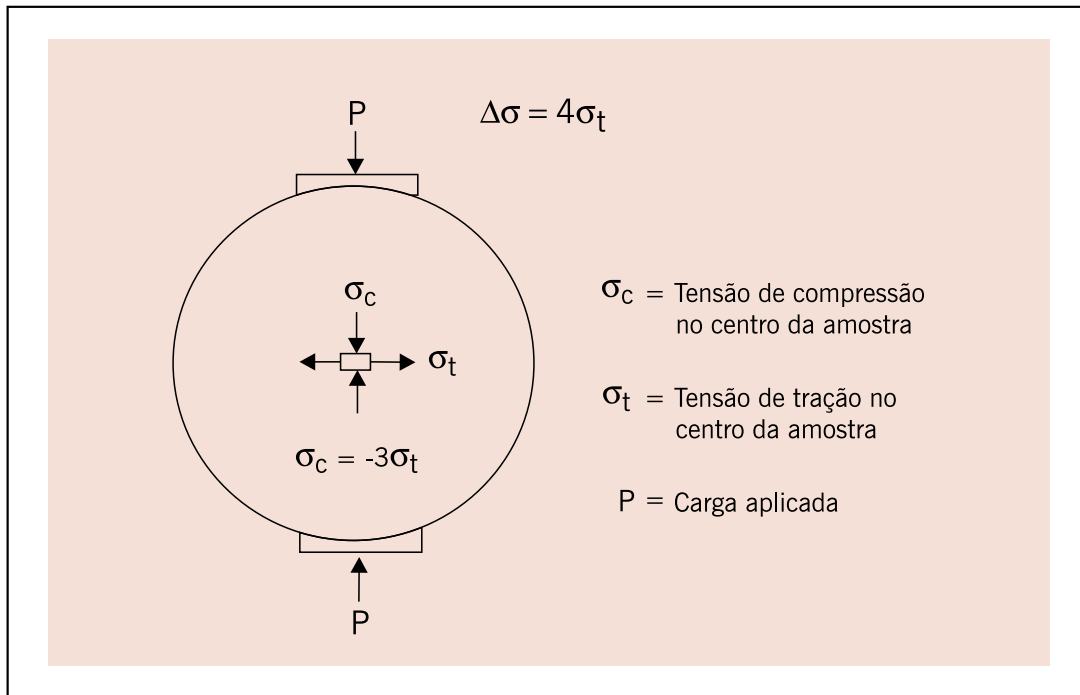
No ensaio de fadiga à TC, considera-se a tensão solicitante no CP como constante, o que é apenas uma aproximação, uma vez que o carregamento constante ao longo do ensaio não é traduzido em uma tensão solicitante constante. As tensões no CP, que podem ser calculadas por meio das expressões que constam na figura 6.22 admitem que o CP seja constituído de material elástico, isotrópico e sem danos. Isto é uma aproximação durante o ensaio de fadiga, uma vez que à medida que o carregamento é repetido, há dano progressivo no CP, além do fato de que as misturas asfálticas são materiais claramente inelásticos.

**Figura 6.21** – Vida de fadiga considerando diferentes faixas granulométricas



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

**Figura 6.22** – Representação das tensões no centro da amostra de um CP cilíndrico



Fonte: Bernucci *et al.*, 2010.

O modelo usado quando se faz o ensaio de fadiga à DC leva em conta a deformação de tração medida no centro do CP ( $\epsilon_t$ ):

$$N = k_3 \left( \frac{1}{\epsilon_t} \right)^{n_3} \quad (6.10)$$

Em uma abordagem mecanístico-empírica de dimensionamento de pavimentos usada no Brasil inicialmente (BENEVIDES, 2000), a diferença entre tensão máxima de compressão e de tração na fibra inferior do revestimento ( $\Delta\sigma$ ) era considerada como o fator desencadeador do trincamento por fadiga do revestimento em campo, quando se trata de utilizar como critério resultados de laboratório obtidos com ensaios à TC em compressão diametral. As tensões calculadas serviam de entrada de dados nas curvas de fadiga geradas a partir do número de golpes de carga até a ruptura, para diversos níveis de  $\Delta\sigma$ . Relaciona-se então o número  $N$  determinado a partir do tráfego previsto com o número de golpes em laboratório por um fator laboratório-campo (FLC). Pinto (1991) mostrou diferenças importantes entre FLC para ensaios à flexão e à compressão diametral, em função da porcentagem de área trincada que se admite ao final da vida do pavimento, e ainda questões ligadas ao tempo de aplicação da carga e à frequência.

De acordo com Carpenter *et al.* (2003), o limite de ruptura no concreto asfáltico deve ser o correspondente àquele quando a mistura começa a apresentar as primeiras microtrincas. Os mesmos autores observaram que para níveis de deformação de tração inferiores a  $70 \times 10^{-6}$ , a vida de fadiga de um concreto asfáltico não é afetada e, portanto, a mistura resiste ao trincamento por fadiga durante o período de projeto.

Independente do ensaio ou modelo adotado é comum o uso de FLCs devido à dificuldade de se considerar determinados fatores nos ensaios e no cálculo das tensões geradas nos CPs. Pode-se ressaltar a não consideração do envelhecimento da mistura e da progressão do dano no material durante o ensaio, além de aspectos presentes no campo não simulados em laboratório como variações térmicas, presença de cargas estocásticas e a ocorrência do fenômeno

de recuperação de trincas em virtude da ausência de cargas em alguns períodos (KIM *et al.*, 1990; RODRIGUES, 1991; KIM; LITTLE, 1995; KIM; LEE, 1995; KIM *et al.*, 1997; LITTLE *et al.*, 1999; BALBO, 2000).

O ensaio de fadiga tem sido usado comumente para fins de comparação entre misturas asfálticas, porém é preciso cautela para uma conclusão direta somente a partir das curvas, visto que o estado de tensões gerado em cada situação depende da estrutura como um todo e do valor do MR das camadas constituintes dos pavimentos (MOTTA, 1991; PINTO, 1991; MEDINA; MOTTA, 2015). Há uma tendência, não adequada na maioria das vezes, de se considerar, ao se comparar duas misturas, a curva de maior  $k$  como a de maior vida de fadiga. Isso seria válido somente se o  $\sigma_f$  (ou  $\Delta\sigma$ ) gerado fosse o mesmo. Essa condição de maiores  $k$ s nesse tipo de ensaio quase sempre está associada a maiores MRs. Mas misturas asfálticas com maiores MRs absorvem mais tensões numa estrutura de pavimentos e, portanto, os níveis de tensão de tração para comparação das vidas de fadiga de duas misturas asfálticas devem ser correspondentes a cada caso estudado.

No ensaio convencionalmente realizado, consideram-se as tensões e a deformação inicial relativas ao início do ensaio (primeiro ciclo), portanto, sem ainda o acúmulo de dano, além de assumir o material como elástico linear e homogêneo. É importante entender que, com o dano progressivo, as tensões que ocorrem internamente no CP sofrem alterações, afinal a carga do ensaio permanece a mesma e a rigidez da mistura é reduzida devido às trincas que se formam e coalescem.

