

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES TRANSIENTES EM  
MISTURAS ASFÁLTICAS APLICADAS COMO ELEMENTO  
IMPERMEABILIZANTE EM BARRAGENS DE  
ENROCAMENTO**

**PEDRO PAULO MEIRELES RAMOS**

**ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD.**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA  
PUBLICAÇÃO: GDM 171/09**

**BRASÍLIA / DF: FEVEREIRO/2009**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES TRANSIENTES EM  
MISTURAS ASFÁLTICAS APLICADAS COMO ELEMENTO  
IMPERMEABILIZANTE EM BARRAGENS DE  
ENROCAMENTO**

**PEDRO PAULO MEIRELES RAMOS**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**CÁSSIO BAUMGRATZ VIOTTI, MSc.  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 19 de Fevereiro de 2009.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

RAMOS, PEDRO PAULO MEIRELES	
Análise de Deformações Transientes em Misturas Asfálticas Aplicadas como Elemento Impermeabilizante em Barragens de Enrocamento [Distrito Federal] 2009. xii, 182p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2009)	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil	
1. Fluência	2. Enrocamento
3. Concreto Asfáltico	4. Barragens
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

RAMOS, P.P.M. (2009). Análise de Deformações Transientes em Misturas Asfálticas Aplicadas como Elemento Impermeabilizante em Barragens de Enrocamento. Publicação GDM- 171/2009, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 182 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Pedro Paulo Meireles Ramos

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise de Deformações Transientes em Misturas Asfálticas Aplicadas como Elemento Impermeabilizante em Barragens de Enrocamento

GRAU / ANO: Mestre / 2009

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Pedro Paulo Meireles Ramos  
SHIN QI 09 Conj. 04 Casa 12 - Lago Norte  
71515-240 - Brasília/DF - Brasil  
[pedropauloramos@gmail.com](mailto:pedropauloramos@gmail.com)

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho, fruto de tanto esforço e empenho, àqueles que contribuíram efetivamente para sua realização. Em especial aos meus pais, Brasilino e Iara, que sempre me apoiaram e incentivaram durante toda a minha vida. Aos meus familiares, a minha namorada e aos meus amigos pelo incondicional apoio e carinho. Aos mestres que tanto me ensinaram e capacitaram para que eu chegasse até aqui.

*“A mente que se abre a uma idéia nova  
jamais voltará ao seu tamanho original”  
Albert Einstein*

## AGRADECIMENTOS

Nem sempre as palavras são as melhores maneiras de exprimir os sentimentos, porém, quando expressas, adquirem certa grandeza que as fazem perdurar pelo tempo. Por isso deixo aqui marcado os meus agradecimentos a cada um dos que contribuíram e compartilharam nesta conquista, pois isto é uma obrigação e um dever.

Agradeço a Deus em primeiro lugar pela vida, por ter me dado saúde, discernimento, disposição, força e inteligência durante toda a minha vida acadêmica e por ter andado ao meu lado guiando-me pelos caminhos corretos e por ter ajudado nos momentos difíceis.

Aos meus pais, Brasilino e Iara, gostaria de agradecer pelo apoio incondicional e dedicação demonstrada em toda minha vida e mais nesta etapa de uma longa e interminável caminhada. Vocês são tudo na minha vida e saiba que se não fosse pela insistência de vocês nada disso teria acontecido. Como eu disse em certa ocasião as conquistas não param por aqui e vocês são peças primordiais em todas elas porque são pais perfeitos e exemplos de disciplina, organização e esforço. Obrigado por serem meus pais e me desculpem pelos momentos em que não correspondi à altura as expectativas. A devoção e carinho evidenciados por todos esses anos nunca serão esquecidos.

As minhas lindas e queridas irmãs Renatinha e Carol que sempre me incentivaram nos piores dias e situações, minhas verdadeiras amigas que sei que posso contar sempre. Aos meus cunhados Márcio e Jair por fazer minhas irmãs muito felizes e me apoiarem em todos os momentos. As minhas jóias preciosas: os meus sobrinhos Lucca e Carolina, vocês são a alegria do titio. Ao restante da minha família, em especial e minha querida madrinha e vovó Tuna.

Ao meu amor Paola Ervilha por ser sempre minha companheira e incentivadora em todos os momentos. Surgiu em minha vida como quem não quer nada e já faz parte da minha história. Agradeço pelos ensinamentos que já aprendi como você, pela paciência em determinados momentos e por ser uma pessoa que sei que está comigo pro que der e vier. Te amo muito!!!

Aos meus grandes amigos agradeço a paciência e o carinho durante mais essa jornada. Em especial ao meu primo Thiago e sua namorada Larissa, ao Cláudio, ao Deco, ao Zé, ao Diego, a Nana e as amigas/cupidos Larissa e Juliana.

Ao grande mestre e orientador Márcio Muniz de Farias, um exemplo de profissional e de dedicação. Não há palavras para descrever o que o senhor já fez por mim ao longo desses 4 anos que trabalhamos juntos desde o tempo das matérias da graduação, passando pelo projeto final, pelas matérias do mestrado, pelos trabalhos em campo e pela orientação da dissertação. Sempre com uma palavra de incentivo e um grande ensinamento a ser transmitido, seja nas horas sérias ou nos momentos de lazer. Muito obrigado pela confiança e pela amizade. Espero que essa parceria esteja só começando e que no Doutorado possamos manter essa amizade e convivência harmoniosa.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB (PPG-UnB) pela oportunidade dada e pelos ensinamentos profissionais transmitidos ao longo de todo esse processo. Em especial

aos professores José Camapum, meu primeiro tutor e orientador de PIBIC, e ao grande professor André Assis por ser sempre um exemplo de profissional. Obrigado pela confiança.

Aos amigos do tempo de graduação: Pedrinho, Bruninho, Thiago Xavier, Gleydson, Leonardo, Vitor, Débora, Dani, Nancy, Rafael. Convivi durante 5 anos com essas pessoas que passaram de simples desconhecidos a grandes amigos. Obrigado por fazerem parte da minha formação profissional e por serem verdadeiros irmãos.

Aos colegas da turma de mestrado iniciada em 1º/2007 e a todos os outros integrantes do PGG. Em especial aos amigos: Aureliano, Jack, Paola, Resk, Luiz, Josy, Ari, Diego, Gregório, Alexandre Gil, Claudinha, Carlos, Baiano, Carlos da Embre e Charles Aguiar. A turma de orientandos do professor Márcio e colegas de CEFTRU que se tornaram grande amigos: João Paulo, Marquinhos, Janaína, Lorena e Marcos/Bahia. Para o grande Luiz Guilherme agradeço os ensinamentos sobre a teoria da viscoelasticidade e pela ajuda na análise dos dados.

Ao grande amigo e colega profissional Igor Mota. Um grande incentivador desde os tempos de graduação e um parceiro de estudos que eu sempre pude e poderei contar. Muito obrigado pela sua amizade, paciência, confiança e ensinamentos.

Ao Centro de Formação de Recursos Humanos em Transporte (CEFTRU), em especial ao Laboratório de Engenharia Rodoviária, por fornecer todo o suporte e infra-estrutura necessária para o desenvolvimento dessa pesquisa. Agradeço aos engenheiros chefes do laboratório Paulo Falcão e Márcia Mascarenhas por estarem sempre dispostos a ajudar e ao técnico Oswaldo pelo precioso auxílio na realização dos ensaios. Sem vocês essa pesquisa não seria possível.

Ao laboratório de FURNAS pela disponibilização do agregado basalto e pela realização dos ensaios de permeabilidade e triaxiais. Em especial ao engenheiro Renato e aos técnicos de laboratório Saulo e Baiano. Muito Obrigado.

A CAPES e Finatec, pelo apoio financeiro, por meio de bolsa de estudos e auxílio na realização dos ensaios.

# **ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES TRANSIENTES EM MISTURAS ASFÁLTICAS APLICADAS COMO ELEMENTO IMPERMEABILIZANTE EM BARRAGENS DE ENROCAMENTO.**

**Autor:** Pedro Paulo Meireles Ramos

**Palavras Chave:** concreto asfáltico, fluência, barragens e enrocamento.

## **RESUMO**

Na Europa, a utilização de materiais asfálticos como elemento impermeabilizante do maciço é prática corrente desde 1930, tendo ao longo do tempo comprovado ser uma opção tecnicamente eficaz e economicamente competitiva quando comparada com as soluções tradicionais. Em 2003, um projeto de pesquisa financiado pela ANEEL e coordenado por Furnas Centrais Elétricas e em parceria com a Universidade de Brasília serviu para iniciar o estudo da aplicação de materiais asfálticos para a aplicação em barragens. Os bons resultados apresentados pelo projeto evidenciaram e comprovaram o potencial de aplicabilidade dessa tecnologia e o fruto mais concreto dessa pesquisa é a barragem da UHE Foz do Chapecó, o primeiro núcleo asfáltico a ser construído no Brasil. O presente trabalho teve como objetivo complementar as pesquisas iniciadas por Falcão (2003 e 2007), estudando principalmente o comportamento das misturas de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) com diferentes tipos de agregados (basalto, calcário, granito e micaxisto) no que se refere ao fenômeno da fluência, além de verificar e comparar o comportamento das propriedades mecânicas e hidráulicas das diferentes misturas. Para isso foram realizados os ensaios de caracterização dos materiais, dosagem da mistura, desgaste cântabro, resistência à tração, resistência à compressão, permeabilidade, triaxial e ensaios de fluência estática não confinada. Para todas as misturas estudadas notou-se a diminuição do volume de vazios, da resistência a tração e do desgaste cântabro com o aumento do teor de ligante na mistura. Verificou-se que uma maior quantidade de ligante faz com ocorra uma queda da rigidez, tornando a mistura seja mais susceptível ao fenômeno da fluência. De uma forma geral o desempenho das misturas quanto à fluência pode ser classificado de maneira decrescente seguindo a seguinte ordem: CBUQ-micaxisto, CBUQ-basalto, CBUQ-granito e CBUQ-calcário. Sob o aspecto hidráulico, misturas praticamente impermeáveis podem ser obtidas para um volume de vazios inferior a 3%, valor este obtido para a maioria das misturas que contém teores de ligante superiores a 5,5%. Conclui-se, finalmente, que o comportamento mecânico e hidráulico da misturas de CBUQ estudadas apresentou-se coerente com os valores encontrados na literatura e que estas misturas são potencialmente aplicáveis em estruturas hidráulicas.

# **ANALYSIS OF TRANSIENT STRAINS IN HOT MIX ASPHALTS APPLIED AS IMPERVIOUS CORE OF ROCKFILL DAMS**

**Author:** Pedro Paulo Meireles Ramos

**Key words:** asphalt mixes, creep, rockfill dams.

## **ABSTRACT**

Hot mix asphalts (HMA) have been used as impervious core of rockfill dams in Europe since the 1930's. These experiences show that HMA can provide a technically and economically viable alternative to conventional clay core dams. This type of solution has not yet been tried in Brazil and this motivated a joint venture research program involving Furnas Electrical Company and the University of Brasilia, with the financial support of ANEEL. This research started in 2003 and is still under way, but the promising results obtained so encouraged the project of the first HMA core dam, currently under construction in Foz do Chapeco, in the Southern region of Brazil. This dissertation is part of this research program and its main objective is to complement the previous studies about the mechanical and hydraulic properties of asphalt concrete using different types of aggregates, such as limestone, micaschist, granite and the basalt of Foz do Chapeco dam. The laboratory testing program includes: the full characterization of the component materials, such as aggregates and asphalt binder; the dosage of the hot asphalt mixes; mechanical tests, such as Cantabro abrasion, unconfined compression, indirect tensile strength, triaxial compression, and a special focus on unconfined creep tests. Hydraulic tests were also performed to determine the permeability of the mixtures. The results show a decrease in volume of voids, tensile strength and Cantabro mass loss for mixes with increasing asphalt binder contents. It was also observed that the increase in binder content results in mixes with lower stiffness and higher creep compliance. Considering the different mineralogy of the aggregates investigated, the overall mechanical performance of the asphalt mixes can be roughly classified in the following order, from best to poorer: HMA-Micaschist, HMA-Basalt, HMA-Granite and HMA-Limestone. From the hydraulic point of view, practically impervious mixes could be obtained for specimens with volume of voids lower than 3% and this was achieved for most mixes with binder content above 5,5%. Finally, it is concluded that the hydraulic and mechanical properties obtained during this research are compatible with the values reported in the specialized literature and that HMA properly designed are potentially applicable as impervious core in rockfill dams.



# ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1</b> .....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAS .....	1
1.2. JUSTIFICATIVA .....	9
1.2. OBJETIVOS.....	10
1.4. METODOLOGIA.....	11
1.5. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	12
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	14
2.1. INTRODUÇÃO.....	14
2.2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE BARRAGENS .....	14
2.3. APLICAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS EM BARRAGENS .....	21
2.3.1. BARRAGENS DE ENROCAMENTO- FACE DE CONCRETO ASFÁLTICO.....	22
2.3.1.1. TIPOS DE FACE E DE MISTURAS .....	22
2.3.1.2. CRITÉRIOS DE PROJETO .....	28
2.3.1.3. PROCESSOS E DETALHES CONSTRUTIVOS.....	29
2.3.1.4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS .....	35
2.3.1.5. DESEMPENHO E MONITORAMENTO .....	37
2.3.2. BARRAGENS DE ENROCAMENTO- NÚCLEO ASFÁLTICO.....	38
2.3.2.1. TIPOS DE MISTURAS .....	40
2.3.2.2. CRITÉRIOS E CARACTERÍSTICAS DE PROJETO .....	42
2.3.2.3. PROCESSOS E DETALHES CONSTRUTIVOS.....	45
2.3.2.4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS .....	52
2.3.2.5. CONTROLE DE QUALIDADE .....	53
2.3.3. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO .....	54
2.3.3.1. BARRAGEM DE YALDE.....	54
2.3.3.2. BARRAGEM DE STORGLOMVATN.....	56
2.3.3.3. BARRAGEM DE ALGAR .....	57
2.3.3.4. OUTROS TIPOS DE APLICAÇÕES DE MISTURAS ASFÁLTICAS .....	58
2.3.3.3. UHE FOZ DO CHAPECÓ .....	60
2.4. PESQUISAS REALIZADAS .....	64
2.5. COMPORTAMENTO DE MATERIAIS ASFÁLTICOS .....	66
<b>CAPÍTULO 3</b> .....	75
3.1. INTRODUÇÃO.....	75
3.2. MATERIAIS UTILIZADOS .....	75
3.2.1. AGREGADOS.....	76
3.2.2. LIGANTE.....	77
3.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS .....	78
3.3.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS .....	79
3.3.1.1. DENSIDADE DO AGREGADO GRAÚDO (DNER ME 081/98).....	79
3.3.1.2. ADESIVIDADE (DNER ME 078/94) .....	80
3.3.1.3. ABRASÃO LOS ANGELES (DNER ME 035/98).....	81
3.3.1.4. DETERMINAÇÃO DA PERDA AO CHOQUE (DNER ME 399/99).....	82

3.3.1.5. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE FORMA (DNER ME 086/98) .....	83
3.3.1.6. EQUIVALENTE DE AREIA (DNER ME 054/97) .....	84
3.3.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE .....	85
3.3.2.1. DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE (DNER ME 009/98) .....	85
3.3.2.2. DETERMINAÇÃO DA VISCOSIDADE (DNER ME 004/94) .....	85
3.3.2.3. ENSAIO DE PENETRAÇÃO (DNER ME 003/99).....	86
3.3.2.4. PONTO DE AMOLECIMENTO (DNER ME 247/94) .....	86
3.3.2.5. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SUSCETIBILIDADE TÉRMICA .....	87
3.3.2.6. DETERMINAÇÃO DA DUCTIBILIDADE (DNER ME 163/98).....	87
3.3.2.7. RECUPERAÇÃO ELÁSTICA (DNER ME 382/99) .....	88
3.4. DOSAGEM DA MISTURA - MÉTODO MARSHALL.....	89
3.4.1. COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA MARSHALL .....	94
3.4.2. COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA NÃO CONVENCIONAIS .....	95
3.5. ENSAIOS MECÂNICOS E DE PERMEABILIDADE .....	99
3.5.1. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO .....	100
3.5.2. ENSAIO DE DESGASTE CÂNTABRO .....	102
3.5.3. ENSAIO TRIAXIAL .....	103
3.5.4. ENSAIOS DE PERMEABILIDADE .....	106
3.5.5. ENSAIO DE FLUÊNCIA .....	109
<b>CAPÍTULO 4</b> .....	114
4.1. INTRODUÇÃO.....	114
4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	114
4.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE .....	115
4.2.2. CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS .....	115
4.3. DOSAGEM MARSHALL DAS MISTURAS .....	117
4.3.1. DOSAGEM DA MISTURA DE CBUQ COM AGREGADO BASALTO.....	117
4.3.2. COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS DE DOSAGEM .....	120
4.4. ENSAIOS MECÂNICOS DE RT E DESGASTE CÂNTABRO .....	124
4.4.1. ENSAIO DE RESISTÊNCIA A TRAÇÃO .....	124
4.4.2. ENSAIO DE DESGASTE CÂNTABRO .....	126
4.5. ENSAIOS DE FLUÊNCIA ESTÁTICA .....	129
4.5.1. VERIFICAÇÃO DA LINEARIDADE .....	129
4.5.2. RESULTADO DOS ENSAIOS DE FLUÊNCIA.....	131
4.5.3. RETRO-ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	137
4.5.3.1. MODELO GENERALIZADO .....	137
4.5.3.1. MODELO EXPONENCIAL .....	142
4.6. ENSAIOS TRIAXIAIS.....	147
4.7.1. ENSAIOS TRIAXIAS - MISTURA DE CBUQ/AGREGADO BASALTO.....	147
4.7.2. COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS .....	152
4.8. ENSAIOS DE PERMEABILIDADE .....	157
<b>CAPÍTULO 5</b> .....	161
5.1. INTRODUÇÃO.....	161
5.2. CONCLUSÕES .....	161
5.3. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	166

<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>168</b>
<b>APÊNDICE A - ENSAIOS DE FLUÊNCIA.....</b>	<b>174</b>

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 2.1: Seções típicas de barragens de enrocamento com face asfáltica .....	36
Tabela 2.2: Relação Base do Solo e Base CBUQ (modificado- Falcão, 2007). .....	40
Tabela 2.3: Resultados dos ensaios triaxiais ( $\sigma_3 = 981$ kPa). .....	43
Tabela 2.4: Seções típicas de barragens com núcleo de concreto asfáltico. ....	53
Tabela 3.1: Materiais utilizados na pesquisa. ....	77
Tabela 3.2: Ensaios de caracterização dos agregados minerais e ligante. ....	78
Tabela 3.3: Limites mínimos de viscosidade <i>Saybolt-Furol</i> (DNER ME 004/94). ....	86
Tabela 3.4: Limites mínimos de ductilidade (DNER ME 163/98). ....	88
Tabela 3.5: Composição granulométrica das misturas - $D_{m\acute{a}x} = 19$ mm. ....	91
Tabela 3.6: Resumo dos ensaios realizados. ....	100
Tabela 4.1: Resultado dos ensaios de caracterização do ligante CAP 50/70. ....	115
Tabela 4.2: Resultado dos ensaios de caracterização dos agregados. ....	116
Tabela 4.3: Volume de Vazios X Teor de Ligante. ....	117
Tabela 4.4: Teor de liigante x Volume de vazios médio. ....	121
Tabela 4.5: Desgaste cântabro X Teor de Ligante. ....	126
Tabela 4.6: Valores dos parâmetros da série de Prony. ....	138
Tabela 4.7: Valores de $D_1$ e $m$ - modelo exponencial. ....	146
Tabela 4.8: Parâmetros mecânicos da mistura de CBUQ com o agregado basalto. ....	151
Tabela 4.9: Parâmetros mecânicos da mistura de CBUQ. ....	155
Tabela 4.10: Resumo dos módulos elásticos - ensaios triaxiais. ....	156
Tabela 4.11: Índice de vazios para as misturas de CBUQ com diferentes agregados. ....	157

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 1.1: Mapa da integração entre os sistemas de produção e transmissão. ....	2
Figura 1.2: Percentual dos tipos de centrais para geração de energia elétrica no Brasil .....	4
Figura 1.3: Gráfico radar com IDH-M para os anos de 1991 e 2000 .....	5
Figura 1.4: Distribuição dos futuros empreendimentos energéticos. ....	6
Figura 1.5: Aproveitamento do Potencial Hidrelétrico Brasileiro, por região.....	7
Figura 2.1: Reservatório de finalidade múltipla.....	15
Figura 2.2: Classificação estrutural das barragens. ....	16
Figura 2.3: Seção típica de uma barragem de concreto a gravidade. ....	17
Figura 2.4: Seção típica de barragem homogênea de terra. ....	17
Figura 2.5: Seção típica de uma barragem mista. ....	18
Figura 2.6: Barragem de enrocamento com núcleo de argila. ....	19
Figura 2.7: Barragem de enrocamento com núcleo compactado. ....	19
Figura 2.8: Barragem de enrocamento com face de concreto. ....	20
Figura 2.9: Barragem de enrocamento com face de concreto – Barragem de Foz da Areia. ....	21
Figura 2.10: Distribuição das barragens com revestimento asfáltico pelo mundo.....	22
Figura 2.11 : Seção típica de uma barragem com face asfáltica. ....	23
Figura 2.12: Tipos de sistemas de revestimento impermeáveis. ....	24
Figura 2.13: Barragem de Diga dei Puente Chiauchi/ Itália .....	31
Figura 2.14: Processo de colocação e pavimentação pelo método vertical .....	31
Figura 2.15: Operação da acabadora no método de pavimentação vertical.....	32
Figura 2.16: Compactação do revestimento por rolos compactadores.....	32
Figura 2.17: Caminhão basculante abastecendo a pavimentadora.....	33
Figura 2.18: Ponte acabadora.....	34
Figura 2.19: Operação combinada da ponte acabadora em taludes extensos. ....	34
Figura 2.20: Distribuição das barragens de enrocamento em função da altura da barragem. ...	36
Figura 2.21: Seção típica de uma barragem de enrocamento com núcleo asfáltico.....	39
Figura 2.22: Permeabilidade versus Volume de vazios.....	41
Figura 2.23: Núcleo asfáltico em arco da barragem de Mora de Rubielos.....	44
Figura 2.24: Máquina pavimentadora.....	46
Figura 2.25: Vista aérea do plinto na barragem de Miduk – Iran .....	47
Figura 2.26: Limpeza das estruturas de concreto.....	47
Figura 2.27: Compactação do núcleo junta estrutura de concreto. ....	48
Figura 2.28: Colocação simultânea das camadas de transição e do núcleo .....	48
Figura 2.29: Desenho esquemático da máquina pavimentadora. ....	49
Figura 2.30: Usina de asfalto próxima a barragem .....	50
Figura 2.31: Colocação dos materiais de transição na Paver.....	50
Figura 2.32 - Compactação do núcleo e transições .....	51
Figura 2.33: Compactação do núcleo asfáltico .....	51
Figura 2.34: Controle das camadas .....	52
Figura 2.35: Pontes de serviço .....	52
Figura 2.36: Vista superior da barragem de Presa del Yalde/Espanha.....	55
Figura 2.37: Vista do talude de montante da barragem de Presa del Yalde/Espanha. ....	55
Figura 2.38: Execução do núcleo asfáltico na barragem de Storglomvatn.....	56
Figura 2.39: Finalização da barragem de Storglomvatn.....	56

Figura 2.40: Barragem de Storglomvant com 125 metros de altura .....	57
Figura 2.41: Barragem Algar .....	58
Figura 2.42: Execução do núcleo da barragem de Algar .....	58
Figura 2.43: Reservatório de Goldstal/País. ....	59
Figura 2.44: Canal de canal Lech, Alemanha .....	59
Figura 2.45: Aterro sanitário com face asfáltica/ Valle della Motta .....	60
Figura 2.46: Localização da UHE Foz do Chapecó. ....	61
Figura 2.47: Local de instalação do eixo da UHE Foz do Chapecó.....	61
Figura 2.48: Arranjo geral da UHE Foz do Chapecó. ....	63
Figura 2.49: Canteiro de obras I - UHE Foz do Chapecó.....	63
Figura 2.50: Canteiro de obras II - UHE Foz do Chapecó .....	64
Figura 2.51: Componentes de deformação. ....	66
Figura 2.52: Solicitação e resposta em ensaios - determinação do módulo complexo .....	67
Figura 2.53: Modelos mecânicos para materiais visco-elásticos .....	71
Figura 2.54: Curva Deformação x Tempo do modelo Generalizado .....	72
Figura 3.1: Agregados utilizados por Falcão (2003, 2007) .....	76
Figura 3.2: Novo agregado estudado- basalto.....	77
Figura 3.3:: Componentes Físicos de uma mistura asfáltica.....	89
Figura 3.4: Enquadramento da mistura de agregado escolhida nos limites da faixa C. ....	92
Figura 3.5: Permeabilidade x Vv (%).....	93
Figura 3.6: Colocação da mistura asfáltica no molde para compactação.....	95
Figura 3.7: Extração do CP.....	95
Figura 3.8: Adaptações no equipamento de compactação Marshall .....	96
Figura 3.9: Cilindros metálicos e respectivos conjuntos de fixação. ....	97
Figura 3.10: Corpos de prova extraídos após a compactação. ....	99
Figura 3.11: Ensaio de resistência à tração por compressão diametral. ....	101
Figura 3.12: Procedimento de colocação da membrana impermeável. ....	105
Figura 3.13: Forma convencional de obtenção dos parâmetros mecânicos.....	106
Figura 3.14: Desenho esquemático do permeâmetro utilizado. ....	108
Figura 3.15: Permeâmetro do laboratório de concreto –Furnas.....	108
Figura 3.16 Prensa utilizada para realização do ensaio de fluência estática.....	112
Figura 3.17 Detalhe do posicionamento do pistão e dos LVDTs no corpo de prova.....	112
Figura 4.1: Vv versus teor de ligante- mistura com agregado basalto. ....	118
Figura 4.2: Estabilidade versus teor de CAP- mistura com agregado basalto.....	119
Figura 4.3: Fluência versus teor de CAP- mistura com agregado basalto.....	119
Figura 4.4: Estabilidade e fluência X Teor de CAP- mistura com agregado basalto.....	120
Figura 4.5: Comparação das diferentes misturas - Vv.....	121
Figura 4.6: Comparação das diferentes misturas- Estabilidade Marshall.....	122
Figura 4.7: Comparação das diferentes misturas - Fluência Marshall .....	123
Figura 4.8: Ensaio de resistência a tração- Basalto.....	125
Figura 4.9: Comparação dos resultados de RT seco para as misturas estudadas.....	126
Figura 4.10: Resultado do desgaste cântabro para misturas de CBUQ- Basalto .....	127
Figura 4.11: Comparação do desgaste sofrido pelo CPs em todos os teores.....	127
Figura 4.12: Desgaste Cântabro para as condições secas e úmidas para o CBUQ.....	128
Figura 4.13: Ensaio de fluência estática para diferentes níveis de carregamento.....	130
Figura 4.14: Verificação da linearidade (Basalto- 5,0% de CAP). ....	130
Figura 4.15: Ensaio de fluência – Agregado Basalto. ....	132
Figura 4.16: Ensaio de fluência – Agregado Calcário.....	132

Figura 4.17: Ensaio de fluência – Agregado Granito. ....	132
Figura 4.18: Ensaio de fluência – Micaxisto. ....	133
Figura 4.19: Ensaio de fluência para os diferentes agregados – CAP 5,0%. ....	134
Figura 4.20: Ensaio de fluência para os diferentes agregados – CAP 5,5%. ....	134
Figura 4.21: Ensaio de fluência para os diferentes agregados – CAP 6,0%. ....	135
Figura 4.22: CP de CBUQ com agregado granito após a realização do ensaio de RT. ....	136
Figura 4.23: Série de Prony- diferentes nº de elementos (Basalto - 5% de CAP- 700 kPa)...	139
Figura 4.24: Série de Prony (Basalto - 6% de CAP- 700 kPa). ....	140
Figura 4.25: Valores experimentais versus modelagem(Calcário - 5,0% de CAP- 700 kPa).140	
Figura 4.26: Valores experimentais versus modelagem (Granito - 5,0% de CAP- 700 kPa).141	
Figura 4.27: Valores experimentais versus modelagem(Micaxisto-5,0% de CAP-700 kPa). 141	
Figura 4.28: Gráfico Log t versus Log D(t) (Basalto - 6,0% de CAP- 700 kPa). ....	142
Figura 4.29: Modelo exponencial (Basalto - 5,0% de CAP- 700 kPa). ....	143
Figura 4.30: Modelo exponencial- 2º trecho (Basalto - 5,0% de CAP- 700 kPa). ....	143
Figura 4.31: Gráfico Log t versus Log D(t) (Basalto - 5,0% de CAP- 700 kPa). ....	144
Figura 4.32: Modelo exponencial- 2º trecho (Calcário - 5,0% de CAP- 700 kPa). ....	145
Figura 4.33: Modelo exponencial- 2º trecho (Granito - 5,0% de CAP- 700 kPa). ....	145
Figura 4.34: Modelo exponencial - 2º trecho (Micaxisto- 5,0% de CAP- 700 kPa). ....	145
Figura 4.35: Gráfico Log t versus Log D(t) para 6% de CAP. ....	147
Figura 4.36: Gráfico tensão versus deformação (Basalto - 5,0% de CAP). ....	148
Figura 4.37: Gráfico tensão versus deformação (Basalto - 5,5% de CAP). ....	148
Figura 4.38: Gráfico tensão versus deformação (Basalto - 6,0% de CAP). ....	148
Figura 4.39: Curva tensão versus deformação ( $\sigma_3 = 241$ kPa). ....	149
Figura 4.40: Curva tensão versus deformação ( $\sigma_3 = 490$ kPa). ....	149
Figura 4.41: Curva tensão versus deformação P ( $\sigma_3 = 981$ kPa). ....	150
Figura 4.42: Envoltórias de Mohr-Coulumb para o CBUQ Basalto. ....	151
Figura 4.43: Comparação entre os diversos agregados - tensão confinante de 245 kPa. ....	152
Figura 4.44: Comparação entre os diversos agregados - tensão confinante de 490 kPa. ....	153
Figura 4.45: Comparação entre os diversos agregados - tensão confinante de 981 kPa. ....	153
Figura 4.46: Comparação entre as envoltórias de ruptura para os diferentes agregados. ....	154
Figura 4.47: Permeabilidade versus teor de ligante. ....	158
Figura 4.48: Permeabilidade - resultados obtidos versus modificado - Höeg ,1993. ....	159

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

- a – absorção
- a C- antes de cristo
- A – desgaste cântabro
- AAUQ - areia asfalto usinado a quente
- Ab- área da base
- ANEEL - agência nacional de energia elétrica
- ANP - agência nacional do petróleo
- ASTM - american society for testing and materials
- Barragens ACC - asphaltic concret cores - barragens com núcleo de concreto asfáltico
- Barragens CCR - barragens de concreto compactado com rolo
- BEFC- barragem de enrocamento com face de concreto
- BENC- barragem de enrocamento com núcleo central
- BN - camada de ligação
- CAP - aimento asfáltico de petróleo
- CBUQ - concreto betuminoso usinado a quente
- CCR- concreto compactado com rolo
- CEEE - Companhia Estadual de Geração e Transmissão de Energia Elétrica do Rio Grande do Sul
- CEFC - Consórcio Energético Foz do Chapecó
- CEFTRU - Centro de Formação de Recursos Humanos em Transportes
- CEMIG – Companhia Energética de Minas Gerais
- cm – centímetro
- cm/s – centímetro por segundo
- cm<sup>2</sup> - centímetro quadrado
- cm<sup>3</sup> - centímetro cúbico
- Compav - Companhia de Pavimentação
- CP - corpos de prova
- CPA - camada porosa de prito
- CPFL - Companhia Paulista Força
- d- densidade aparente da mistura
- $D_{ap}$  - densidade aparente do ligante



$D_t$  - densidade teórica máxima da mistura  
DCT – Departamento de Controle Tecnológico  
DERMU - Departamento de Estradas e Rodagem do Município de Goiânia  
DF – Distrito Federal  
DNER - Departamento Nacional de Estradas e Rodagem  
DNIT - Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes  
 $D_{máx}$  - tamanho nominal máximo dos grãos  
DR - camada de drenagem  
e - camada de aterro  
E- energia de compactação  
EA - emulsão asfáltica  
Ea – equivalente de areia  
ELN- Eletronorte  
ES – especificação de serviço  
 $f$  - índice de forma  
F - carga vertical aplicada ao corpo de prova (Ensaio de Resistência à Tração)  
fíler – finos  
g - grama  
GW – gigawatt  
GO - Goiás  
h - altura do corpo de prova  
 $h_q$  - altura de queda do soquete de compactação  
hrs - horas  
I - camada impermeável de concreto asfáltico denso  
IBP - Instituto Brasileiro de Petróleo  
Ibracon- Instituto Brasileiro do Concreto  
ICOLD - Comitê Internacional de Grandes Barragens  
IDH – índice de desenvolvimento humano  
IST - índice de suscetibilidade térmica  
k – coeficiente de permeabilidade  
kg – kilograma  
kgf- kilograma força  
km- quilômetro

kN- kilonewton  
kPa – kilopascal  
kW- kilowatt  
l – litro  
La - abrasão Los Angeles  
LER- Laboratório de Engenharia Rodoviária  
m - metro  
m<sup>2</sup> - metro quadrado  
m<sup>3</sup>- metro cúbico  
M - massa  
mm – milímetro  
ml - mililitro  
ME – método de ensaio  
min - minuto  
MG- Minas Gerais  
MPa – megapascal  
*M<sub>s</sub>* - massa do soquete de compactação  
MW – megawatt  
n - índice geralmente sugerido com o valor de 0,41 para aplicação em estruturas hidráulicas  
n<sup>o</sup> - número  
N- norte  
*n<sub>c</sub>* - número de camadas  
*N<sub>g</sub>* - número de golpes por camada  
ONS - Operador Nacional do Sistema Elétrico  
PA - ponto de amolecimento do ligante  
PDEE – Plano Decenal de Expansão de Energia Elétrica  
PEN - penetração do ligante  
P&D – Pesquisa e Desenvolvimento  
PIB - produto interno bruto  
PMQ- pré-misturado a quente  
PNE - Plano Nacional de Energia 2030  
PVD - Índice de Pfeiffer Van Doormal  
Q – vazão  
RC- resistência a compressão

RBV - relação betume vazios  
RE- recuperação elástica  
REGAP- Refinaria Gabriel Passos  
rpm - rotação por minuto  
R\$- reais  
RS – Rio Grande do Sul  
RT- resistência à tração  
s – segundo  
sSF- segundo Saybolt-Furol  
S - camada selante  
S A– Sociedade Anônima  
SC- Santa Catarina  
SI - Sistemas Isolados  
SIN - Sistema Interligado Nacional  
ton- tonelada  
T - perda ao choque (Ensaio Treton)  
V – volume  
VAM- volume de agregado mineral  
Vv - volume de vazios  
UnB - Universidade de Brasília  
UHE – Usina Hidroelétrica  
° C - grau celsius  
 $\varepsilon$  - deformação elástica  
 $\varepsilon_0$  - deformação constante  
 $\varepsilon_e$  - deformação elástica  
 $\varepsilon_p$  - deformação plástica  
 $\varepsilon_{Ve}$  - deformação viscoelástica  
 $\varepsilon_{Vp}$  - deformação viscoplástica  
 $\delta_{cp}$  - densidade do corpo de prova  
 $\gamma$  - peso específico da água  
 $\sigma$  - tensão  
 $\sigma_0$  - tensão inicial

$\sigma_1$  - tensão principal maior

$\sigma_3$  - tensão principal menor

$\phi$  - diâmetro do corpo de prova

$\varphi$  - ângulo de fase

$E^*$  - módulo complexo

$D(t)$  - função de fluência ou compliância

$E(t)$  - módulo de relaxação

$E$  - módulo de elasticidade

$|E^*|$  - módulo dinâmico

$\lambda$  - parâmetro de viscosidade

---

# *Capítulo 1*

---

## *Introdução*

### **1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAS**

A energia, nas suas mais diversas formas, é indispensável à sobrevivência da espécie humana. A eletricidade se tornou um dos tipos mais versáteis e convenientes de energia, passando a ser recurso de grande importância e estratégico para o desenvolvimento socioeconômico do Brasil e de muitos outros países.

Apesar dos avanços tecnológicos e benefícios proporcionados pela energia elétrica, cerca de um terço da população mundial ainda não tem acesso a esse recurso; dos dois terços contemplados, uma parcela considerável é atendida de forma muito precária. No Brasil, a situação é menos crítica, mas ainda muito preocupante (ANEEL, 2005).

A grande extensão do território nacional, a distribuição geográfica dos recursos e as peculiaridades regionais são importantes desafios ao planejamento da oferta e gerenciamento da demanda. Como as usinas hidrelétricas são construídas em espaços onde melhor se podem aproveitar as aflúncias e os desníveis dos rios, geralmente situados em locais distantes dos centros consumidores, foi necessário desenvolver no país um extenso sistema de transmissão, com o objetivo de evitar a escassez ou excedente de produção hidrelétrica em determinadas regiões e períodos do ano. Para isso foi criado o Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS) que é composto pelo Sistema Interligado Nacional (SIN) e pelos Sistemas Isolados (SI).

O SIN é formado por empresas das regiões Sul, Sudeste, Centro-Oeste, Nordeste e parte da região Norte. Com tamanho e características que permitem considerá-lo único em âmbito mundial, o sistema de produção e transmissão de energia elétrica do Brasil é um sistema hidrotérmico de grande porte, com forte predominância de usinas hidrelétricas (ANEEL,

2005). A Figura 1.1 ilustra de forma simplificada a integração entre os sistemas de produção e transmissão para o suprimento do mercado consumidor.

Os Sistemas Isolados são formados principalmente por pequenas centrais elétricas, aproximadamente 400, distribuídas principalmente na região Norte. Tomados em conjunto, esses sistemas cobrem quase 50% do território nacional e consomem em torno de 3% da energia elétrica utilizada no País.