Procurando aprofundar o entendimento do fenômeno de evolução do dano por fadiga em laboratório, outros estudos apresentam critérios diversos de ruptura que não o rompimento completo do CP (DIJK, 1975; PHANDNAVIS; SWAMINATHAN, 1997; GHUZLAN; CARPENTER, 2000; CARPENTER *et al.*, 2003). Critérios como a deformação crítica de tração; diferentes relações entre esta e a deformação inicial; energia dissipada e ainda relações entre a energia dissipada e a energia dissipada inicial vêm sendo apresentados como potenciais indicativos de ruptura da mistura (LOUREIRO, 2003). No entanto, o número de golpes continua sendo, no ensaio à TC, o parâmetro de comparação e previsão da vida de fadiga das misturas asfálticas estudadas no Brasil.

Na figura 6.23 estão ilustradas três fases do ensaio de fadiga por compressão diametral descrito na norma DNIT 183/2018 ME. Na norma europeia EN 12697-24 (2018) são descritos vários ensaios de fadiga de concreto asfáltico, com muitos tipos de CPs e formas de atuação das cargas, entre eles está o ensaio por compressão diametral como uma das possibilidades.

**Figura 6.23** – Fases do ensaio de fadiga por compressão diametral de CA



Fonte: DNIT 183/2018.

No novo método de dimensionamento do DNIT (MeDiNa), foi estabelecido que o ensaio de fadiga normatizado, embora realizado à TC, deve expressar as curvas de fadiga em termos de deformação de tração inicial, visto que assim foi feita a calibração do FLC. Por meio de uma análise de um banco de dados de curvas de fadiga de diferentes CAs, com vários tipos de agregados e ligantes, foram definidas quatro classes de fadiga que foram inseridas no programa MeDiNa de dimensionamento. A intenção dessas classes é colaborar com o projetista em um anteprojeto ou também avaliar uma curva de fadiga obtida em um projeto de dosagem específico. Permite a escolha de uma classe de mistura asfáltica, cujas propriedades, quando igualadas ou superadas pelas misturas asfálticas de campo, garantem o desempenho à fadiga do pavimento construído conforme projetado.

Conforme já comentado, não é possível comparar diretamente duas curvas de fadiga somente pelos “K” experimentais. Assim, foi definido um fator de fadiga da mistura asfáltica (FFM) que, ao ser correlacionado com o módulo de resiliência da mistura, para um intervalo de deformação específica, permite considerar uma forma mais adequada de elencar a qualidade em termos de fadiga.

Foi analisado um total de 105 curvas de fadiga resultantes de ensaios realizados no Laboratório de Pavimentação da Coppe/UFRJ e de diversas outras instituições de ensino brasileiras, todos ensaios de carga repetida à TC, na temperatura de 25°C, contemplando misturas asfálticas com ligantes tradicionais; ligantes modificados por polímero e com asfalto-borracha.

A figura 6.24 mostra este banco de dados na forma gráfica, sendo cada uma das curvas expressa pela expressão a seguir (6.11):

$$N = k_1 \cdot \varepsilon_t^{k_2} \quad (6.11)$$

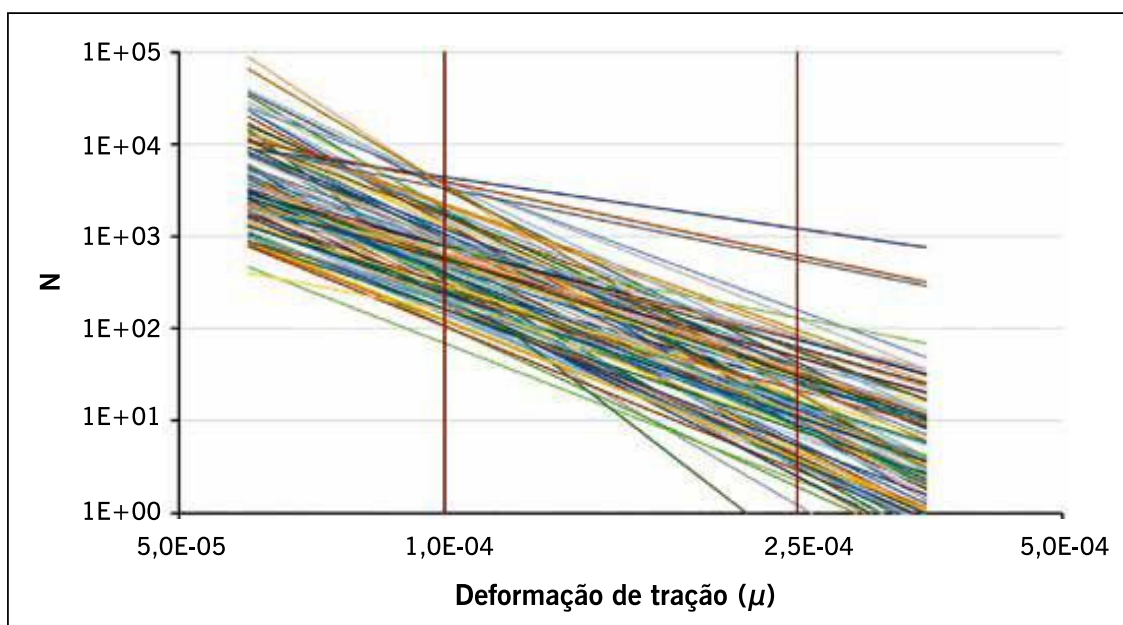
Onde:

$k_1$  e  $k_2$  = constantes experimentais;

N = número de ciclos até a ruptura total do CP;

$\varepsilon_t$  = deformação de tração inicial do ensaio em cada nível de tensão.

**Figura 6.24** – Banco de dados de curva de fadiga analisados para definir as classes de fadiga de CA

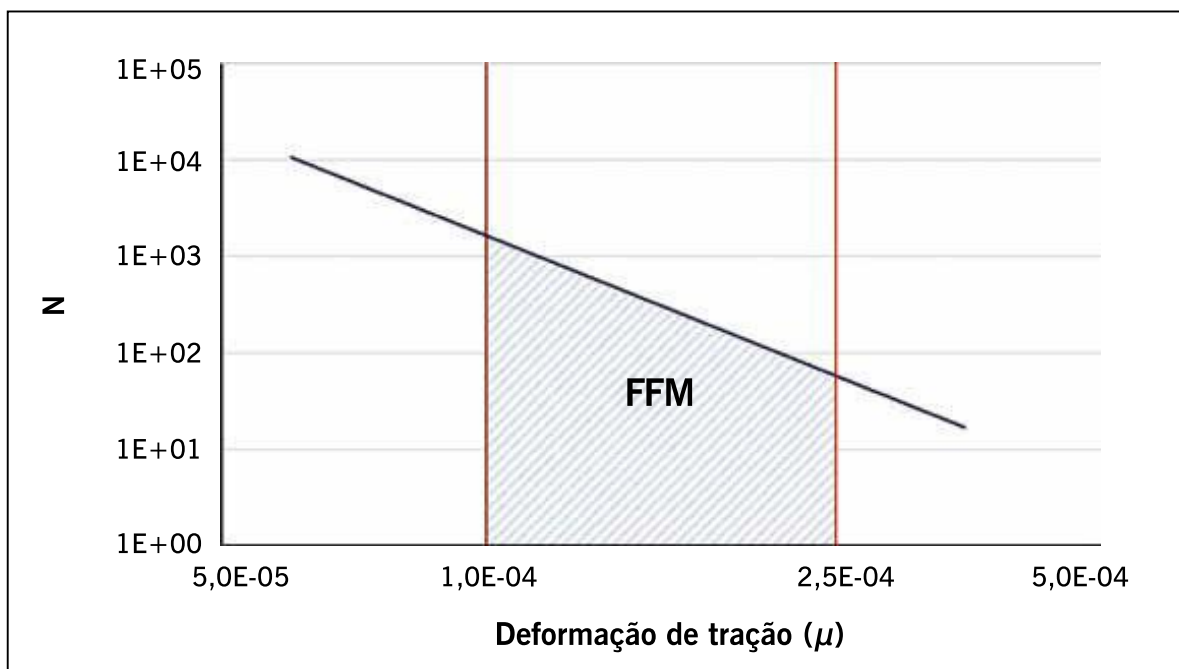


Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.



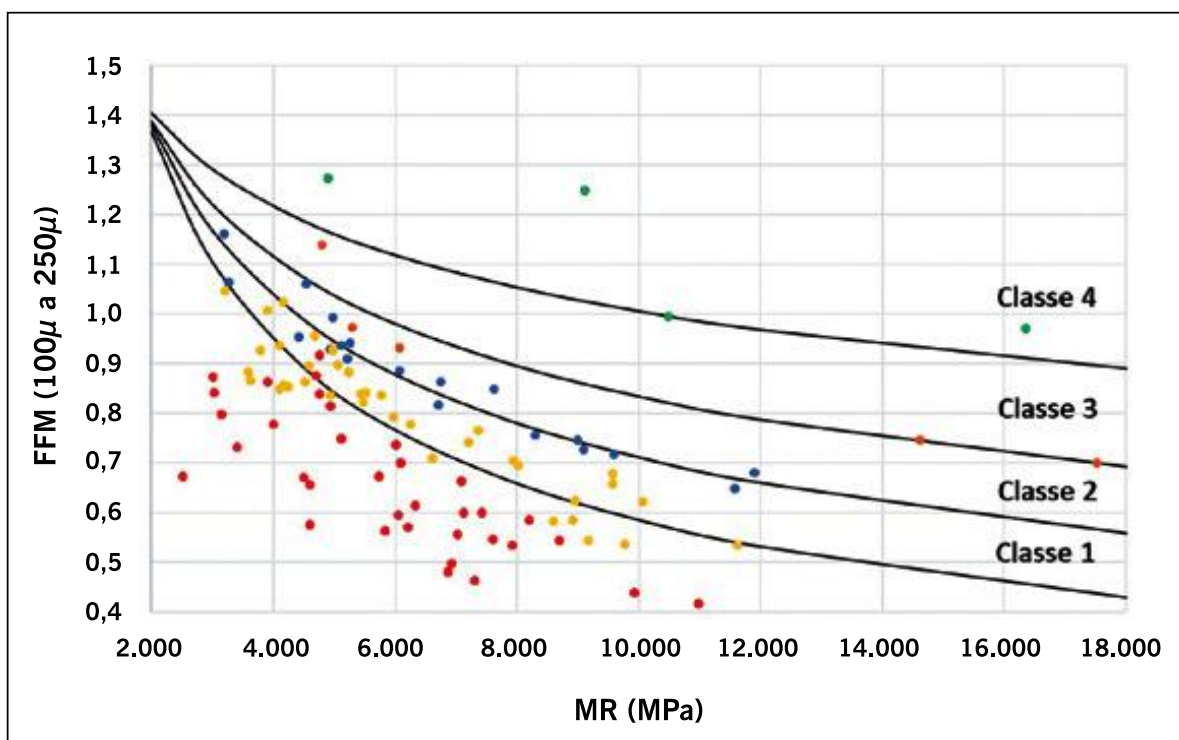
O FFM foi estabelecido para pavimentos com base não estabilizada quimicamente e no intervalo de deformações de tração entre  $100 \mu$  e  $250 \mu$ , conforme ilustrado na figura 6.25. Em seguida foi feita uma análise associando esse FFM de cada uma das misturas asfálticas do banco de dados com seu MR, considerando seu valor relativo. Assim, está apresentado na figura 6.26 a separação utilizada nas definições das classes, também indicadas na tabela 6.5.

**Figura 6.25** – Exemplo de como foi estabelecido o FFM de cada mistura asfáltica analisada



Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

**Figura 6.26** – Delimitação das classes de fadiga definidas para misturas asfálticas densas com variados tipos e tamanhos de agregados e tipos de ligante asfáltico



Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

No MeDiNa do DNIT, a opção de continuar utilizando o ensaio de fadiga por CD foi tomada devido à maior facilidade de execução desse tipo de ensaio, maior número de laboratórios que dispõem do equipamento necessário, e, principalmente, pelo grande acervo de experiência acumulada de uso desse ensaio no Brasil, desde a década de 1990, embora não se tivesse ainda sido estabelecida uma norma formal. Assim, a ideia de estabelecer essa “padronização” para poder analisar os projetos de concreto asfáltico quanto à fadiga tendo estabelecidas as classes indicadas na tabela 6.6 (sendo 1 a menos resistente e 4 a mais resistente) foi implementada no método MeDiNa. Essas classes refletem a qualidade dos agregados e do ligante selecionado, mas também a qualidade da dosagem. As dosagens na obra devem ser feitas para enquadrar a mistura asfáltica em uma delas que tiver sido utilizada no dimensionamento. Caso o projetista tenha tido a chance de fazer um projeto de dosagem durante a fase de dimensionamento, ao entrar com esses valores no MeDiNa será informado em que classe seu material se enquadrou, podendo tomar a decisão de rever a dosagem ou mudar os materiais, por exemplo.

**TABELA 6.5 – EXPRESSÕES MATEMÁTICAS ENTRE FFM E MR DAS MISTURAS ASFÁLTICAS ANALISADAS**

Faixa	Intervalo	Regressão	R <sup>2</sup>
0	$N \leq 4,5 \cdot 10^6$	–	–
1	$4,5 \cdot 10^6 < N \leq 6,0 \cdot 10^6$	$FFM = 74,58 \cdot MR^{-0,526}$	0,83
2	$6,0 \cdot 10^6 < N \leq 7,5 \cdot 10^6$	$FFM = 31,31 \cdot MR^{-0,410}$	0,95
3	$7,5 \cdot 10^6 < N \leq 1,0 \cdot 10^7$	$FFM = 15,37 \cdot MR^{-0,316}$	0,93
4	$N > 1,0 \cdot 10^7$	$FFM = 6,77 \cdot MR^{-0,207}$	0,67

Fonte: Fritzen *et al.*, 2019.