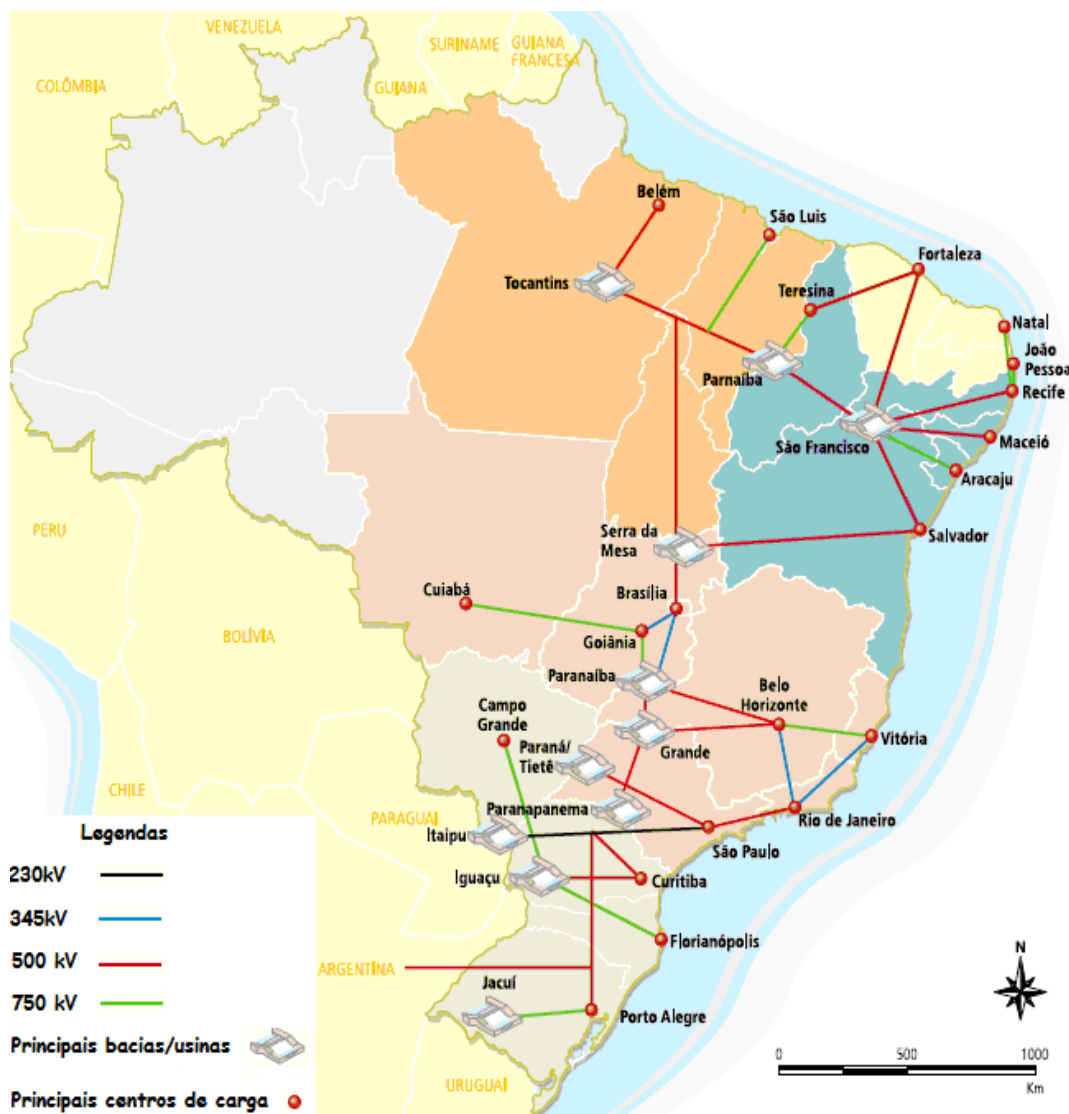


Figura 1.1: Mapa da integração entre os sistemas de produção e transmissão (modificado – ANEEL, 2005).

Infelizmente, somente os investimentos realizados na integração entre os sistemas de produção de energia e o mercado consumidor não foram suficientes para atender toda a

demanda existente. Em meados de 2001, a sociedade brasileira se deparou com o anúncio feito pelo Governo Federal afirmando que os reservatórios das usinas de geração de energia elétrica tinham terminado o período de chuvas em um nível baixíssimo nas regiões Nordeste, Sudeste e Centro-Oeste. Por consequência, medidas de contenção do consumo de energia deveriam ser adotadas, para tentar evitar que se caminhasse para o racionamento e eventuais ‘apagões’. Essa situação voltou a assustar a sociedade no início de 2008, devido à escassez das chuvas que levaram os níveis dos reservatórios novamente a um estado crítico.

As opiniões sobre o motivo da crise de abastecimento de energia elétrica são de várias ordens, indo desde a ausência de investimentos até a eventual escassez de chuvas. Ao longo das duas últimas décadas e, principalmente desde 1995, quando do início do modelo de privatização do setor elétrico brasileiro, a oferta de eletricidade não acompanhou a demanda associada ao crescimento do PIB. Segundo dados da ANEEL (2006), enquanto o consumo de energia elétrica aumentou cerca de 165% em vinte anos, a capacidade instalada de geração cresceu apenas 122%, o que demonstra um evidente descompasso e a insuficiência dos investimentos realizados em geração e transmissão de energia.

Em 2001, o Governo Federal apresentou uma série de medidas emergenciais para combater a crise energética e como pano de fundo para o funcionamento do novo marco regulatório, foi tentada a mudança da composição da matriz energética nacional (Figura 1.2), com a aposta em um papel crescente da produção das termoeletricas, especialmente aquelas movidas a gás que exigem prazos de implantação e investimentos menores que as hidrelétricas.

Porém, a alteração da matriz, sem claras definições de funcionamento, abriu espaço para incertezas crescentes que funcionaram até hoje como inibidoras dos investimentos. Acreditava-se que o aproveitamento da expansão da capacidade nacional de produção de gás pela Petrobrás e os acordos firmados, principalmente com a Bolívia, para o fornecimento de gás seriam suficientes para sanar o déficit energético.

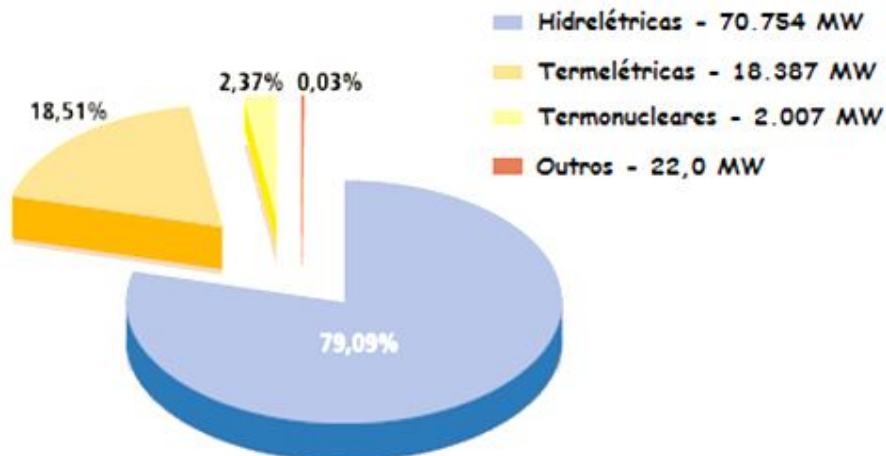


Figura 1.2: Percentual dos tipos de centrais para geração de energia elétrica no Brasil (modificado – ANEEL, 2005).

Apesar da tendência de aumento da utilização de outras fontes, devido a restrições socioeconômicas e ambientais de projetos hidrelétricos e aos avanços tecnológicos no aproveitamento de fontes não convencionais, tudo indica que a energia hidrelétrica continuará sendo, por muitos anos, a principal fonte geradora de energia elétrica no Brasil. Segundo dados do Plano Nacional de Energia 2030 (PNE 2030, 2007), no ano de 2005, considerando a parcela paraguaia de Itaipu, a hidroeletricidade, em termos de capacidade instalada, situou-se em torno de 75%, e prevê-se que esse percentual se mantenha no ano 2030.

O aproveitamento de potenciais hidráulicos para a geração de energia elétrica requer, muitas vezes, a formação de grandes reservatórios e, conseqüentemente, a inundação de grandes áreas. Em muitos casos, trata-se de áreas produtivas e/ou de grande diversidade biológica, o que exige, previamente, a realocação de grandes contingentes de pessoas e animais silvestres. A formação de reservatórios de acumulação de água e regularização de vazões, por sua vez, provoca alterações no regime das águas e a formação de micro climas, favorecendo certas espécies e prejudicando ou até extinguindo outras.

É importante ressaltar, porém, que esses e outros impactos indesejáveis não são entraves absolutos à exploração dos potenciais remanescentes, visto que eles podem ser evitados ou devidamente mitigados com estudos prévios (geológicos, hidrológicos e sócio-ambientais), exigidos pelo poder concedente e pelos órgãos legislativos e agências regulatórias.



Além disso, deve-se destacar a existência da compensação financeira que deve ser paga pelas empresas exploradoras, cujo principal objetivo é a atenuação de impactos ocorridos. Silva (2007) estudou a compensação financeira das usinas hidrelétricas como instrumento econômico de desenvolvimento social, econômico e ambiental. Segundo a autora, os significativos montantes arrecadados podem levar ao crescimento sustentável, apoiado não somente na conservação do meio ambiente e na melhoria da qualidade sócio ambiental, mas também no crescimento econômico e na eliminação das desigualdades e da pobreza. Um exemplo benéfico dessa a compensação financeira é mostrado na Figura 1.3 que apresenta a evolução e aumento do Índice de Desenvolvimento Humano (IDH) em várias localidades afetadas pela construção de barragens e que foram beneficiadas por algum tipo de compensação financeira.

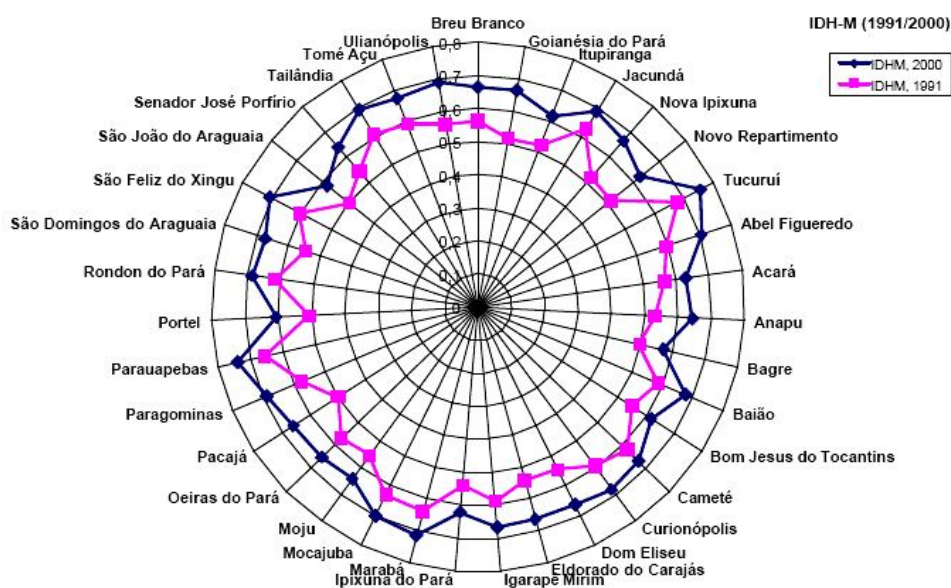


Figura 1.3: Gráfico radar com IDH-M para os anos de 1991 e 2000 (Silva, 2007).

Somando-se a potência nominal dos empreendimentos em construção e daqueles apenas outorgados, verifica-se que a energia hidráulica poderá adicionar nos próximos anos ao sistema elétrico nacional cerca de 13.212 MW. As UHEs em construção ou apenas outorgadas poderão adicionar ao sistema elétrico 10.166 MW, com 46 novos empreendimentos, enquanto que os 232 futuros empreendimentos de pequeno porte deverão somar 3.046 MW (ANEEL, 2008). A Figura 1.4 mostra a localização desses futuros empreendimentos.

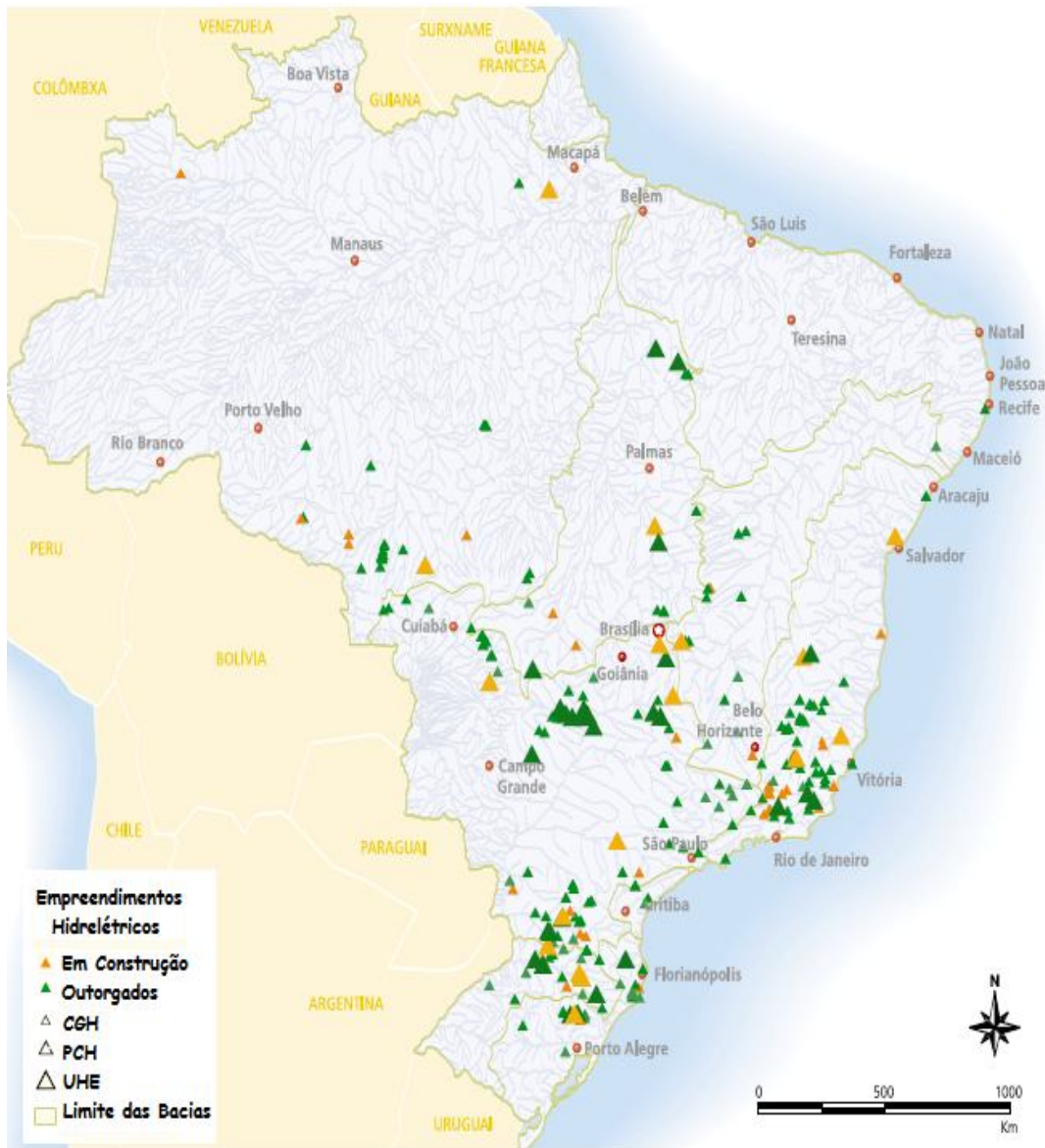


Figura 1.4: Distribuição dos futuros empreendimentos energéticos (modificado - Atlas de Energia Elétrica do Brasil, ANEEL 2005).

Vale lembrar que apenas cerca de 40% do potencial hidrelétrico nacional estimado se encontra explorado, proporção bem menor do que a observada nos países industrializados. Do potencial hidrelétrico nacional total que permitiria a instalação de uma capacidade de cerca de 260.000 MW, foi identificada uma parcela de 174.000 MW como aproveitável, sob o ponto de vista ambiental, até o ano 2030. Considerando que a parcela atualmente em operação totaliza 75.000 MW, estaria, portanto, disponível para aproveitamento, no período de 2007 a 2030, um montante de 99.000 MW (PNE 2030, 2007).

Em termos de esgotamento dos potenciais, verifica-se que as regiões Sul, Sudeste e Nordeste apresentam as bacias cuja exploração é mais desenvolvida (Figura 1.5). As menores taxas de aproveitamento são verificadas na região Centro Oeste e, principalmente na região Norte (PDEE 2006-2015, 2006).

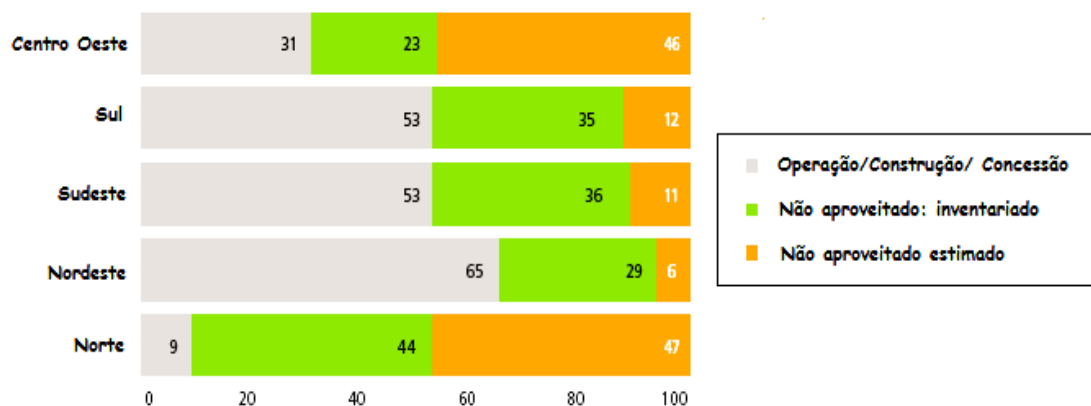


Figura 1.5: Aproveitamento do Potencial Hidrelétrico Brasileiro, por região (%) (modificado-PDEE 2006-2015, 2006)

Observa-se que grande parcela deste potencial encontra-se localizado na região Norte, na Amazônia, cuja viabilidade sócio-ambiental deve considerar também os benefícios para os estados e para as comunidades onde se situam estas usinas hidrelétricas. Porém, os aproveitamentos hidráulicos da região Norte, são necessários e estratégicos, principalmente, em longo prazo, pois conforme comentado anteriormente é nessa região que se encontra a maior parcela dos recursos hidrelétricos nacionais para desenvolvimento, a partir de 2010.

O não aproveitamento desse potencial implicaria na necessidade de desenvolver um programa termelétrico adicional, em montantes da ordem de 50 GW. As dificuldades relacionadas com os aspectos ambientais, de suprimento de combustível, e de custos de tal programa termelétrico seriam muito mais complexas do que o desenvolvimento das hidrelétricas amazônicas, com reflexos na dependência externa de energia e de importação de tecnologia (PNE 2030, 2007).

Observando o disposto acima, nota-se que novos investimentos são imprescindíveis e inevitáveis. Somente os investimentos necessários e previstos para a construção de novas UHE no período 2009 a 2015 são da ordem de 60 bilhões de reais. Como principal exemplo, tem-se o complexo hidrelétrico do Rio Madeira que compreende a construção de quatro usinas. Duas delas, a UHE de Santo Antônio e a de Jirau, estão em território brasileiro,

próximas a Porto Velho, capital do estado de Rondônia. A terceira usina prevista é binacional, chamada de Guajará-Mirim, na fronteira entre Brasil e Bolívia. A quarta UHE, Cachuela Esperanza, estará em território boliviano. Somente as UHEs brasileiras irão acrescentar uma potência instalada de 6.450 MW, sendo desses 4.051 MW médios de energia firme. Além das usinas, há a possibilidade de integração fluvial entre os dois países com a construção de eclusas. O complexo irá demandar investimentos da ordem de aproximadamente 28 bilhões de reais.

Aliado a isto, há a necessidade de que as construções de novas barragens sejam técnica e economicamente viáveis e ainda causem o menor impacto ambiental possível. Somente no período de 1998 a 2006, o Governo Federal por meio de programas de Pesquisa e Desenvolvimento (P&D) investiu aproximadamente 953 milhões de reais em pesquisas sobre diversos temas relacionados ao desenvolvimento no setor energético brasileiro.

Um desses projetos de pesquisa, financiado pela ANEEL e coordenado por Furnas Centrais Elétricas SA (Furnas) e em parceria com a Universidade de Brasília (UnB) serviu para iniciar o estudo da aplicação de misturas asfálticas na construção de elementos de impermeabilização de barragens.

Como resultados desta pesquisa, foram elaboradas duas dissertações de mestrado e uma tese de doutorado pelo Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB. São elas: Aplicação de Misturas Betuminosas em Barragens de Terra e Enrocamento (Falcão, 2003), Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Emulsão para Uso em Barragens (Jacintho, 2005) e Estudo das Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de Concretos Asfálticos para Aplicação em Barragens (Falcão, 2007), além de diversos artigos publicados em congressos e periódicos nacionais e internacionais.

Os bons resultados apresentados pelo projeto evidenciam e comprovam o potencial de aplicabilidade destas misturas como elemento de vedação em barragens. Os frutos dessa pesquisa já estão começando a aparecer na prática com a construção da primeira barragem de enrocamento que irá utilizar núcleo de concreto asfáltico no Brasil, a UHE de Foz do Chapecó.

Essa usina está localizada no rio Uruguai, na fronteira dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul, na divisa dos municípios de Águas de Chapecó (SC) e Alpestre (RS). Terá

uma potência instalada de 855 MW, sendo 432 MW de energia assegurada, valor este suficiente para atender a 25% do consumo do estado de Santa Catarina. O empreendimento está orçado em aproximadamente 2,1 bilhões de reais e será implantada e gerida pelo Consórcio Energético Foz do Chapecó (CEFC), composto pela CPFL (Companhia Paulista Força), Furnas e CEEE (Companhia Estadual de Geração e Transmissão de Energia Elétrica - RS), cabendo a construtora Camargo Corrêa o desempenho das atividades de construção e a Furnas o controle tecnológico da obra. A barragem terá 48 m de altura e 598 m de extensão. A entrega da obra está prevista para meados de 2011.

Outro empreendimento também cogitou utilizar a mesma tecnologia para a impermeabilização da barragem de enrocamento. Porém, por motivos de viabilidade econômica o consórcio responsável por sua construção optou pela construção de uma barragem de enrocamento com núcleo argiloso. Trata-se da UHE de Baguari. A usina está localizada no rio Doce, em área que abrange os municípios de Alpercata, Fernandes Tourinho, Governador Valadares, Periquito, Sobrália e Iapu, situados na região leste do estado de Minas Gerais. Terá uma potência instalada de 140 MW, sendo 80 MW de energia assegurada, valor este suficiente para abastecer duas cidades do porte de Governador Valadares (benefício para mais de 500 mil habitantes). O empreendimento está orçado em aproximadamente meio bilhão de reais e será gerida pelo Consórcio UHE Baguari, composto pela CEMIG, Furnas Centrais Elétricas e pelo Neoenergia (grupo privado que investe no setor elétrico), cabendo às empresas de Engenharia Engevix e Odebrecht a execução dos projetos e construção, respectivamente.

## **1.2. JUSTIFICATIVA**

A escolha da seção típica de uma barragem depende, entre outros fatores, do tipo de fundação e de vale, além da disponibilidade de materiais adequados e em quantidade suficiente para a execução da obra. O Brasil possui uma enorme variedade de condições de fundações, clima e tipos de solos ao longo do seu extenso território. Com isso, surge a possibilidade de utilizar diferentes materiais e opções de projeto que venham a ser técnica e economicamente viáveis.

Uma delas é a utilização dos materiais asfálticos como elemento de vedação, tanto no núcleo como na face das barragens. Tal alternativa vem a solucionar ou mitigar eventuais problemas como: a escassez de materiais naturais de baixa permeabilidade necessários para garantir a estanqueidade de uma barragem, a elevada distância das jazidas destes materiais que torna a

sua exploração proibitiva ou os impactos e a degradação do meio ambiente provocados pela exploração dos materiais tradicionalmente utilizados na impermeabilização de um barramento.

Segundo Höeg (1993), o concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) denso é praticamente impermeável, resistente ao envelhecimento, de boa trabalhabilidade e compactação, oferecendo ótimas características para a sua aplicação como elemento de vedação de barragens de enrocamento.

Na Europa, a tecnologia de construção de barragens com misturas asfálticas já está bem estabelecida, uma vez que a utilização desses materiais como elemento impermeabilizante do maciço é prática corrente desde 1930, tendo ao longo do tempo se mostrado ser uma opção tecnicamente eficaz e economicamente competitiva quando comparada com as soluções tradicionais. Segundo Saxegaard (2002) e ICOLD (1999), mais de 100 barragens com núcleo asfáltico e mais de 300 barragens/reservatórios com face de concreto asfáltico já foram construídas até hoje, sendo que não há nenhum registro de problemas relacionados ao desempenho dessas estruturas.

No Brasil, os estudos foram iniciados com Falcão (2003), seguidos por Jacintho (2005) e Falcão (2007). Diante da necessidade de mais estudos que venham a permitir uma maior segurança na determinação do desempenho destas misturas em campo, principalmente no que se refere ao comportamento quanto à fluência, foram complementados os estudos iniciados por Falcão (2003, 2007) em misturas asfálticas com os agregados do tipo calcário, granito e micaxisto.

Também foi ensaiado o agregado basáltico, por se tratar do tipo de agregado utilizado na primeira barragem com o núcleo de concreto asfáltico no Brasil na UHE Foz do Chapecó.

## **1.2. OBJETIVOS**

A presente dissertação visa complementar e dar continuidade às pesquisas desenvolvidas por Falcão (2003, 2007), com o objetivo de estudar a aplicação de misturas asfálticas como único elemento de vedação em barragens de enrocamento e em outras estruturas hidráulicas.

De forma a ampliar os conhecimentos adquiridos pelas pesquisas anteriores sobre as metodologias já desenvolvidas para o uso de misturas asfálticas em núcleos e faces de barragens de enrocamento, este trabalho tem os seguintes objetivos secundários:

- Complementar os estudos das misturas asfálticas que utilizam os agregados do tipo calcário, micaxisto e granito, verificando-se principalmente o seu comportamento no que se refere ao fenômeno da fluência;
- Realizar os ensaios de dosagem e avaliar as propriedades mecânicas e hidráulicas de misturas de CBUQ que utilizam agregados do tipo basalto;
- Comparar o comportamento das propriedades mecânicas e hidráulicas dos quatro tipos de agregados (basalto, calcário, granito e micaxisto) utilizados para compor as misturas de CBUQ ensaiadas;
- Estudar as características viscoelásticas dessas misturas para a obtenção de parâmetros que auxiliem na simulação e no estudo da evolução das tensões e deformações no material asfáltico ao longo do tempo;
- Contribuir para a difusão do potencial de aplicação desta tecnologia no país.

#### **1.4. METODOLOGIA**

Neste trabalho foi estudado um tipo de mistura, quanto à composição granulométrica, sendo ela uma mistura densa do tipo CBUQ. Quatro diferentes tipos de agregados minerais foram utilizados (calcário, granito, micaxisto e basalto). O ligante asfáltico foi o CAP 50/70, oriundo da Refinaria Gabriel Passos - Petrobrás (Betim-MG).

A dosagem das misturas de CBUQ analisadas foi baseada na metodologia Marshall, sendo o índice de vazios o critério adotado para a escolha dos possíveis teores de aplicação. O limite máximo de 3% é considerado como o desejado para que uma mistura seja considerada impermeável e potencialmente aplicável como uma estrutura de contenção hidráulica (Höeg, 1993; Saxegaard, 2000).

Foram realizados ensaios de permeabilidade e triaxial com adotadas algumas modificações no processo de moldagem e na energia de compactação dos corpos de prova, visto que eles

possuem peso e dimensões diferentes das usuais. A metodologia utilizada foi a descrita por Weibiao & Höeg (2002) e seguida por Falcão (2003, 2007).

Os ensaios laboratoriais foram executados em dois diferentes locais de acordo com a disponibilidade de equipamentos específicos para cada tipo de ensaio. São eles: Laboratório de Engenharia Rodoviária do CEFTRU- UnB (LER/CEFTRU-UnB) e nos Laboratórios do Departamento de Controle Tecnológico de Furnas Centrais Elétricas (DCT/Furnas), localizados em Aparecida de Goiânia-GO.

No Laboratório de Engenharia Rodoviária do CEFTRU- UnB foram realizados os seguintes ensaios:

- Caracterização dos materiais asfálticos e dos agregados minerais;
- Dosagem Marshall;
- Resistência à Tração (RT);
- Desgaste Cântabro;
- Ensaio de Fluência.

Nos Laboratórios do Departamento de Controle Tecnológico de Furnas Centrais Elétricas (DCT/Furnas) foram realizados os seguintes ensaios:

- Permeabilidade;
- Triaxial.

## **1.5. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

Para uma melhor organização e compreensão do trabalho, decidiu-se estruturar a dissertação em cinco capítulos. A seguir são apresentados os principais tópicos relacionados a cada um deles:

- Capítulo 1 - Introdução: exibe uma idéia geral sobre a dissertação, com uma rápida introdução sobre o atual cenário e as projeções acerca do sistema de geração de energia no Brasil. Também mostra as justificativas e pertinência do tema escolhido, delimitando e enunciando os objetivos e a metodologia empregada no desenvolvimento da pesquisa.
- Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica: expõe uma breve revisão da literatura específica sobre os tópicos relevantes que envolvem o tema central dessa dissertação. Encontram-se informações



sobre: características do comportamento viscoelástico, fenômeno da fluência e o histórico e as características sobre a aplicação de misturas asfálticas em barragens.

- Capítulo 3 - Materiais e Métodos: menciona e justifica a escolha dos materiais utilizados e descreve os métodos e ensaios adotados no desenvolvimento da pesquisa.
- Capítulo 4 – Apresentação e Análise dos Resultados: são mostrados os resultados dos ensaios de caracterização do ligante asfáltico e dos agregados utilizados, verificando se os mesmos estão dentro das especificações estabelecidas pelas normas. Também são relatados e analisados os resultados referentes à dosagem e aos ensaios de caracterização das misturas de CBUQ para o agregado basalto. Finalmente, apresenta, discute e compara os resultados obtidos nos ensaios mecânicos e hidráulicos realizados nas das misturas de CBUQ.
- Capítulo 5 – Conclusões: enumera as principais conclusões encontradas ao longo da pesquisa, bem como as sugestões para pesquisas futuras.

---

# *Capítulo 2*

---

## *Revisão Bibliográfica*

### **2.1. INTRODUÇÃO**

Neste capítulo, serão apresentadas informações técnicas e de pesquisas já realizadas sobre o tema estudado na presente dissertação. Inicialmente, far-se-á uma breve introdução sobre o estudo de barragens, mostrando os principais tipos de barramentos e suas finalidades.

A seguir, será apresentado um breve histórico da aplicação de misturas asfálticas como elemento de vedação de barragens de enrocamento (barragens com núcleo asfáltico e barragens com face asfáltica), mostrando as principais características geométricas, processos/detalhes construtivos e misturas usualmente utilizadas. Além disso, são mostrados alguns exemplos de aplicação dessa tecnologia e uma descrição da UHE Foz do Chapecó, primeira barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico que está sendo construída no Brasil.

Com relação à caracterização dos materiais asfálticos, são apresentados os conceitos básicos sobre a viscoelasticidade. Tais conceitos serviram para a obtenção dos parâmetros utilizados como dados para futuras análises numéricas a serem realizadas com o objetivo de simular e estudar a evolução das tensões e deformações no material asfáltico ao longo do tempo.

### **2.2. CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE BARRAGENS**

A prática de construção de barragens é muito antiga e pode ser classificada, quanto às suas principais finalidades, em dois grandes grupos: barragens de regularização e barragens de retenção. As barragens de regularização têm a finalidade de regularizar o regime hidrológico de um rio, armazenando água no período de afluência em relação à demanda. Com isso, a amplitude de variação das vazões naturais do rio é reduzida, garantindo-se assim, vazões

efluentes, nos períodos de estiagem, superiores às naturais. As suas principais finalidades são: aproveitamento hidrelétrico, navegação, irrigação, abastecimento d'água, turismo e lazer.

Já as barragens de retenção têm como sua principal finalidade reter água, amortecendo a onda de cheias para evitar inundações, situação esta na qual a onda de cheia é temporariamente armazenada e posteriormente liberada, de tal modo que não cause danos à jusante. Além disso, podem ser utilizadas para a retenção de sedimentos ou resíduos industriais.

Em muitos casos é comum que uma barragem possua mais de uma finalidade. Observando a Figura 2.1, verifica-se que o volume de um reservatório possui diversos usos como a regularização para a geração de energia elétrica, o controle de cheias, a regularização para navegação, etc.

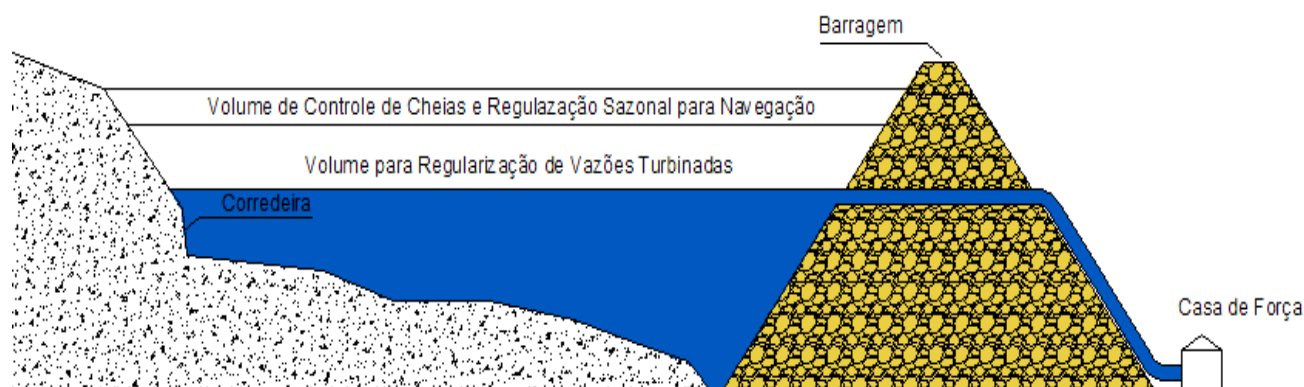


Figura 2.1: Reservatório de finalidade múltipla (modificado- Assis et al., 2003).

Os arranjos dos aproveitamentos são estudados para cada local, considerando-se principalmente as condições topográficas locais, o provável apoio logístico em fase de construção, a possibilidade de evacuação de cheias durante a construção, a provável disponibilidade de materiais de construção, as condições gerais do ponto de vista geológico e geotécnico, a potência instalada calculada para o aproveitamento, a descarga calculada para o vertedouro e os resultados dos estudos especiais (Assis et al., 2003).

Estruturalmente, as barragens podem ser classificadas em rígidas ou flexíveis. A Figura 2.2 mostra a classificação usual dos vários tipos de barragens. A escolha do tipo de barragem deverá levar em conta vários fatores, sendo que os mais importantes são topografia, tipo de vale, fundação do terreno e existência de material para construção. A topografia é a chave que abre o projeto, sendo que a capacidade de acumulação é o fator mais importante, pois o maciço da barragem deverá ter o menor volume possível e o reservatório deve acumular o

maior volume possível em água. O tipo de vale pode ser encaixado e estreito, semi-encaixado ou aberto. Essa particularidade, assim como o fator econômico é um dos condicionantes da escolha de um tipo específico de barragem. A fundação do terreno está relacionada diretamente com o tipo de vale, quando o vale é um trecho de montanha, em forma de V, o normal é encontrar rocha na fundação e nas ombreiras e o tipo de barragem mais aconselhável é a de concreto; quando o eixo se localiza em planície, em vale muito aberto e de encostas pouco íngremes, é pouco provável que haja ocorrência de rocha sendo a barragem de terra ou de enrocamento a mais adequada.

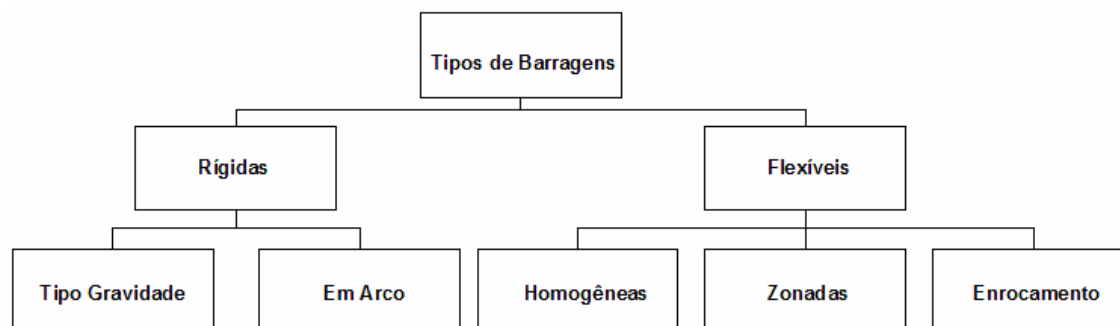


Figura 2.2: Classificação estrutural das barragens.

No que se refere à estabilidade global da barragem, Cruz (1996) explica que esta deve atender a três requisitos básicos de segurança: estabilidade de taludes que para as obras de terra e enrocamento deverá ser verificada para as condições de solicitação de final de construção, regime permanente de operação e rebaixamento do reservatório; controle de fluxo d'água pelo maciço, suas fundações e ombreiras; e a análise das deformações do conjunto barragem-fundação, sendo que a deformabilidade dos solos depende fundamentalmente do estado inicial do material e dos incrementos de tensões aplicadas.

As barragens rígidas podem ser: tipo gravidade (concreto convencional ou CCR - concreto compactado com rolo) e barragem em arco. Segundo Assis et al. (2003), um local poderá ser considerado propício para construção de barragem de concreto quando o reconhecimento de campo indicar, na área selecionada, a existência de rocha sã e com compressibilidade pequena ao longo de todo o eixo, já que estas exercem maiores pressões nas fundações, a pequena profundidade. A estabilidade é garantida principalmente pelos esforços de gravidade. A Figura 2.3 apresenta o esquema com a seção típica de uma barragem de concreto convencional a gravidade.

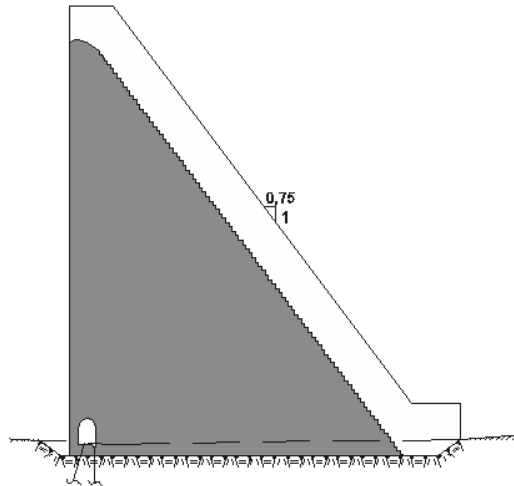


Figura 2.3: Seção típica de uma barragem de concreto a gravidade.

As barragens flexíveis ou geotécnicas podem ser: homogêneas, zonadas e barragens de enrocamento. No caso da barragem homogênea, o mesmo material que é utilizado no núcleo é utilizado no espaldar, ou seja, possui tanto funções estruturais como de vedação (Figura 2.4). Um local poderá ser considerado propício para construção de barragem de terra homogênea quando o reconhecimento de campo indicar que a rocha se encontra a grandes profundidades ou quando a rocha encontrada não seja aconselhável como elemento de fundação de outros tipos de barragens. Esse tipo de barragem exige menor declividade nos paramentos de montante e jusante e, resultando, portanto, em maiores volumes de material.

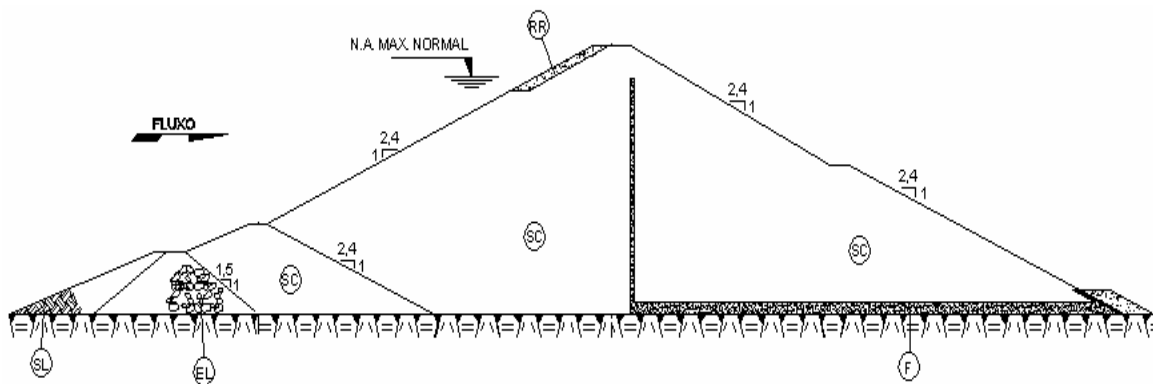


Figura 2.4: Seção típica de barragem homogênea de terra.