**TABELA 6.6 – CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS QUE REPRESENTAM AS CLASSES DE FADIGA NO MÉTODO MEDINA**

Classe Fadiga	MR (KPa)	N = k <sub>1</sub> ε <sup>k<sub>2</sub></sup>		FFM
		K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	
1	5764	5,496e <sup>-11</sup>	-3,253	0,84
2	6743	1,110 e <sup>-13</sup>	-3,979	0,86
3	8.000	1,000e <sup>-12</sup>	3,750	0,90
4	10.492	1,910e <sup>-5</sup>	-1,900	1,00

Fonte: *Manual do MeDiNa*.

Cabe citar aqui vários autores que estudaram misturas asfálticas mornas, misturas com incorporação de material reciclado, misturas com outros modificadores que não os polímeros ou borrachas de pneus, entre outras concepções, por exemplo de agregados diferenciados por origem geológica, por tamanho etc. Incentiva-se o leitor deste livro a procurar ler essas referências para melhor avaliar as possibilidades de concepção de misturas asfálticas para revestimento e outras camadas: Carvalho (1999); Castro Neto (2000); Silva (2005); Otto (2009); Silva *et al.* (2010); Motta (2011); Motta *et al.* (2011); Quintero *et al.* (2012); Sousa (2012); Santos (2013); Bessa *et al.* (2013); Klinsky *et al.* (2014); Melo (2014); Gennesseaux (2015); Lopes *et al.* (2015); Beja *et al.* (2015); Mascarenhas *et al.* (2016); Gaspar *et al.* (2016); Nunes (2017), Costa (2017); Barros (2017); Lima e Thives (2018). Pacheco



(2014) e Costa (2018) avaliaram parâmetros de resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas.

#### 6.4.2 Vida de fadiga – tração-compressão

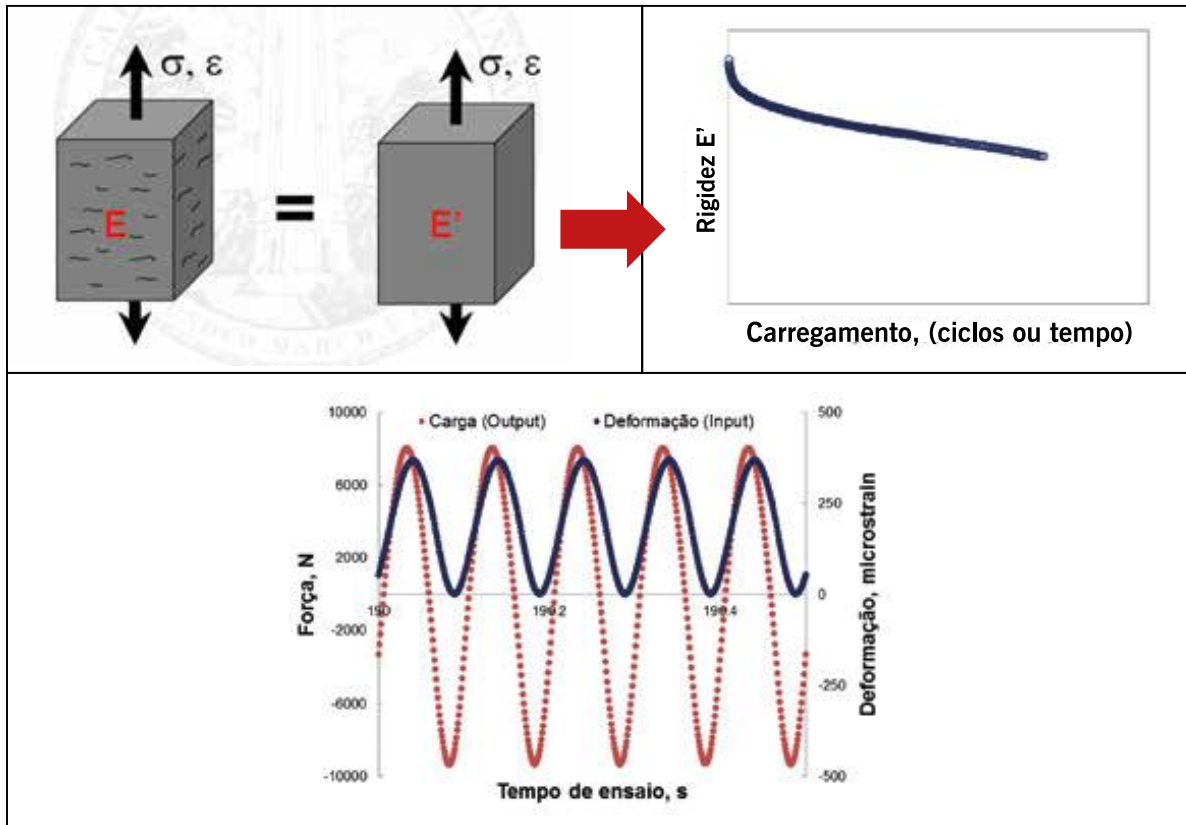
Alguns autores (BABADOPULOS *et al.*, 2015; FRITZEN, 2016; COLPO, 2019; COLPO *et al.*, 2020) concluíram que misturas asfálticas caracterizadas pelo ensaio por tração-compressão com semelhante susceptibilidade à fadiga, eram classificadas de forma diferente pelo ensaio por compressão diametral, visto que esse tipo de ensaio costuma apontar que as misturas asfálticas com maior rigidez apresentam maior resistência à fadiga.

Na ciência como na engenharia, a busca por melhorar a forma de avaliar os materiais em laboratório ou na análise numérica, visando sempre, e cada vez mais, aproximar-se da condição mais representativa do local e das condições de solicitação, é sempre um caminhar coletivo. Muitas opções de ensaios que já atendem a algumas dessas condições de forma melhor do que as atuais, já estão sendo avaliadas e amadurecidas nos centros de pesquisa e universidades. A maturação das teorias, dos métodos de ensaio e dos equipamentos, leva, às vezes, décadas para migrarem da “pesquisa para a prática”. Um exemplo disso é o tempo que se levou no Brasil para passar de um método de dimensionamento empírico baseado em ensaios que nem de longe representam o comportamento dos materiais no pavimento, sob ação da carga do tráfego, para o que está sendo implantado atualmente, que “parece” novidade para muitos engenheiros da prática e para os estudiosos avançados “parece” já superado.

Assim, existe já um caminho sendo explorado quanto à modernização do ensaio de fadiga, sendo que, o ensaio de fadiga por tração-compressão é, atualmente, o ensaio disponível capaz de monitorar o maior número de variáveis relevantes, como carga aplicada, deformação gerada, temperatura, frequência de carregamento, viscoelasticidade do material, ângulo de fase,  $|E^*|$ , além de controlar o valor da deformação imposta pela prensa, sem a maior parte das complicações fundamentais apresentadas anteriormente. Deve-se utilizar para a execução desse teste uma prensa hidráulica capaz de aplicar carregamento senoidal de tração-compressão, com amplitudes constantes de movimentação do pistão, até que o CP chegue à ruptura. O referido carregamento oscilatório com troca de sinal e com períodos de tração semelhantes aos de compressão mantém controlado o dano por fluência.

Nascimento (2015) desenvolveu seu doutoramento nos EUA e trouxe para o Brasil a tecnologia desse ensaio e as ferramentas para sua interpretação. Analisou misturas asfálticas brasileiras que tinham sido aplicadas em 44 segmentos experimentais no Fundão (Cidade Universitária UFRJ) e em outros locais nos segmentos da Rede de Asfalto (São Paulo, Santa Catarina, Rio Grande do Sul e Ceará). Implantou esse ensaio inicialmente no Cenpes/Petrobras e para a análise utilizou a teoria da mecânica do dano contínuo viscoelástico (VECD). Trata-se de um ensaio de fadiga em misturas asfálticas, juntamente com um protocolo de análise sendo um modelo constitutivo que descreve o comportamento tensão-deformação de concretos asfálticos, mesmo tendo microtrincas distribuídas. Tem-se também o S-VECD que é o modelo VECD simplificado para as condições de carregamentos cíclicos. Na figura 6.27 indica-se a forma de representação da curva de perda de rigidez com o número de ciclos, e admite-se que o CP com microtrincas possa ser representado por um corpo íntegro de menor rigidez. Define-se uma variável de estado S e uma variável C que vão representar a condição ao longo do ensaio. É necessário ainda se ter um programa de cálculo de interpretação do ensaio.

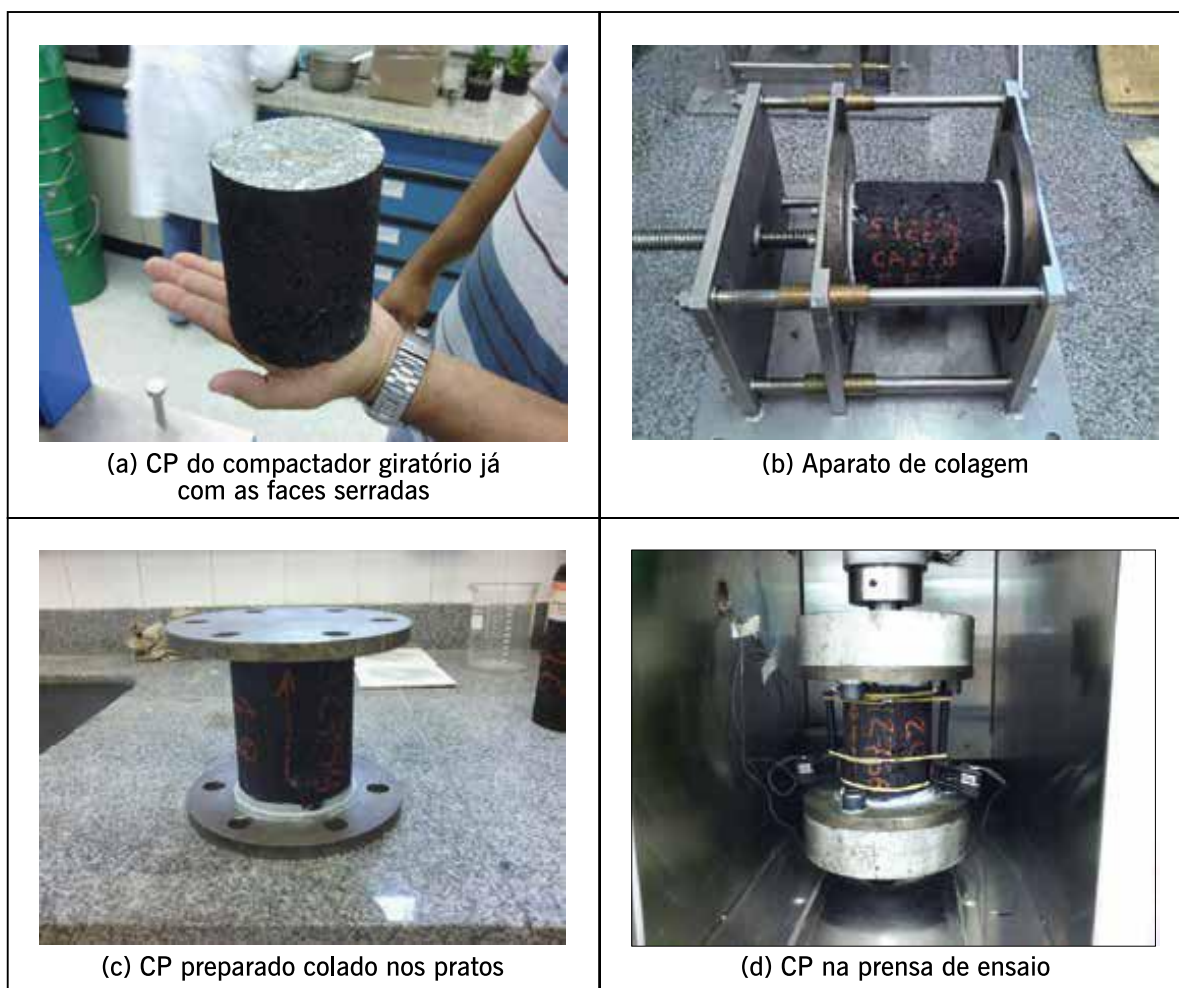
**Figura 6.27** – Evolução típica de um ensaio de fadiga à tração direta (tração-compressão) e forma de aplicação da carga



Fonte: Nascimento, 2015.

Na figura 6.28 estão ilustrados os passos para a montagem do ensaio de tração direta onde em (a) tem-se o CP preparado no compactador giratório nas dimensões de 100 mm de diâmetro e 170 mm de altura, que terá suas duas faces planas serradas para ficar com 130 mm de altura. Isso permite obter uma superfície bem regular que facilita a colagem nas placas (b) que serão tracionadas durante o ensaio (c) e (d). A cola necessária para garantir o contato adequado é especial para este fim.