A denominação de barragem mista é dada quando não há um único material predominante na sua construção. Neste tipo de barragem, os solos mais resistentes são aproveitados nos espaldares para gerar uma maior estabilidade (diminuição da inclinação dos taludes) e um material com características impermeabilizantes para o núcleo central. A Figura 2.5 mostra a seção típica de uma barragem mista.

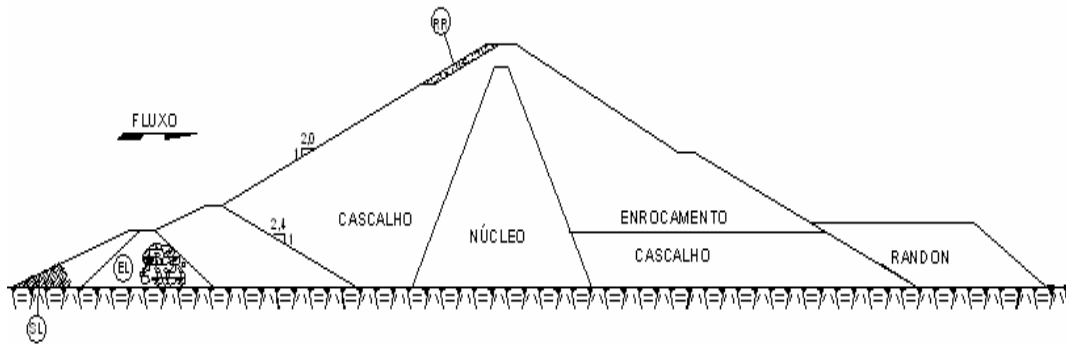


Figura 2.5: Seção típica de uma barragem mista.

O termo enrocamento pode ser definido por uma aglomeração de partículas de rocha cujas dimensões obedecem a limites compreendidos entre 15 cm e 2 m. As barragens de enrocamento são caracterizadas por serem formadas predominantemente por estes fragmentos de rocha compactados, geralmente oriundos das escavações obrigatórias. São construídas sobre fundações resistentes, mas também podem ser implementadas sobre rocha alterada, saprólitos densos, aluviões compactados e outros materiais, que tenham deformabilidade e resistência ao cisalhamento compatíveis com as características dos materiais usados na barragem (Assis *et. al*, 2003).

As barragens de enrocamento necessitam sempre de um elemento de vedação, uma vez que o coeficiente de permeabilidade de um aterro de enrocamento é bastante alto. Este elemento pode ser basicamente de dois tipos: interno (núcleo argiloso) e externo (face impermeável a montante). De acordo com o elemento de vedação as barragens de enrocamento são classificadas em dois tipos: barragens de enrocamento com núcleo central argiloso (BENC) e a barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC).

As BENC são aquelas que apresentam os espaldares constituídos de enrocamento compactado, cuja principal função é de estabilização, e a parte central (núcleo) é de vedação. O núcleo é constituído de material argiloso compactado. Entre os espaldares e o núcleo existe uma zona de transição que possui a função de proteção contra o *piping*. Essa zona de transição, na maioria dos casos, possui uma rigidez superior a rigidez do núcleo argiloso. Além disso, em muitos casos, há um filtro composto por materiais cuja granulometria varia de fina a grossa, na direção do núcleo para o espaldar, onde a sua principal função é impedir o carreamento de partículas finas do núcleo para fora da barragem e, conseqüentemente, a

ruptura por *piping*. A Figura 2.6 e a Figura 2.7 apresentam a seção típica e um exemplo de uma BENC, respectivamente.

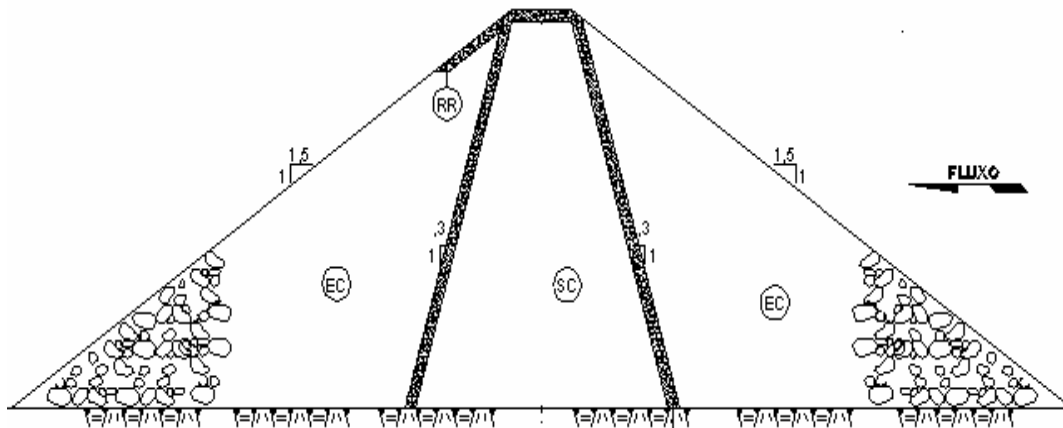


Figura 2.6: Barragem de enrocamento com núcleo de argila.



Figura 2.7: Barragem de enrocamento com núcleo compactado – Barragem da UHE Tucuruí (ELN, 2008).

A BEFC caracteriza-se por um aterro compactado onde o corpo é constituído de enrocamento e o elemento de vedação é constituído por uma laje de concreto. Outras alternativas como o aço, material sintético, madeira ou material asfáltico também podem ser utilizados para a impermeabilização da face de montante do barramento, sendo que a face de concreto é a mais usada em todo mundo.

As barragens de enrocamento com face de concreto apresentam uma série de vantagens em relação às demais que podem ser empregadas nas mesmas condições de fundação, como as de enrocamento com núcleo argiloso. Entre essas, podem-se destacar: não são sujeitas a fissuras de núcleo causadas por recalques diferenciais ou ruptura hidráulica; não apresentam riscos de *piping* em estruturas internas; possibilidade de trabalhar em períodos chuvosos, propiciando uma maior confiabilidade nos prazos de construção; menores transições em comparação com as transições necessárias em barragens de núcleo argiloso.

As barragens de enrocamento com face de concreto (BEFC) vêm desde meados 1960 ganhando força como alternativa competitiva na concepção de empreendimentos do gênero. O advento de grandes equipamentos de compactação possibilitou a mudança na execução de enrocamentos, passando dos lançados para os compactados com maiores módulos de rigidez, buscando a compatibilização das deformações do maciço de enrocamento e evitando excessivas deformações na laje impermeável da face (Assis et. al., 2003). A Figura 2.8 e a Figura 2.9 apresentam a seção típica e um exemplo de uma BEFC, respectivamente.

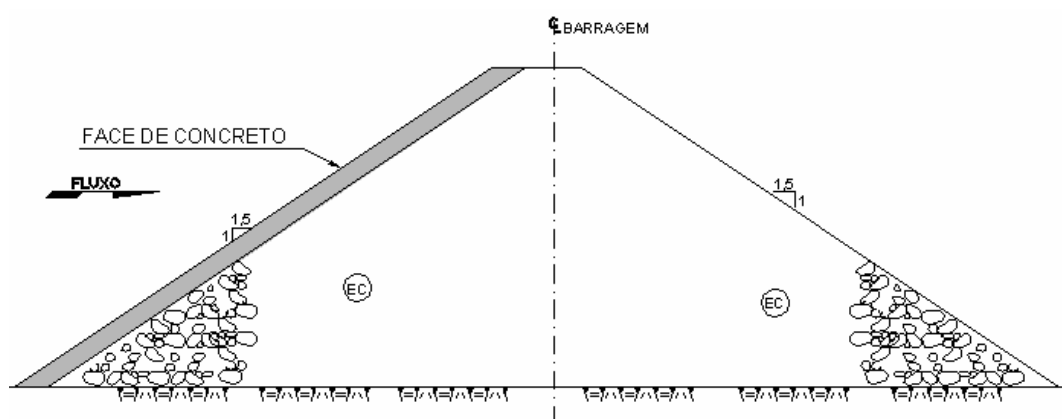


Figura 2.8: Barragem de enrocamento com face de concreto.





Figura 2.9: Barragem de enrocamento com face de concreto – Barragem de Foz da Areia.

### **2.3. APLICAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS EM BARRAGENS**

Segundo Saxegaard (2000) é relatada a utilização de materiais asfálticos primitivos há mais de 5.000 anos. A barragem mais antiga a utilizar um tipo de concreto asfáltico primitivo foi a barragem de Assur, construída cerca de 1300 a.C. na Mesopotâmia, que servia como barragem de retenção para o abastecimento de água. Já a moderna utilização de revestimentos de concreto asfáltico iniciou-se com a construção da barragem Central (Central Dam) nos Estados Unidos no ano de 1910 (ICOLD, 1999).

A maioria das barragens e reservatórios com a utilização de misturas asfálticas como elemento impermeabilizante foi construída na Europa. A Alemanha é uma das pioneiras e, desde a década de 1930, constrói barragens com face de montante de concreto asfáltico. Na década de 1950, foram construídas as primeiras barragens com núcleo de concreto asfáltico (Falcão, 2003).

A utilização de misturas asfálticas como elemento impermeabilizante em barragens de enrocamento atingiu grande importância em todo mundo devido à resistência a deformação, resistência à erosão, resistência ao envelhecimento, além de permitir uma ótima impermeabilização e segurança para a estrutura como um todo.

### 2.3.1. BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO ASFÁLTICO

Os revestimentos de concreto asfáltico têm sido utilizados há mais de 50 anos como barreira estanque na face de montante de barragens de aterro permeáveis, como alternativa a lajes de concreto de cimento portland, membranas de concreto projetado, lâminas metálicas, geomembranas, etc. O revestimento asfáltico desempenha o papel do núcleo de material terroso de granulometria fina (material argiloso) ou outro tipo de dispositivo de estanqueidade no interior da barragem, além de proteger a face de montante contra danos provocados por ondas, vento, chuva e vandalismos (ICOLD, 1999).

Até 1950 a construção de barragens de enrocamento com face asfáltica era fortemente influenciada pela tecnologia de pavimentação rodoviária. Sendo que o revestimento era composto basicamente por 3 camadas: uma de mistura do tipo concreto poroso asfáltico (CPA), uma de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) de 9 a 12 cm e a última de ligação entre as camadas asfálticas e a transição do enrocamento.

Segundo ICOLD (1999) existem mais de 300 barragens e reservatórios construídos em todo mundo com revestimento de concreto asfáltico, sendo a maioria deles situados no continente europeu. A Figura 2.10 apresenta a distribuição dessas estruturas pelo mundo.

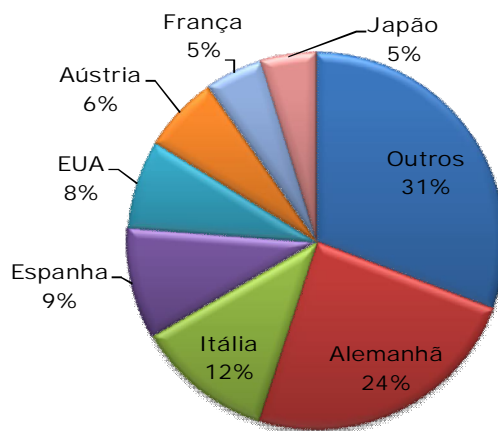


Figura 2.10: Distribuição das barragens/reservatórios com revestimento asfáltico pelo mundo.

#### 2.3.1.1. TIPOS DE FACE E DE MISTURAS

A Figura 2.11 apresenta a seção típica de uma barragem de enrocamento com face asfáltica e os elementos que compõem essa estrutura. O plinto é o elemento que possui a função de

conectar o revestimento com a fundação da barragem, podendo variar desde um simples capeamento de argamassa até uma estrutura mais complexa incluindo uma galeria de inspeção e/ou injeção. O plinto também pode ter a função de coletar infiltrações do sistema de revestimento e conduzi-las ao dreno. As outras estruturas que compõem a barragem é o maciço de enrocamento compactado, o revestimento asfáltico e outras estruturas opcionais como a galeria de drenagem e a cortina de injeção. As informações contidas nesse item foram extraídas do Boletim 114 do ICOLD - Barragens de Aterro com Revestimento de Concreto Asfáltico (ICOLD, 1999).

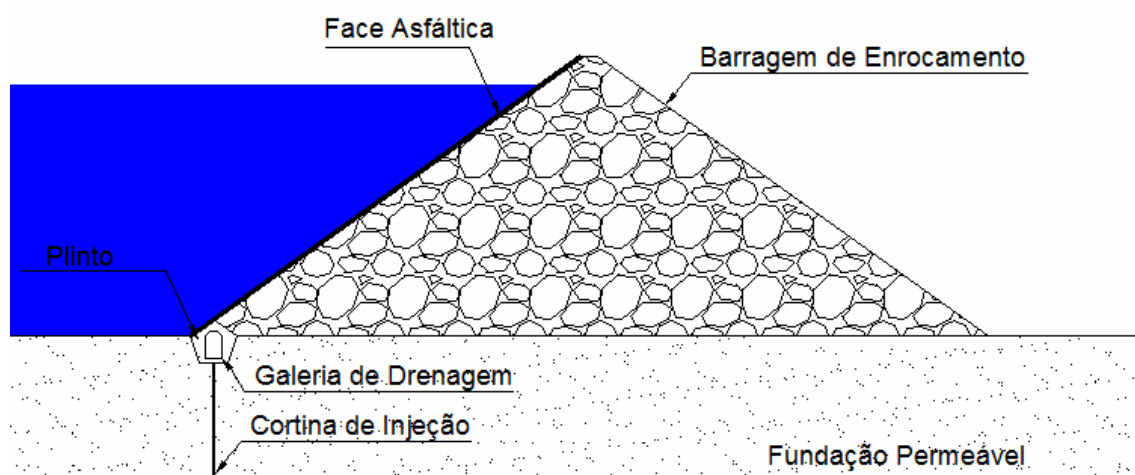


Figura 2.11 : Seção típica de uma barragem com face asfáltica (modificado- ICOLD, 1999).

O revestimento asfáltico responsável pela impermeabilização do maciço é formado por um sistema composto construído em camadas, sendo que cada uma delas possui uma função específica. Existem basicamente dois tipos de revestimentos: os de camada simples (Tipo A) ou de camada dupla (Tipo B), mostrados esquematicamente na Figura 2.12. Na solução de camada dupla, também chamada de revestimento sanduíche, interpõe-se uma camada drenante entre duas camadas impermeáveis. Cada camada pode ser construída com diferentes materiais e em diferentes espessuras. A barragem de Genkel, construída na Alemanha em 1952, é o primeiro exemplo de um revestimento Tipo A e a barragem de Montgomery, construída nos Estados Unidos em 1957, consta como primeiro exemplo do Tipo B.

O revestimento Tipo B reduz a probabilidade da barragem ser afetada pela água do reservatório, uma vez que, em caso de falha da camada impermeável externa, o grosso da percolação é desviado do corpo da barragem. Portanto, um sistema de dupla camada é

altamente recomendado para casos especiais, tais como barragens muito altas, barragens em regiões sísmicas e barragens sobre solos compressíveis (ICOLD, 1999).

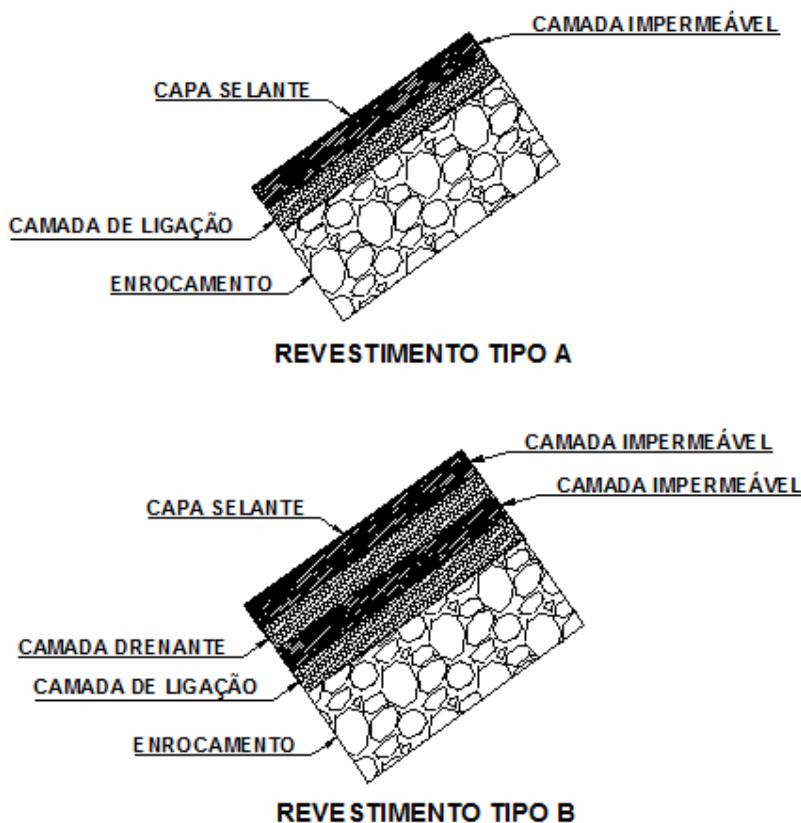


Figura 2.12: Tipos de sistemas de revestimento impermeáveis.

A estrutura de camada dupla e o sistema de drenagem/galeria de inspeção permitem que vazamentos possam ser detectados com mais facilidade. Já no sistema de camada simples, a detecção e a localização de vazamentos é bastante difícil e, não existindo uma galeria, o sistema tem de confiar no maciço da barragem para conduzir qualquer fluxo resultante de danos na camada impermeável.

A face de montante da barragem é formada por materiais selecionados ou processados, regularizados e nivelados até se obter uma superfície uniforme que posteriormente é imprimada com emulsão asfáltica catiônica ou asfalto de alta penetração, com uma taxa usual de 2 a 5kg/m<sup>2</sup> (ICOLD, 1999).

Após a regularização e imprimação da face da barragem, uma camada de concreto asfáltico permeável é colocada e compactada, para servir como camada de ligação e nivelamento, além

de fundação do revestimento. A camada de ligação tem as seguintes funções: fixar a camada impermeável ao maciço de enrocamento através de um bom intertravamento dos agregados; servir de transição entre o concreto asfáltico e a barragem em termos de deformabilidade e permeabilidade; nivelar as irregularidades da superfície da barragem; proporcionar capacidade suporte para a correta colocação e compactação da camada impermeável (ICOLD, 1999).

A camada de ligação possui aproximadamente de 4 a 10 cm de espessura e a mistura de agregados para essa camada pode variar de uma granulometria aberta a semi-aberta. Strabag (1990) sugere que a mistura apresente um volume de vazios entre 10 e 15%, tamanho máximo de agregado de 16 mm e o teor de ligante variando de 4 a 6% em peso da mistura. Esta grande quantidade de vazios faz-se necessária para permitir a liberação dos vapores e evitar a formação de bolhas na parte do revestimento que não é continuamente coberta pela água.

Posteriormente, constrói-se a camada de concreto asfáltico impermeável bem compactada e caracterizada por ser uma mistura bastante densa. A camada impermeável deve ser estanque e estável e é composta de uma mistura bem graduada de agregados minerais com adição de fíler. O fíler é utilizado para proporcionar trabalhabilidade e compacidade à mistura. Além de melhorar a trabalhabilidade, quantidades adequadas de fíler diminuem o volume de vazios, e tornam a mistura mais densa e impermeável. Por outro lado, quantidades excessivas de fíler aumentam significativamente o consumo de asfalto, devido ao aumento da superfície específica. A relação ligante asfáltico/fíler típica, em peso, é de cerca de 1:2.

Höeg (1993) sugere que a composição da curva granulométrica para a mistura densa empregada na camada impermeável utilize a curva de densidade máxima de Fuller, proposta por Fuller e Tompson em 1907 e mostrada na Equação 2.1.

$$P_i = \left( \frac{d_i}{D_{\max}} \right)^n \times 100\% \quad (2.1)$$

onde:

$P_i$ : Porcentagem em peso menor que o tamanho equivalente dos grãos de dimensão  $d_i$ .

$D_{\max}$ : Tamanho nominal máximo dos grãos.

$n$ : coeficiente com valor sugerido de 0,41 (Höeg,1993).

O tamanho nominal máximo dos agregados é de 11,2 mm e os teores típicos de ligante aplicados nesta camada estão entre 6 e 8%, em peso da mistura (Strabag,1996; ICOLD, 1999).

O valor máximo da condutividade hidráulica aceito é da ordem de  $10^{-9}$  cm/s (Visser et al., 1970; Höeg, 1993).

Parece não existir uma unanimidade no projeto da espessura da camada impermeável externa, tanto por ano de conclusão, altura da barragem ou clima. Embora testes de laboratório tenham mostrado que uma camada de 3 cm de concreto asfáltico denso é totalmente impermeável mesmo quando submetida a grandes pressões, como por exemplo 2,9 MPa (Lohr & Feiner, 1970), o dimensionamento da laje tem sido feito de forma empírica variando de 5 a 10 cm, com uma média de 8 cm. Porém, existem exceções como na barragem de Yashio onde foi executada uma camada impermeável de 15cm de espessura, em uma barragem de 90,5m de altura localizada em uma área de atividade sísmica (ICOLD, 1999).

No revestimento Tipo B, a camada seguinte é a camada de drenagem. Essa camada é constituída por um concreto asfáltico poroso, obtido de uma mistura de agregados com baixa quantidade de fíler. O tamanho mínimo de agregado é geralmente selecionado na faixa de 5 a 8 mm e o teor ligante asfáltico se situa na faixa de 2 a 5% (ICOLD, 1999). A espessura dessa camada varia da ordem de 5 a 15 cm, entretanto aconselha-se um limite inferior de 8 cm. A porosidade varia de 10 a 30%, sendo que o coeficiente de permeabilidade não deve ser inferior a  $10^{-4}$  cm/s.

Strabag (1990) comenta que a estabilidade da camada drenante não é freqüentemente levada em consideração, pois devido ao maior volume de vazios e à compactação leve, a camada de drenagem é o lugar onde, com freqüência, ocorrem deformações lentas indesejáveis, que são transmitidas à camada impermeável. Porém, essa camada possui uma função de extrema importância que é inibir a propagação de trincas entre as camadas impermeáveis.

Ainda no revestimento Tipo B sobre a camada de drenagem é colocada e compactada uma segunda camada de concreto asfáltico impermeável, com a mesma composição e espessura da primeira camada.

Finalmente, é aplicada nos dois tipos de revestimento (Tipo A ou B) uma capa selante constituída por emulsão asfáltica, aplicada a frio, ou um mástique asfáltico aplicado a quente. Tal capa é essencial para a vida útil da estrutura, pois a selagem das demais camadas asfálticas que compõem o revestimento faz com que o processo de envelhecimento seja retardado. O envelhecimento é consequência da evaporação das frações voláteis do asfalto da

superfície do concreto asfáltico. Esse processo endurece o asfalto, tornando-o quebradiço e sujeito à fissuração.

Strabag (1996) sugere que a capa selante seja composta por uma mistura com cerca de 30% de asfalto e 70% de fíler e, algumas vezes, fibras. Elas não devem possuir mais de 2 mm de espessura, pois para espessuras maiores pode ocorrer o abatimento do selante. Geralmente essa camada contém fíler calcário ou fibras minerais, misturados com ligante asfáltico na proporção de 1:1.

As misturas utilizadas devem ter estabilidade suficiente para resistir à fluência sobre o talude, ter boa trabalhabilidade e ser de fácil compactação. Os tipos de ligantes utilizados são classificados quanto à penetração, em CAP 40/50, 60/70 ou 80/100, sendo que o CAP mais mole é o mais preferido, pois facilita a compactação nos taludes.

O calcário é o tipo de rocha mais utilizado, mas o granito, quartzito, pórfiro, diorito, gnaisse e basalto também têm sido utilizados com sucesso. As características importantes do agregado são a durabilidade, adesividade, baixa porosidade, forma da partícula e sua granulometria (ICOLD, 1999).

Ensaio para o controle de qualidade são realizados para garantir que o produto atenda aos requisitos das especificações, refletindo a concepção original do projeto. Os materiais são testados na usina e no local, à medida que o revestimento vai sendo executado.

Na usina os ensaios são realizados para documentar e controlar o tipo e a qualidade do asfalto. A granulometria dos materiais pétreos, agregado e fíler, devem ser verificadas. Ensaia-se a qualidade e a durabilidade do agregado. O teor de umidade do agregado no momento da mistura deve ser monitorado. A temperatura do agregado e do asfalto que entram na mistura, e o teor de asfalto e tempo de mistura são controlados e registrados continuamente.

No local de execução, as preocupações são principalmente com as temperaturas de colocação e compactação, a espessura das camadas, procedimentos de compactação, densidades *in situ*, volume de vazios após a compactação, permeabilidade no local e adesão entre camadas e faixas.

### 2.3.1.2. CRITÉRIOS DE PROJETO

Os revestimentos de concreto asfáltico oferecem a vantagem, sobre os revestimentos de concreto armado, de serem capazes de se adaptar as deformações do maciço que ocorrem devido ao peso próprio da barragem, da carga de água do reservatório e da consolidação da fundação.

Segundo ICOLD (1999), a fim de cumprir sua finalidade com barreira estanque, um revestimento de concreto asfáltico convenientemente projetado e construído deve atender aos seguintes requisitos de projeto: baixa permeabilidade ao longo de toda sua vida útil; estanqueidade das juntas entre o revestimento e o plinto, o plinto e a trincheira de vedação/ outras estruturas de concreto (vertedouro e tomada d'água); flexibilidade suficiente para se adaptar, sem fissuras, aos deslocamentos resultantes das deformações ocorridas na barragem; boa ligação do revestimento com a superfície de apoio da barragem; estabilidade da superfície de apoio durante a construção, quando a mistura de concreto asfáltico ainda está quente e deformável, e ao longo da faixa de variação das temperaturas em serviço; resistência ao envelhecimento nas condições específicas locais.

Para obter uma previsão correta da resposta mecânica do revestimento, é importante levar em consideração que a mistura de concreto asfáltico é um material viscoelástico cujas propriedades dependem fortemente da temperatura e da velocidade de deformação. O comportamento viscoelástico amplifica-se com o aumento da temperatura e com o decréscimo da taxa de deformação. Os parâmetros mecânicos da mistura de concreto asfáltico são função da combinação temperatura-taxa de deformação e da composição da mistura (tipo e conteúdo de asfalto, tipo de agregado, grau de compactação).

Uma mistura de concreto asfáltico libera tensões por escoamento e deformação lenta de tal modo que o nível de deformação admissível é função do tempo. Deformações relativamente grandes podem ser alcançadas como resultado de uma carga aplicada gradual e continuamente. Visser *et al.* (1970) propõem alguns testes de fluência para avaliar o comportamento dos materiais utilizados.

Um projeto de uma barragem com revestimento asfáltico bem concebido deve garantir que a barragem seja segura, mesmo no caso que o revestimento perca a sua integridade. Deve-se mostrar que o revestimento é capaz de suportar com segurança os deslocamentos devido ao



peso próprio da barragem e aos recalques diferidos da fundação sob a ação das cargas hidrostáticas (ICOLD, 1999).

Falcão (2007) estudou o comportamento tensão-deformação de uma laje CBUQ em uma barragem de enrocamento hipotética. Foi verificada a compatibilidade da tensão de tração máxima gerada na face de CBUQ com a resistência à tração do material obtido em ensaios laboratoriais. O referido autor observou que as tensões normais de tração e compressão se comportaram de forma uniforme para uma mesma seção da viga e que até o terço médio do seu comprimento a face de concreto se encontra sob tração e após o terço médio, a face passa a sofrer compressão até próximo da crista da barragem onde passa novamente a sofrer uma pequena tração.

Nessa mesma pesquisa, Falcão (2003) observou a influência da rigidez relativa entre a face e o enrocamento ( $E_f/E_e$ ) por meio de uma análise paramétrica utilizando diversas combinações de módulos da face ( $E_f$ ) e do enrocamento ( $E_e$ ). As análises mostraram que para mesmos valores de rigidez relativa entre a face e o enrocamento ( $E_f/E_e$ ) têm-se valores bem próximos de tensão de tração máxima, fato esse que reforça o conceito de que a rigidez do material não é o mais relevante, mas a compatibilidade de rigidez entre os materiais que estão trabalhando juntos. Foi observado que problemas relativos à ruptura por tração em misturas de CBUQ denso com a mistura com o agregado micaxisto estudada podem ser gerados para valores de rigidez relativa da ordem de 6,0 e para misturas de CPA valores próximos de 1,5.

Não é possível fornecer uma recomendação genérica quanto ao valor de deformação que o revestimento pode resistir. Valores de deformações admissíveis podem ser avaliados por meio de ensaios de laboratório em amostras do revestimento (Ishi & Kamijo, 1988). Os autores recomendam que estas deformações admissíveis sejam comparadas com as obtidas da interpretação de análises numéricas.

### **2.3.1.3. PROCESSOS E DETALHES CONSTRUTIVOS**

A colocação de um revestimento de concreto asfáltico em uma barragem de aterro é um processo construtivo que envolve a produção da mistura para cada camada, seu transporte para a face da barragem, sua colocação no talude, sua compactação no local e o tratamento das juntas. Além dos equipamentos normais de obra (caminhões, escavadeiras, pás carregadeiras, etc.) o processo exige um conjunto de equipamentos especiais (usina para a

produção da mistura; acabadoras, caçambas e rolos compactadores equipados para trabalhar em taludes e guinchos para acabadora, caçamba e rolos). Desde 1960, os principais aprimoramentos foram nas áreas de equipamentos de construção e práticas construtivas, além de avanços em certos detalhes construtivos (ICOLD, 1999).

A pavimentação inclui a colocação, o espalhamento, a compactação e o acabamento da mistura asfáltica. Existem dois sistemas para a colocação e pavimentação das misturas asfálticas. Inicialmente, a era utilizado o método da pavimentação vertical e em tempos mais recentes, desenvolveu-se um equipamento que pode efetuar a colocação horizontalmente, paralelamente ao talude, processo esse chamado de pavimentação horizontal. Falcão (2003) comenta que a escolha do método construtivo a ser aplicado depende principalmente do tamanho da obra e das condições geométricas do terreno. O método de colocação horizontal é particularmente adequado para barragens extensas, onde a logística é aprimorada por não ter que se reposicionar a acabadora no talude tantas vezes quanto seria necessário pelo método de colocação vertical.

O método de pavimentação vertical é bastante versátil, uma vez que possui a capacidade de se adaptar a projetos onde a geometria dos taludes não se mantém constante. Com isso, tornou-se bastante utilizado em muitas obras para a aplicação do revestimento asfáltico em barragens de enrocamento e outras estruturas hidráulicas como aterros sanitários e reservatórios d'água. A Figura 2.13 mostra o processo de pavimentação vertical executado na barragem de Diga dei Puente Chiauchi, situada na Itália.

Nesse processo a pavimentação é executada por faixas de largura entre 2,0 e 6,0 m por passada, e o equipamento é guinchado da parte superior do talude para que possa vencer a inclinação do mesmo (Falcão, 2003; Walo 2000). O equipamento pode trabalhar em taludes com inclinação de até  $1V : 1,5H$  e com 200 m de extensão do pé ao topo da barragem. Na barragem mostrada pela Figura 2.13 o talude possui uma inclinação de  $1V : 1,6H$  e 110 m de extensão.

O processo de compactação é semelhante a aquele utilizado na pavimentação convencional de rodovias. Após o lançamento do CBUQ, a compactação inicial é proporcionada pela própria acabadora seguindo-se então com compactação utilizando rolos lisos guinchados da parte superior do talude (Figura 2.14). As acabadoras modernas pré-aquecem a camada inferior, quando elas existem, colocam a nova camada e aplainam a compactação vibratória inicial.

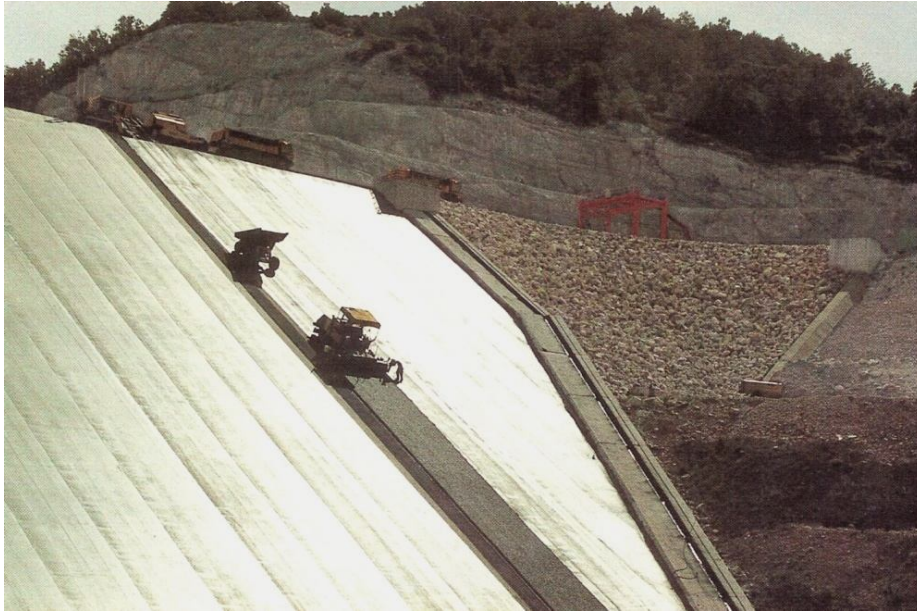


Figura 2.13: Barragem de Diga dei Ponte Chiauchi/ Itália (WALO, 2000).



Figura 2.14: Processo de colocação e pavimentação pelo método vertical (WALO, 2008).

A acabadora se desloca a uma velocidade de 1 a 3 m/min. No sistema vertical, ela é movimentada de cima para baixo no talude por meio de um guindaste situado na plataforma de operação na crista da barragem (Figura 2.15). No sistema horizontal, a acabadora é rebocada desde uma plataforma de operação que também se desloca na direção horizontal, mas é autocontrolada no talude.



Figura 2.15: Operação da acabadora no método de pavimentação vertical (WALO, 2000).

Para a compactação das camadas utilizam-se rolos vibratórios de aço, de 1 a 5 ton. Recomenda-se que a camada de revestimento seja colocada e compactada em uma camada de espessura única. Usualmente, a compactação é realizada com dois conjuntos de rolos compactadores. Os rolos operam para cima e para baixo no talude, e seu arranjo e controle dependem se a operação é do tipo vertical ou horizontal. O primeiro conjunto tem por objetivo a compactação imediata da camada recém colocada e o segundo conjunto trabalha nas passadas de acabamento e na compactação das juntas (Figura 2.16). Em algumas situações essa primeira compactação já é executada pela própria pavimentadora, não necessitando, portanto de dois rolos para a finalização do processo de compactação.



Figura 2.16: Compactação do revestimento por rolos compactadores (Walo, 2008).

Falcão (2003) cita que para projetos maiores, em que os taludes possuem grandes extensões, utiliza-se um equipamento para reabastecer a máquina pavimentadora ao longo do talude. Esse equipamento é uma espécie de caminhão basculante, também chamado de *dumper*, adaptado para trabalhar sob as inclinações requeridas (Figura 2.17).



Figura 2.17: Caminhão basculante abastecendo a pavimentadora (Walo, 1994).

Conforme comentado anteriormente, o método da pavimentação horizontal é uma opção geralmente adotada para barragens extensas (geometria do talude é relativamente constante), onde a logística é aprimorada por não ter que se reposicionar a acabadora no talude tantas vezes quanto seria necessário pelo método da pavimentação vertical.

O método utiliza um equipamento especial conhecido como ponte acabadora (*Bridge Finisher*) que faz o lançamento das camadas ao longo do talude deslocando-se no sentido longitudinal do barramento. A compactação normal à direção de colocação melhora a qualidade das juntas horizontais e, conseqüentemente, a qualidade do revestimento. Esse método pode ser executado em qualquer inclinação de taludes, sendo que as inclinações mais usuais variam entre 1V:1,6H e 1V:2,5H (Strabag, 1990).

O equipamento se desloca continuamente sobre a face do talude no sentido longitudinal do barramento geralmente correndo sobre esteiras e necessitando de pequenas faixas de rodagem (máximo 4 m) na parte superior do talude para operação (Falcão, 2003). A ponte acabadora tem braço suficiente para pavimentar taludes de 4 a 25 m de extensão em uma passada (Figura 2.18).



Figura 2.18: Ponte acabadora (Walo, 1997b).

Devido à limitação do braço da pavimentadora, a aplicação das camadas pode ser executada em estágios como mostrado na Figura 2.19, quando a extensão dos taludes for superior ao alcance máximo do braço da pavimentadora que é de 25 m.

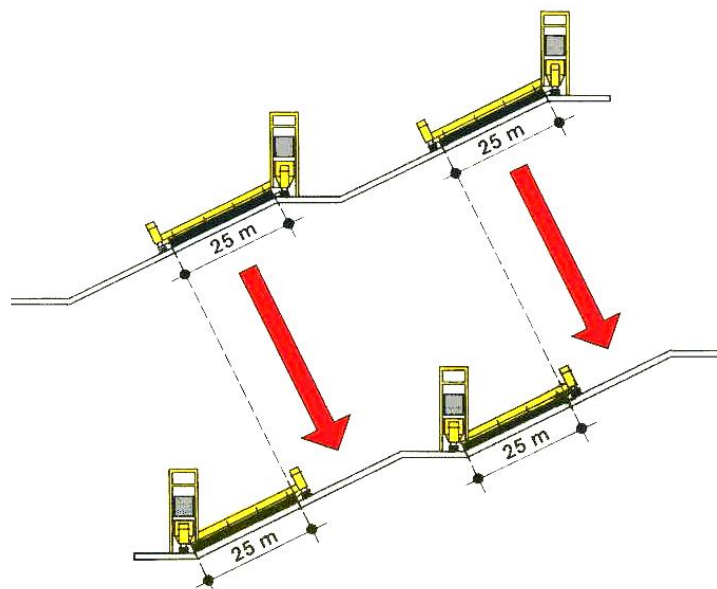


Figura 2.19: Operação combinada da ponte acabadora em taludes extensos (Walo, 1997b).

As juntas horizontais e verticais do esquema construtivo de camada por camada de um revestimento de concreto asfáltico são aspectos críticos tanto do ponto de vista de construção

como de funcionamento. Na construção, as juntas exigem mais atenção do que qualquer outro aspecto na rotina de pavimentação. Em condições de operação, as juntas são responsáveis pelos maiores riscos de percolação através da camada impermeável (ICOLD, 1999).

Para melhorar a continuidade, as extremidades das juntas devem ser chanfradas. O perfil da extremidade da camada, contra a qual a nova camada será executada, deve ser cortada a aproximadamente 45°. As acabadoras modernas possuem um dispositivo para executar tal operação.

Após ser chanfrada, se necessário, a junta pode ser preaquecida para se ligar com o material da nova passada. O preaquecimento é feito pela acabadora e se estende até 20 a 30cm além da junta. Durante a pavimentação, a camada fresca se conecta à anterior por solda de topo (no ângulo de 45°). Ao final de cada dia de serviço é feito o fechamento diário das juntas conhecido como juntas de fim de dia (*The Day End Joints*) (Walo, 1997a; Falcão, 2003).

Para maiores informações acerca de outros detalhes construtivos especialmente sobre a conexão do revestimento asfáltico com uma fundação em rocha/solo, com estruturas anexas ou com a crista da barragem, consultar o Boletim 114 do ICOLD (ICOLD, 1999).

#### **2.3.1.4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS**

Ao contrário da construção de barragens em geral, não ocorreu um aumento significativo de altura com o tempo. O que é importante observar é como o estado de arte avançou desde a construção da barragem de Amecke (12 m de altura), construída em 1934, até a barragem/reservatório superior de Yashio (90,5 m de altura), construída em 1988. Independentemente do ano de conclusão ou da altura da barragem, a maioria das declividades tem estado na faixa de 1H:1,5V a 1H:2,0V (ICOLD, 1999).