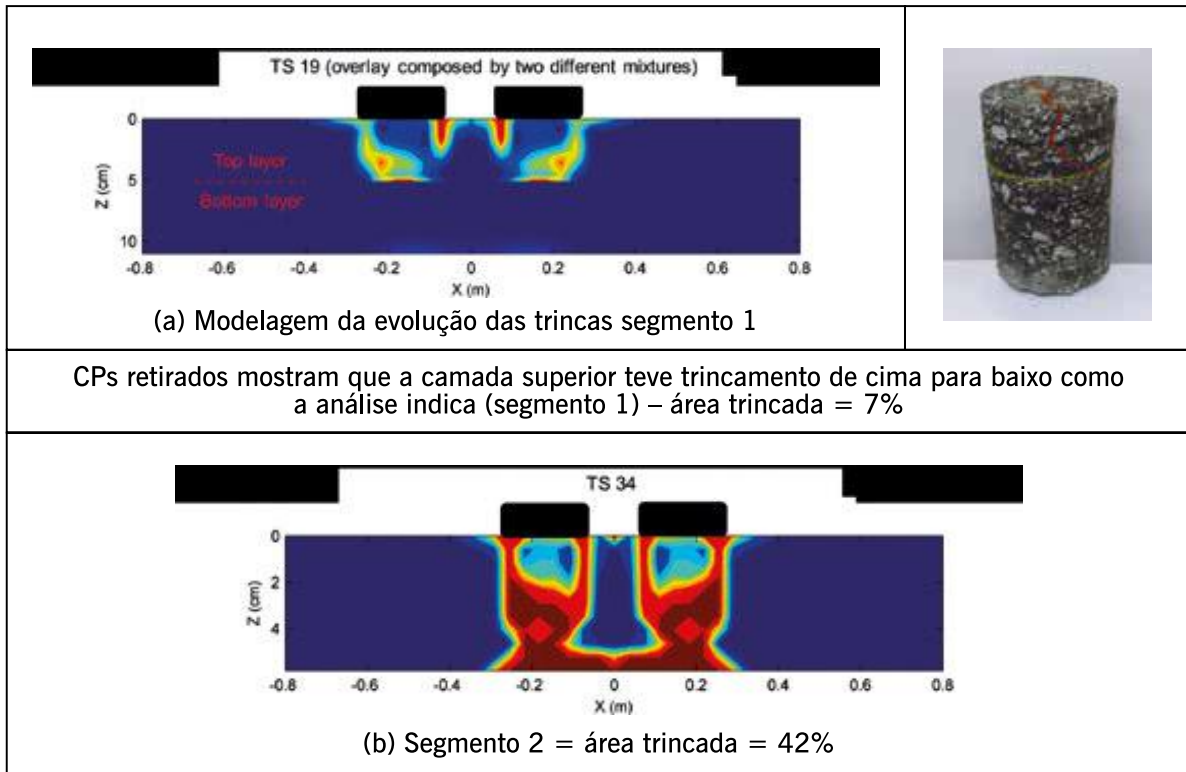
**Figura 6.28** – Procedimento de preparação do CP para o ensaio de fadiga por tração direta



Fonte: Nascimento, 2015.

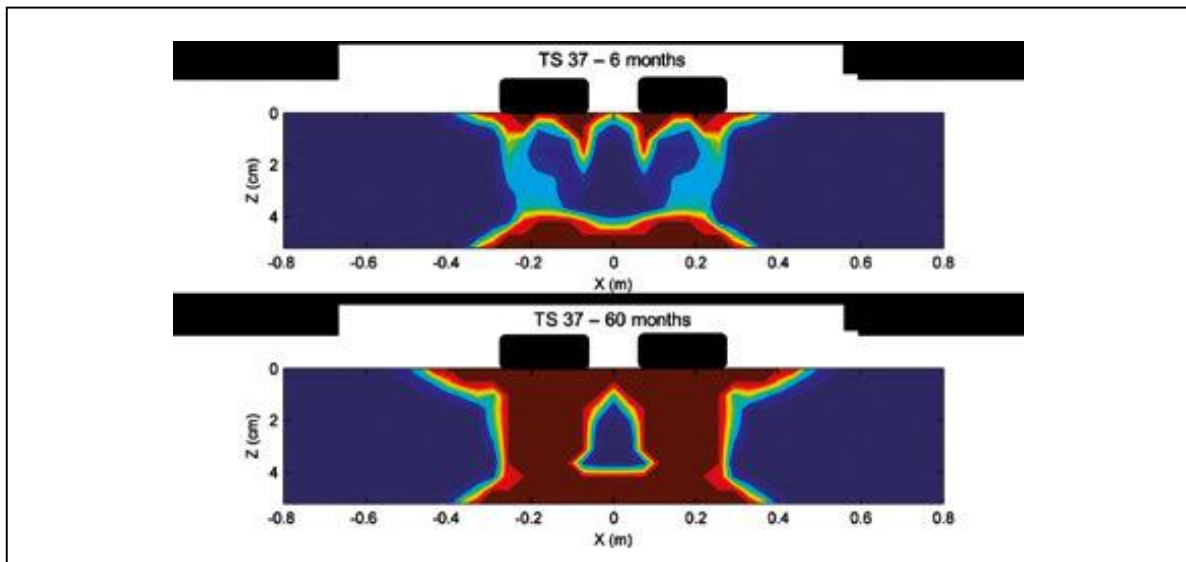
Os segmentos estudados por Nascimento (2015) tinham diferentes estruturas de pavimento e níveis de tráfego, como revestimentos asfálticos de pavimentos novos e rehabilitados, que apresentavam diversos níveis de dano. As camadas asfálticas variaram de 40 mm a 200 mm, as misturas asfálticas eram com diversos agregados e granulometrias (TMN de 19 mm, 12,5 mm e 9,5 mm). Os ligantes asfálticos foram convencionais não modificados, modificados por diferentes polímeros e aditivos e de asfalto-borracha. Além disso, dispunha-se dos dados de campo e dos materiais originalmente utilizados nos segmentos por serem trechos monitorados o que permitiu fazer os ensaios de tração direta (ou tração-compressão) e de módulo dinâmico. Na figura 6.29 mostram-se dois dos segmentos analisados e o tipo de resposta que pode ser simulada considerando a análise com S-VECD. As observações de campo corresponderam a 60 meses de tráfego após a aplicação das misturas asfálticas. No primeiro segmento, a modelagem mostra que as trincas de fadiga começaram no topo (camada de reforço) e não se propagaram para a camada inferior. Já no segundo segmento, as trincas evoluíram de baixo para cima e atingiram as duas camadas asfálticas, sendo nos dois casos a mesma mistura asfáltica no revestimento. Na figura 6.30 outro segmento onde as condições da estrutura do pavimento eram diferentes e o volume de tráfego também, e após 60 meses a condição de trincamento também foi distinta.

**Figura 6.29** – Modelagem de danos por fadiga em dois segmentos experimentais utilizando o *software* LVECD e ensaios de fadiga por tração direta e observações de campo



Fonte: Nascimento, 2015.

**Figura 6.30** – Modelagem de danos por fadiga em segmentos experimentais com altas deflexões, utilizando o *software* LVECD e ensaios de fadiga por tração direta em duas idades – AT = 87% aos 60 meses



Fonte: Nascimento, 2015.