Sawada *et al.* (1973) e Lorh & Feiner (1970) afirmam que para a condição de carregamento estática, a inclinação mais indicada tanto técnica como economicamente seria de 1,0V:1,70H. Esta escolha deve-se principalmente a considerações relacionadas com a estabilidade térmica do concreto asfáltico e porque permite a circulação dos operários sem a necessidade de instalações especiais. Vale lembrar que para barragens de enrocamento inclinações dessa magnitude são mais do que suficientes para garantir a estabilidade global da estrutura.

Segundo ICOLD (1999), a maior parte das barragens de enrocamento com face asfáltica construídas possui uma altura entre 10 e 40 metros. A Figura 2.10 apresenta a distribuição dessas estruturas em função de sua altura e a Tabela 2.1 cita alguns exemplos e informações sobre esse tipo de barragens.

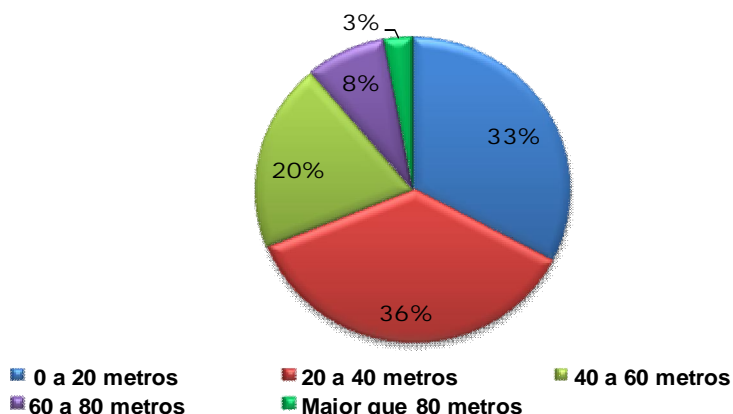


Figura 2.20: Distribuição das barragens de enrocamento em função da altura da barragem (ICOLD, 1999).

Tabela 2.1: Seções típicas de barragens de enrocamento com face asfáltica (ICOLD, 1999).

Nome da Barragem	País	Ano	Talude de Montante	Altura da Barragem
Arcichiaro	Alemanha	1977	1,0 V : 2,00 H	80,5
Chiauci	Itália	1997	1,0 V : 1,60 H	78
Colibita	Romênia	1993	1,0 V : 1,70 H	92,0
El Ghrib	Argélia	1986	1,0 V : 1,75 H	72,0
El Siberio	Espanha	1978	1,0 V : 1,60 H	82,0
Futaba	Japão	1977	1,0 V : 1,85 H	60,0
Genkel	Alemanha	1950	1,0 V : 2,25 H	43,0
Huesna	Espanha	1988	1,0 V : 1,60 H	73,0
Iril Emda	Argélia	1954	1,0 V : 2,00 H	71,7
Iron Montain	EUA	1937	1,0 V : 2,0 H	48,0
La Preza	Venezuela	1967	1,0 V : 1,70 H	60,0
Menta	Itália	1997	1,0 V : 1,80 H	90,0
Miyama	Japão	1973	1,0 V : 1,90 H	75,2
Monte Cotugno	Itália	1983	1,0 V : 2,00 H	70,0
Negratin	Espanha	1985	1,0 V : 1,60 H	75,0
Ohra	Alemanha	1966	1,0 V : 2,00 H	59,0
Rheinaue	Alemanha	1977	1,0 V : 1,50 H	136,0
Shibianyu	China	1978	1,0 V : 1,80 H	85,0
Yashio	Alemanha	1992	1,0 V : 2,00 H	90,5



### **2.3.1.5. DESEMPENHO E MONITORAMENTO**

De acordo com ICOLD (1999), casos em que um mau funcionamento do revestimento foi a causa principal do colapso de uma barragem ainda não foram registrados na literatura. Embora existam muitas barragens com o revestimento de concreto asfáltico que tiveram bom desempenho sem acidentes, existem diversos casos registrados de colapso do revestimento. Estes colapsos podem ser agrupados basicamente em dois grupos: os que ocorreram no primeiro enchimento do reservatório, e que estão em geral associados a deformação excessiva; e os que aconteceram mais tarde, durante a vida útil da estrutura, frequentemente devido ao envelhecimento.

Um dos períodos mais críticos da vida do revestimento é quando o reservatório é cheio pela primeira vez. Sob a carga da água o revestimento deforma-se junto com a barragem e, se as deformações forem excessivas, pode ser submetido a tensões muito elevadas e romper. As principais causas de deformação excessiva são o recalque do aterro e da fundação.

Os principais problemas relacionados com o asfalto são: arrancamento, instabilidade no talude e o envelhecimento. Um colapso da mistura pode ser atribuído à água que separa o ligante dos agregados. Esta falta de adesão adequada pode estar relacionada ao conteúdo de parafina do ligante, ao baixo teor de ligante ou devido à presença de algum tipo de película anti aderente, natural ou artificial, no agregado (ICOLD, 1999).

A instabilidade no talude pode resultar da deformação lenta causada por um teor de ligante muito elevado. A quantidade adequada de ligante depende da área superficial do agregado, sendo que essa deve ser apenas suficiente para cobrir inteiramente todas as partículas do agregado e do fíler.

O processo de envelhecimento provoca a evaporação dos óleos e resinas do asfalto, deixando como resíduo os asfaltenos. Esse processo ocorre principalmente devido ao superaquecimento do asfalto durante a produção e/ou armazenamento da mistura. Também pode ser provocado por elevadas temperaturas e exposição aos raios ultravioletas do sol. De um modo geral, os efeitos de envelhecimento causados pela exposição ao meio ambiente manifestam-se apenas na superfície, que pode ser reparada. Nas superfícies que não estejam permanentemente submersas, deve-se aplicar uma capa selante para evitar os efeitos do envelhecimento pela radiação ultravioleta, sendo que esta proteção deve ser repostada periodicamente (ICOLD, 1999).

O monitoramento das condições e do comportamento do revestimento compreende inspeção visual e instrumentação. A inspeção visual serve para detectar condições que tenham variado desde a construção. Deve-se dar atenção especial à deterioração da capa selante, deformações da crista e do talude da barragem, fissuração do revestimento e escorregamento ou abatimento das camadas.

O monitoramento por instrumentação deve ser feito de forma contínua. Caso não se registre nada irregular nos dados obtidos, a frequência das leituras pode ser reduzida. Se aparecerem irregularidades, o registro de dados e a sua interpretação devem ser feitos em tempo real e as medidas corretivas devem ser adotadas imediatamente. O monitoramento do sistema do revestimento compreende as medições de deformações, níveis piezométricos e medição de vazão no sistema de subdrenagem.

### **2.3.2. BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO**

Até 1930, várias barragens de terra foram construídas com parede central de concreto armado ou com laje de concreto armado apoiada sobre o talude de montante. Tais elementos eram utilizados, uma vez que não havia ainda grande confiança nas propriedades impermeáveis dos solos aplicados nestes barramentos. Porém, o desempenho destes elementos rígidos era muitas vezes insatisfatório devido à fissuração deles sob efeito das deformações dos aterros e das suas fundações. Conseqüentemente, esta prática foi progressivamente abandonada e substituída por barragens construídas com materiais pouco rígidos, capazes de acompanhar sem fissurações as deformações do maciço da barragem. Assim, começou no início da década de 50 a era dos núcleos de concreto asfáltico, também chamada no meio técnico de barragens ACC (Asphalt Concrete Core), cujo desenvolvimento foi favorecido pela experiência bem sucedida das faces de concreto asfáltico e após detalhadas investigações laboratoriais.

A primeira barragem com núcleo de concreto asfáltico como único elemento impermeabilizante, a barragem de Dhunn, foi construída na Alemanha no ano de 1962. Com o passar do tempo e com a construção de novas barragens, observou-se um bom comportamento dessas estruturas o que fez com que outros países europeus e de outras localidades utilizassem e a desenvolvessem essa tecnologia (Saxegaard, 2002).

Um exemplo clássico é a Noruega que até a década de 70 construía a maioria de suas barragens com núcleos argilosos. Porém, com o passar do tempo esse material tornou-se escasso e oneroso, sendo então a opção de uma barragem ACC adotada pela primeira vez em 1978. Até 1993, cinco das seis grandes barragens construídas na Noruega foram deste tipo (Höeg, 1993). A maior delas é a barragem Storglomvatn com um núcleo de 125 m de altura, sendo este o mais alto núcleo de concreto asfáltico construído no mundo.

Segundo Höeg (1993), o concreto asfáltico denso é praticamente impermeável, resistente à erosão e ao envelhecimento, de boa trabalhabilidade e compactação, oferecendo boas características para a sua aplicação como elemento de vedação de barragens de enrocamento. Mais de 80 barragens com esta tecnologia já foram construídas até hoje, sendo que todas elas apresentaram um excelente desempenho e nenhum problema grave relacionado ao núcleo (Saxegaard, 2002). A Figura 2.21 mostra o desenho esquemático da seção típica de uma barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico.

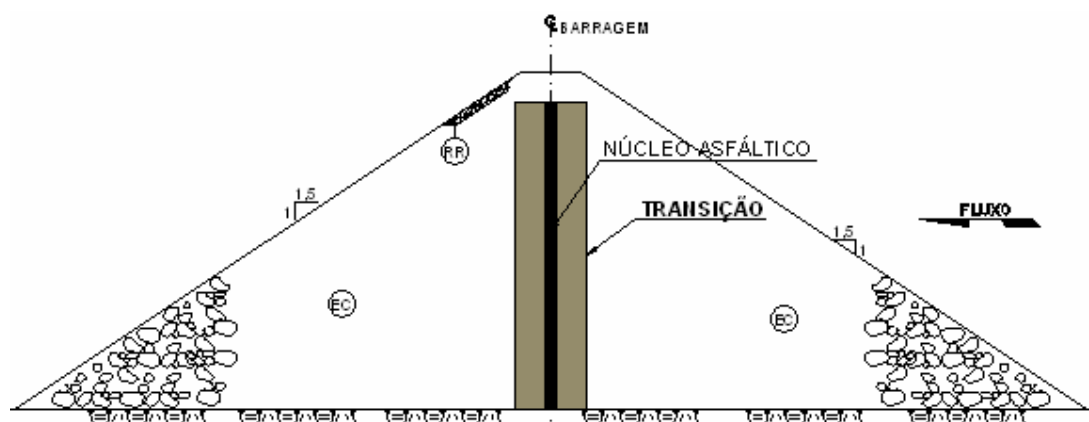


Figura 2.21: Seção típica de uma barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico.

A base para aplicação de materiais asfálticos em núcleos de barragens é o seu comportamento elastoplástico. Essa característica ajuda na prevenção de rupturas no núcleo oriundas de deformações no enrocamento e recalques diferenciais causados por fundações compressíveis. Dentro do corpo da barragem o asfalto é mantido sob condições de confinamento bem próximas do ideal, além de possuir uma alta proteção contra atos de guerra ou sabotagem.

Outro fator que torna bastante atrativa a opção por esse tipo de estrutura é o fato de que a construção do núcleo asfáltico pode ocorrer de forma bastante independente das condições climáticas. Devido à pequena área de trabalho que é necessária para a confecção do núcleo asfáltico, extremas condições no tempo geram somente um pequeno efeito na construção

dessa estrutura. Com isso, a construção do núcleo asfáltico é realizada em um tempo bastante curto, comparando-se com a construção de núcleos argilosos ou faces de concreto, principalmente em áreas chuvosas.

As barragens de enrocamento com núcleo asfáltico possuem outra vantagem em comparação com as barragens de enrocamento com núcleo central de material argiloso: o menor volume de material a ser compactado. Falcão (2007) apresentou uma simulação de fluxo através do núcleo de uma barragem de enrocamento, comparando o comportamento de algumas misturas de CBUQ compostas por diferentes tipos de agregados e de um solo tipicamente argiloso. O objetivo principal era estabelecer qual seria a largura necessária da base do núcleo de solo com um coeficiente de permeabilidade de  $3 \times 10^{-9}$  cm/s para obter a mesma vazão em uma barragem de 100 m de altura com núcleo de concreto asfáltico. A Tabela 2.2 apresenta os resultados encontrados pelo referido autor.

Tabela 2.2: Relação Base do Solo e Base CBUQ (modificado- Falcão, 2007).

Tipo de Agregado	Base de CBUQ (m)	Base de Solo (m)
Micaxisto	0,50	48
	1	99
Granito	0,5	108
	1	224
Calcário	0,5	121
	1	251

Testes laboratoriais e a experiência com as dezenas de barragens já construídas mostram que os núcleos asfálticos podem ser considerados impermeáveis e seguros. Caso haja a necessidade de um adicional selamento do núcleo, este pode ser realizado sem muitos problemas. É uma alternativa bastante segura para barragens muito altas e também provou ser uma alternativa competitiva comparada a outros tipos de barragens.

### 2.3.2.1. TIPOS DE MISTURAS

Existem dois tipos básicos de concreto asfáltico utilizados como elemento impermeabilizantes em núcleos de barragens. O concreto betuminoso ciclópico com blocos de pedra com dimensões de 10 a 40 cm e o CBUQ convencional.

Falcão (2003) comenta que o concreto ciclópico, também conhecido com *Stone Asphalt*, é composto por fragmentos de rocha imersos dentro de uma argamassa asfáltica fina (ligante asfáltico e areia) ou dentro de uma argamassa asfáltica grossa (ligante asfáltico, areia e

agregados de até 8 mm), com uma concentração rica em ligante (30 a 40%). Os núcleos construídos com esse tipo de mistura têm geralmente uma largura entre 1,00 e 1,25 m e podem ser verticais ou com inclinação de 1,0V:0,04H. A grande quantidade de ligante usada na mistura e o desenvolvimento de novas tecnologias de aplicação fizeram com que esta opção se tornasse cada vez menos atrativa e hoje praticamente não é mais utilizada.

Devido ao alto preço do concreto ciclópico e ao desenvolvimento de novos maquinários, atualmente tem-se empregado o concreto betuminoso convencional (CBUQ). Para eliminar a segregação e melhorar a estabilidade e trabalhabilidade, sugere-se a utilização de agregados com diâmetro máximo inferiores a 18 mm e a composição da curva granulométrica da mistura devem satisfazer a curva de Fuller para misturas densas, com a adição de grande quantidade de fíler. Segundo Höeg (1993), os teores de ligante variam entre 5,0 e 6,5% existindo, entretanto, registros de misturas bem mais ricas em ligante como observado na barragem de Stillup na Austrália, onde se utilizou 9% de ligante.

Esse tipo de mistura é similar àquela utilizada na camada impermeável do revestimento asfáltico aplicado em faces de montante de barragens de enrocamento. A principal diferença está na dimensão máxima do agregado que para misturas aplicadas em revestimento para face é da ordem de 11,5 mm. Durante a obtenção do concreto betuminoso, é de extrema importância que a mistura apresente um volume de vazios inferior a 3%, pois segundo Höeg (1993) qualquer variação de volume de vazios a partir de 3% pode gerar um aumento ou decréscimo significativo no valor da permeabilidade conforme pode ser verificado na Figura 2.22.

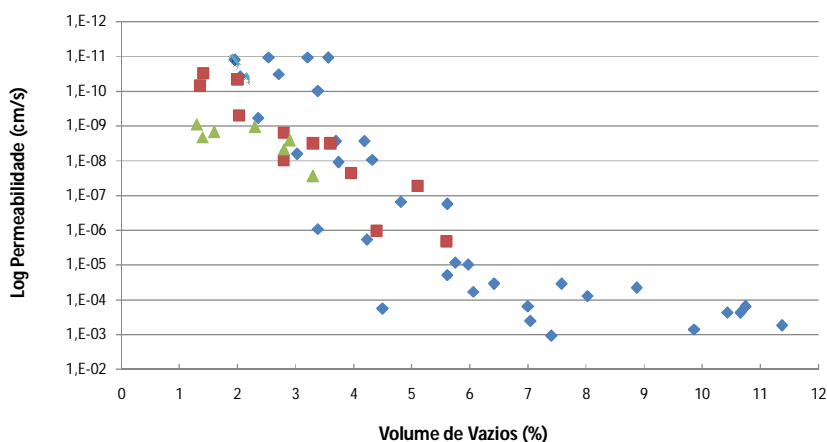


Figura 2.22: Permeabilidade versus Volume de vazios (Modificado – Höeg,1993).

### 2.3.2.2. CRITÉRIOS E CARACTERÍSTICAS DE PROJETO

Conforme comentado anteriormente, a base para aplicação de materiais asfálticos em núcleos de barragens é o seu comportamento elastoplástico que auxilia na prevenção de rupturas no núcleo oriundas dos recalques diferenciais ocasionados pelas deformações que ocorrem no maciço da barragem.

Um exemplo clássico dessa capacidade de resistir a grandes deformações é a barragem de Eberlaste na Áustria. Essa barragem que possui uma altura de 28 m foi submetida a um processo de elevados recalques, sendo que durante a fase de construção a fundação recalcou 2,5 m num período de 3,5 anos após a construção. Ocorreram variações de recalque de 1,7 m ao longo de apenas 30 m e, apesar destes recalques absolutos e diferenciais, não houve ruptura do núcleo ou aumento significativo da permeabilidade.

A mistura do núcleo asfáltico de CBUQ utilizada como elemento impermeabilizante deve ser convenientemente projetada e construída deve atender aos seguintes requisitos de projeto: baixa permeabilidade; volume de vazios inferior a 3%; elevada resistência; flexibilidade suficiente para suportar deformações sem romper; bom contato com as matérias da camada de transição do enrocamento para o núcleo.

O valor do volume de vazios inferior a 3% deve ser mantido não só durante a construção, mas também durante o período de operação da barragem. O estudo das tensões geradas na fase de operação da barragem deve ser cuidadosamente investigado, uma vez que nessa condição é que ocorrem as maiores diferenças entre  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ . Essa tensão desviadora gera tensões cisalhantes que podem ocasionar dilatação no material asfáltico e, conseqüentemente, um aumento no volume de vazios.

Ensaio realizados no Laboratório Central da Strabag em misturas de CBUQ submetidas a altas pressões mostraram que quando o volume de vazios é inferior a 3% esse material é praticamente impermeável (Strabag, 1996). Essa mesma pesquisa realizou ensaios triaxiais em amostras de CBUQ com 90 cm de altura por 30 cm de diâmetro, procurando simular o estado de tensões que este material estaria submetido quando aplicado no núcleo de barragens ACC de 100, 150 e 190 m de altura. Não foi observada nenhuma variação considerável no índice de vazios, concluindo que nesse caso as deformações não levaram a nenhuma variação significativa na permeabilidade da mistura asfáltica.

A Tabela 2.3 apresenta os valores de módulo obtidos por Falcão (2003, 2007) e valores encontrados na literatura internacional para ensaios triaxiais para uma tensão confinante de 981 kPa. Os resultados de Weibiao e Höeg (2002) apresentados na Tabela 2.3 são referentes a um estudo sobre a influência do tipo de compactação no comportamento de concretos asfálticos (CBUQ denso utilizando agregado calcário com aproximadamente 7,2% de CAP) para aplicação em barragens quando submetidos a ensaios triaxiais do mesmo tipo dos executados na presente pesquisa. Os resultados de módulo apresentados por Weibiao e Höeg são referentes ao módulo secante a 1% de deformação para  $\sigma_3 = 981$  kPa.

Tabela 2.3: Resultados dos ensaios triaxiais ( $\sigma_3 = 981$  kPa).

Mistura	Teor de Ligante (%)	V <sub>v</sub> (%)	VAM(%)	RBV (%)	Módulo de Young E(MPa)	( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) na Ruptura (kPa)	Def Axial na Ruptura ( $\epsilon_r$ ) (%)
CBUQ Calcário (Falcão, 2007)	5,0	1,9	14,4	83,8	37,2	726,5	2,99
	5,5	1,4	14,6	90,3	11,2	1331,1	19,1
	6,0	1,3	14,7	90,1	12,5	1604,4	14,9
CBUQ Micaxisto (Falcão, 2003)	5,5	2,0	15,7	86,7	263,0	2530,9	0,97
	6,0	1,7	16,4	90,2	103,0	1916,1	2,75
	6,5	1,3	17,2	92,4	132,4	3653,2	8,98
CBUQ Granito (Falcão, 2007)	5,0	2,1	14,1	85,4	144,6	2583,4	1,95
	5,5	1,4	14,7	90,3	107,9	2838,6	3,43
CBUQ Weibiao & Höeg (Marshall)	7,2	0,6	16,7	96,5	40,0	2776,0	14,2
CBUQ Weibiao & Höeg (Marshall)	7,2	0,6	16,7	96,5	40,0	2776,0	14,2

Considerando que todos os ensaios apresentados na Tabela 2.3 foram realizados na mesma velocidade (0,067mm/min) e para a mesma tensão confinante ( $\sigma_3 = 981$  kPa), observa-se que os valores de módulo das misturas com agregado granito e micaxisto apresentaram valores superiores aos encontrados na literatura internacional mencionada tanto para os ensaios de laboratório quanto para os corpos-de-prova extraídos de campo para os teores de ligante ensaiados. A mistura de CBUQ com agregado calcário, para o teor de 5,0% de ligante, apresentou valores de módulo bem próximo aos obtidos por Weibiao e Höeg, tendo os teores de 5,5% e 6,0% resultados mais baixos. De forma geral, os resultados de módulo obtidos para o calcário se mostraram inferiores aos módulos das demais misturas apresentadas.

Para garantir as condições de estabilidade do núcleo é necessária a construção de camadas de transição. A experiência mostra que com um bom ajuste entre o núcleo asfáltico e as

transições, pode-se assumir que a barragem irá se comportar bastante bem no que se refere às deformações. As principais funções das camadas de transição são garantir suporte uniforme para o núcleo, atuar como filtro no caso de infiltração pelo núcleo, e de dispor de uma zona injetável no caso extremo de infiltrações exageradas.

Usualmente a largura da camada de transição é de 1 a 2 m para cada lado, sendo o diâmetro máximo das partículas de 150 a 200 mm. Para auxiliar na manutenção da estanqueidade do núcleo asfáltico, é adicionada a transição de montante material com granulometria fina que tem a função de vedar eventuais trincas que possam surgir nessa estrutura. Já na transição de jusante, que funciona como um filtro para o controle da água oriunda de chuva que percola sob o núcleo é adicionado material com uma granulometria mais grosseira. Hoeg (1993) sugere o seguinte critério de transição:

$$d_{100 \text{ núcleo}} \geq d_{10 \text{ transição}}$$

Para um melhor aproveitamento das características geológicas, topográficas e estruturais, a parede do núcleo asfáltico pode ser projetada verticalmente, inclinada, arqueada ou angulada. Geralmente, o núcleo asfáltico é colocado no centro da barragem, pois nessa região as cargas atuantes impõem tensões cisalhantes muito menores do que em outros locais. A Figura 2.23 apresenta um exemplo de núcleo asfáltico em arco que foi construído na barragem de Mora de Dubielos, na Espanha.



Figura 2.23: Núcleo asfáltico em arco da barragem de Mora de Rubielos (Kolo, 2008).



### 2.3.2.3. PROCESSOS E DETALHES CONSTRUTIVOS

Ao longo do tempo a construção dos núcleos asfálticos foi realizada sob diferentes formas. Os principais métodos utilizados foram o método do concreto asfáltico ciclópico, método russo e o método mecânico.

O método do concreto asfáltico ciclópico foi bastante utilizado na construção de barragens em países como a Noruega. Basicamente, existem duas formas de executar este tipo de núcleo: Höeg (1993) descreve um método que se assemelha bastante ao processo de execução por penetração direta tipo macadame betuminoso, e Visser *et al.* (1970) apresentam o processo no qual o asfalto ciclópico é produzido pelo método da penetração inversa.

Na penetração direta o núcleo é construído em camadas de 20 a 30 cm de espessura com o auxílio de formas metálicas. Os agregados uniformemente britados e o fíler são previamente espalhados e depois impregnados até a completa saturação com ligante asfáltico quente. No método da penetração inversa, o núcleo também é construído com o auxílio de formas metálicas em camadas de 40 a 75 cm. Aplica-se o mástique asfáltico que é composto por ligante e agregados com diâmetro máximo de 8 mm e logo em seguida são lançadas pedras de grande diâmetro (10 a 40 cm) no topo da massa quente. Segundo Saxegaard (2000), a grande quantidade de ligante e a dificuldade de se controlar o índice de vazios/permeabilidade da mistura tornaram esse método menos atrativo.

O método russo foi utilizado para a construção de três grandes barragens na Rússia. Neste processo, a mistura de CBUQ, rica em ligante asfáltico (10 a 40%), é aplicada em formas de aço com 1,0m de altura no topo da camada anterior. As formas são então retiradas assim que ocorre o resfriamento da mistura a cerca de 45°C, e as camadas de transição são então colocadas e compactadas em ambos os lados do núcleo. Esse processo não exige a compactação ou máquinas especializadas para a sua construção, porém é bastante oneroso e pouco atrativo devido à alta quantidade de ligante na mistura.

Finalmente, tem-se o método mecânico que foi desenvolvido em 1960 com a criação da primeira máquina de colocação e compactação do núcleo de concreto asfáltico, denominada de Pavimentadora (Figura 2.24). O processo consiste na aplicação de uma mistura densa de CBUQ com quantidades que geralmente variam entre 6 e 7% de ligante. As camadas de transição são aplicadas simultaneamente ao núcleo, não havendo a necessidade da utilização

de formas metálicas. A primeira barragem executada utilizando a máquina pavimentadora foi a Dhum Outer Dam na Alemanha em 1962 e logo este método se tornou o mais atrativo do mercado. A partir de 1970, praticamente todos os núcleos de concreto betuminoso passaram a ser executados desta forma.



Figura 2.24: Máquina pavimentadora (Walo, 2008).

A seguir são descritas as principais informações sobre os equipamentos, mais especificamente sobre a máquina pavimentadora, e os detalhes construtivos. As informações foram obtidas à partir de Falcão (2003) e de pesquisas em websites das maiores construtoras desse tipo de estrutura, a Kolo Veideke e a Walo Bertschinger.

A construção do núcleo asfáltico é iniciada no plinto que deve ser devidamente lavado com água e ácido. Depois, é aplicado mástique sobre a estrutura de concreto para servir como camada de ligação entre o plinto e a primeira camada asfáltica do núcleo. A Figura 2.25 apresenta a vista aérea do plinto da barragem de Miduk no Iran, uma barragem de enrocamento com núcleo asfáltico com 43 m de altura. Experiências mostram que a superfície de contato (núcleo-fundação) deve ser projetada com o dobro da largura do núcleo. A Figura 2.26 mostra a limpeza com jato de ar comprimido, antes da lavagem com solução de ácido clorídrico, água e secagem da superfície realizada durante a execução do núcleo asfáltico.



Figura 2.25: Vista aérea do plinto na barragem de Miduk – Iran (Kolo, 2008).



Figura 2.26: Limpeza das estruturas de concreto (Kolo, 2003).

A colocação manual é necessária nas áreas próximas às ombreiras. Nesses locais os defeitos são mais prováveis devido à inadequada compactação e a possibilidade de a mistura não ter sido compactada na temperatura correta. Entretanto, este tipo de procedimento é usualmente necessário para estabelecer uma base horizontal para a máquina pavimentadora. Nessas regiões a mistura asfáltica e as camadas de transição são colocadas manualmente e compactadas com o auxílio de formas metálicas. A Figura 2.27 mostra a compactação do núcleo asfáltico junto à estrutura de concreto.



Figura 2.27: Compactação do núcleo junta estrutura de concreto (Kolo, 2003).

Em locais afastados das ombreiras, a máquina pavimentadora executa o restante da operação de pavimentação. Esse equipamento permite a colocação das transições simultaneamente ao núcleo asfáltico, fornecendo, assim, suporte imediato ao mesmo (Figura 2.28). O enrocamento pode ser construído mais ou menos simultaneamente, admitindo-se um desnível máximo de 1,0 m entre essas camadas.



Figura 2.28: Colocação simultânea das camadas de transição e do núcleo (Walo, 2000).

A pavimentadora é equipada com laser para garantir e controlar o nível das camadas aplicadas; possui aquecedores infravermelhos que são utilizados para secar e aquecer a

camada inferior quando necessário; sistema de limpeza a vácuo da camada inferior e um sistema de operação que permite o correto posicionamento sobre o alinhamento central do eixo da barragem (Falcão, 2003). A Figura 2.29 apresenta um desenho esquemático da máquina pavimentadora que aplica o núcleo e camadas de transição ao longo de todo o eixo da barragem, sendo a adaptável às espessuras do núcleo e das camadas de transição de acordo com o projeto.

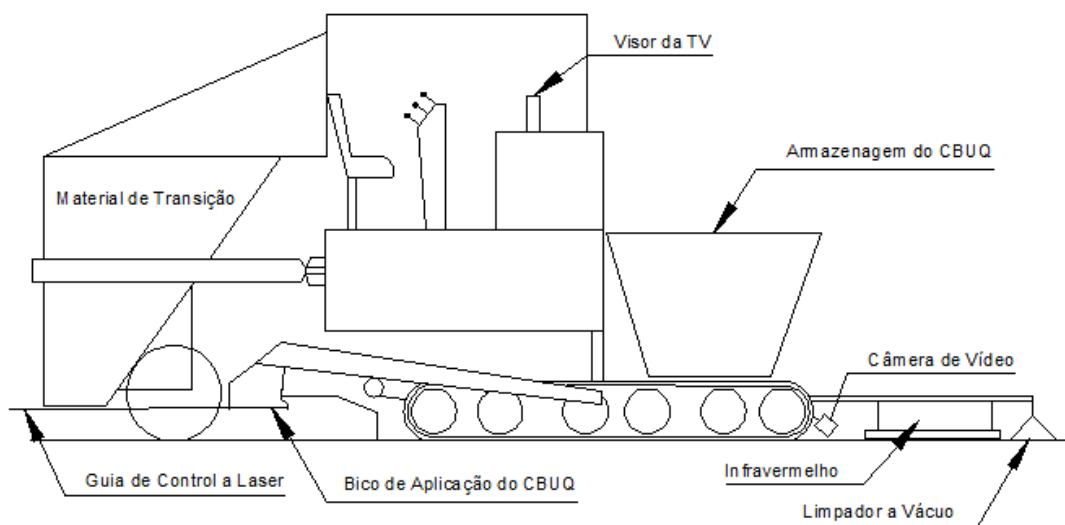


Figura 2.29: Desenho esquemático da máquina pavimentadora (modificado - Höeg, 1993).

A velocidade de aplicação é de 450 m/dia, com uma produtividade aproximada de 1.400m<sup>3</sup>/dia. Saxegaard (2002) comenta que especificações existentes, geralmente baseadas em orientações empíricas, recomendam a aplicação de apenas duas camadas de 20 cm por dia, para permitir o resfriamento e estabilização da camada inferior e possibilitar a compactação adequada das camadas subseqüentes.

O asfalto é produzido em modernas usinas que mantêm um grande controle sobre todos os parâmetros da mistura (Figura 2.30). A capacidade de produção da planta deve ser de no mínimo 50 a 60 ton/h, para que se tenha uma produção contínua na construção da barragem. O asfalto é produzido na usina e é transportado até a pavimentadora por equipamentos especiais que possuem a capacidade de manter a temperatura da mistura até o momento de sua compactação. A temperatura de fabricação é da ordem de 150 a 170° C e a de compactação da ordem de 120 a 150° C. Os materiais das zonas de transição são transportados até a praça de compactação por carregadeiras e também colocados na máquina pavimentadora (Figura 2.31).



Figura 2.30: Usina de asfalto próxima a barragem (Kolo, 2003).



Figura 2.31: Colocação dos materiais de transição na Paver (Kolo, 2003).

Normalmente, a compactação é realizada por três rolos vibratórios, um em cada zona de transição que trabalham paralelamente com o outro rolo no núcleo asfáltico. O peso dos rolos é de extrema importância para uma correta compactação e para que a forma geométrica estabelecida em projeto para o núcleo seja mantida. Geralmente o peso dos rolos é da ordem de 1,5 a 2,5 ton para a compactação das transições e 0,7 a 1,0 ton para a compactação do núcleo asfáltico. A medida que a pavimentadora aplica simultaneamente as camadas de transição e do núcleo, seguem, logo atrás, os rolos compactando as transições e trabalhando paralelamente para que haja um suporte imediato do núcleo, que é compactado por outro rolo que trabalha um pouco atrás dos rolos para a compactação das transições. A Figura 2.32 e Figura 2.33 apresentam o processo de compactação das camadas de transição e do núcleo asfáltico, respectivamente.



Figura 2.32 - Compactação do núcleo e transições (Höeg, 2003).



Figura 2.33: Compactação do núcleo asfáltico (Kolo, 2008).

Deve-se ter um controle exato das posições das camadas tanto no sentido transversal quanto longitudinal. Essa medida tem como objetivo a segurança e a economia. Esse controle é executado automaticamente pela pavimentadora e também manualmente com o auxílio de levantamentos topográficos (Figura 2.34). A contaminação da superfície do núcleo deve ser evitada a todo custo e para isso deve-se ter um cuidadoso planejamento da construção das outras estruturas da barragem. Essa medida tem como objetivo evitar que outros equipamentos fiquem transitando no local de aplicação do núcleo e de suas transições, evitando assim a contaminação das mesmas. Caso seja necessário, são colocadas pontes de serviço para o trânsito de máquinas e caminhões (Figura 2.35).



Figura 2.34: Controle das camadas (Kolo, 2003).



Figura 2.35: Pontes de serviço (Höeg, 2003).

#### **2.3.2.4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS**

Segundo Saxegaard (2002), a melhor maneira de prever as deformações e os deslocamentos em novos projetos de barragens com núcleo betuminoso é mediante comparações entre valores obtidos com instrumentação de campo em barragens já construídas combinadas a análises numéricas.

Inicialmente a espessura sugerida para o núcleo de concreto asfáltico era de 1% da altura da barragem. Com a modernização da construção e a melhoria do controle de qualidade e dos projetos, os valores utilizados antigamente tornaram-se muito conservadores. A nova experiência sugere valores de espessura entre 0,5 e 1,0 m, sendo que valores superiores



somente são utilizados em condições extremamente especiais. Visser et al. (1970) sugerem núcleos com espessuras de 50 a 80 cm para barragens de 30 A 50 m de altura e 100 cm para barragens com altura superior a 80 m. A Tabela 2.4 apresenta alguns exemplos de seções típicas de barragens com núcleo de concreto asfáltico.

Tabela 2.4: Seções típicas de barragens com núcleo de concreto asfáltico.

Nome da Barragem	País	Ano	Espessura do Núcleo (topo/base)	Altura da Barragem
Wiehi	Alemanha	1971	0,4 / 0,6	54
High Island	China	1973	1,4 / 1,0	95
Finsterdal	Áustria	1978	0,5 / 0,7	100
Strovan	Noruega	1981	0,5 / 0,8	90
Megget Dam	Escócia	1981	0,9	56
Kleine Kinzig	Alemanha	1981	0,5 / 0,7	70
Storglomvan	Noruega	1993	0,5 / 0,9	125
Ceres Dam	África do Sul	1997	0,5	60

### 2.3.2.5. CONTROLE DE QUALIDADE

A execução de obras de importância como a construção de barragens requer um controle de qualidade rigoroso, para que se assegurem em campo as especificações previstas em projeto. Durante a execução da obra, cada remessa de asfalto deve ser certificado pelo fornecedor a partir dos ensaios de penetração, ponto de amolecimento, viscosidade, ductilidade e densidade. Os agregados armazenados devem ter suas granulometrias testadas semanalmente, além de ensaios de adesão e abrasão Los Angeles.

O concreto asfáltico deve ser analisado quanto à quantidade de ligante e distribuição granulométrica por extração ou método similar. Um valor usualmente recomendado é de quatro verificações ao dia em condições normais de produção. Além dessas verificações outras também devem ser realizadas como o controle do grau de compactação, permeabilidade, volume de vazios e densidade.

As temperaturas devem ser controladas e checadas regularmente pelo operador da usina nos silos de armazenagem, no ligante e na mistura final. O supervisor de obra deve se certificar que as temperaturas da mistura durante o transporte para o carregamento da máquina estão adequadas assim como a temperatura depois de lançada no núcleo. Qualquer mistura que não atenda às especificações deve ser descartada (Falcão, 2003).

Após a construção de cada camada, testemunhos são retirados para verificar se os parâmetros obtidos em campo pelos ensaios não destrutivos são condizentes com os valores especificados em projeto. São extraídos corpos-de-prova de 100 x 450 mm depois reduzidos para a dimensão de 50x 60 mm e testados quanto ao volume de vazios. Com essas amostras são realizados ensaios destrutivos para verificar a densidade e os parâmetros volumétricos das misturas.

Ensaio triaxiais são realizados para obter parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) e deformabilidade das misturas projetadas. Verifica-se visualmente se há algum indício das diferentes camadas no testemunho. Caso exista essa diferenciação entre as camadas poderão ocorrer possíveis zonas de fraqueza, gerando assim prováveis camadas preferenciais de percolação. Os locais de onde foram extraídos os corpos-de-prova devem ser limpos, preenchidos com concreto asfáltico e apropriadamente compactados em camadas de 50 cm de espessura.

### **2.3.3. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO**

A seguir são apresentados alguns exemplos de aplicação de misturas hidráulicas como elemento impermeabilizante em barragens ou em outras estruturas hidráulicas. Segue abaixo um exemplo de barragem de enrocamento com face asfáltica (barragem de Yalde/Espanha), dois exemplos de barragens ACC (barragem de Storglomvatn/Noruega e a barragem de Algar/Espanha), além de exemplos de aplicação em outras estruturas hidráulicas como canais, reservatórios e aterros sanitários. As informações foram obtidas por meio de pesquisas em websites das maiores construtoras desse tipo de estrutura, a Kolo Veideke e a Walo Bertschinger.

#### **2.3.3.1. BARRAGEM DE YALDE**

A barragem de Yalde, também conhecida como Presa de Yalde está situada próxima a famosa região produtora de vinho de La Rioja no norte espanhol. A finalidade de sua construção é o controle de cheias e a retenção d'água para irrigação. Trata-se também de uma barragem de enrocamento com face de concreto asfáltico com face do tipo sanduíche e espessura aproximada de 15 cm. A barragem possui uma altura aproximada de 50 m e taludes com inclinação de 1V: 1,6 H. O método construtivo adotado foi o da pavimentadora vertical. A

construção da face asfáltica ocorreu em período de apenas 4 meses (agosto a novembro de 2002). A Figura 2.36 e a Figura 2.37 apresentam vistas da barragem de Yalde



Figura 2.36: Vista superior da barragem de Presa del Yalde/Espanha (Walo, 2008)



Figura 2.37: Vista do talude de montante da barragem de Presa del Yalde/Espanha (Walo, 2008).

### 2.3.3.2. BARRAGEM DE STORGLOMVATN

A barragem de Storglomvatn foi construída na Noruega no período de 1993 a 1997. Essa barragem do tipo ACC e possui o mais alto núcleo asfáltico já construído até hoje, com 120 m de altura. Está situada próxima ao círculo ártico numa região de clima bastante severo. Segundo Falcão (2003), o período efetivo de construção se limitava ao intervalo entre 1º de julho e 1º de novembro, pois o local de trabalho se tornava inacessível durante o restante do ano devido às fortes nevascas. O método mecânico foi o processo construtivo adotado e uma usina gravimétrica de asfalto, com capacidade de produção de 50-60 ton/h de concreto asfáltico, foi implantada no canteiro de modo a abastecer de forma contínua a máquina pavimentadora. A Figura 2.38 e a Figura 2.39 mostram diferentes etapas do processo construtivo da barragem de Storglomvatn.



Figura 2.38: Execução do núcleo asfáltico na barragem de Storglomvatn (Kolo, 2003).



Figura 2.39: Finalização da barragem de Storglomvatn (Kolo, 2003).

O núcleo dessa barragem possui espessura de 95 cm na base 50 cm no topo, sendo que a espessura decresce gradualmente 45 cm a partir dos últimos 50 m da barragem. O volume de asfalto utilizado para a construção do núcleo foi de 22.500 m<sup>3</sup>, o volume de enrocamento compactado de 5,3 milhões de m<sup>3</sup> e o volume total do reservatório de 3.468 milhões de m<sup>3</sup>. A Figura 2.40 mostra a barragem de Storglomvant após o término de sua construção.