A partir de 2015, o ensaio foi sendo implantado em algumas universidades brasileiras e várias pesquisas foram desenvolvidas nessa linha. Cabe comentar que, para a realização desse tipo de ensaio assim como para a determinação do módulo dinâmico, é necessário se utilizar uma prensa servo-hidráulica com capacidade de maior controle dos caminhos de tensão-de-

formação a serem aplicados e que permita aplicar esforços de tração direta no CP. Na figura 6.31 são mostrados equipamentos que têm sido utilizados no país para esses ensaios, e estão localizados em laboratórios de universidades, no Cenpes e em uma concessionária.

Segundo a norma da AASHTO TP 107 (2021), a temperatura selecionada para a realização do ensaio deve ser a média menos três graus das temperaturas baixa e alta do PG do ligante asfáltico adotado, sem ultrapassar 21°C (temperatura máxima indicada para realizar o teste). Para os CAPs classificados como 50/70 utilizados no Brasil, normalmente a temperatura de 19°C ( $\pm 0,5^\circ\text{C}$ ) é adequada. Veja que também já é um limitador tendo em vista que no campo os veículos trafegam durante todo o dia, com diferentes temperaturas no revestimento asfáltico.

Para misturas asfálticas densas, as amostras que serão ensaiadas devem ter aproximadamente 4% ( $\pm 0,4\%$ ) de volume de vazios (Vv). Alguns autores argumentam que se deve empregar amostras com o Vv médio esperado em campo, ou seja, 5,5% no caso de misturas densas (NASCIMENTO, 2015).

Para um detalhamento do ensaio, além de Nascimento (2015), o leitor é referido a Oliveira *et al.* (2022), sendo aqui apresentado apenas um excerto dos referidos autores. Os CPs utilizados no ensaio de fadiga por tração-compressão devem apresentar geometria cilíndrica, medir aproximadamente 100 mm de diâmetro e 150 mm de altura quando moldados/compactados. Para obter esse CP é necessário o uso do compactador giratório. Esses CPs devem ser serrados, passando a medir aproximadamente 130 mm de altura. Para garantir o sucesso na acoplagem dos CPs à prensa, recomenda-se o uso de serras/retíficas capazes de assegurar o paralelismo das novas faces geradas. Em seguida, deve-se proceder com a colagem de acessórios denominados em inglês de *targets* e de *endplates*, havendo gabaritos específicos para auxiliar nessa etapa (figura 6.31 – passos 1, 2 e 3). Para a colagem dos *targets*, recomenda-se, respectivamente, a utilização de aproximadamente 7 g de adesivo epóxi pastoso (tempo de cura de aproximadamente 10 min). Para os *endplates*, que requerem maior quantidade de adesivo (cerca de 80 g), pode-se utilizar um gabarito de colagem e um adesivo epóxi de média ou baixa fluidez (tempo de cura de aproximadamente de 10 h), para evitar escoamento durante o período do ensaio. Assim, para acelerar a colagem das placas de diversos CPs, recomenda-se a confecção de mais de um aparato de colagem.

Após as etapas de colagem, as amostras estão aptas a serem montadas na prensa (com o auxílio de um sistema de acoplagem, de preferência rotulado) e ensaiadas (figura 6.31 – passos 4 e 5). Não raro, a ruptura, durante a execução do ensaio, ocorre na interface da cola e não no CP (figura 6.31 – passo 6), o que também inviabiliza a utilização desse resultado para análise. Processos de limpeza das superfícies antes da colagem, finalizados com álcool ou acetona, mitigam esse problema. Vale ressaltar que, a depender da prensa adotada na realização dos ensaios, os modelos das peças (rótula, *targets* e placas) variam e podem ser projetados diferentemente, desde que se garanta que as medidas de deformação realizadas com os LVDTs sejam semelhantes (em CPs testados em tração-compressão com flexão desprezível).

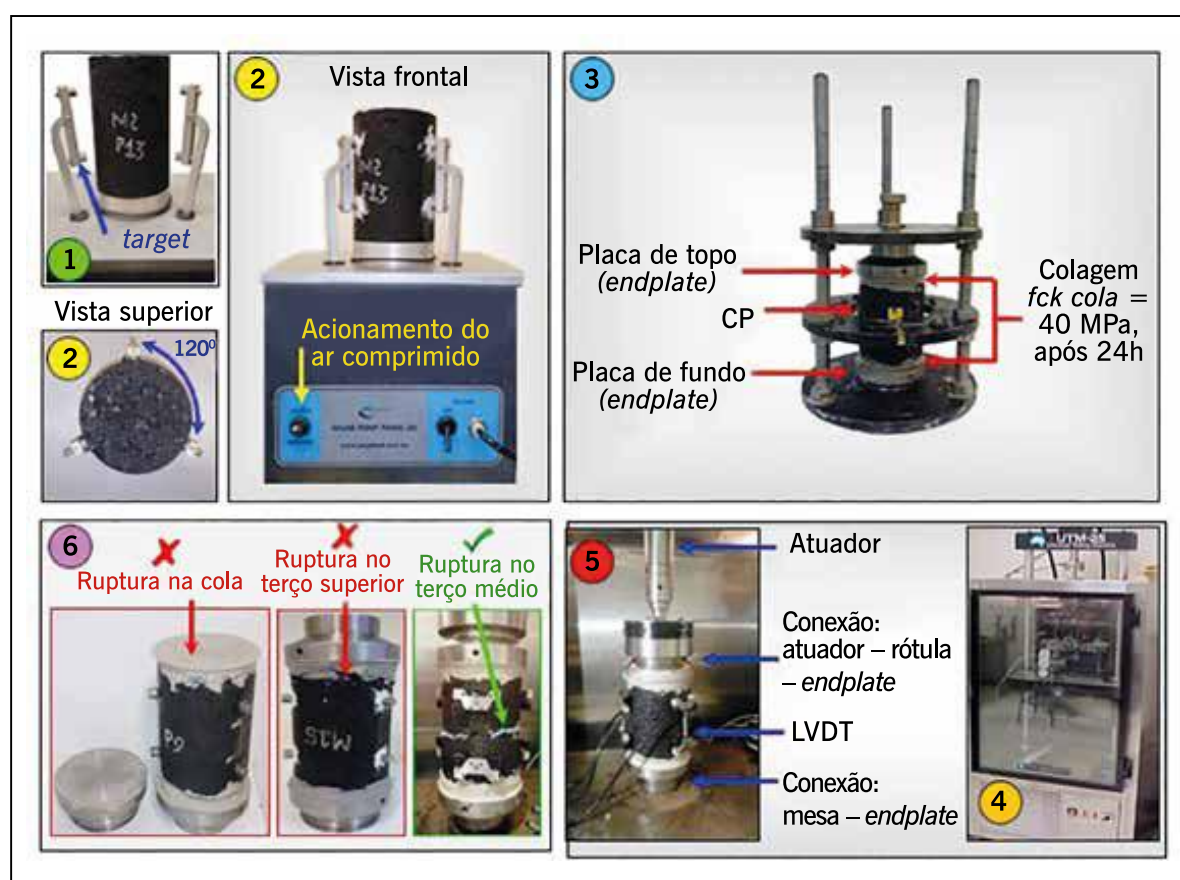
Após a acoplagem do CP na prensa, para garantir que o ensaio seja realizado com todo o conjunto solidarizado, faz-se necessário um teste de sinal. Nesse procedimento, são aplicados 15 ciclos de carregamento a 10 Hz de frequência e baixa amplitude de deslocamento (por exemplo  $-0,1$  e  $+0,1$  mm medido no atuador), para analisar se o sinal das deformações medidas nos LVDTs está seguindo uma função senoidal aceitável.

Apenas realizar o ensaio de fadiga por tração-compressão não é condição suficiente para caracterizar a fadiga de misturas. Simplesmente avaliar que uma mistura suporta mais ciclos de carga do que outra não é suficiente para concluir que esta tem um desempenho superior, é necessário tratar os dados. Entre as possibilidades disponíveis para executar esta etapa, a



que faz uso do modelo dano contínuo viscoelástico linear simplificado (S-VECD) demanda um conhecimento prévio do comportamento da mistura asfáltica. Para tal, realiza-se, em outro conjunto de CPs cilíndricos, o ensaio de módulo dinâmico ( $|E^*|$ ) (DNIT 416/2019-ME), com carregamento de compressão axial semissenoidal (*haversine*), e obtém-se a curva mestra média correspondente à mistura que será avaliada quanto à fadiga. O ensaio de fadiga por tração-compressão preconiza a execução no mesmo CP cilíndrico do ensaio de fadiga, de uma etapa denominada de *fingerprint*, antes da realização do ensaio de fadiga propriamente dito. Esse procedimento é uma espécie de ensaio de  $|E^*|$  resumido, realizado apenas na temperatura e na frequência do ensaio de fadiga (10 Hz), porém com a aplicação de poucos ciclos de carregamento de tração-compressão (a mesma do ensaio de fadiga), com o objetivo de situar, em termos de rigidez, o CP do ensaio de fadiga em comparação à média esperada para a mistura com a qual foi fabricado aquele CP.

**Figura 6.31** – Etapas da execução do ensaio de fadiga por tração-compressão



Fonte: Oliveira *et al.*, 2022.

Diferentemente do ensaio de  $|E^*|$ , o *fingerprint* é realizado com o CP submetido às mesmas condições do ensaio de fadiga (temperatura do ensaio de fadiga, carregamento de tração-compressão, e submetido à colagem de *targets* e *endplates*), com a diferença particular a ser sublinhada de que o carregamento é de tração-compressão, enquanto o carregamento de compressão *haversine* é o utilizado no ensaio de  $|E^*|$ . Há diferenças esperadas entre os resultados com os dois métodos de carregamento (NGUYEN *et al.*, 2019).

Após a finalização do *fingerprint*, para que as deformações retornem e não haja mais carregamento, deve-se descansar o CP por 20 a 45 min. O CP deve permanecer acoplado ao equipamento durante esse tempo, sem carregamento. Deve-se então determinar, para cada

CP testado, qual o movimento de pistão da prensa é requerido para se aplicar a amplitude de deformação axial desejada na amostra (medida com auxílio dos LVDT).

Em seguida, o ensaio de fadiga propriamente dito é iniciado, com o movimento de pistão determinado para uma dada amplitude de deformação visada no CP, até a ruptura. Recomenda-se o ensaio em nove CPs por mistura, sendo que cada conjunto de três CPs deve ser submetido a um valor específico de deformação axial alvo, como por exemplo, 200, 350 e 500 *microstrains* ( $\mu\text{m}/\text{m}$ ), não devendo o ensaio ter quantidade de ciclos inferior a 500 (50 s) e nem superior a 100.000 (166,66 min). Dessa maneira, mantém-se uma lógica de busca de propriedades de fadiga (muitas repetições de ciclos, em diversas amplitudes de carregamento) ao mesmo tempo que se evitam tempos de caracterização muito elevados.

Com o ensaio de tração-compressão, mesmo que algumas amostras sejam perdidas (por ruptura fora das zonas de medição dos LVDTs por exemplo), a obtenção de pelo menos quatro ensaios válidos em pelo menos três amplitudes de deformação diferentes já permite a obtenção das propriedades de dano desejadas. Uma vez que os *endplates* já estejam colados, a realização do ensaio de fadiga por tração-compressão completo em uma mistura pode ser realizado em um único dia de trabalho, costumando requerer até no máximo 3 dias. Costuma-se precisar de menos de 1 semana para a caracterização completa da viscoelasticidade linear e da fadiga de uma dada mistura asfáltica (três CPs para ensaios de módulo e nove para ensaios de fadiga S-VECD). Comparativamente, os ensaios de fadiga por compressão diametral e flexão em viga, por exemplo, podem demandar até 1 mês para a caracterização de uma mistura.

Após a finalização do ensaio de fadiga, estarão disponíveis dados das variáveis monitoradas ao longo do tempo de sua execução. Esses dados, sem tratamento, não permitem a avaliação da vida de fadiga da mistura ensaiada. Eles devem ser tratados primeiro para a determinação das amplitudes e fases dos sinais de carga e deslocamento, e em seguida utilizando a metodologia S-VECD, e como é grande o volume de dados resultante do ensaio de fadiga por tração-compressão, recomenda-se que se utilize uma rotina no *software* Matlab, ou similar.

A etapa de tratamento de dados do ensaio de fadiga por tração-compressão pode ser realizada à luz do modelo S-VECD (UNDERWOOD *et al.*, 2012), esse derivado da teoria do VECD (PARK *et al.*, 1996). Vale destacar que optar pelo ensaio de fadiga por tração-compressão não significa necessariamente escolher também o modelo de tratamento de dados citado. Detalhes das teorias mencionadas aqui podem ser encontrados em Badadopulos (2014); Nascimento (2015); Almeida (2019); Oliveira (2019) e Santos (2020).

Deve-se quantificar, ao longo do ensaio, a integridade ( $C$ ) e a variável interna de estado de dano ( $S$ ) para a posterior obtenção da curva  $C$  vs  $S$ . Para quantificar o parâmetro  $S$ , emprega-se a expressão 6.12. Esse parâmetro deriva da teoria do potencial de trabalho de Schapery (SCHAPERY, 1990; PARK *et al.*, 1996) e da escolha particular de uma equação para a evolução do dano. Recomenda-se a leitura de Almeida (2019) para um bom entendimento do parâmetro  $S$ , expresso pela expressão 6.12, que funciona como uma “contagem de dano” (ou de outras mudanças microestruturais reunidas para o S-VECD em apenas uma variável interna de estado) a ser utilizada para o material analisado somente. Essa variável tem inclusive unidades diferentes em função do valor de  $\alpha$  (que representa a taxa de evolução do dano) e não deve ser comparada entre diferentes misturas.

$$S(t) = \sum_{i=1}^N \left[ \frac{1}{2} (\varepsilon_m^R)_i^2 (C_{i-1} - C_i) \right]^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (t_i - t_{i-1})^{\frac{1}{1+\alpha}} \quad (6.12)$$