Figura 2.40: Barragem de Storglomvant com 125 metros de altura (Kolo, 2003).

### **2.3.3.3. BARRAGEM DE ALGAR**

A barragem de Algar foi a primeira barragem do tipo ACC construída na Espanha e está localizada a aproximadamente 45 km ao noroeste de Valência no Rio Palancia. A finalidade de sua construção é o controle de cheias e a retenção d'água para irrigação e o abastecimento de água. O tempo de construção foi de apenas 6 meses, durante o período de abril a setembro de 1999 .

A barragem é do tipo gravidade/curvada com 46m de altura e comprimento de crista com 484,4 m; (Figura 2.41). O seu núcleo asfáltico tem 60 cm de espessura e as camadas de transição possuem 1,6 m de espessura, tanto a montante quanto a jusante. O núcleo e as transições foram compactadas em camadas de 20 cm com a utilização de uma máquina pavimentadora (Figura 2.42).

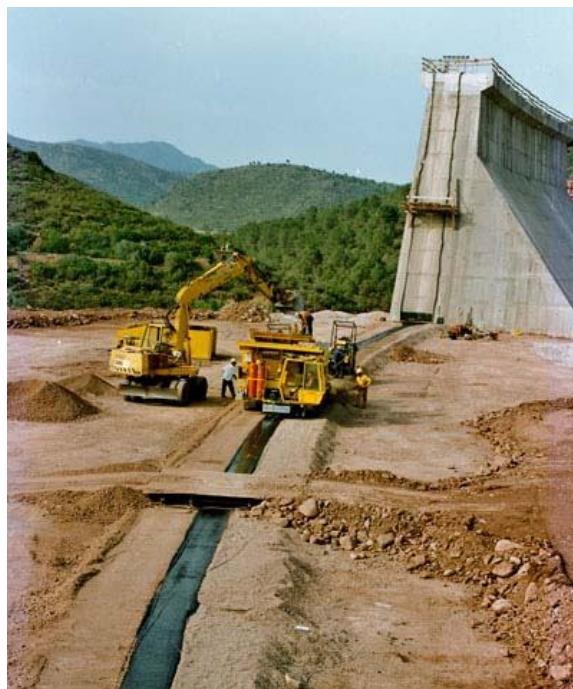


Figura 2.41: Barragem Algar (Walo, 2008).



Figura 2.42: Execução do núcleo da barragem de Algar (Walo, 2008).

#### **2.3.3.4. OUTROS TIPOS DE APLICAÇÕES DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

Falcão (2003) cita que a aplicação de misturas asfálticas em estruturas hidráulicas não é limitada apenas à sua utilização como elemento impermeabilizante em barragens de enrocamento. Existem outros tipos de aplicação que são bastante difundidas tais como a aplicação do concreto asfáltico como revestimento de grandes reservatórios de bombeamento, armazenagem de água e regularização; a sua aplicação como revestimento de canais de

transposição; plantas industriais; bem como camada impermeável em aterros sanitários. A seguir são mostradas algumas das aplicações descritas acima.

O reservatório de Bombeamento Goldisthal/Alemanha, mostrado na Figura 2.43, utilizou o método de construção vertical para a pavimentação de face asfáltica responsável por sua impermeabilização. O reservatório tem capacidade de armazenamento de 12 milhões de  $m^3$  de água, área revestida com concreto asfáltico de 390.000  $m^2$  na base e 195.000  $m^2$  nos taludes (inclinações de 1V:1,6H e uma altura de 30 m).



Figura 2.43: Reservatório de Goldstal/País (Walo, 2008).

O canal Lech possui 18 km de extensão e foi construído na Alemanha utilizando o método de pavimentação horizontal (Figura 2.44). O canal possui taludes com 6 m de altura e inclinação de 1V:1.8H.



Figura 2.44: Canal de canal Lech, Alemanha (Walo, 1997b).

O depósito de lixo Valle della Motta, localizado na região sul da Suíça, tem uma capacidade total de 750.000 m<sup>3</sup>, taludes com extensão variando entre 33 e 60 m e inclinações de 1V:1,5H e 1V:1,6H, totalizando uma área revestida por material asfáltico de 82.000 m<sup>2</sup>. O método construtivo utilizado foi o método de pavimentação vertical (Walo, 2001). A Figura 2.45 mostra uma foto do depósito de lixo Valle della Motta.



Figura 2.45: Aterro sanitário com face asfáltica/ Valle della Motta (Walo, 2008).

### **2.3.3.3. UHE FOZ DO CHAPECÓ**

Conforme comentado anteriormente, ao longo da última década o Governo Federal investiu um montante bastante elevado em pesquisas referentes a temas relacionados ao desenvolvimento no setor energético brasileiro. No ano de 2003, teve início um desses projetos financiado pela ANEEL e coordenado por Furnas em parceria com a UnB, que serviu para iniciar o estudo da aplicação de misturas asfálticas na construção de elementos de impermeabilização de barragens.

Os bons resultados apresentados pelo projeto evidenciaram e comprovaram o potencial de aplicabilidade destas misturas como elemento de vedação em barragens. Além de inúmeras publicações científicas, o fruto mais importante dessa pesquisa é a construção da primeira barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico no Brasil. Trata-se da UHE Foz



do Chapecó, localizada no rio Uruguai, na fronteira dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul, na divisa dos municípios de Águas de Chapecó (SC) e Alpestre (RS). O eixo da barragem encontra-se nas coordenadas geográficas  $27^{\circ} 08' 22,75''$  de latitude sul e  $53^{\circ} 02' 50,59''$  de longitude oeste. A Figura 2.46 e a Figura 2.47 apresentam um desenho esquemático da localização da UHE Foz do Chapecó e a vista do local de instalação do eixo da barragem, respectivamente.



Figura 2.46: Localização da UHE Foz do Chapecó (modificado- CEFC, 2008).



Figura 2.47: Local de instalação do eixo da UHE Foz do Chapecó (CEFC, 2008).

A escolha da aplicação dessa tecnologia deve-se ao fato de que a UHE Foz do Chapecó estar localizada em uma área bastante chuvosa e pela necessidade da utilização do material oriundo das escavações obrigatórias. Com isso, além do dinamismo proporcionado à obra, a aplicação dessa tecnologia também teve como objetivo reduzir os impactos ambientais causados pela instalação do empreendimento.

Os estudos de divisão de queda do trecho do rio onde está sendo instalada a usina foram iniciados em meados de 1960, sendo que em 1984 foi definido que o aproveitamento Foz do Chapecó era a alternativa de menor impacto ambiental se comparado a outros locais de aproveitamento. A usina será implantada e gerida pelo Consórcio Energético Foz do Chapecó (CEFC), composto pela CPFL (Companhia Paulista Força), com 51% de participação, Furnas, com 40%, e CEEE (Companhia Estadual de Geração e Transmissão de Energia Elétrica-RS), com 9% (CEFC, 2008).

A usina possui uma potência instalada de 855 MW, sendo 432 MW de energia firme, valor este suficiente para atender a 25% do consumo do estado de Santa Catarina ou 18% do consumo do estado do Rio Grande do Sul. O empreendimento foi orçado em aproximadamente 2,1 bilhões de reais. O reservatório ocupará uma área de 79,2 km<sup>2</sup>, dos quais 40,0 km<sup>2</sup> correspondem à própria calha do rio Uruguai, fato esse que torna a Foz do Chapecó uma das usinas com menor coeficiente área alagada/potência instalada do País. O cronograma da construção prevê as seguintes datas: início da formação do reservatório em julho de 2010; operação da primeira unidade geradora em agosto de 2010 e finalização do empreendimento em fevereiro de 2011 com o início da operação da quarta unidade geradora.

A barragem possui 48 m de altura e 598 m de extensão. O sistema extravasor é composto por um vertedor de comportas (15 comportas de 18,70 x 20,60 m), sendo a vazão máxima de projeto igual 62.190 m<sup>3</sup>/s. O circuito de adução é composto por dois túneis de adução na margem esquerda (18,00 x 18,15 m cada e 357 m de comprimento), um canal de adução e por quatro tomadas d'água responsáveis pela alimentação das quatro turbinas do tipo Francis (potência de 214 MW cada). A Figura 2.48 apresenta o arranjo geral da UHE Foz do Chapecó.

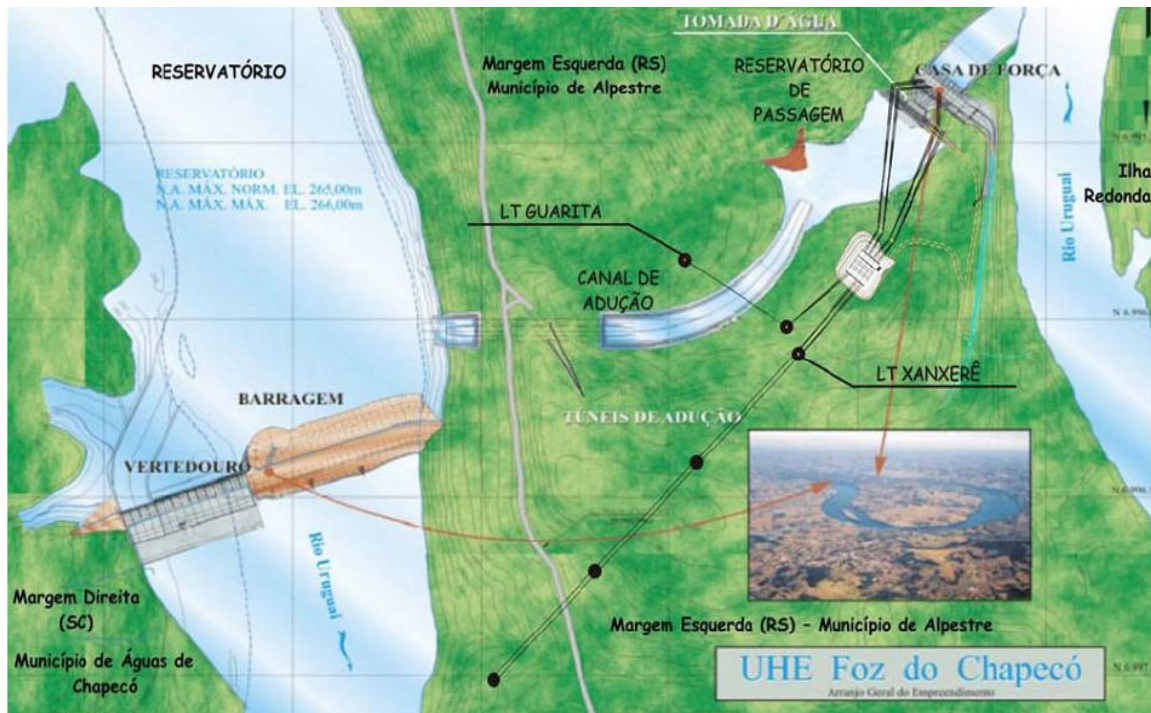


Figura 2.48: Arranjo geral da UHE Foz do Chapecó (modificado- CEFC, 2008).

A Figura 2.49 e a Figura 2.50 apresentam imagens aéreas das obras da UHE Foz do Chapecó em Outubro de 2008. Especificamente, a Figura 2.49 mostra o canteiro de obras I que é responsável pela construção do vertedouro e da barragem e a Figura 2.50 mostra o canteiro de obras II que é o responsável pela construção das estruturas do circuito de adução e da casa de força.



Figura 2.49: Canteiro de obras I - UHE Foz do Chapecó (CEFC, 2008)



Figura 2.50: Canteiro de obras II - UHE Foz do Chapecó (CEFC, 2008)

#### **2.4. PESQUISAS REALIZADAS NO PAÍS ACERCA DA UTILIZAÇÃO DE MATERIAIS ASFÁLTICOS EM BARRAGENS**

Este tópico tem como objetivo compilar todas as informações e pesquisas realizadas pelo acerca da aplicação de misturas asfálticas na construção de elementos de impermeabilização de barragens. Essa linha de pesquisa pioneira no Brasil teve início em 2003 com um projeto de pesquisa, financiado pela ANEEL e coordenado por Furnas e em parceria com a UnB. Como resultados desta pesquisa, foram elaboradas duas dissertações de mestrado e uma tese de doutorado pelo Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. São elas: Aplicação de Misturas Betuminosas em Barragens de Terra e Enrocamento (Falcão, 2003), Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Emulsão para Uso em Barragens (Jacintho, 2005) e Estudo das Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de Concretos Asfálticos para Aplicação em Barragens (Falcão, 2007), além de diversos artigos publicados em congressos e periódicos nacionais e internacionais. A seguir será apresentado um breve resumo dessas pesquisas.

Falcão (2003) foi o pesquisador pioneiro dessa nova tecnologia no país. Em seu trabalho ele realizou uma grande revisão bibliográfica consultando os grandes construtores internacionais e diversos artigos e textos científicos acerca desse assunto. Acredita-se que as informações apresentadas em sua revisão bibliográfica, principalmente aquelas referentes às metodologias

de aplicação de misturas asfálticas em barragens de enrocamento, servirão de base para futuras pesquisas e obras. O referido autor realizou ensaios de permeabilidade, fluência confinada e triaxiais de grande escala em misturas de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) dosado para vários teores de ligante com o agregado micaxisto. Esses ensaios visavam simular o comportamento dessas misturas quando aplicadas como elemento impermeabilizante na face ou no núcleo de barragens de enrocamento. Os resultados mostraram que o comportamento mecânico e hidráulico da mistura de CBUQ estudada apresentou-se coerente com os valores encontrados na literatura internacional e que esta mistura é potencialmente aplicável em estruturas hidráulica.

Jacinto (2005) estudou o comportamento mecânico e hidráulico de três tipos de solos estabilizados como emulsão asfáltica, sendo eles a areia argilosa AHE Peixe, areia AHE Peixe e solo residual APM Manso. Foi realizado um amplo programa de ensaios laboratoriais divididos em: ensaios de caracterização (características geotécnicas, químicas e mineralógicas), compactação e determinação das propriedades mecânicas e hidráulicas. As propriedades dos solos e das misturas foram verificadas por meio de ensaios de permeabilidade, adensamento e triaxial CUSat. Os solos provenientes do AHE Peixe apresentaram redução da permeabilidade devido à adição de emulsão asfáltica, diferentemente do solo residual APM Manso, que não teve a permeabilidade reduzida. Nos ensaios triaxiais, para os solos provenientes do AHE Peixe ocorreu redução do ângulo de atrito e aumento da coesão com a adição de 4% de emulsão asfáltica. Para o solo residual APM Manso a adição de 2% emulsão não alterou as propriedades mecânicas do material.

Dando prosseguimento as pesquisas realizadas por Falcão (2003), Ramos (2007) em seu projeto final de graduação estudou a utilização de misturas asfálticas de CBUQ com o agregado calcário. Foram realizados ensaios de caracterização dos materiais, ensaios de dosagem e ensaios de desgaste cântabro e resistência à tração nas misturas de CBUQ.

Falcão (2007), em sua tese de doutorado, complementou os ensaios iniciados por Ramos (2007) nas misturas com o agregado calcário e estudou o agregado granito proveniente da britagem da rocha do enrocamento da UHE Serra da Mesa. Foram realizados ensaios laboratoriais de permeabilidade, módulo de resiliência, resistência à tração, desgaste cântabro e triaxiais de grande escala em misturas de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) e de concreto poroso de asfalto (CPA) dosado para vários teores de ligante. Além disso, o

referido autor ainda realizou análises numéricas de fluxo, estabilidade de taludes e tensão-deformação simulando a aplicação dessas misturas asfálticas em núcleo ou face betuminosa de uma barragem hipotética.

Dando prosseguimento a essa linha de pesquisa, o presente trabalho visa complementar os estudos das misturas asfálticas que utilizam os agregados do tipo calcário, micaxisto e granito, verificando-se principalmente o seu comportamento no que se refere ao fenômeno da fluência. Também foi ensaiado o agregado do tipo basalto, por se tratar do tipo de agregado utilizado na primeira barragem com núcleo de concreto asfáltico no Brasil (UHE Foz do Chapecó).

## 2.5. COMPORTAMENTO DE MATERIAIS ASFÁLTICOS

Usualmente, os materiais asfálticos são classificados como viscoelásticos. Porém, em determinadas situações a resposta desses materiais podem ter parcelas elásticas, plásticas e viscoplásticas. Sides *et al.* (1985) afirmam que as deformações em misturas asfálticas possuem componentes recuperáveis e irrecuperáveis podendo ser dependentes ou não do tempo. A deformação total é então decomposta em quatro componentes conforme mostrado na Figura 2.51 e indicada na Equação 2.2.

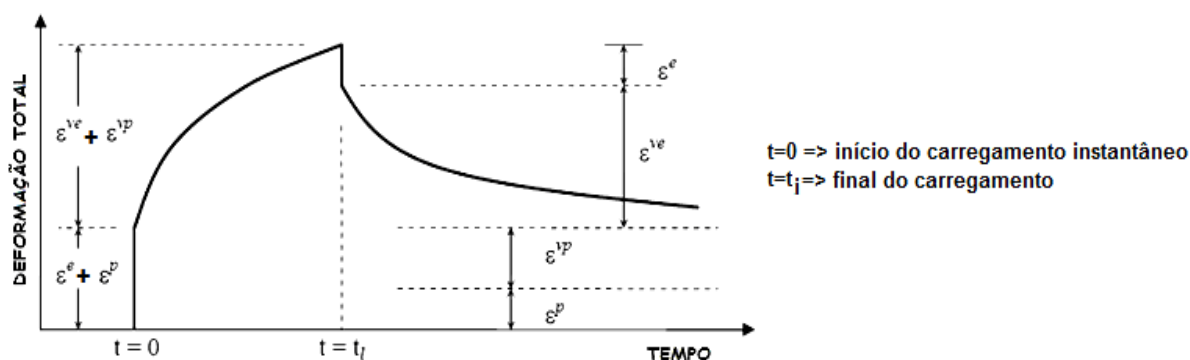


Figura 2.51: Componentes de deformação (modificado- Sides *et. al.*, 1985).

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p + \varepsilon_{ve} + \varepsilon_{vp} \quad (2.2)$$

onde:

$\varepsilon_e$  : deformação elástica (recuperável e independente do tempo);

$\varepsilon_p$  : deformação plástica (irrecuperável e independente do tempo);

$\varepsilon_{ve}$  : deformação viscoelástica (recuperável e dependente do tempo);

$\varepsilon_{vp}$  : deformação viscoplástica (irrecuperável e dependente do tempo).

Segundo Mello (2008) para esses tipos de materiais, dependendo da magnitude, tempo, taxa e temperatura do carregamento, as várias parcelas podem ocupar diferentes graus de importância na resposta à solitação. Com isso, é preciso especificar cuidadosamente quais parcelas estarão envolvidas nos ensaios e análises realizadas em uma determinada pesquisa. Pinto (1991) comenta que as soluções elásticas são importantes na previsão da deflexão máxima produzida em uma estrutura devido a um carregamento, porém não são capazes de considerar as deformações permanentes relacionadas aos efeitos viscoelásticos.

No sentido de permitir uma melhor e mais completa análise do comportamento de misturas asfálticas, é essencial a determinação de suas propriedades viscoelásticas. Esses tipos de propriedades são caracterizadas comumente sob um carregamento harmônico ou estática constante. No primeiro caso, o material é caracterizado pelo módulo complexo ( $E^*$ ) e pelo ângulo de fase ( $\phi$ ). Sob carregamento estática constante ou deslocamento constante o comportamento viscoelástico é caracterizado por meio da função de fluência ou compliância  $D(t)$  e pelo módulo de relaxação  $E(t)$ .

O módulo complexo ( $E^*$ ) é definido como um número complexo que relaciona tensões e deformações de materiais viscoelásticos sujeitos a um carregamento dinâmico com pulsos. A parte imaginária caracteriza a propriedade viscosa do material e a parte real que representa a componente elástica. O ângulo de fase ( $\phi$ ) é obtido durante o mesmo ensaio, sendo este calculado em função do tempo de defasagem entre tensão aplicada e a deformação resultante. Esse parâmetro pode ser utilizado para a avaliação do comportamento elástico das misturas asfálticas. A Figura 2.52 apresenta um esquema do comportamento tensão e deformação em um ensaio para a obtenção de um módulo complexo.

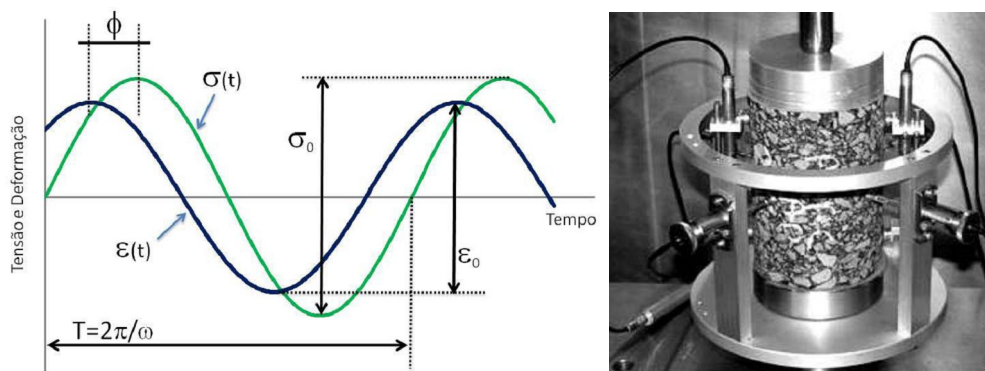


Figura 2.52: Esquema de solitação e resposta em ensaios para determinação do módulo complexo em misturas asfálticas (Mello, 2008).

O valor absoluto  $|E^*|$  do módulo complexo é conhecido como módulo dinâmico, definido como a relação entre as amplitudes de tensão e deformação em um carregamento harmônico. Este parâmetro pode ser usado para determinar tanto as características elásticas quanto as propriedades viscoelásticas lineares do material (Christensen, 1982). Embora o valor absoluto do módulo complexo seja conhecido como módulo dinâmico, o termo dinâmico não representa de maneira correta o tipo de solicitação imposta. Nesse caso, as solicitações são harmônicas e consideradas em estado estacionário, ou seja, sem nenhum tipo de solicitação dinâmica por natureza (Mello, 2008). O módulo complexo é definido pela Equação 2.3 como:

$$E^* = |E^*| \cdot \cos \phi + i |E^*| \cdot \sin \phi \quad (2.3)$$

onde:

$E^*$ : módulo complexo;

$|E^*| = (\sigma_0 / \varepsilon_0)$  : módulo dinâmico;

$i$ : o número imaginário;

$\sigma_0$  : amplitude de tensão dinâmica induzida;

$\varepsilon_0$  : amplitude de deformação recuperável;

$\phi$  : ângulo de fase entre a tensão aplicada e a deformação elástica correspondente.

A fluência e a relaxação são duas características básicas dos materiais viscoelásticos. A fluência é uma deformação lenta e progressiva do material quando submetido a uma tensão constante e a relaxação que é um decréscimo gradual da tensão quando o material é mantido sob deformação constante. Os módulos de relaxação e fluência são funções que podem ser determinadas por meio de ensaios laboratoriais. Aplicando-se uma tensão constante e monitorando-se o valor da deformação com o tempo, acha-se o módulo de fluência  $D(t)$  ou *creep compliance*. Esse é o procedimento adotado no ensaio de fluência estática. Da maneira inversa, mantendo-se a deformação constante e medindo-se o valor da tensão ao longo do tempo, pode-se calcular o módulo de relaxação  $E(t)$ . Este último é mais complexo de ser avaliado e obtido experimentalmente, uma vez que a manutenção de uma deformação constante em materiais viscoelásticos não é uma tarefa simples. A Equação 2.4 e a Equação 2.5 definem o módulo de fluência e de relaxação, respectivamente:

$$D(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (2.4)$$



$$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_0} \quad (2.5)$$

onde:

$\varepsilon(t)$ : deformação ao longo do tempo;

$\sigma_0$ : tensão constante aplicada no ensaio de fluência;

$\sigma(t)$ : tensão ao longo do tempo;

$\varepsilon_0$ : deformação constante aplicada em ensaios de relaxação.

Vale observar que, apesar de os procedimentos de obtenção das duas funções serem opostos, isso não significa que o módulo de relaxação seja igual ao inverso do módulo de fluência. Isso não é válido no domínio do tempo, ou seja, no plano real. Entretanto, após a utilização da transformada de Laplace, ou seja, no plano complexo, pode-se definir que a transformada da função do módulo de relaxação é a inversa da transformada do módulo de fluência.

Como os materiais viscoelásticos apresentam um comportamento dependente do tempo e da taxa de carregamento, suas respostas não dependem somente do carregamento aplicado no instante específico, mas do histórico completo do carregamento (Christensen, 1982). Para o caso de carregamento uniaxial, a relação tensão-deformação para um material viscoelástico linear é dada sob a forma de integrais de convolução apresentadas na Equação 2.6 e na Equação 2.7:

$$\varepsilon(t) = \int_0^t D(t-\tau) \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad (2.6)$$

$$\sigma(t) = \int_0^t F(t-\tau) \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad (2.7)$$

onde:

t: tempo real começando em qualquer valor;

$\tau$ : variável auxiliar de tempo começando no início do carregamento (força ou deslocamento).

Utilizando a Equação 2.6 pode-se obter a deformação de um material viscoelástico linear uma vez conhecido o histórico de tensão e a função para módulo de fluência com o tempo. De modo similar, pode-se determinar a resposta de tensão de um material viscoelástico linear submetido a uma determinada história de deformação conhecendo-se o módulo de relaxação do material, utilizando a Equação 2.7.

Para resolver a Equação 2.6 e a Equação 2.7 é necessário que se represente matematicamente a função fluência ou o módulo de relaxação. Uma das representações matemáticas comumente utilizadas na representação de sólidos viscoelásticos é a chamada série de Prony (Park *et al.*, 1996; Kim *et al.*, 1997). Estas séries são obtidas por regressão a partir de dados laboratoriais oriundos dos experimentos de fluência ou relaxação. Assim, a função de fluência e o módulo de relaxação podem ser representados pela Equação 2.8 e Equação 2.9:

$$D(t) = D_0 + \sum_{i=1}^N D_i \left[ 1 - \exp\left(-\frac{t}{T_i}\right) \right] \quad (2.8)$$

$$E(t) = E_\infty + \sum_{i=1}^N E_i \left[ 1 - \exp\left(-\frac{P}{P_i}\right) \right] \quad (2.9)$$

onde  $D_0, D_i, E_\infty, E_i, T_i$  e  $P_i$  são coeficientes da série de Prony e  $N$  é o número de termos. Fisicamente  $T_i$  pode ser interpretado como o tempo de retardação, e  $P_i$  o tempo de relaxação.

Souza e Soares (2002a) comentam que na solução de problemas viscoelásticos lineares, utiliza-se comumente o chamado princípio da correspondência elástica-viscoelástica. Este princípio baseia-se na semelhança existente entre a relação tensão-deformação elástica e a tensão-deformação-tempo viscoelástica, quando a segunda relação é transformada do domínio do tempo para outro domínio através de transformadores matemáticos, como a transformada de Laplace ou transformada de Fourier. Assim, a solução de um problema viscoelástico é obtido por meio da solução elástica da mesma, com a substituição das constantes elásticas por funções viscoelásticas como a função de fluência (Zhang *et al.*, 1997).

O comportamento tensão-deformação de materiais viscoelásticos pode ser avaliado por meio de modelos reológicos que empregam sistemas de molas e amortecedores associados de diferentes maneiras. Existem vários modelos que tentam representar o comportamento desses materiais tais como: o modelo de Maxwell, Kelvin, Burgers, ou combinações destes como no modelo Generalizado. A Figura 2.53 apresenta os vários modelos mecânicos utilizados para caracterização de materiais viscoelásticos.

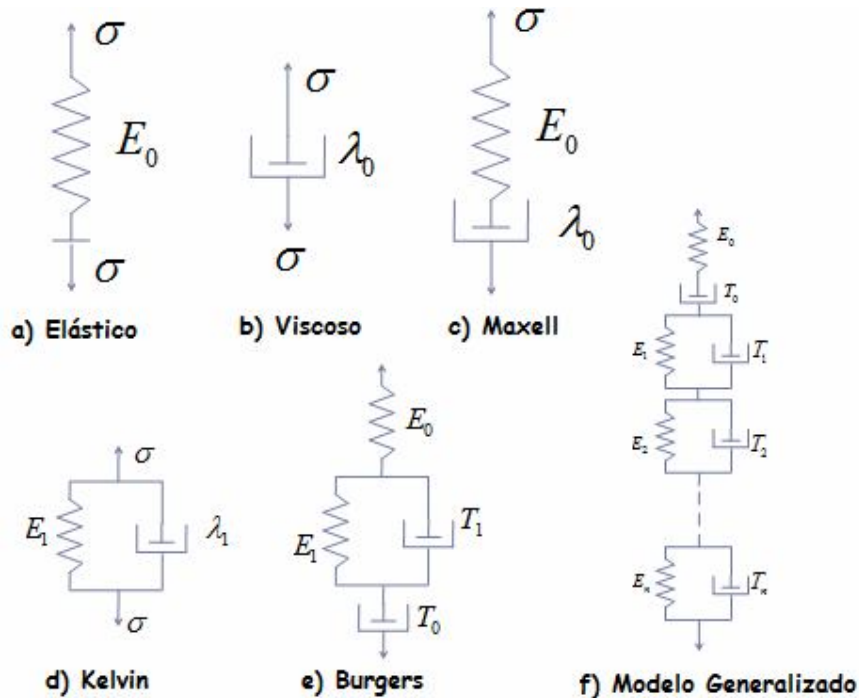


Figura 2.53: Modelos mecânicos para materiais visco-elásticos (modificado - Huang 1993).

O modelo elástico, representado pela mola (Equação 2.10), obedece à lei de Hooke onde a tensão ( $\sigma$ ) é diretamente igual à deformação ( $\varepsilon$ ) multiplicada pelo módulo de elasticidade (E):

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (2.10)$$

O modelo viscoso, representado pelo amortecedor (Equação 2.11), obedece à lei de Newton para fluidos viscosos, onde a tensão é proporcional a taxa de deformação com o tempo:

$$\sigma = \lambda \times \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (2.11)$$

Na Equação 2.11  $\lambda$  é o parâmetro de viscosidade e  $t$  é o tempo. No caso de aplicação de uma tensão constante a Equação 2.11 pode ser integrada e transformada na Equação 2.12:

$$\varepsilon = \frac{\sigma \times t}{\lambda} \quad (2.12)$$

O modelo de Maxwell é uma combinação do modelo elástico e viscoso associados em série, enquanto que o modelo de Kelvin é uma combinação do modelo elástico e viscoso associados em paralelo. O modelo de Burgers é uma combinação dos modelos de Maxwell e Kelvin

associado em série. Sob uma tensão constante, a deformação total expressa pelo modelo de Burgers é apresentada na Equação 2.13:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} \left( 1 + \frac{t}{T_0} \right) + \frac{\sigma}{E_1} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{t}{T_1}\right) \right] \quad (2.13)$$

Segundo Huang (1993) o modelo de Burgers representa bem o comportamento de um material visco-elástico, porém um único conjunto do tipo de Kelvin pode não ser suficiente para cobrir grandes tempos de deformação retardada. Nestes casos, usa-se o modelo Generalizado, que é uma combinação do modelo de Burgers com 'n' modelos de Kelvin associados em série. Esse modelo também é conhecido na literatura com série de Prony, de Wiechert ou de Dirichlet. Sob uma tensão constante o modelo expressa a deformação total pela Equação 2.14:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} \times \left( 1 + \frac{t}{T_0} \right) + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma}{E_i} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{t}{T_i}\right) \right] \quad (2.14)$$

onde os valores de  $E_0$ ,  $T_0$ ,  $E_i$  e  $T_i$  são as constantes viscoelásticas para o modelo generalizado. Essa equação pode ser dividida em três parcelas onde: a primeira ( $\sigma/E_0$ ) representa a parte referente à deformação instantânea; a segunda parcela ( $\sigma t/E_0 T_0$ ) está relacionada a deformação viscosa e depende do tempo; e uma terceira parcela correspondente a parcela retardada da deformação (Figura 2.54).

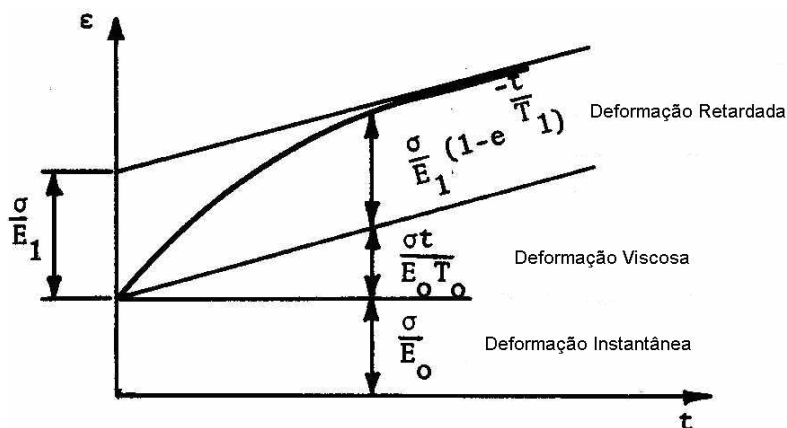


Figura 2.54: Curva Deformação x Tempo do modelo Generalizado (modificado - Huang, 1993)

Segundo Cristensen (1982), os modelos de Maxwell e de Burgers não devem ser utilizados na representação do comportamento de sólidos, pois estes modelos desenvolvem deformações irreversíveis que tendem ao infinito devido ao fluxo viscoso inerente ao amortecedor associado em série.

Outro modelo que também pode ser utilizado para representar comportamento de um material visco-elástico é o modelo empírico exponencial. Esse modelo possui uma vantagem em relação aos demais uma vez que possui uma formulação mais simplificada, necessitando de um menor número de incógnitas para a sua utilização. Sob uma tensão constante a função de fluência pode ser expressa pela Equação 2.15:

$$D(t) = D_1 \cdot t^m \quad (2.15)$$

onde os valores de  $D_1$  e  $m$  são as constantes viscoelásticas para o modelo exponencial.

Os métodos mais comumente utilizados na obtenção dos parâmetros viscoelásticos são os métodos dos resíduos sucessivos e o método da colocação (Huang, 1993). Ambos utilizam a curva do ensaio de fluência na determinação dos coeficientes da série de Prony. O método dos resíduos sucessivos baseia-se na subdivisão da curva do ensaio fluência em diversas partes, cada uma representando o comportamento de um corpo de Kelvin. O método da colocação, no entanto, baseia-se no fato de que a função de fluência é linear com relação aos coeficientes  $D_i$ , porém não linear com relação aos tempos de relaxação  $T_i$ . Assim sendo, assumindo-se valores para os coeficientes  $T_i$ , pode-se determinar os coeficientes  $D_i$  através da solução de um sistema de equações lineares (Souza e Soares, 2002a).

Outro ponto importante a ser destacado é o limite em que os resultados de ensaios laboratoriais em misturas asfálticas possam ser considerados lineares ou não. Mello (2008) destaca que se deve verificar com um grande cuidado o limite em que os resultados de ensaios laboratoriais em misturas asfálticas possam ser considerados lineares ou não. A não linearidade é uma das principais características dos geomateriais, englobando os concretos asfálticos. Pesquisas mostram que esse limite é função do tempo, taxa, magnitude e temperatura em que a sollicitação é aplicada.

Segundo Soares e Souza (2002a) para um material ser considerado viscoelástico linear, este deve obedecer a dois princípios; a homogeneidade e superposição associados à Equação 2.16

e a Equação 2.16, respectivamente. A Equação 2.17 é conhecida como princípio da superposição de Boltzmann (Boltzmann, 1976).

$$\varepsilon [c \cdot \sigma(t)] = c \cdot \varepsilon [\sigma(t)] \quad (2.16)$$

$$\varepsilon [\sigma_1(t-t_1) + \sigma_2(t-t_2)] = \varepsilon [\sigma_1(t-t_1)] + \varepsilon [\sigma_2(t-t_2)] \quad (2.17)$$

onde:

$\varepsilon$  : deformação;

$\sigma$  : tensão;

$t$  : tempo absoluto;

$t_1$  e  $t_2$ : tempo de início da aplicação  $\sigma_1$  de e  $\sigma_2$ , respectivamente;

$c$ : constante.

No caso de uma das equações acima não ser satisfeita, o material é considerado como não-linear. De acordo com Shields *et al.* (1998), são muitas as teorias que tentam caracterizar o comportamento viscoelástico não linear. Dentre essas teorias, as mais comumente utilizadas são as teorias de Scharpery (1969) e Chistensen (1980).

Para verificar a condição de linearidade, descrita na Equação 2.16, pode-se realizar dois ensaios de fluência estática em corpos de prova distintos, sendo a tensão aplicada no segundo ensaio igual a tensão aplicada no primeiro multiplicada por uma constante  $c$  qualquer. Caso as deformações (ou função de fluência) obtidas ao longo do segundo ensaio sejam iguais às deformações obtidas no primeiro ensaio multiplicadas pela constante  $c$ , a condição de homogeneidade é atendida (Soares e Souza, 2002b).

Para constatar a condição de superposição apresentada na Equação 2.17, no entanto, pode-se realizar apenas um ensaio de fluência estática, desde que neste ensaio sejam realizados duas etapas: uma de carregamento e outra de descarregamento. Na literatura internacional este ensaio é chamado de *creep and recovery test*, sendo comumente denominado ensaio de compressão uniaxial com recuperação, considerando-se aplicações de cargas sucessivas. Soares e Souza (2002b) apresentam toda a formulação e metodologia necessária para a verificação de linearidade a partir da condição de superposição.

---

# Capítulo 3

---

## *Materiais e Métodos*

### **3.1. INTRODUÇÃO**

O objetivo desta pesquisa é estudar o potencial de aplicação de misturas asfálticas densas de CBUQ em barragens de enrocamento como elemento impermeabilizante, principalmente no que se refere ao seu comportamento quanto às deformações transientes. Para isso, estudaram-se misturas de CBUQ com diferentes tipos agregados e teores de ligante, comparando o comportamento das propriedades mecânicas e hidráulicas, além de suas características viscoelásticas.

Neste capítulo, será feita a descrição dos materiais utilizados no desenvolvimento do trabalho (agregados, ligantes e misturas asfálticas), assim como da metodologia utilizada para compor e ensaiar as misturas estudadas. A pesquisa foi dividida em quatro etapas descritas a seguir:

- 1ª Etapa: ensaios de caracterização dos materiais asfálticos e granulares utilizados para compor a mistura de CBUQ;
- 2ª Etapa: dosagem da mistura para a obtenção da faixa ótima a ser estudada;
- 3ª Etapa: ensaios mecânicos e hidráulicos;
- 4ª Etapa: ensaios de fluência;

### **3.2. MATERIAIS UTILIZADOS**

Neste trabalho foram complementadas as pesquisas iniciadas por Falcão (2003, 2007) que tratam da aplicação de misturas asfálticas de CBUQ em barragens de enrocamento e estruturas hidráulicas em geral, estudando-se adicionalmente o comportamento quanto à fluência das mesmas ao longo do tempo. Para isso, foram estudados os mesmos agregados utilizados nessas pesquisas (granito, micaxisto e calcário) e outro novo agregado, o basalto. O ligante asfáltico utilizado para compor as misturas de CBUQ foi o CAP 50/70.

### 3.2.1. AGREGADOS

O presente tópico enuncia os agregados estudados nessa pesquisa, além da localização das pedreiras de onde eles foram extraídos.

O agregado granito é proveniente da britagem do enrocamento da barragem da UHE Serra da Mesa, localizada no noroeste do estado de Goiás entre os municípios de Niquelândia e Uruaçu. O agregado micaxisto é oriundo da pedreira do Departamento de Estradas e Rodagem do município de Goiânia - Companhia de Pavimentação (Dermu/Compav), bastante utilizado na pavimentação de obras do estado de Goiás. O agregado calcário é procedente da pedreira Contagem (DF), sendo um dos mais utilizados em obras de pavimentação na região do Centro-Oeste. A Figura 3.1 apresenta os agregados utilizados por Falcão (2003, 2007) e nesta pesquisa. No lado esquerdo de cada figura é mostrado um fragmento de rocha mãe e no lado direito o agregado britado.

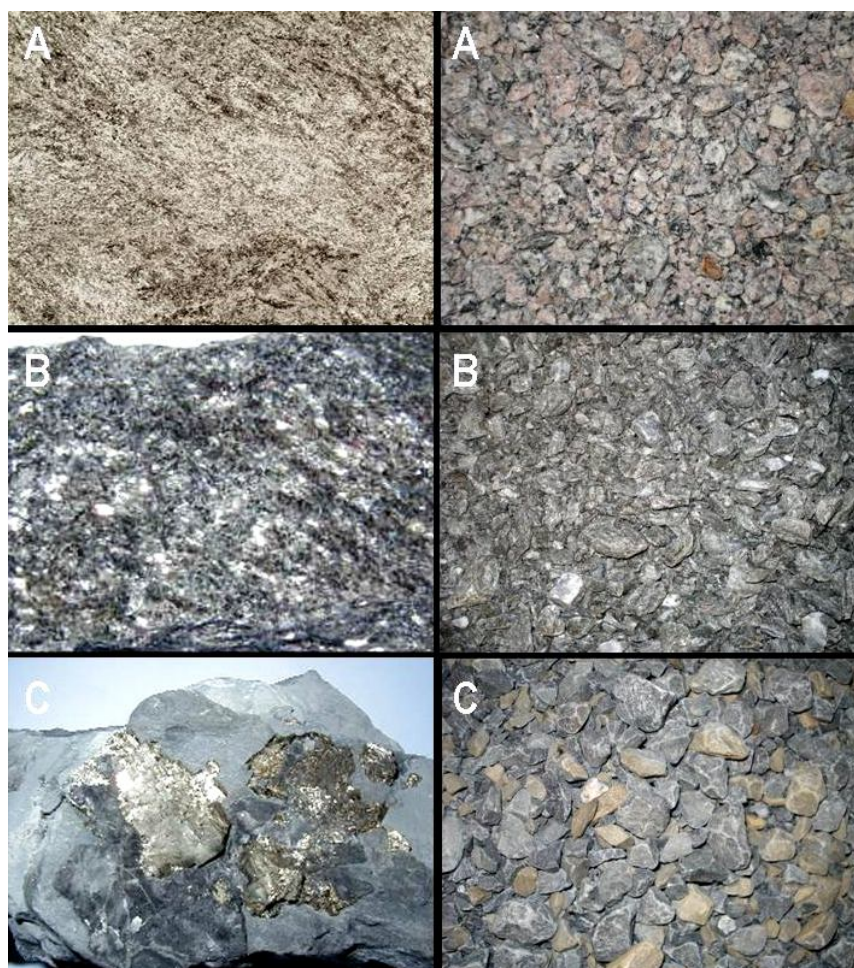


Figura 3.1: Agregados utilizados por Falcão (2003, 2007) – a: granito; b: micaxisto; c: calcário.



Além dos agregados anteriormente citados, também foi ensaiado o agregado basalto, por se tratar do tipo de agregado utilizado na primeira barragem com núcleo de concreto asfáltico que está sendo construída no Brasil (UHE Foz do Chapecó). A Figura 3.2 apresenta o novo agregado estudado nesta pesquisa.



Figura 3.2: Novo agregado estudado- basalto.

De forma a facilitar o entendimento durante o decorrer do trabalho, convencionou-se por se referir no texto aos agregados minerais utilizados como apresentados na Tabela 3.1. Os agregados minerais utilizados na confecção das misturas asfálticas foram: brita 1 (tamanho nominal- 11 a 16 mm), brita 0 (tamanho nominal- 4 a 11mm) e pó-de-pedra (tamanho nominal inferior a 4 mm).

Tabela 3.1: Materiais utilizados na pesquisa.

<b>Material</b>	<b>Tipo</b>	<b>Origem</b>
<b>Agregados</b>	Micaxisto	Pedreira Dermo/Compav - GO
	Calcário	Pedreira Contagem - DF
	Granito	Barragem de Serra da Mesa - GO
	Basalto	Barragem de Foz do Chapecó - SC

### 3.2.2. LIGANTE

O ligante asfáltico utilizado para compor a mistura de CBUQ foi o CAP 50/70, por ser o mais utilizado em obras de pavimentação no Brasil e ter sido este o tipo utilizado por Falcão (2003, 2007) em suas pesquisas. O ligante foi obtido junto à distribuidora Centro-Oeste Asfaltos, localizada no Setor de Inflamáveis (Brasília-DF), sendo o mesmo oriundo da REGAP-Refinaria Gabriel Passos - Petrobrás (Betim-MG).

### 3.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

As misturas asfálticas são constituídas de ligante asfáltico e agregados minerais e têm o seu comportamento afetado tanto pelas propriedades individuais destes componentes quanto pela relação entre eles. Os ligantes que podem ser de cimento asfáltico ou de cimento asfáltico modificado (com a adição de modificadores como polímeros, por exemplo) e atuam como elemento de ligação e agente impermeabilizante, colando as partículas minerais e formando uma massa coesa (Benevides, 2000). Os agregados, independente da fonte, método de processamento ou mineralogia, devem ser resistentes (duros e duráveis) e resistir à aplicação de cargas repetidas (Motta *et al.*, 1996). O conhecimento das características destes materiais é de grande importância para o estudo do real comportamento das misturas.

A Tabela 3.2 apresenta os ensaios e as respectivas normas utilizadas para a caracterização dos materiais (agregados e do ligante asfáltico CAP 50/70) utilizados na pesquisa. Os ensaios foram executados no Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER/CEFTRU – UnB).

Tabela 3.2: Ensaios de caracterização dos agregados minerais e ligante.

Agregados		Ligante	
Ensaios	Norma	Ensaios	Norma
Densidade do Agregado e Absorção	DNER ME 081/98	Determinação da Densidade	DNER ME 009/98
Adesividade	DNER ME 078/94	Determinação da Viscosidade	DNER ME 004/94
Abrasão Los Angeles	DNER ME 035/98	Penetração	DNER ME 003/99
Determinação da perda ao choque	DNER ME 399/99	Ponto de Amolecimento	DNER ME 247/94
Determinação do índice de forma	DNER ME 086/98	Determinação da Ductibilidade	DNER ME 163/98
Equivalente de areia	DNER ME 054/97	Recuperação Elástica	DNER ME 382/99

Na ausência de normas com restrições específicas que regem o uso de materiais em estruturas hidráulicas, os ensaios realizados para a caracterização dos agregados minerais e do CAP, foram baseados normas do DNIT. Conforme observado por Falcão (2003), a maioria desses ensaios são normatizados para a aplicação rodoviária e, com isso, os limites de restrição preconizados por estas normas devem ser analisados com certa flexibilidade, uma vez que a situação de carregamento e a exposição às intempéries, para a aplicação da mistura asfáltica em barragens, são diferentes das encontradas em rodovias e em outras aplicações civis.

### 3.3.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

Os itens a seguir descrevem os ensaios de caracterização realizados nos agregados estudados nessa pesquisa.

#### 3.3.1.1. DENSIDADE DO AGREGADO GRAÚDO E ABSORÇÃO (DNER ME 081/98)

O ensaio de verificação da densidade do agregado graúdo tem como objetivo fornecer informações pertinentes às características dos agregados para a dosagem da mistura. A densidade aparente é definida como a razão entre o peso, ao ar, da unidade de volume de um agregado (porção impermeável), a uma dada temperatura, e o peso, ao ar da massa de igual volume de água destilada, livre de gases, à mesma temperatura. A Equação 3.1 apresenta a fórmula de cálculo da densidade aparente:

$$D_{ap} = \frac{M_s}{M_h - M_{sub}} \quad (3.1)$$

onde:

$D_{ap}$ : densidade aparente;

$M_s$ : massa, ao ar, do agregado seco em estufa;

$M_h$ : massa, ao ar do agregado na condição saturada superfície seca;

$M_{sub}$ : massa submersa do agregado.

A densidade real é a razão entre o peso, ao vácuo, da unidade de volume do material, a uma determinada temperatura, e o peso, ao vácuo, da massa de igual volume de água destilada, livre de gases, à mesma temperatura.

O ensaio de absorção fornece o aumento percentual de massa que o agregado sofre devido ao preenchimento por água de seus vazios permeáveis, em relação à massa seca. A absorção do agregado está diretamente relacionada com a quantidade os vazios comunicantes ou porosidade aparente dos grãos sólidos (Moizinho, 2007). Vale observar que a absorção sofrida pelos agregados é diferente, comparando-se a utilização de água ou do ligante asfáltico, porém os resultados obtidos servem como um indicador de quão poroso é o agregado.

Esta característica é importante, uma vez que os agregados com elevada absorção podem gerar um consumo de ligante asfáltico em quantidades exageradas, tornando a mistura mais onerosa. Por outro lado, tal característica proporciona uma melhor penetração do ligante no

agregado favorecendo uma melhor adesividade. A Equação 3.2 apresenta a fórmula para o cálculo da absorção:

$$a = \frac{M_h - M_s}{M_s} \cdot 100 \quad (3.2)$$

onde:

$a$ : absorção;

$M_h$ : massa, ao ar do agregado na condição saturada superfície seca;

$M_s$ : massa, ao ar, do agregado seco em estufa.

Segundo a norma DNER ME 081/98, para a realização desse ensaio, deve ser desprezado todo material passante na peneira 4,8mm através do peneiramento seco. A massa mínima necessária de amostra para o ensaio varia com a dimensão máxima característica do agregado. No caso dessa pesquisa a dimensão máxima dos agregados é de 19 mm, o que exige uma quantidade mínima de material para o ensaio de 3 kg.

### **3.3.1.2. ADESIVIDADE (DNER ME 078/94)**

A adesividade é uma propriedade do par ligante asfáltico/agregado. Uma adesividade é caracterizada como boa quando não há deslocamento da película asfáltica que recobre o agregado, quando a mistura agregado-ligante é submetida à ação de água destilada a 40°C, durante 72 h.

Em geral, os agregados básicos ou hidrofílicos (calcários, basaltos) têm maior adesividade do que os ácidos ou hidrofóbicos (granitos, gnaisses). A adesividade pode ser classificada em ativa e passiva: sendo a primeira relacionada com a rugosidade do agregado e a segunda relacionada com a capacidade de molhagem do agregado pelo ligante, característica essa que depende da tensão superficial existente entre o agregado e o ligante (Ibracon, 2007).

Os ensaios de adesividade foram executados segundo a norma DNIT-ME 078/94. Os procedimentos gerais são descritos a seguir. Utiliza-se 500g de material passando na peneira 19 mm e retido na de 12,7 mm. A amostra é lavada e posteriormente secada em estufa, a 120°C, durante duas horas. O CAP é aquecido a 120°C. Os 500g de agregado aquecido são misturados a 17,5 g de ligante. Após o resfriamento da mistura, a amostra é colocada em um recipiente de vidro e totalmente recoberta com água destilada. O recipiente com a amostra é colocado no banho Maria a 40°C e mantido em repouso durante 72 h. O resultado é

considerado satisfatório se não houver deslocamento da película de ligante asfáltico ao fim das 72 h, e não satisfatório quando houver total ou parcial deslocamento da película nesse mesmo período.

### **3.3.1.3. ABRASÃO LOS ANGELES (DNER ME 035/98)**

O ensaio de abrasão Los Angeles mede o desgaste de um agregado por abrasão, com utilização da máquina Los Angeles. Este ensaio reproduz o impacto na amostra por meio da queda de esferas de aço sobre os agregados e da queda dos próprios agregados, uns sobre os outros, e simula o desgaste por meio do atrito dos agregados entre si e com as paredes do tambor enquanto gira (Ibracon, 2007).

O agregado é colocado na máquina Los Angeles juntamente com uma carga abrasiva (esferas de aço) e submetido a um determinado número de revoluções desta máquina à velocidade de 30 a 33 rotações por minuto (rpm). Uma amostra de agregado de massa  $M_1$ , numa certa faixa granulométrica, é introduzida no tambor juntamente com certo número de esferas de aço padronizadas. O número de esferas e a massa a ser utilizada no ensaio por faixa granulométrica é prescrito na norma. O tambor possui aletas internas que capturam os agregados e esferas, os quais caem por gravidade quando atingem a parte mais alta (Ibracon, 2007).

Ao final do ensaio, os agregados são retirados do tambor e peneirados numa peneira com malha de abertura de 1,7 mm, restando uma massa  $M_2$  retida nesta peneira. O desgaste Los Angeles é calculado como a perda de massa percentual pela Equação 3.3:

$$La = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \cdot 100 \quad (3.3)$$

onde:

$La$ : abrasão los angeles em porcentagem;

$M_1$ : massa inicial;

$M_2$ : massa retida na peneira 1,7mm após a realização do ensaio.

Os ensaios de abrasão Los Angeles foram executados segundo a norma DNIT-ME 035/98. As amostras foram selecionadas na graduação B, sendo constituídas por  $2.500 \pm 10$  gramas de agregados na faixa 19mm – 12,5mm e  $2.500 \pm 10$  gramas na faixa 12,5mm – 9,5mm. Para esta graduação foram utilizadas 11 esferas de aço ( $4.584 \pm 25$  gramas) e aplicadas 500 rotações do tambor Los Angeles.

Quanto menor o valor do desgaste Los Angeles, melhor é o material. No Brasil, os valores aceitáveis de abrasão Los Angeles é  $\leq 50\%$  para uso em misturas de CBUQ em aplicações rodoviárias. Para aplicações hidráulicas não há uma preocupação muito grande com o valor obtido neste ensaio, uma vez que as solicitações impostas são bastante diferentes daquelas para aplicações rodoviárias.

Um maior cuidado deve ser tomado quando essa mistura é utilizada como elemento impermeabilizante na face de barragens de enrocamento, pois nessa situação poderá ocorrer algum desgaste significativo devido à ação das ondas formadas no reservatório. Para combater tal problema é utilizada uma “camada de sacrifício” na região do *rip rap*, pois essa é a zona mais propícia a variações do nível d’água do reservatório e, conseqüentemente, à ação das ondas formadas no reservatório. O objetivo dessa camada é preservar a laje de CBUQ responsável pela estanqueidade da barragem.

#### **3.3.1.4. DETERMINAÇÃO DA PERDA AO CHOQUE (DNER ME 399/99)**

Segundo Moizinho (2007) a determinação da resistência ao impacto é executada de diferentes maneiras, de acordo com a forma com a qual a rocha será utilizada na construção. Pode ser executada em fragmentos de rocha ou em placas. No caso desta pesquisa, em que a rocha será avaliada para fins de uso em obras hidráulicas, foi utilizado o ensaio de impacto sobre fragmentos, de modo a avaliar sua resistência mecânica.

Os ensaios de impacto consistem em estabelecer a característica de resistência do agregado a um carregamento de impacto por 10 choques de um peso de aproximadamente 15.583 kg caindo por gravidade de uma altura de 38,4 cm sobre um corpo de prova constituído por fragmentos de rocha colocados dentro de um molde metálico.

O peso em gramas da amostra ensaiada deve ser de cinquenta vezes a massa específica do agregado. A diferença entre a massa original e a do material retido na peneira de 1,7 mm será expressa como porcentagem da massa original da amostra, e anotada como a perda ao choque da amostra ensaiada (Equação 3.4). Todas as amostras foram constituídas de partículas passando na peneira de 19 mm e retidas na peneira de 16 mm, escolhidas as partículas de forma cúbica, bem angulares e de aproximadamente do mesmo tamanho, seguindo recomendações da norma específica para o ensaio (DNER ME 399/99). A perda ao choque do material ensaiado é a média aritmética dos resultados obtidos em no mínimo três ensaios.

$$T = \frac{M_r}{M_a} \cdot 100 \quad (3.4)$$

onde:

T: perda ao choque (Treton) expresso em porcentagem;

$M_a$ : massa da amostra;

$M_r$ : massa do material retido na peneira 1,7mm.

### 3.3.1.5. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE FORMA (DNER ME 086/98)

A rocha submetida à fragmentação mecânica produz pedaços com diferentes tamanhos e formas. A forma dos agregados é bastante influenciada pela estrutura e textura da rocha mãe, além do tipo de processo de britagem. Do ponto de vista de resistência, as partículas angulosas são preferíveis, pois implicam num melhor entrosamento, também dito imbricamento, entre as partículas individuais (Ibracon, 2007).

Há diversos métodos para avaliação da forma de agregados. Alguns são diretos e se baseiam em medidas de um número significativo de partículas, usando-se um paquímetro, como descrito na norma NBR 7809/83. Outros métodos são indiretos e usam gabaritos comparativos, ou uma série de peneiras e crivos de formatos e aberturas diversas.

A norma rodoviária DNER ME 086/98 define o índice de forma com base em uma série de peneiras com crivos de abertura circular e um conjunto de redutores. Este índice é uma medida da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do agregado, ponderada pela quantidade de grãos de cada fração granulométrica que o compõe.

Para a determinação do índice de forma deve-se conhecer a curva granulométrica dos agregados utilizados para compor a mistura. No caso dessa pesquisa, 85% dos agregados utilizados para compor o traço da mistura de CBUQ estudada passam na peneira 12,7 mm. Com isso, optou-se por escolher a graduação D fixada no método de ensaio. Tal graduação exige que a quantidade de material ensaiada seja de 1.000 g de agregado passando na peneira 12,7 e retido na peneira 9,5 mm e 1.000 g de agregado passando na peneira 9,5 mm e retido na 6,3 mm.

O material de granulometria compreendida entre as peneiras 12,7 e 9,5mm é passado nos crivos 6,3 e 4,2mm (material passando no crivo 6,3), anotando-se os pesos  $P_1$  e  $P_2$  da quantidade de agregados retidos, respectivamente, nos crivos citados. Os 1.000 g de agregado

passando na peneira 9,5mm e retido na 6,3mm, foram passados nos crivos de 4,8 e 3,2mm (material passando no crivo 4,8), anotando-se os pesos  $P_3$  e  $P_4$  da quantidade de agregados retidos, respectivamente, nesses crivos. Para cada fração que compõe a graduação D foram determinadas, em relação ao seu peso inicial, as percentagens retidas em cada crivo redutor. O índice de forma foi calculado pela Equação 3.5:

$$f = \frac{(P_1 + P_3) + 0,5(P_2 + P_4)}{100n} \quad (3.5)$$

Onde:

$f$  : índice de forma;

$P_1 + P_3$  : soma das percentagens retidas nos crivos I, de todas as frações que compõe a graduação;

$P_2 + P_4$  : soma das percentagens retidas nos crivos II, de todas as frações que compõe a graduação;

$n$  : número de frações que compõe a graduação escolhida.

### 3.3.1.6. EQUIVALENTE DE AREIA (DNER ME 054/97)

Segundo a norma do DNIT ME 054/97, equivalente de areia (Ea) é a relação volumétrica que corresponde à razão entre a altura do nível superior da areia (h) e a altura do nível superior da suspensão argilosa (H) de uma determinada quantidade de solo ou de agregado miúdo, numa proveta com solução padronizada.

Foram realizados três ensaios de equivalente de areia para cada tipo de agregado. As amostras foram constituídas de material passando na peneira 4,8mm e retidas na peneira n° 200. O ensaio consiste em agitar energicamente a amostra numa proveta contendo solução floculante e, após o repouso, determinar a relação entre o volume de areia e volume de areia mais o de finos que se separam da areia e floculam de acordo com a Equação 3.6:

$$Ea = \frac{\text{Leitura no topo de areia}}{\text{Leitura no topo de finos}} \cdot 100 \quad (3.6)$$

Para uma areia pura  $Ea = 100\%$ , decrescendo seu valor à medida que aumenta o teor de impurezas ou de finos. Para argilas  $Ea$  é praticamente nulo. O Método DNIT ME 054/97, recomenda valores de equivalente de areia superior a: 50% para CBUQ, 45% para pré-misturado a quente (PMQ) e 40% para areia asfalto usinado a quente (AAUQ).



### **3.3.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE**

Os itens a seguir descrevem os ensaios de caracterização realizados no ligante asfáltico utilizado para compor as misturas de CBUQ estudadas nessa pesquisa. De forma geral esses ensaios servem para classificar e verificar se o ligante asfáltico se enquadra nas restrições impostas pela norma DNIT EM 095/2006 para cada tipo de ligante.

#### **3.3.2.1. DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE (DNER ME 009/98)**

A norma DNER ME 009/98 define dois tipos de densidade: relativa e absoluta. A densidade relativa que é a relação entre a massa específica de dado volume de material e a massa específica de igual volume de água, sendo a temperatura para amostra de 20° C e para a água de 4° C. A densidade absoluta é definida como sendo a massa (peso no vácuo) de um líquido por unidade de volume, sendo o seu resultado expresso em unidades de massa (g) e volume (cm<sup>3</sup>) com a indicação da temperatura em que foi feita a determinação (por exemplo: g/cm<sup>3</sup> a 20° C).

Para a realização do ensaio a amostra é elevada a uma determinada temperatura prescrita em norma e depois é transferida para uma proveta que deve estar aproximadamente à mesma temperatura. Após isso, o densímetro é mergulhado na amostra. Depois de alcançada a temperatura de equilíbrio faz-se a leitura da escala e anota-se a temperatura da amostra. Com o valor da leitura do densímetro e, conhecendo-se a calibragem do mesmo, determina-se a densidade do ligante.

#### **3.3.2.2. DETERMINAÇÃO DA VISCOSIDADE SAYBOLT-FUROL (DNER ME 004/94)**

A viscosidade é a propriedade física de um fluido que exprime sua resistência ao cisalhamento interno, isto é, a qualquer força que tenda produzir o escoamento entre suas camadas. Existem vários métodos para a determinação da viscosidade, sendo que no Brasil o mais utilizado o *Saybolt-Furol*, que consiste em um tubo de dimensões e formas padronizadas, com um orifício de diâmetro 3,15 mm. O tubo com o material a ser ensaiado é colocado em banho com óleo e com o orifício fechado. Quando a temperatura atingir o valor desejado para o experimento, abre-se o orifício e inicia-se a contagem de tempo. Quando o líquido alcança a marca de 60 ml, o valor da viscosidade é relacionado ao tempo necessário para que o líquido atinja esta marca, sendo dado em segundos *Saybolt-Furol* (sSF).

Segundo a norma DNER ES 031/2007 (Especificação de Serviços- Pavimentos Flexíveis- Concreto Asfáltico) a temperatura do cimento asfáltico empregado na mistura deve ser determinada para cada tipo de ligante, em função da relação temperatura-viscosidade. A temperatura conveniente é aquela na qual o cimento asfáltico apresenta uma viscosidade situada dentro da faixa de 75 a 150 sSF, indicando-se, preferencialmente, a viscosidade de 75 a 95 sSF. A temperatura do ligante não deve ser inferior a 107° C nem exceder a 177° C. A Tabela 3.3 apresenta os limites mínimos de viscosidade *Saybolt-Furol* definidos pela norma DNER ME 004/94 para cada tipo de ligante asfáltico.

Tabela 3.3: Limites mínimos de viscosidade *Saybolt-Furol* (DNER ME 004/94).

Cimento Asfáltico	Viscosidade mínima <i>Saybolt Furol</i> em segundos (sSF)		
	135°C	150°C	177°C
<b>CAP 30/45</b>	192	90	40-150
<b>CAP 50/70</b>	141	50	10-150
<b>CAP 85/100</b>	110	43	15-60

### 3.3.2.3. ENSAIO DE PENETRAÇÃO (DNER ME 003/99)

De acordo com a norma DNIT EM 095/2006 o CAP é classificado quanto à penetração nos seguintes tipos: CAP 30/45, CAP 50/60, CAP 85/100 e CAP 150/200. A penetração é definida como a profundidade, em décimos de milímetro, que uma agulha de massa padronizada (100 g) penetra na amostra de cimento asfáltico à temperatura de 25° C, por 5 s. A dureza de um CAP é inversamente proporcional à penetração da agulha.

### 3.3.2.4. PONTO DE AMOLECIMENTO (DNER ME 247/94)

O ponto de amolecimento de uma amostra de ligante asfáltico é definido como a temperatura na qual este material passa a se comportar como um fluido viscoso, e fornece uma indicação da resistência às deformações permanentes dos ligantes quando submetidos às altas temperaturas de serviço no pavimento (Dantas Neto, 2001).

Utiliza-se neste ensaio o procedimento descrito na norma DNER ME 247/94 conhecido como ‘anel e bola’. Esse ensaio consiste em colocar o ligante dentro de um anel metálico de dimensões padronizadas com 15,8 mm de diâmetro e 6,4 mm de altura. Coloca-se uma esfera de 3,4 a 3,55 g e diâmetro de 9,35 mm no anel. Após o ligante esfriar, o conjunto anel e bola é colocado dentro de um Becker com etilenoglicol de forma que fiquem a 25,4 mm do fundo do

recipiente. Após isso, o conjunto é aquecido a uma taxa de 5° C por minuto sendo anotada a temperatura em que o ligante se distende até tocar o fundo. Esta temperatura será o ponto de amolecimento do ligante.

### 3.3.2.5. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SUSCETIBILIDADE TÉRMICA

Suscetibilidade térmica é a capacidade que o ligante asfáltico tem de manter suas características reológicas inalteradas sob uma larga faixa de temperaturas. Em climas mais frios, o ligante permanece mais flexível e aumenta a resistência do revestimento à fissuração e ao trincamento. Em climas quentes, como no caso do Brasil, o maior ponto de amolecimento e a maior viscosidade do ligante aumentam a resistência à deformação permanente (Morilha, 2004).

O Índice de Suscetibilidade Térmica (*IST*) ou Índice de Pfeiffer Van Doormal (*PVD*) é dado pela Equação 3.7 que correlaciona o valor da Penetração e do Ponto de amolecimento, descritos nos itens anteriores.

$$IST = \frac{500 \cdot \log PEN + 20 \cdot PA \cdot 1951}{120 \cdot 50 \cdot \log PEN + PA} \quad (3.7)$$

onde:

*IST*: índice de suscetibilidade térmica;

*PEN*: penetração do ligante (em 0,1mm);

*PA*: ponto de amolecimento do ligante.

De acordo com a literatura, de um modo geral pode-se afirmar que para  $IST < - 2$  são os asfaltos que amolecem muito rapidamente com o aumento da temperatura e tendem a ser quebradiços em baixas temperaturas; para  $IST > + 2$  são os asfaltos oxidados com baixíssima suscetibilidade térmica e não são indicados para serviços de pavimentação. Para os asfaltos produzidos no Brasil, normalmente se tem:  $- 2 < IST < +1$ . As especificações atuais para asfaltos brasileiros (Resolução ANP N° 19, 2005) estabelecem os seguintes limites para o *IST*:  $- 1,5 < IST < +0,7$ .

### 3.3.2.6. DETERMINAÇÃO DA DUCTIBILIDADE (DNER ME 163/98)

Ductilidade é a propriedade de um material suportar grandes deformações (alongamento) sem ruptura. A maioria dos cimentos asfálticos para pavimentação tem ductilidade superior a 100

cm. A Tabela 3.4 apresenta as especificações de ductilidade mínima para os diferentes tipos de CAP de acordo com a norma DNER ME 163/98.

Tabela 3.4: Limites mínimos de ductilidade (DNER ME 163/98).

Cimento Asfáltico	Ductilidade mínima (cm)
CAP 30/45	60
CAP 50/70	60
CAP 85/100	100
CAP 150/200	100

Neste ensaio, a ductilidade é dada pelo alongamento em centímetros obtido antes da ruptura de uma amostra de CAP com área menor que 1 cm<sup>2</sup>, em banho d'água à 25°C, submetida pelos dois extremos à tração de 5 cm/minuto. Deve-se tomar a média de três determinações para o valor da ductilidade final.

### 3.3.2.7. RECUPERAÇÃO ELÁSTICA (DNER ME 382/99)

Entende-se por recuperação elástica a medida de capacidade de retorno ligante asfáltico após a interrupção de uma tração mecânica pré-determinada. O ensaio é descrito na norma DNER ME 382/99 e utiliza o mesmo tipo amostra e equipamento do ensaio de ductilidade, sendo a única diferença a forma de realização.

A amostra colocada na máquina é submetida a uma força de tração até produzir um alongamento de aproximadamente 200 mm. Nesse momento, o equipamento é desligado e a amostra é seccionada, verificando-se a sua recuperação após 60 min de descanso. Durante o período de repouso, a amostra permaneceu imersa em uma solução com densidade controlada (cloreto de sódio e água) para evitar que o material asfáltico viesse à superfície da água ou tocasse no fundo do banho durante o ensaio. Após repouso, acionou-se o equipamento em sentido contrário, de modo que as duas extremidades dos corpos-de-prova encostassem uma na outra. A recuperação elástica (*RE*) foi determinada, em porcentagem, de acordo com a Equação 3.8:

$$RE = \frac{L_1 - L_2}{L_1} \times 100 \quad (3.8)$$

onde:

*RE*: recuperação elástica expressa em porcentagem;

*L*<sub>1</sub>: comprimento inicial da amostra igual a 200 mm;

*L*<sub>2</sub>: comprimento da amostra após 60 min de repouso.

### 3.4. DOSAGEM DA MISTURA - MÉTODO MARSHALL

Após a definição e caracterização dos materiais a serem empregados nas misturas asfálticas, iniciou-se o estudo de dosagem com o objetivo de determinar uma faixa de teor ótimo de ligante na mistura. Os agregados do tipo calcário, micaxisto e granito já foram dosados por Falcão (2003, 2007) e Ramos (2007). Para uma melhor comparação com os resultados obtidos nessas pesquisas e a complementação dos ensaios de fluência foram seguidas as faixas predeterminadas por estes autores. Já para o agregado do tipo basalto foi realizado o estudo completo de dosagem utilizando o mesmo ligante asfáltico (CAP 50/70) e a mesma composição granulométrica das misturas citadas anteriormente.

A dosagem da mistura foi realizada empregando-se a metodologia Marshall, seguindo as recomendações da norma rodoviária DNER ME 043/95 (Dosagem de Misturas Betuminosas a Quente - Método Marshall) no que diz respeito a energia de compactação das misturas e as temperaturas de compactação dos ligantes e agregados. Para a aplicação desta metodologia de dosagem é necessária a definição de alguns parâmetros físicos das misturas asfálticas. A Figura 3.3 apresenta esquematicamente os componentes físicos das misturas.

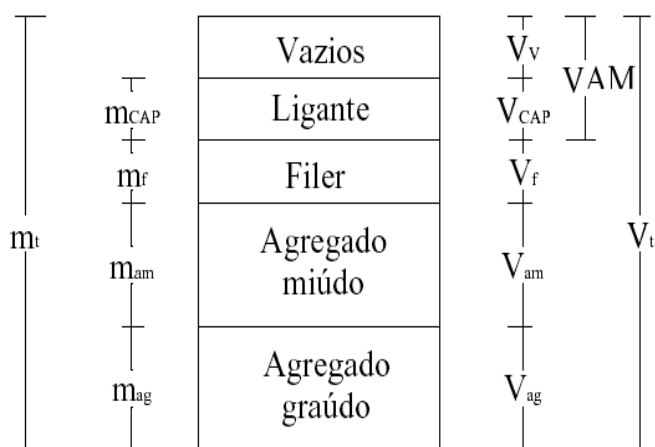


Figura 3.3:: Componentes Físicos de uma mistura asfáltica.

onde:

$m_t$  : massa total da mistura;

$m_{CAP}$  : massa de ligante asfáltico;

$m_f$  : massa de filer;

$m_{am}$  : massa do agregado miúdo;

$m_{ag}$  : massa do agregado graúdo;

$V_v$  : volume dos vazios;

$V_{CAP}$  : volume ocupado pelo ligante;

$V_f$  : volume ocupado pelo fíler;

$V_{am}$  : volume ocupado pelo agregado miúdo;

$V_{ag}$  : volume ocupado pelo agregado graúdo;

$VAM$  : volume total de vazios existente na mistura, correspondente à soma do volume de vazios com o volume ocupado pelo ligante;

$V_t$  : volume total da mistura.

- Densidade aparente: é um parâmetro determinado com o emprego da balança hidrostática, sendo calculado através da Equação 3.9:

$$d = \frac{M}{M - M_i} \quad (3.9)$$

onde:

$d$ : densidade aparente da mistura;

$M$ : massa do corpo de prova ao ar;

$M_i$ : massa do corpo de prova em imersão.

- Densidade máxima teórica da mistura: corresponde à densidade da mistura asfáltica sem vazios. Pode ser calculada a partir das percentagens de cada um dos componentes da mistura e das densidades relativas destes (Equação 3.10).

$$Dt = \frac{M_t}{V_{CAP} + V_f + V_{am} + V_{ag}} = \frac{100}{\frac{\%CAP}{d_{CAP}} + \frac{\%f}{d_f} + \frac{\%am}{d_{am}} + \frac{\%ag}{d_{ag}}} \quad (3.10)$$

onde:

$Dt$ : densidade máx. teórica da mistura;

$M_t$ : massa total da mistura;

$\%CAP$ : teor de ligante na mistura;

$\%f$ : percentagem de fíler na mistura;

$\%am$ : % de agregado miúdo na mistura;

$\%ag$ : % de agregado graúdo na mistura;

$d_{CAP}$ : densidade real do ligante;

$d_f$ : densidade real do fíler;

$d_{am}$ : densidade real do agregado miúdo;

$d_{ag}$ : densidade real do agregado graúdo.

● Percentagem do volume de vazios da mistura: é a relação entre o volume de vazios e o volume total da mistura. Este parâmetro é de grande importância no estudo do comportamento das misturas asfálticas, pois influencia a rigidez e a coesão destas. A sua determinação é feita com o uso da densidade aparente da mistura e da densidade máxima teórica, conforme a Equação 3.11.

$$\%V_v = \frac{D_t - d}{D_t} \cdot 100 \quad (3.11)$$

onde:

%  $V_v$ : percentagem do volume dos vazios;

$D_t$ : densidade máxima teórica da mistura;

$d$ : densidade aparente da mistura.

Segundo Höeg (1993) e também comprovado por Falcão (2003, 2007), para se atingir um grau de impermeabilidade bastante elevado, as curvas granulométricas dos agregados utilizados nas misturas devem ser enquadradas dentro dos limites da curva de Fuller para misturas densas, com a adição de uma elevada percentagem de fíler. A curva de Fuller é apresentada na Equação 3.14:

$$P_i = \left( \frac{d_i}{D_{máx}} \right)^n \cdot 100\% \quad (3.14)$$

onde:

$P_i$ : percentagem em peso menor que o tamanho equivalente dos grãos de dimensão  $d_i$ ;

$D_{máx}$ : tamanho nominal máximo dos grãos;

$n$ : índice sugerido com o valor de 0,41 para aplicação em estruturas hidráulicas (Höeg, 1993).

Adotou-se um diâmetro máximo do agregado de 19 mm ( $\frac{3}{4}$ " e, a partir deste valor, calculou-se a curva granulométrica de modo a atender às imposições da curva de Fuller para misturas densas. Após isso, efetuou-se o peneiramento e a separação do material de acordo com as prescrições da curva, para o diâmetro máximo pré-estabelecido. A Tabela 3.5 mostra as percentagens retidas em cada peneira de material utilizadas para compor as misturas.

Tabela 3.5: Composição granulométrica das misturas -  $D_{máx} = 19$  mm.

Peneiras	$\frac{3}{4}$ "	$\frac{1}{2}$ "	$\frac{3}{8}$ "	n° 4	n° 10	n° 40	n° 80	n° 100	n° 200	Fíler
% Retida	0	15,4	9,4	18,6	16,9	18,7	6,2	1,1	3,4	10,3

Vale ressaltar que o diâmetro máximo adotado na pesquisa (19 mm) é um pouco superior aos valores de 16 e 18 mm, recomendados em Strabag (1996) e Höeg (1993). A Figura 3.4 apresenta a curva granulométrica dos agregados utilizada para compor as misturas estudadas, obtido a partir da curva de Fuller, e sua localização em relação à faixa C da norma rodoviária DNIT-ES 031/2007 (Pavimentos flexíveis- Concreto asfáltico- Especificação de serviço), empregada na execução das camadas de revestimento dos pavimentos flexíveis.

O critério adotado para a escolha dos possíveis teores de aplicação foi baseado na análise do volume de vazios dos corpos de prova (CPs) para cada teor ensaiado. O valor de 3 % de vazios é o limite mínimo estipulado pela norma DNER-ES 313/97 para misturas de CBUQ para aplicação rodoviária. Já o limite máximo de 3% é considerado, como o desejado para que uma mistura seja considerada impermeável e potencialmente aplicável como uma estrutura de contenção hidráulica (Saxegaard, 2000; Höeg, 1993). Dessa forma, foram considerados como teores potenciais todos aqueles que forneceram CPs com um volume de vazios inferiores a 3%.

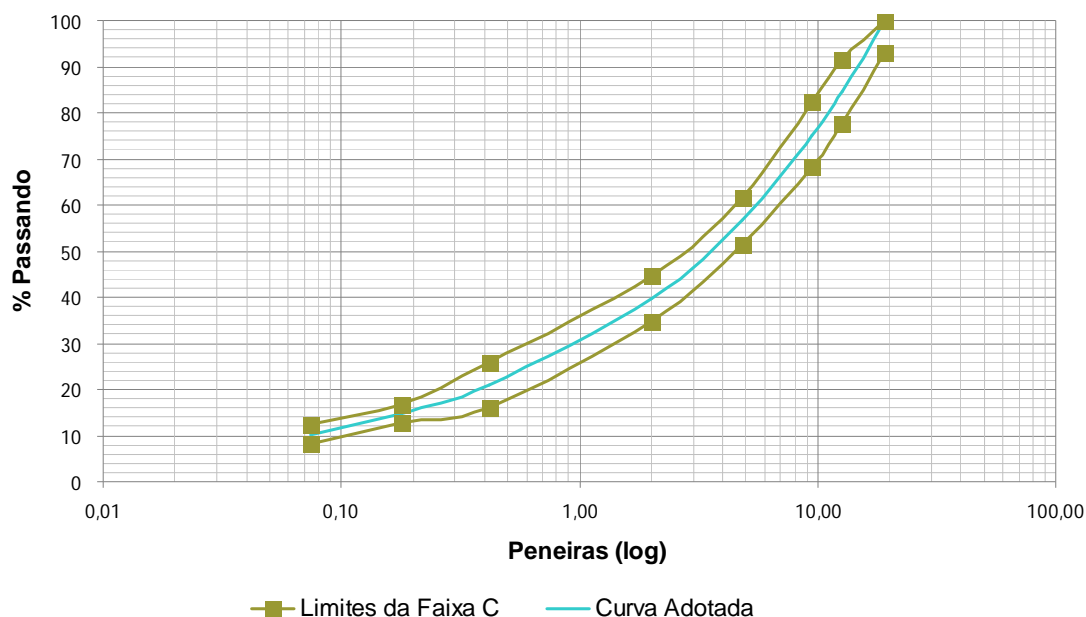


Figura 3.4: Enquadramento da mistura de agregado escolhida nos limites da faixa C.

A Figura 3.5 apresenta um gráfico que mostra a permeabilidade da mistura em relação ao seu volume de vazios. Nota-se que, para  $V_v$  superiores a 2,5% ( $k < 10^{-9} \text{ cm/s}$ ), o valor do coeficiente de permeabilidade aumenta exponencialmente, o que prejudica o desempenho e a utilização dessas misturas para aplicação em estruturas hidráulicas.



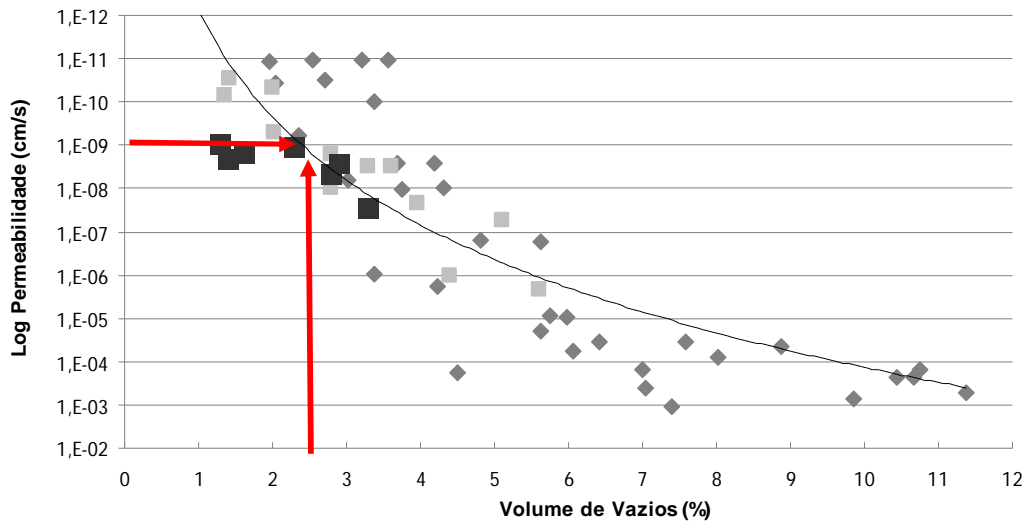


Figura 3.5: Permeabilidade x Vv (%) (modificado- Hoeg 1993).

Os ensaios de estabilidade e fluência Marshall foram executados segundo os procedimentos prescritos norma DNER ME 043/95, para todos os teores ensaiados. Vale lembrar que os resultados obtidos nesses ensaios não foram utilizados para definir se a mistura se enquadrava ou não na faixa ótima a ser estudada, sendo seus resultados meramente indicadores preliminares do comportamento mecânico dessas misturas nos diversos teores de ligante utilizados.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER/CEFTRU – UnB). Para a execução deste procedimento foi utilizado o equipamento padrão, convencionado pela norma citada anteriormente, e aplicada uma energia de compactação de 75 golpes em cada face do CP. Maiores detalhes sobre a compactação dos corpos de prova do ensaio de dosagem são fornecidos no item 3.4.1 deste capítulo.

Para misturas com o agregado basalto os teores de ligante inicialmente adotado variaram a cada 0,5% na faixa entre 5,0 e 7,0% em peso da mistura. Sendo estas faixas de valores adotadas de acordo com informações obtidas na literatura a respeito da superfície específica de cada tipo de agregado, que influencia diretamente na quantidade de ligante a ser utilizada nas misturas, e a experiência das pesquisas desenvolvidas anteriormente (Falcão, 2003 e 2007).

### **3.4.1. COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA MARSHALL**

Primeiramente, o material é peneirado e separado de acordo com as quantidades especificadas para cada percentual de ligante, sendo adotado, na fase de dosagem, para cada tipo de agregado cinco percentuais de ligante. Vale lembrar que o mesmo procedimento aqui descrito serve tanto para a compactação dos CPs utilizados na dosagem das misturas como na compactação daqueles utilizados para os ensaios mecânicos de resistência à tração (RT), desgaste cântabro e fluência. Cada CP possui 1.200 g e suas dimensões são de 10 cm de diâmetro por 6,3 cm de altura.

Depois de pesado em cada uma das porcentagens especificadas na Tabela 3.5, o agregado é aquecido em estufa por um período de 24 h a uma temperatura em torno de 110° C e, nas 2 h que precedem o ensaio, a temperatura é elevada a aproximadamente 160° C, antes de ser misturado ao CAP que é aquecido com o auxílio de um bico de Bunsen a uma temperatura aproximada de 150° C, estabelecida anteriormente em função da relação temperatura-viscosidade.

Quando os dois componentes da mistura, agregado e ligante, atingem a temperatura ideal, o agregado é retirado da estufa e colocado sobre uma balança para que seja efetuada a adição do ligante na quantidade pré-estabelecida. Após isso, os dois materiais são colocados em cima de uma chapa térmica cuja função é manter o material aquecido durante todo o processo de homogeneização da mistura. Quando a mistura atinge a temperatura de compactação, aproximadamente 150° C, ela é inserida no interior do molde metálico previamente aquecido a 150° C (Figura 3.6) e a compactação é realizada por um compactador mecânico ou manual, de acordo com a norma DNER ME 043/95, aplicando-se uma energia de compactação de 75 golpes em cada face do CP. Após o resfriamento do CP, o mesmo é extraído do molde e devidamente identificado para a execução dos ensaios posteriores (Figura 3.7).

Durante a compactação de todos os CPs houve uma grande preocupação e um rigoroso controle da temperatura, visando diminuir eventuais erros que possam surgir devido a diferentes temperaturas de compactação. Para isso, utilizaram-se dois termômetros de mercúrio calibrados (controle da temperatura do ligante e da mistura), uma chapa térmica e uma estufa que garantiram as temperaturas necessárias para a execução correta do ensaio.



Figura 3.6: Colocação da mistura asfáltica no molde para compactação (Ramos, 2007).



Figura 3.7: Extração do CP (Ramos, 2007).

### 3.4.2. COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA NÃO CONVENCIONAIS

Na campanha de ensaios proposta por Falcão (2003, 2007) foram contemplados ensaios de permeabilidade e triaxial. Como não há normas e procedimentos pré-determinados para a execução desses ensaios, Falcão (2003, 2007) desenvolveu uma metodologia específica para a realização dos mesmos. Nessa metodologia, a dimensão e o peso dos CPs utilizados são diferentes daqueles especificados no item 3.4.1 desse capítulo. As dimensões usuais são de 10 cm de diâmetro por 6,3 cm de altura com um peso total de 1.200 g, enquanto que para o ensaio de permeabilidade são 10 x 10 cm (2.000 g) e para o ensaio triaxial são de 10 x 20 cm (4.000 g). Com isso, houve a necessidade de se adaptar o equipamento de compactação, os

moldes e a energia de compactação, a fim de atender as dimensões não usuais dos CPs utilizados nos ensaios de permeabilidade e triaxial.

As alterações realizadas por Falcão (2003) no equipamento de compactação manual (Figura 3.8) foram:

- adaptação à base do equipamento duas hastes metálicas de diâmetro igual a 25 mm e com comprimento de 1,15 m. As hastes foram fixadas de modo que estejam centralizadas no aparelho e possam servir como guias de fixação do soquete compactador;
- rosqueamento de 30 cm na parte superior das hastes a uma altura de 85 cm em relação à base;
- adaptação de uma trava metálica que possui a função de fixar o soquete compactador, mantendo-o firme na posição vertical e centralizado em relação ao corpo de prova durante a aplicação dos golpes. A trava metálica pode ter sua altura regulada, servindo assim para a moldagem dos CPs nas três diferentes dimensões (10 x 6,3 cm; 10 x 10 cm; 10 x 20 cm).

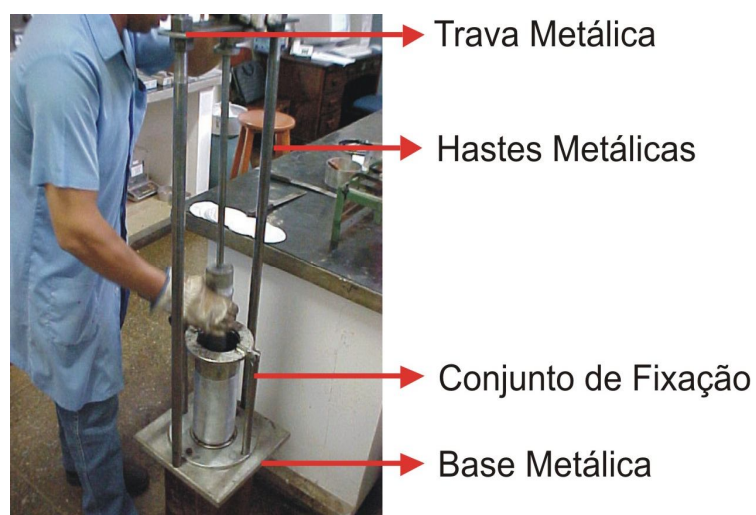


Figura 3.8: Adaptações no equipamento de compactação Marshall (modificado- Falcão, 2003).

Além disso, fez-se necessária a confecção de novos cilindros metálicos e conjuntos de fixação para a compactação dos CPs com alturas maiores (10 e 20 cm). Esses moldes foram confeccionados com o mesmo material, espessura e diâmetro dos cilindros convencionais. A Figura 3.9 mostra as três dimensões de cilindros metálicos utilizados, seus respectivos conjuntos de fixação e o soquete Marshall convencional.



Figura 3.9: Cilindros metálicos e respectivos conjuntos de fixação (Falcão, 2003).

Falcão (2003) ainda realizou adaptações nos pesos e na energia de compactação dos CPs não convencionais. Essas alterações tinham o objetivo de reproduzir CPs com o mesmo volume de vazios obtidos durante a dosagem Marshall convencional. O procedimento utilizado para encontrar os pesos totais dos CPs cilíndricos de 10 x 10 cm e 10 x 20 cm é descrito de forma resumida a seguir.

Como optou-se pela confecção de moldes para os CPs não convencionais com o mesmo diâmetro do convencional ( $\phi=10$  cm), a área da base ( $Ab$ ) para todos os CPs é a mesma. Observando a Equação 3.15 que apresenta a fórmula da densidade ( $\delta_{cp}$ ) do CP, verifica-se que o cálculo da massa para os CPs com alturas ( $h$ ) de 10 e 20 cm é dependente apenas da relação entre as alturas dos CPs convencionais e as novas dimensões.

$$\delta_{CP} = \frac{M}{V} = \frac{M}{Ab \times h} \quad (3.15)$$

Para o cálculo das novas massas basta igualar a densidade do CP Marshall convencional (1.200 g e 10 x 6,3 cm) e dos CPs com alturas de 10 e 20 cm. Comparando as equações e realizando cálculos elementares, conclui-se que a massa total para o CP com altura de 10,0 cm é de 2.000 g e para uma altura de 20 cm é de 4000 g.

Já o cálculo do número de golpes necessário para obter CPs com a mesma densidade dos convencionais, mas com diferentes alturas, foi realizado mantendo para os CPs de 10 e 20 cm de altura com a mesma energia de compactação utilizada para obter os CPs de altura convencional. A Equação 3.16 apresenta a fórmula para o cálculo da energia de compactação:

$$E = \frac{Ms \cdot h_q \cdot N_g \cdot n_c}{V} \quad (3.16)$$

onde:

*E*: Energia de Compactação

*Ms*: Massa do soquete de compactação;

*h<sub>q</sub>*: Altura de queda do soquete de compactação;

*N<sub>g</sub>*: Número de golpes por camadas;

*n<sub>c</sub>*: Número de camadas;

*V*: Volume.

Utilizou-se o mesmo soquete de compactação, ou seja, com a mesma massa (*Ms*) e altura de queda (*h<sub>q</sub>*). Como o diâmetro dos CPs não varia, tem-se a mesma área da base (*Ab*). Para uma mesma energia de compactação e o mesmo número de camadas, o cálculo do número de golpes para compactação dos CPs com 10 e 20 cm de altura, novamente torna-se proporcional à relação entre estas alturas e a altura dos CPs Marshall convencionais (6,0 cm).

Falcão (2003) adotou o procedimento padrão apresentado no item 3.4.1 para os CPs com dimensões de 10 x 10 cm, ou seja, a aplicação de golpes em ambas as faces do CP. Assim, o número de golpes calculado para cada face do CP foi de 125 golpes.

Já para a compactação dos CPs de 10 x 20 cm, Falcão (2003) utilizou uma metodologia diferente da convencional devido à dificuldade de se compactar uma mistura de 4 kg aplicando golpes apenas na face superior e inferior do CP. O procedimento escolhido foi o mesmo descrito por Saxegaard (2002) que propõe a compactação dos CPs em 4 camadas, sendo que a aplicação dos golpes é feita somente em uma das faces. O número de golpes para a compactação dos CPs de 10 x 20 cm é de 125 golpes por camada.

O procedimento utilizado por Falcão (2003, 2007) e nesta pesquisa para a preparação e compactação dos CPs do ensaio triaxial (10 x 20 cm) é descrito a seguir:

- os agregados foram pesados para compor quatro amostras de 1.000 g, sendo a preparação, aquecimento, temperaturas de homogeneização e de compactação, igual ao adotado no procedimento padrão;
- os agregados das quatro amostras foram levados à estufa, depois de secas por um período de 2h e pesados;
- as amostras (mistura ligante-agregado) foram homogeneizadas separadamente, conservando-se sempre os agregados da amostra que não estava sendo manipulada na estufa à temperatura controlada;

- uma vez as 4 amostras homogeneizadas e armazenadas na estufa, foi retirada a primeira amostra da estufa e conferida a temperatura antes da colocação do material dentro do cilindro metálico. Iniciou-se então a aplicação no número de golpes pré-determinados (125 por camada), enquanto, outra amostra de 1 kg tinha sua temperatura conferida e eventualmente ajustada;
- Após a compactação da primeira camada, efetuaram-se os ajustes necessários na trava metálica do compactador e repetiu-se o mesmo procedimento descrito anteriormente até a compactação da quarta e última camada.

A Figura 3.10: apresenta os CPs de 10 x 20 cm, 10 x 10 cm e 10 x 6,0 cm compactados e extraídos de seus respectivos moldes metálicos.



Figura 3.10: Corpos de prova extraídos após a compactação (Falcão, 2003).

### 3.5. ENSAIOS MECÂNICOS E DE PERMEABILIDADE

Com o intuito de melhor avaliar o comportamento mecânico e hidráulico das misturas estudadas, bem como obter os parâmetros de projeto a serem utilizados na fase de análise numérica, foram realizados ensaios de resistência à tração (RT), ensaios de desgaste cântabro, ensaios triaxiais, ensaios de permeabilidade e ensaios de fluência.

Falcão (2003, 2007) e Ramos (2007) realizaram estes mesmos ensaios para os agregados do tipo calcário, micaxisto e granito, excluindo os ensaios de fluência. Além dos ensaios de fluência para esses três tipos de agregados, foram realizados todos os ensaios acima citados para o agregado basalto. A Tabela 3.6 apresenta o quadro resumo dos ensaios realizados nesta pesquisa para cada tipo de agregado. Os itens a seguir descrevem os ensaios mecânicos e de permeabilidade realizados durante essa pesquisa.

Tabela 3.6: Resumo dos ensaios realizados.

Ensaio Realizado	Agregados	Tipo de Mistura	Teores de CAP Ensaíados	Número de CPs	Dimensões (cm)
Triaxial	Basalto	CBUQ	5,0 - 6,0 - 6,0 %	9	10 x 20
Permeabilidade	Basalto	CBUQ	5,0 - 6,0 - 6,0 %	15	10 x 10
RT Seco e Úmido	Basalto	CBUQ	5,0 - 6,0 - 6,0 %	18	10 x 6
Cântabro Seco e Úmido	Basalto	CBUQ	5,0 - 6,0 - 6,0 %	18	10 x 6
Fluência	Micaxisto	CBUQ	5,0 - 6,0 - 6,0 %	9	10 x 6
	Granito	CBUQ	5,0 - 6,0 - 6,0 %	9	10 x 6
	Calcário	CBUQ	5,0 - 6,0 - 6,0 %	9	10 x 6
	Basalto	CBUQ	5,0 - 6,0 - 6,0 %	9	10 x 6

### 3.5.1. ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

A importância da determinação da resistência à tração em misturas asfálticas aplicadas a estruturas hidráulicas, em particular nas barragens de enrocamento com face de concreto asfáltico, está no fato de que os carregamentos de campo irão impor às fibras inferiores da face asfáltica tensões de tração que devem ser compatíveis com a resistência da mesma. Com isso, as misturas devem possuir flexibilidade suficiente para suportar as solicitações do carregamento e resistência à tração adequada para evitar rupturas.

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) foi desenvolvido por Lobo Carneiro (1953), para determinação da resistência à tração de CPs de concreto-cimento, por solicitações estáticas. É um ensaio de ruptura, onde o CP é posicionado horizontalmente e é realizada a aplicação de uma força vertical ( $F$ ) no sentido diametral do CP até a sua ruptura (Figura 3.11). A carga aplicada induz um estado de compressão na direção vertical e de tração na direção horizontal do CP provocando a sua ruptura (Medina, 1997).

A resistência à tração do CP é calculada pela Equação 3.17, em função das características geométricas do corpo de prova e da máxima carga vertical aplicada diametralmente.

$$RT = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot h \cdot d} \quad (3.17)$$

onde:

$RT$  : resistência à tração do corpo de prova;  
 $F$ : carga vertical aplicada ao corpo de prova;  
 $h$ : altura do corpo de prova;  
 $d$ : diâmetro do corpo de prova.





Figura 3.11: Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER/CEFTRU – UnB). O procedimento de execução do ensaio de resistência à tração seguiu as recomendações da norma do DNER-ME 138/94 e é descrito a seguir:

- realizaram-se quatro medições de altura e três do diâmetro do CP em posições diferentes e tomou-se a média;
- deixou-se o CP na câmara de aquecimento ou sistema de refrigeração por um período de 2 horas, de modo a se obter a temperatura específica (25, 30, 45 ou 60° C);
- colocou-se o CP na posição horizontal sobre o prato inferior da prensa, ajustando-se dois frisos metálicos curvos ao longo das geratrizes de apoio superior e inferior;
- ajustaram-se os pratos da prensa dando ligeira compressão que segure o CP em posição;
- aplicou-se a carga progressivamente, à razão de  $0,8 \text{ mm/s} \pm 0,1 \text{ mm/s}$ , até que se dê a ruptura com a separação das duas metades do CP, segundo o plano diametral vertical;
- calculou-se o resultado de resistência à tração do CP pela Equação 3.17, sendo o resultado final a média dos três CPs moldados sob as mesmas condições.

A determinação da RT para as misturas de CBUQ denso foi realizada para as misturas asfálticas com o agregado basalto a uma temperatura de 25° C. Foram compactados seis CPs

cilíndricos com dimensões de 10 cm x 6 cm, para cada teor de ligante que compõe a faixa ótima estudada (5,0 - 5,5 - 6,0%), sendo que três são para a realização do ensaio a seco e três para o ensaio úmido, totalizando dezoito CPs. Nesse ensaio, a resistência a compressão aplicada ao corpo de prova pelo pistão é da ordem de três vezes o valor da resistência à tração.

### 3.5.2. ENSAIO DE DESGASTE CÂNTABRO

Esse ensaio analisava primariamente misturas asfálticas com elevadas percentagens de vazios, ou seja, os revestimentos drenantes, todavia, vem sendo empregado na avaliação de outros tipos de misturas asfálticas tais como o CBUQ. De uma forma geral esse procedimento avalia de maneira indireta a coesão (adesividade do par agregado - ligante), resistência à abrasão e a desagregação das misturas.

O referido ensaio é bastante similar ao ensaio de abrasão Los Angeles utilizado para determinar a resistência do agregado graúdo, porém utilizando o corpo de prova da mistura tipo Marshall sem as esferas de aço. Neste caso, o desgaste da mistura asfáltica por abrasão em porcentagem é dado pela Equação 3.18:

$$A = \frac{P - P'}{P} \quad (3.18)$$

onde:

A: desgaste da mistura asfáltica em porcentagem;

P: peso do corpo de prova antes do ensaio;

P': peso do corpo de prova depois do ensaio.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Engenharia Rodoviário (LER/CEFTRU – UnB). O procedimento de execução do ensaio de cântabro seguiu as recomendações da norma do DNER-ME 383/99 e é descrito a seguir:

- pesou-se o CP antes do ensaio (P);
- colocou-se o CP no tambor da máquina Los Angeles, previamente limpo e sem carga abrasiva;
- ligou-se a máquina que deve realizar 300 revoluções a uma velocidade de 30 a 33 rpm;
- completadas as 300 revoluções, retirou-se o CP do tambor e aferiu-se o peso (P');
- o desgaste por abrasão final é a média aritmética dos três ensaios realizados para um mesmo teor de ligante, sendo que os valores individuais não devem diferir de  $\pm 20\%$  do valor médio.

Uma vez que as misturas asfálticas analisadas na presente pesquisa foram idealizadas para aplicação como elemento de vedação em barragens e, conseqüentemente, estarão submersas durante quase toda a vida de projeto, foram realizados ensaios para a determinação do efeito degradante da água no comportamento mecânico das mesmas. Para o ensaio úmido, o CP é submerso num recipiente, onde a temperatura da água é controlada em torno de 60° C, por um período de 24 h. Após este período, a temperatura do Banho Maria é diminuída para 25° C, onde os CPs ficam por 2 h e, posteriormente, são ensaiados de acordo com as recomendações descritas anteriormente.

O tipo de condicionamento adotado no presente trabalho foi baseado em normas específicas para aplicações rodoviárias. Vale ressaltar que a temperatura de banho Maria (60° C) imposta na saturação dos CPs pode ser considerada exagerada se tratando de aplicações em barragens uma vez que as temperaturas médias dos reservatórios são da ordem de 30° C e dificilmente chegariam a este valor.

Com base nos resultados foi então calculado o percentual médio de desgaste cântabro para o grupo de CPs na condição seca e úmida e o percentual médio de perda entre o grupo na condição seca e úmida.

Os ensaios foram realizados para os três diferentes teores de ligante de acordo com a dosagem previamente executada para o agregado basalto. Para cada teor ensaiaram-se três CPs sendo valor de desgaste obtido pela média dos três valores. Assim, foram compactados seis CPs cilíndricos com dimensões de 10 cm x 6 cm, para cada teor de ligante que compõe a faixa ótima estudada, sendo que três são para a realização do ensaio a seco e três para o ensaio úmido, totalizando dezoito CPs.

### **3.5.3. ENSAIO TRIAXIAL**

Uma das possíveis aplicações das misturas densas de CBUQ é a sua aplicação como elemento impermeabilizante do núcleo central de barragens de enrocamento. Este tipo de aplicação de campo impõe à estrutura um estado triaxial de tensões, o que justifica a necessidade do conhecimento do comportamento mecânico das misturas, quando submetidos a tal carregamento.

Com o objetivo de avaliar o comportamento tensão-deformação e a resistência ao cisalhamento das misturas ensaiadas, foram realizados ensaios triaxiais confinados em misturas asfálticas com

agregados do tipo basalto para os três diferentes teores de ligante que compõem a faixa ótima (5,0 - 5,5 - 6,0%). Estes valores foram comparados com os resultados apresentados por Falcão (2003, 2007) e outros resultados obtidos na literatura (Strabag, 1990; Höeg, 1993; Weibiao & Höeg, 2002).

Como não há normas para a execução desse ensaio em misturas asfálticas, uma vez que os resultados encontrados para as misturas com o novo agregado estudado (basalto) foram comparados com os outros três tipos de misturas (calcário, granito e micaxisto), utilizou-se a mesma metodologia adotada por Falcão (2003, 2007). Os principais detalhes da metodologia adotada são descritos a seguir:

- os ensaios foram à compressão confinada convencional sendo executados à deformação controlada;
- a tensão confinante  $\sigma_3$  foi mantida constante, enquanto a tensão axial  $\sigma_1$  foi aumentada a uma taxa de 2%/h (0,067 mm/min). Três diferentes níveis de  $\sigma_3$  foram utilizados 250, 500 e 1000 kPa. Os níveis de tensões confinantes aplicados durante os ensaios estão dentro da faixa de valores adotados por Weibiao & Höeg (2002) e Höeg (1993). Sendo que estes níveis de tensão são considerados compatíveis com os encontrados em grandes barragens de terra ou enrocamento (Höeg, 1993);
- os ensaios foram realizados à temperatura ambiente (20 – 25° C);
- o registro de drenagem interna do CP foi mantido fechado durante as fases de aplicação da tensão confinante e na fase de cisalhamento, como em um ensaio do tipo CU realizado em solos;
- a fase de cisalhamento começou logo após a estabilização das leituras de variação volumétrica da fase de confinamento;
- optou-se por utilizar membranas membrana impermeabilizante de borracha nos CPs para a realização do ensaio, pois Höeg (1993) afirma que pode ocorrer um significativo aumento na permeabilidade da mistura, a partir de 80% de mobilização da tensão de ruptura, devido à abertura de fissuras no corpo de prova.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Ensaio Especiais de Furnas. A Figura 3.12 ilustra o procedimento de montagem e colocação da membrana. Foram compactados três CPs cilíndricos com dimensões de 10 cm x 20 cm, para cada teor de ligante que compõe a faixa ótima estudada, totalizando nove CPs. O procedimento de moldagem e a energia de compactação utilizada para a compactação dos CPs de 10 cm x 20 cm é detalhado no item 3.4.2.

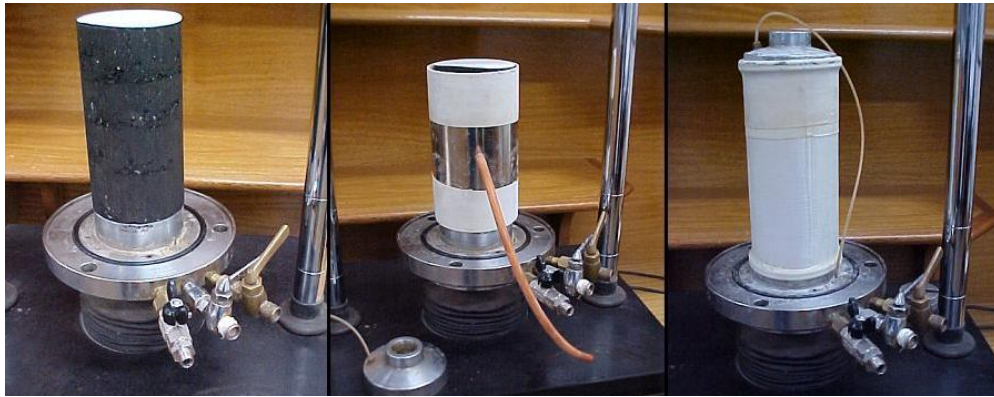


Figura 3.12: Procedimento de colocação da membrana impermeável (Falcão, 2003).

O equipamento utilizado é o mesmo das pesquisas de Falcão (2003, 2007). Sendo que a magnitude da tensão axial, a deformação axial e a deformação volumétrica foram calculadas com base nas medições das forças axiais, deslocamentos e variação de volume. Utilizou-se uma célula de carga com capacidade de 5000 kg para a medição da carga axial e um extensômetro com precisão de 0,01 mm para medição dos deslocamentos verticais.

Outra forma indireta de obtenção dos parâmetros mecânicos das misturas é a realização de ensaios de compressão simples e de resistência a tração por compressão diametral. Com o resultado desses ensaios são traçados os Círculos de Mohr na ruptura para cada situação, sendo que para o ensaio de compressão simples tem-se  $\sigma_1$  igual à resistência a compressão e  $\sigma_3$  igual a zero. Moraes et al. (2005) afirmam que no ensaio resistência a tração, de acordo com a teoria da elasticidade e com o critério de ruptura de Griffith, a tensão máxima de tração ( $\sigma_t$ ) é equivalente à resistência à tração uniaxial, e a tensão de compressão ( $\sigma_c$ ) apresenta um valor igual a três vezes o valor da tensão de tração. Com o auxílio de uma reta tangente a essas duas envoltórias pode-se mensurar o valor da coesão e do ângulo de atrito dessas misturas (Figura 3.13).

Esse procedimento foi realizado para a mistura de CBUQ que possui o agregado basalto nos três teores que compõem a faixa ótima estudada, sendo que para cada teor obteve-se valores específicos de coesão e ângulo de atrito. Os ensaios de resistência a tração foram realizados de acordo com os procedimentos descritos no item 3.5.1. Já os ensaios de compressão simples foram realizados com CPs não convencionais de 10x20 cm (os mesmos utilizados para os ensaios triaxiais) e rompidos na mesma prensa utilizada para os ensaios de RT. A resistência a compressão (RC) do CP é calculada pela Equação 3.19, em função das características geométricas do corpo de prova e da máxima carga vertical:

$$RC = \frac{F}{A} = \frac{4 \cdot F}{\pi \cdot d^2} \quad (3.19)$$

onde:

$RC$  : resistência a compressão simples do corpo de prova;

$F$ : carga vertical aplicada ao corpo de prova;

$h$ : altura do corpo de prova;

$d$ : diâmetro do corpo de prova.

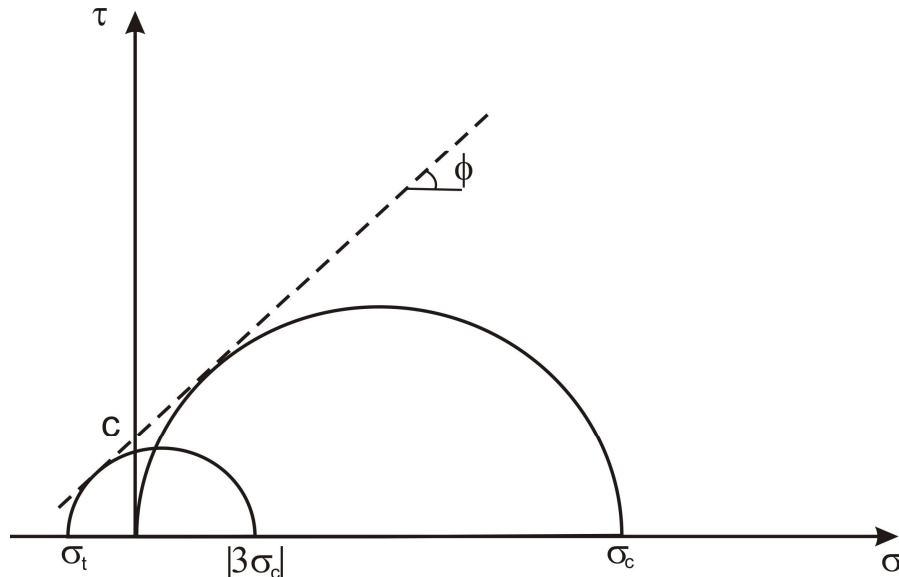


Figura 3.13: Forma convencional de obtenção dos parâmetros mecânicos.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Engenharia Rodoviário (LER/CEFTRU – UnB). Como não existem normas específicas para a realização do ensaio de compressão simples em misturas asfálticas, optou-se por realizar esses ensaios na mesma temperatura e velocidade do ensaio de resistência a tração (temperatura de 25° C e a uma velocidade do êmbolo de 0,8 mm/s ± 0,1 mm/s), uma vez que por se tratar de um material viscoelástico o comportamento da mistura asfáltica é fortemente influenciada pela temperatura e pela velocidade do carregamento. Foram compactados três CPs cilíndricos com dimensões de 10 x 20 cm, para cada teor de ligante que compõe a faixa ótima estudada (5,0 - 5,5 - 6,0%). Os valores médios obtidos a partir dos ensaios de resistência a tração e compressão simples foram os utilizados para a determinação dos parâmetros mecânicos da mistura.

#### 3.5.4. ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

A permeabilidade é uma das propriedades mais importantes em uma mistura asfáltica, quando aplicada como elemento impermeabilizante em estruturas hidráulicas. Conforme comentado no item 3.4 (Dosagem de Misturas), o critério adotado para a escolha dos possíveis teores de

aplicação foi baseado na análise do volume de vazios dos CPs para cada teor ensaiado, sendo o limite máximo de 3 % considerado como aquele desejado para que uma mistura seja considerada impermeável e potencialmente aplicável como uma estrutura de contenção hidráulica (Saxegaard, 2000; Höeg, 1993). Para as misturas densas de CBUQ o valor considerado como o limite máximo para o coeficiente de permeabilidade é da ordem de  $10^{-9}$  cm/s (Feiner et al, 1976; Visser et al., 1970).

Ensaio de permeabilidade foram realizados com a finalidade de obter os coeficientes de permeabilidade das misturas de CBUQ com o agregado basalto, para os mesmos teores de ligante utilizados na dosagem das misturas (5,0 - 5,5 - 6,0 - 6,5 - 7,0%). Esse procedimento visa verificar se a permeabilidade dos CPs com Vv inferiores a 3% é condizente com a restrição imposta pela literatura ( $k < 10^{-9}$  cm/s). Além disso, serve para verificar se CPs com Vv pouco superiores a 3% possuem uma permeabilidade inferior à máxima estabelecida, o que possibilitaria a inserção desses teores na faixa ótima que seria estudada pelos demais ensaios mecânicos.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Ensaio Especiais de Furnas. Sendo realizados para os cinco diferentes teores de ligante utilizados na dosagem da mistura com o agregados basalto. Foram compactados três CPs cilíndricos com dimensões de 10 x 10 cm, para cada teor de ligante que compõe a faixa ótima estudada, totalizando 15 CPs. O procedimento de moldagem e a energia de compactação utilizada para a compactação dos CPs de 10 x 10 cm é detalhado no item 3.4.2.

Da mesma forma que no ensaio triaxial, não existem normas para a execução do ensaio de permeabilidade em misturas asfálticas. Como o objetivo da pesquisa é analisar os resultados encontrados para as misturas de CBUQ com o agregado basalto, comparando-os com os outros três tipos de misturas (calcário, granito e micaxisto), utilizou-se a mesma metodologia adotada por Falcão (2003, 2007). O procedimento de ensaio é baseado na norma NBR 10786/89 (Concreto Endurecido – Determinação do coeficiente de permeabilidade – Método e Ensaio). Nessa metodologia a percolação de água pelo corpo de prova ocorre por meio da aplicação de carga suficiente para forçar a percolação do líquido pela superfície exposta do corpo de prova ensaiado.

O equipamento e materiais utilizados para execução deste ensaio estão detalhadamente descritos no procedimento interno de Furnas. A Figura 3.14 e a Figura 3.15 apresenta o

desenho esquemático e o permeâmetro utilizado, respectivamente. Maiores informações acerca dos detalhes do equipamento são fornecidos em Falcão (2003).

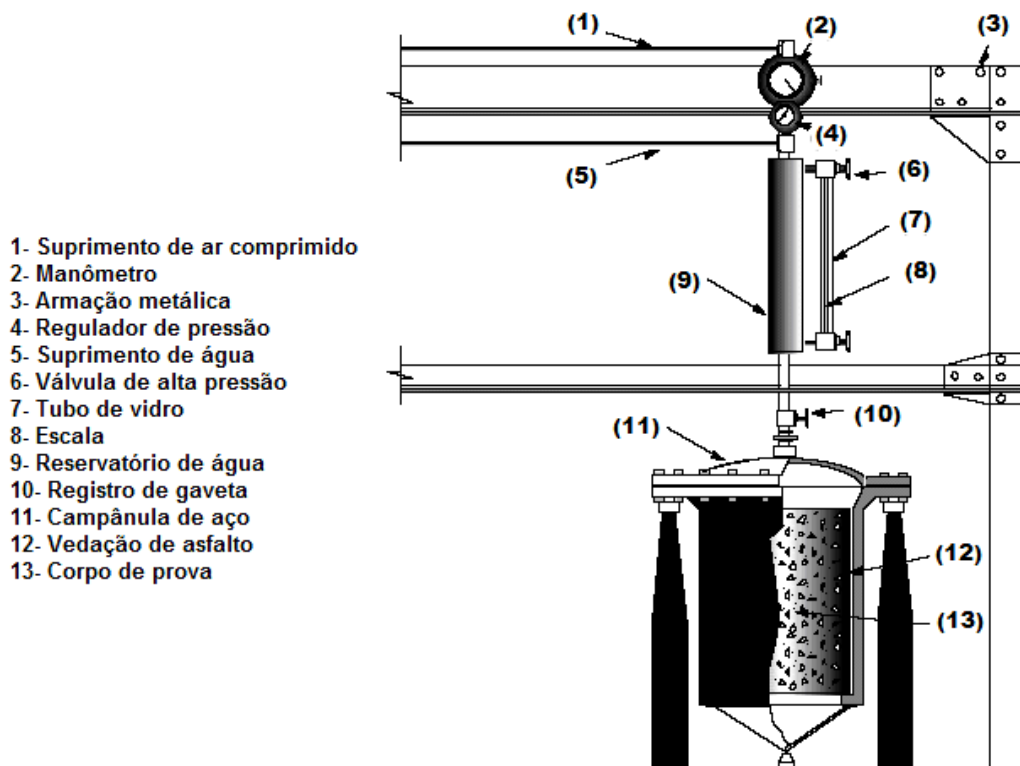


Figura 3.14: Desenho esquemático do permeâmetro utilizado (modificado- Falcão, 2003).



Figura 3.15: Permeâmetro do laboratório de concreto –Furnas (Falcão, 2003).

O cálculo do coeficiente de permeabilidade é realizado a partir da Equação 3.20. Sendo que para o cálculo da vazão de entrada, deve-se traçar o gráfico do tempo versus volume percolado onde  $Q$  será o coeficiente angular da reta traçada a partir da estabilização do fluxo



de percolação. Falcão (2003, 2007) adotou o valor angular correspondente à reta tangente no tempo de 400 h de ensaio. Para o cálculo de  $h$  utilizou-se a Equação 3.21.

$$k = \frac{Q \times L}{A_b \times h} \quad (3.20)$$

onde:

$k$ : Coeficiente de permeabilidade;

$Q$ : Vazão de entrada;

$L$ : Altura do corpo de prova;

$A_b$ : Área da face do corpo de prova;

$h$ : Altura da coluna de água correspondente à pressão.

$$h = \frac{p}{\gamma} \quad (3.21)$$

onde:

$p$  = Pressão aplicada no ensaio;

$\gamma$  = Peso específico da água.

O procedimento padrão para a realização de ensaios de permeabilidade prevê aplicação de pressões de 210 kPa para corpos de prova de concreto convencional e 70 kPa para corpos de prova de concreto compactado com rolo (CCR). Pressões entre 150 e 210 kPa foram sugeridas por especialistas da construtora alemã Strabag AG como sendo adequadas para realização de ensaios em corpos de prova de CBUQ. Entretanto, Falcão (2003) verificou que pressões desta magnitude geravam percolação excessiva nos corpos de prova e, conseqüentemente, os intervalos de reabastecimento e tempo de coleta de leituras se tornaram muito pequenos tornando, assim, o procedimento do ensaio inviável. Desta forma, a pressão adotada para execução dos ensaios nas misturas foi de 50 kPa, sendo este o valor inicial utilizado para todos os ensaios realizados.

### 3.5.5. ENSAIO DE FLUÊNCIA

O ensaio de fluência tem como objetivo analisar as deformações viscoelásticas de misturas asfálticas, proporcionando uma análise comparativa em termos de resistência mecânica à deformação permanente para diferentes misturas asfálticas.

Este tipo de ensaio simula o comportamento dos corpos quando submetidos à ação de uma carga constante ao longo do tempo. Para materiais perfeitamente elásticos, espera-se que, logo que a carga seja aplicada atinja-se um patamar máximo de deformação, e nele permaneça até

que a carga seja aliviada. Quando ocorre o alívio, o patamar imediatamente se anula, não apresentando deformações residuais.

Porém, o comportamento do material asfáltico não pode ser entendido de maneira satisfatória pela teoria da elasticidade. Considerando-os conforme a teoria da viscoelasticidade, tem-se um comportamento mais próximo da realidade. Os corpos de prova de natureza viscoelástica, ao serem submetidos ao carregamento, sofreriam grandes deformações nos momentos iniciais. Para o descarregamento o princípio é o mesmo, a taxa de recuperação é muito alta nos instantes iniciais, e torna-se cada vez menor com o tempo. Contudo, a recuperação não é total, mantendo-se uma deformação permanente residual.

O ensaio de fluência pode ser realizado de forma estática ou dinâmica. Nessa pesquisa foram realizados ensaios de fluência estática para todos os tipos de misturas estudadas com os diversos tipos de agregados (basalto, calcário, granito, gnaisse e micaxisto). A condição estática foi escolhida, pois essa representa mais fielmente as condições de carregamento encontradas em campo. No ensaio de fluência estática a carga aplicada é mantida constante e medem-se as deformações que ocorrem no corpo de prova.

Conforme comentado anteriormente, a primeira estrutura a ser construída no país com a tecnologia de aplicação de materiais asfálticos como elemento impermeabilizante é a barragem de UHE Foz do Chapecó. Optou-se então por simular o comportamento do seu núcleo asfáltico quanto a fluência. Os ensaios foram realizados para todos os quatro tipos de misturas asfálticas estudadas (calcário, basalto, granito e micaxisto) e simulando um ponto na base de um núcleo asfáltico com aproximadamente 50 m de altura, valor este bastante próxima a da barragem da UHE Foz do Chapecó. A escolha do ponto na base do núcleo é justificada por ser esse o ponto que sofre um maior carregamento e, conseqüentemente, as maiores deformações. A carga aplicada aos CPs ensaiados foi de 700 kPa e foi calculada considerando um peso específico da mistura asfáltica de  $22\text{kN/m}^3$  e coeficiente  $K_0 = 0,5$  para ambas as direções para se obter a tensão normal média.

Vale lembrar que as misturas asfálticas geralmente apresentam comportamento viscoelástico não-linear para cargas elevadas. Com isso, em muitos estudos opta-se por realizar os ensaios laboratoriais com pequenas cargas, de modo a aproximar o comportamento da mistura ao comportamento viscoelástico linear assumido. Porém, nesse trabalho optou-se por realizar o

ensaio com o carregamento de 700 kPa, pois essa é a carga a qual o material estará submetido em campo.

A metodologia ideal para a realização desse ensaio seria se o corpo de prova estivesse confinado, como ocorre com o material asfáltico do núcleo em campo. Porém, devido a limitações de ordem técnica o ensaio foi realizado de forma não confinada. Dessa forma, os resultados obtidos nos ensaios de fluência estática não confinada realizados nessa pesquisa, não podem ser utilizados para o cálculo das reais deformações que ocorrem em campo. Os resultados aqui encontrados servirão para avaliar de forma qualitativa e não quantitativa o desempenho das misturas de CBUQ no que se refere ao fenômeno da fluência para os diferentes tipos de agregados utilizados.

O procedimento de ensaio segue a norma NCHRP Appendix C (*Static fluência e flow time*) e é descrito resumidamente a seguir. Muitas vezes, observa-se uma considerável variabilidade nos resultados dos ensaios de fluência para uma mesma mistura, com mesma granulometria e mesmo teor de ligante, realizados a uma mesma temperatura (Sá, 1996). Uma das principais causas dessa variabilidade deve-se ao fato da difícil obtenção de corpos de prova com um perfeito paralelismo entre suas faces. Com isso, o passo inicial para a realização do ensaio é a verificação do paralelismo entre as faces do corpo de prova que é de extrema importância para que ocorra uma boa repetibilidade nos ensaios. Esse paralelismo é verificado com o auxílio de níveis de bolha que são posicionados de diversas formas para que seja garantido o paralelismo satisfatório entre as faces. Caso isso não ocorra, deve-se proceder a uniformização das mesmas com o auxílio de uma lixadeira elétrica.

Outro fator de grande importância para o sucesso do experimento é o controle da temperatura na sala de ensaio. Optou-se pela realização do ensaio a uma temperatura de 25° C que foi garantida com a climatização da sala de ensaios. O equipamento utilizado possui um CP teste em que foram instalados dispositivos de medição de temperatura interno e externo que fornecem ao longo de todo o ensaio a temperatura no CP. Somente é iniciada a realização dos ensaios quando se verifica que a temperatura interna e externa dos CPs a serem ensaiados está de acordo com a temperatura requerida, admitindo-se uma variação de apenas 0,5°C para mais ou para menos.

Estando na temperatura ideal, os corpos de prova são colocados na prensa (Figura 3.16). Os deslocamentos verticais são medidos a partir de dois LVDTs posicionados na face superior do

CP (Figura 3.17). Após a colocação e ajuste do CP na prensa de ensaio procede-se o ajuste manual da célula de carga no conjunto a ser ensaiado.



Figura 3.16 Prensa utilizada para realização do ensaio de fluência estática.



Figura 3.17 Detalhe do posicionamento do pistão e dos LVDTs no corpo de prova.

O próximo passo antes do início da realização do ensaio é fornecer as informações que o programa de aquisição de dados e de controle da prensa necessitam. Devem-se informar as dimensões do CP (altura e diâmetro), o tipo de norma a ser utilizada e as condições de realização do ensaio. A norma utilizada sugere a aplicação de uma pré-carga de no mínimo 5% da carga a ser utilizada no ensaio. Optou-se por uma pré-carga de 50 kPa e foi aplicada ao CP por 10 min. Após isso, o ensaio é iniciado e o equipamento aplica a carga de ensaio, 700 kPa.

Quando o ensaio atinge o tempo de 4 h o ensaio é finalizado. O programa de aquisição de dados fornece ao longo de todo ensaio várias informações como o módulo de fluência, além das deformações uniaxiais. Ao final do ensaio de fluência estática, têm-se os valores de deformações uniaxiais obtidas em função do tempo de aplicação da carga. Dividindo-se as deformações pela tensão constante aplicada, obtém-se a função de fluência. Com esses valores é possível realizar inúmeras análises a partir da utilização de algum dos inúmeros modelos de comportamento viscoelásticos.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER/CEFTRU – UnB). Foram compactados três CPs cilíndricos com dimensões de 10 cm x 6 cm, para cada teor de ligante que compõe a faixa ótima estudada em cada tipo de mistura com os quatro tipos de agregados estudados.

---

# *Capítulo 4*

---

## *Apresentação e Análise dos Resultados*

### **4.1. INTRODUÇÃO**

Neste capítulo, será feita a apresentação e a análise dos resultados dos ensaios realizados nessa pesquisa. São eles: ensaios de caracterização dos materiais, de dosagem Marshall, de resistência à tração, de desgaste cântabro, de permeabilidade, de fluência e triaxiais. Todos esses ensaios foram realizados de acordo com as metodologias e procedimentos descritos no Capítulo 3.

Para uma melhor organização, decidiu-se dividir esse capítulo em quatro grandes blocos. O primeiro trata dos ensaios de caracterização dos agregados e do ligante (CAP) que compõem a mistura de CBUQ estudada. O segundo que aborda a dosagem Marshall da mistura. A terceira que versa sobre os ensaios mecânicos. Finalmente, a quarta que comenta sobre os ensaios de fluência estática, triaxial e de permeabilidade.

Em todas as etapas, além de serem apresentados os resultados dos ensaios realizados para misturas de CBUQ que utilizam como agregado o basalto, também se fez uma comparação dessa mistura com as estudadas por Falcão (2003, 2007), Ramos (2007) e com outros dados encontrados na literatura especializada.

### **4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS**

Conforme já comentado, neste trabalho foram complementadas as pesquisas iniciadas por Falcão (2003 e 2007). Para isso, foram estudados os mesmos agregados utilizados nessas pesquisas (granito, micaxisto e calcário) e outro novo agregado, o basalto. Os agregados do

tipo calcário, granito e micaxisto já foram caracterizados nas pesquisas anteriores, porém optou-se por uma nova caracterização dos mesmos. O ligante asfáltico (CAP) também foi caracterizado novamente, pois mesmo sendo do mesmo tipo utilizado nas outras pesquisas (CAP 50/70), o fornecedor/distribuidor dessa pesquisa é diferente.

#### 4.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE

A Tabela 4.1 apresenta um quadro resumo com os resultados dos ensaios de caracterização do CAP 50/70 e dos limites impostos pela norma DNIT- EM 095/06 (Cimentos asfálticos de petróleo - Especificação de material), que fixa as características exigidas para cimentos asfálticos de petróleo. Nota-se que todos os resultados enquadram-se dentro das restrições impostas pela norma DNIT- EM 095/2006. Vale observar que os resultados de caracterização do CAP utilizado por Falcão (2003 e 2007) são bastante próximos aos obtidos para o CAP usado nessa pesquisa, o que possibilita dizer que não haverá nenhuma influência significativa nos resultados dos ensaios mecânicos e hidráulicos em virtude dos diferentes lotes de CAP utilizados.

Tabela 4.1: Resultado dos ensaios de caracterização do ligante CAP 50/70.

Ensaio	Método	Restrições DNIT EM 095/06		Resultados
Densidade	DNER ME 009/98	-----		1,007 g/cm <sup>3</sup>
Viscosidade Saybolt-Furol	DNER ME 004/94	a 135° C	mín. 141 sSF	174 sSF
		a 150° C	mín. 40 sSF	94 sSF
		a 177° C	30-150 sSF	40 sSF
Penetração (100 g, 5 s, 25° C)	DNER ME 003/99	50 a 70 mm		51 mm
Ductilidade (25° C, 5 cm/min)	DNER ME 163/98	60 cm (mínimo)		> 100 cm
Recuperação Elástica 20 cm, 25° C, 5 cm/min)	DNER ME 382/99	-----		9,8 %
Índice de Susceptibilidade Térmica (IST)	DNIT EM 095/06	1,5 a 0,7		1,4
Ponto de Amolecimento	DNER ME 247/98	mínimo 46° C		49,8° C

#### 4.2.2. CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

Na ausência de normas com restrições específicas que regem o uso de materiais em estruturas hidráulicas, os ensaios realizados para a caracterização dos agregados minerais e do CAP, foram baseados normas do DNIT, ex-DNER. Conforme observado por Falcão (2003), a maioria desses ensaios são normatizados para a aplicação rodoviária e, com isso, os limites de

restrição preconizados por estas normas devem ser analisados com certa flexibilidade, uma vez que a situação de carregamento e a exposição às intempéries, para a aplicação da mistura asfáltica em barragens, são diferentes das encontradas em rodovias e em outras aplicações civis. A Tabela 4.2 apresenta os resultados dos ensaios realizados nos agregados estudados.

Tabela 4.2: Resultado dos ensaios de caracterização dos agregados.

Ensaio	Método	Agregado			
		Basalto	Calcário	Granito	Micaxisto
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	DNER ME 081/98	2,70	2,69	2,67	2,78
Absorção (%)	DNER ME 081/98	1,2	1,8	0,6	0,9
Adesividade	DNER ME 078/94	Satisfatório	Insatisfatório	Insatisfatório	Satisfatório
Abrasão Los Angeles * (%)	DNER ME 035/98	16,4	15,6	43,8	21,9
Perda ao Choque (%)	DNER ME 399/99	30	27	47	35
Índice de Forma	DNER ME 086/98	0,6	0,5	0,6	0,7
Equivalente de areia (%)	DNER ME 054/97	62	53	56	59

\* Graduação “B” - DNER ME 35/98

O valor de massa específica obtido para todos os agregados está de acordo com os valores comumente encontrados na literatura. No que se refere à absorção, o agregado calcário é que apresenta uma maior absorção em relação aos demais. Esse valor elevado de absorção é compatível com os de rochas carbonáticas de acordo com a literatura especializada, porém são superiores aos valores observados para rochas graníticas. O conhecimento destas características é importante, pois, se por um lado uma elevada porosidade e absorção podem gerar um maior consumo de ligante, tornando a mistura mais cara, por outro lado ela pode propiciar uma melhor penetração do ligante no agregado o que aumenta em parte a sua adesividade.

A adesividade foi classificada como satisfatória para os agregados do tipo micaxisto e basalto. Já para os agregados do tipo granito e calcário tal propriedade foi classificada como insatisfatória, uma vez que ao longo do período do ensaio observou-se o deslocamento visual da película de ligante asfáltico que recobre o agregado. Nos ensaios realizados por Falcão (2003 e 2007) a adesividade do granito e do calcário também foram caracterizadas como insatisfatórias.

Os resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles para os quatro agregados ensaiados apresentaram-se dentro da faixa de tolerância estabelecida pela norma DNER ME 035/98, inferior a 50% para que o agregado possa ser utilizado em camada de revestimento. Ainda em relação ao ensaio de Abrasão, pode-se observar que o agregado calcário apresentou o menor desgaste dentre os agregados analisados.



Para os ensaios de perda ao choque as normas rodoviárias não apresentam nenhuma restrição. Os resultados para os ensaios de índice de forma atendem às especificações impostas pela norma DNIT ES-031, que estabelecem um valor mínimo de 0,5 para aplicação desses agregados em misturas de CBUQ. No que se refere ao ensaio de equivalente de areia, os resultados obtidos permitem concluir que todos os agregados atendem às especificações de serviços do DNIT ( $EA \geq 50\%$ ), para serem utilizados em camadas de sub-base, base e até revestimento asfáltico.

### 4.3. DOSAGEM MARSHALL DAS MISTURAS

Neste tópico, primeiramente foram abordados os resultados dos ensaios de dosagem realizados para misturas de CBUQ que utiliza como agregado o basalto e, numa segunda etapa, fez-se uma comparação dessa mistura com as estudadas por Falcão (2003, 2007).

#### 4.3.1. DOSAGEM DA MISTURA DE CBUQ COM AGREGADO BASALTO

A Tabela 4.3 apresenta os valores médios de volume de vazios ( $V_v$ ) e outros parâmetros físicos obtidos da dosagem Marshall realizada para a mistura de CBUQ com o agregado basalto. Observando os resultados, verifica-se que a relação entre o  $V_v$  e o teor de ligante apresentou uma tendência esperada, uma vez que o valor do  $V_v$  tende a diminuir com o aumento do teor de ligante. Para os teores de 6,5 e 7,0 % as misturas já davam indícios visuais de exsudação.

Tabela 4.3: Volume de Vazios *versus* Teor de Ligante.

<b>Teor de ligante (%)</b>	<b>5,0</b>	<b>5,5</b>	<b>6,0</b>	<b>6,5</b>	<b>7,0</b>
<b>V<sub>v</sub> (%)</b>	3,0	2,9	2,7	2,4	2,0
<b>VAM (%)</b>	15,8	16,2	16,9	17,7	18,4
<b>RBV (%)</b>	78,7	80,5	83,6	86,5	89,0

Sabe-se que a diminuição da permeabilidade está relacionada com a redução do volume de vazios da mistura com aumento do teor de ligante. Porém, este aumento altera as propriedades mecânicas da mesma, na maioria das vezes, ocasionando uma perda de estabilidade e um aumento da fluência. Desta forma, a relação entre as características hidráulicas e mecânicas da mistura deve ser ponderada de modo a obter compatibilidade entre a solicitação a que a mistura estará sujeita e as propriedades físicas da mesma.

A Figura 4.1 apresenta a dispersão e média dos valores de volume de vazios para a mistura de CBUQ dosada. Quanto aos resultados obtidos, nota-se que os valores de Vv apresentaram em média uma relação decrescente com o aumento do teor de ligante na mistura e que todos os teores de CAP apresentam volumes de vazios inferiores a 3%. Este é o valor máximo indicado por Höeg (1993) para a obtenção de uma mistura com coeficiente de permeabilidade adequado para aplicações hidráulicas ( $k < 10^{-9}$  cm/s).

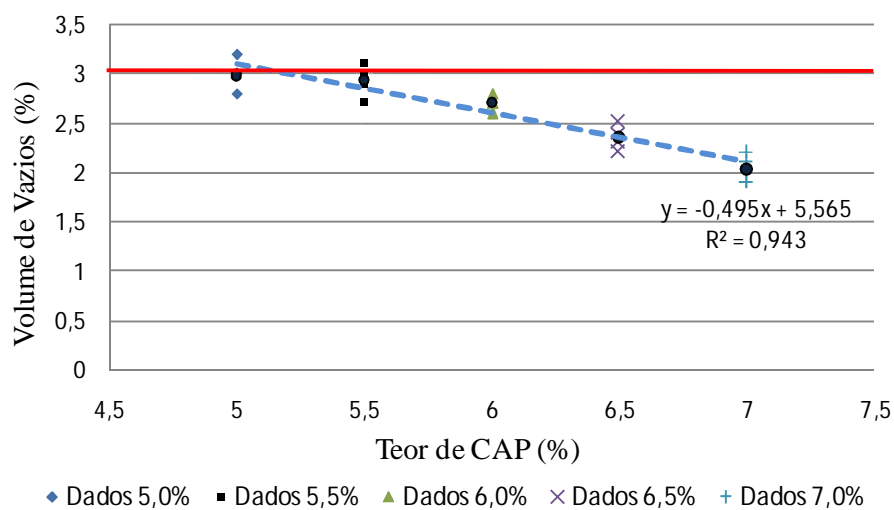


Figura 4.1: Vv versus teor de ligante- mistura com agregado basalto.

Para os ensaios mecânicos, optou-se por estudar as misturas com 5,0 %, 5,5 % e 6,0 %, uma vez que tais valores já fornecem o Vv máximo requerido e pelo fato de que as misturas com um teor de ligante de 6,5 e 7,0% já davam indícios visuais de exsudação. Os valores médios do volume de vazios de todas as misturas ensaiadas estão abaixo dos exigidos pela literatura para misturas asfálticas cuja finalidade é a aplicação rodoviária.

Para verificar se a permeabilidade dos CPs com Vv inferiores a 3 % é condizente com a restrição imposta pela literatura ( $k < 10^{-9}$  cm/s), realizou-se o ensaio de permeabilidade para os mesmos teores de ligante utilizados na dosagem das misturas (5,0 - 5,5 - 6,0 - 6,5 - 7,0 %).

Os resultados de estabilidade Marshall são apresentados na Figura 4.2. Os valores de estabilidade da mistura tendem a diminuir com o aumento do teor de ligante. Tal fato é explicado uma vez que com o aumento da quantidade de CAP da mistura, além de um certo teor ótimo, o seu comportamento passa a ser mais dependente das características do ligante, ocasionando uma lubrificação excessiva dos grãos e, conseqüentemente, uma queda na resistência da mistura. Quanto aos resultados obtidos, nota-se uma pequena dispersão nos valores do ensaio de estabilidade, sendo que estes valores apresentaram em média uma

relação linear decrescente com o aumento do teor de ligante na mistura. Os valores apresentados para todas as misturas estão acima do mínimo exigido pela norma DNER-ME 043 para misturas asfálticas para aplicação rodoviária, que é 3,5 kN.

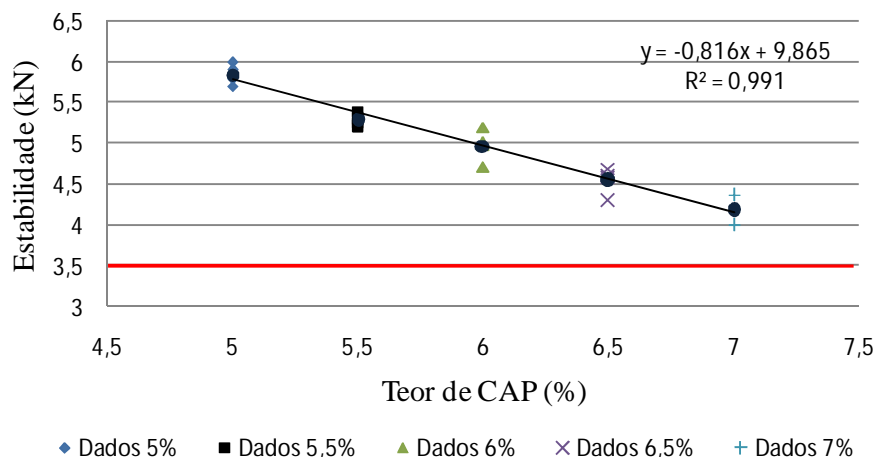


Figura 4.2: Estabilidade *versus* teor de CAP- mistura com agregado basalto.

A Figura 4.3 apresenta os resultados dos ensaios de fluência Marshall. A fluência Marshall é definida como a deformação total apresentada pelo CP, desde a aplicação da carga inicial nula até a carga máxima, expressa em 0,25 mm. Verifica-se que o valor de fluência medida durante o ensaio tende a aumentar com o aumento do teor de ligante. Esta tendência é bastante intuitiva, uma vez que o ligante é um material de comportamento viscoso e o aumento do seu percentual na mistura faz com que o material apresente maiores deformações na ruptura com o aumento de ligante.

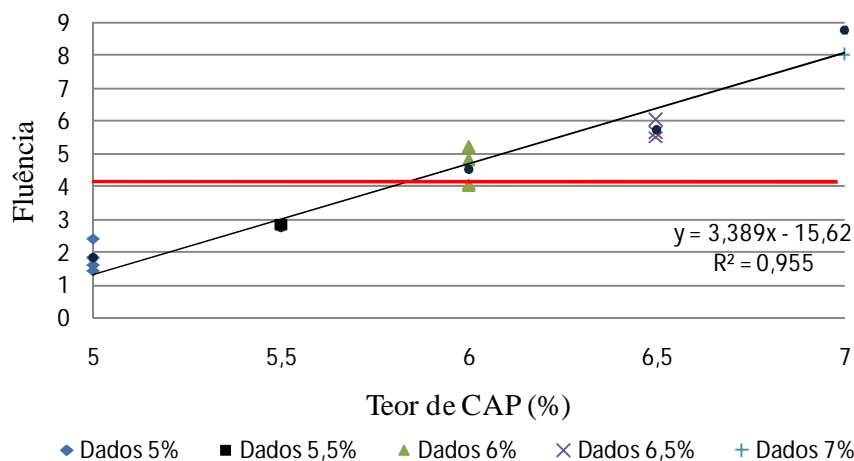


Figura 4.3: Fluência *versus* teor de CAP- mistura com agregado basalto.

Nota-se que a maior parte dos valores de fluência está fora dos limites estabelecidos pela norma DNER-ME 043, principalmente para as misturas com teores de ligante acima de 6,0%.

Entretanto, este resultado de fluência Marshall não pode ser isoladamente um fator que condene a aplicação desta mistura nos teores ensaiados em obras hidráulicas.

A Figura 4.4 apresenta uma comparação entre o comportamento da estabilidade e da fluência Marshall em relação ao teor de ligante na mistura. Como descrito anteriormente, a Figura 4.4 mostra que a estabilidade tende a diminuir enquanto que a fluência tende a aumentar com o aumento do teor de ligante na mistura. Isto mostra que estas características, estabilidade e fluência, apresentam um comportamento distinto quando é adicionado um maior teor de ligante na mistura.

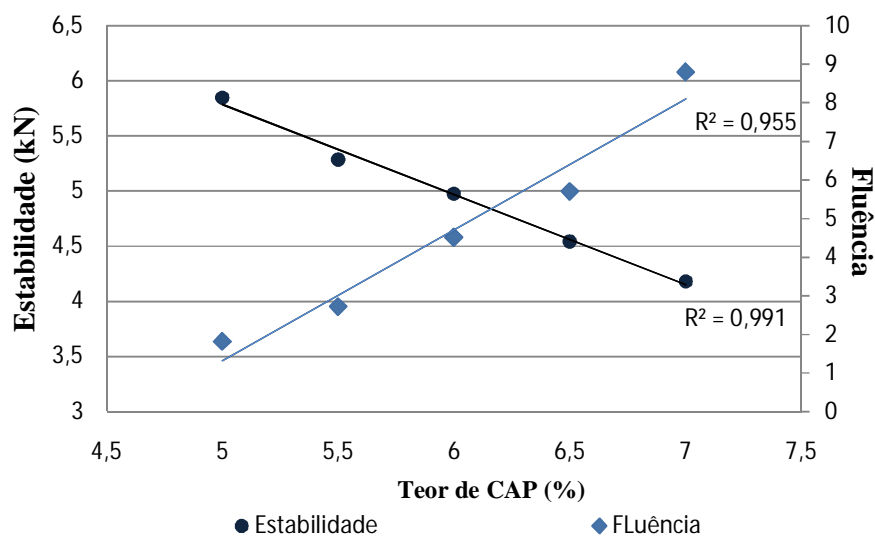


Figura 4.4: Estabilidade e fluência *versus* teor de CAP- mistura com agregado basalto.

Conforme comentado anteriormente, vale lembrar que os resultados obtidos nesses ensaios não foram utilizados para definir se a mistura se enquadrava ou não na faixa ótima a ser estudada, sendo seus resultados meramente indicadores preliminares do comportamento mecânico dessas misturas nos diversos teores de ligante utilizados.

### 4.3.2. COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS DE DOSAGEM

A Tabela 4.4 e a Figura 4.5 apresentam os valores médios de volume de vazios das quatro misturas já estudadas em pesquisas realizadas no país. A dosagem da mistura foi realizada empregando-se a metodologia Marshall, seguindo as recomendações da norma rodoviária DNER ME 043/95 (Dosagem de Misturas Betuminosas a Quente - Método Marshall) no que diz respeito a energia de compactação das misturas e as temperaturas de compactação dos ligantes e agregados.

Tabela 4.4: Teor de ligante *versus* volume de vazios médio.

AGREGADO	TEOR DE LIGANTE (%)						
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
Vv Médio (%) Micaxisto (Falcão, 2003)	-	-	3,0	2,0	1,7	1,3	-
Vv Médio (%) Granito (Falcão, 2007)	4,9	3,2	2,1	1,4	1,3	1,3	-
Vv Médio (%) Calcário (Ramos, 2007)	4,0	3,4	1,9	1,4	1,3	-	-
VV Médio(%) Basalto	-	-	3,0	2,9	2,7	2,4	2,0

Como era de se esperar, o comportamento da mistura de CBUQ que utiliza o agregado basalto apresenta a mesma tendência que as misturas com agregado micaxisto (Falcão, 2003), com o agregado calcário (Ramos, 2007) e com agregado granito (Falcão, 2007), que é uma diminuição do valor de volume de vazios com o aumento do teor de ligante.

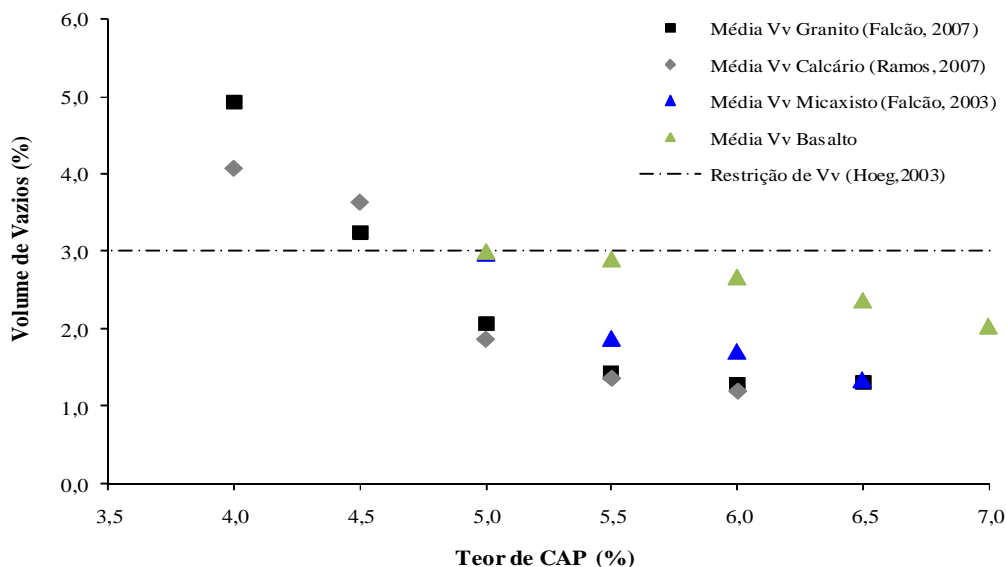


Figura 4.5: Comparação das diferentes misturas - Vv versus teor de ligante.

Analisando a Figura 4.5, observa-se mais claramente que todas as misturas com teor de ligante superior a 5,0% apresentavam valores de Vv inferiores ou bem próximos ao máximo exigido para aplicações hidráulicas, que segundo Höeg (1993) é da ordem 3% . As misturas com o agregado granito e o calcário são as mais susceptíveis a pequenas variações no Vv em função do teor de ligante na mistura, enquanto que as misturas com o agregado basalto mostram-se menos influenciadas por pequenas variações de quantidade de ligante.

É importante observar que apesar de várias recomendações de publicações estrangeiras sobre o valor restritivo do Vv inferior a 3%, ensaios de permeabilidade realizados por Falcão (2003) para misturas de CBUQ com o agregado micaxisto mostrou misturas com valores em torno de

3,5% de Vv também forneceram coeficientes de permeabilidade compatíveis com o mínimo sugerido para aplicação em estruturas hidráulicas ( $k < 10^{-9}$  cm/s).

A Figura 4.6 apresenta os resultados de estabilidade Marshall para as misturas já estudadas. Observa-se que a tendência intuitiva da diminuição da estabilidade da mistura com o aumento do teor de ligante ocorre em todas as misturas. Segundo Falcão (2007), este fato ocorre, pois à medida que se aumenta a quantidade de ligante da mistura além de certo teor ótimo, o seu comportamento passa a ser mais dependente das características do ligante e, portanto, a resistência da mistura diminui para as condições de ensaio.

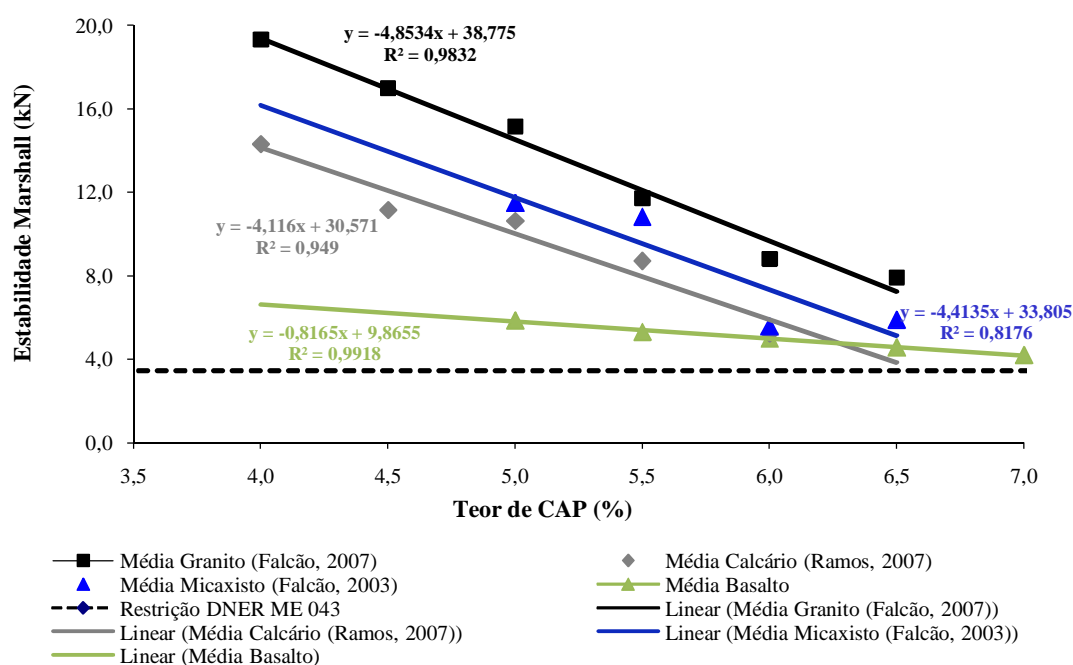


Figura 4.6: Comparação das diferentes misturas- Estabilidade Marshall versus teor de ligante.

Assim como ocorre com o volume de vazios, as misturas com o agregado granito são as mais susceptíveis a pequenas variações na estabilidade em função do teor de ligante na mistura, enquanto que as misturas com o agregado basalto mostram-se menos influenciadas por pequenas variações de quantidade de ligante. Todos os valores apresentados para misturas estão acima do mínimo de 350 kgf (3,43 kN) exigido pela norma DNER-ME 043/95 (DNER, 1995) para misturas asfálticas para aplicação rodoviária com alto volume de tráfego. Os melhores resultados em termos de estabilidade Marshall foram registrados para a mistura com granito, seguidos pela mistura com micaxisto, calcário e basalto, sendo que esta última apresentou os piores resultados.

Os resultados dos ensaios de fluência Marshall são apresentados na Figura 4.7. Da mesma forma que para os resultados de estabilidade, os resultados de fluência também seguiram a tendência usual que é o aumento da fluência com o aumento do teor de ligante. Falcão (2007) comenta que sendo o ligante um material de comportamento viscoso, o aumento do seu percentual na mistura deve fazer com que o material apresente um comportamento mais deformável.

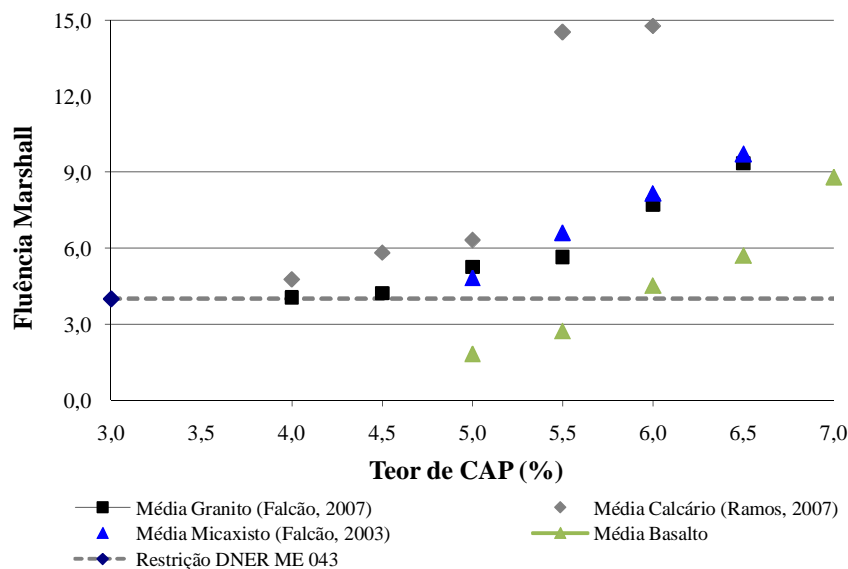


Figura 4.7: Comparação das diferentes misturas - Fluência Marshall versus teor de ligante.

Os resultados mostram que as misturas com agregado granito e micaxisto possuem um comportamento bem parecido. A mistura com o agregado basalto é a que se apresentou mais estável. Já a mistura com agregado calcário mostrou ser a mais deformável e também bastante influenciada pelo aumento do teor de ligante da mistura. Isto pode ser atribuído a uma maior absorção de ligante pelo agregado desta mistura, já que este agregado apresentou valores no ensaio de absorção de água bem superiores aos demais agregados. Vale observar que para as misturas com o agregado basalto, granito e calcário estas tendências se mantêm qualitativamente nos ensaios mecânicos mais rigorosos como o ensaio de fluência estática. Somente a mistura com o agregado micaxisto não segue essa tendência uma vez que apresentou resultados bem mais satisfatórios para os ensaios triaxiais realizados por Falcão (2003) e os de fluência estática realizados na presente pesquisa.

Todas as misturas ensaiadas apresentaram valores de fluência superiores ao limite pela norma DNER-ME 043/95. Tal fato era esperado, uma vez que a quantidade de ligante asfáltico na mistura é bem elevada o que torna a mesma mais deformável. Porém, esses valores não são fatores proibitivos à utilização dessas misturas, uma vez que o estudo aqui realizado é para a utilização em estruturas hidráulicas. Ensaio mais específicos de fluência estática foram realizados e serão mostrados mais adiante.

#### **4.4. ENSAIOS MECÂNICOS DE RT E DESGASTE CÂNTABRO**

Este tópico apresenta e analisada os resultados dos ensaios mecânicos realizados na mistura de CBUQ de basalto, confrontando os resultados obtidos com dados encontrados pelos ensaios realizados em pesquisas anteriores.

Os ensaios aqui apresentados são: ensaio de resistência à tração e ensaio de desgaste cântabro. O efeito da água sobre a durabilidade da mistura de CBUQ foi avaliado realizando-se ensaios de resistência à tração por compressão diametral e desgaste cântabro em condições seca e úmida.

##### **4.4.1. ENSAIO DE RESISTÊNCIA A TRAÇÃO**

Foram realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral para mistura de CBUQ com o agregado basalto com teores de CAP que compõem a faixa ótima estudada na pesquisa (5,0 %, 5,5 % e 6,0 %). O ensaio foi feito de acordo com a DNER-ME 138/94 a uma velocidade de movimentação do pistão da prensa de  $0,8 \pm 0,1$  mm/s.

A Figura 4.8 apresenta o resumo dos valores de RT seco e úmido para as misturas em estudo. Para a condição seca, observa-se que somente o resultado da mistura com 5,0% de ligante está acima do mínimo exigido pela norma DNER-ES 385/1999, que estipula um valor mínimo de 0,68 MPa para a resistência à tração de misturas densas. Já para a condição úmida, verifica-se que nenhum dos valores obtidos satisfaz as restrições impostas pela norma supracitada.

A respeito dos resultados de RT, observa-se uma diminuição do valor de RT com o aumento do teor de ligante, sendo que esta variação foi de aproximadamente 18% e 30%, comparando-se os valores obtidos para os teores de 5,0% e 6,0%, nas condições seca e úmida, respectivamente. Este comportamento pode ser justificado uma vez que após certo valor



ótimo, a quantidade de ligante adicionado à mistura faz com que a sua função inicial que é de dar uma maior adesão entre a matriz pétreia seja alterada. Ou seja, uma quantidade maior que a necessária de ligante faz com que comportamento da mistura seja mais dependente das características do ligante e, conseqüentemente, a resistência da mesma mistura diminui.

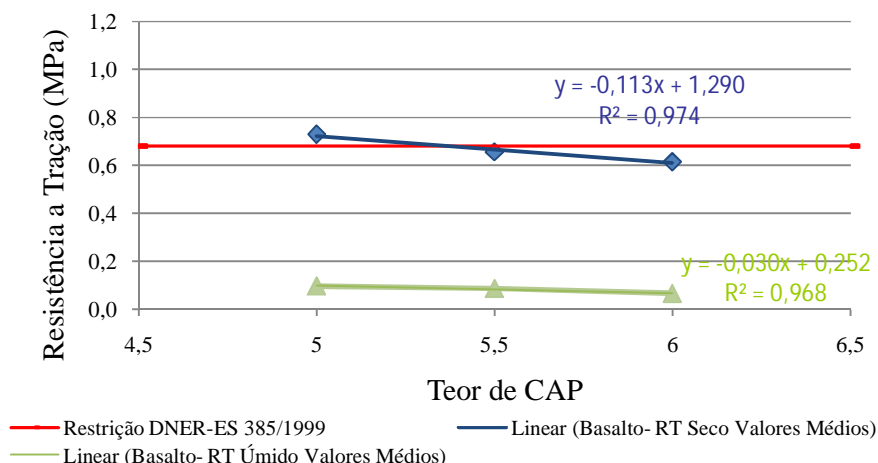


Figura 4.8: Ensaio de resistência a tração- Basalto.

A Figura 4.9 apresenta os resultados de RT para as misturas já estudadas. Para todas elas, observa-se que a tendência intuitiva da diminuição da RT a tração com o aumento do teor de ligante. Segundo Falcão (2007), este fato ocorre, pois à medida que se aumenta a quantidade de ligante da mistura além do teor ótimo, o seu comportamento passa a ser mais dependente das características do ligante e, portanto, a resistência da mistura diminui para as condições de ensaio. Com isso, verifica-se que o teor ótimo das misturas está situado entre 5,0 a 5,5% do teor de ligante.

Vale observar que o valor da RT deve ser analisado em conjunto com outros ensaios como o de desgaste cântabro, triaxial e de permeabilidade para definir com maior clareza qual teor de ligante é mais adequado. Além disso, deve-se verificar se tais valores são condizentes com as condições de carregamento impostas ao material asfáltico em campo.

Analisando a Figura 4.9, nota-se que a mistura com o agregado micaxisto é a que apresenta os maiores valores de RT para todos os teores de ligante ensaiados. A mistura do agregado granito apresenta um comportamento intermediário, enquanto que as misturas com o agregado calcário e basalto apresentam um comportamento inferior, comparando-se com as demais, e bastante similar entre elas. Observa-se que as misturas com o agregado micaxisto e o agregado granito apresentam valores superiores ao exigido pela norma DNER-ES 385, que

estipula um valor mínimo de 0,68 MPa para a resistência à tração de misturas de CBUQ, para todos os teores de ligante ensaiados. Já as misturas com agregados do tipo calcário e basalto, apresentam valores superiores ao mínimo exigido somente para a mistura com 5% de ligante.

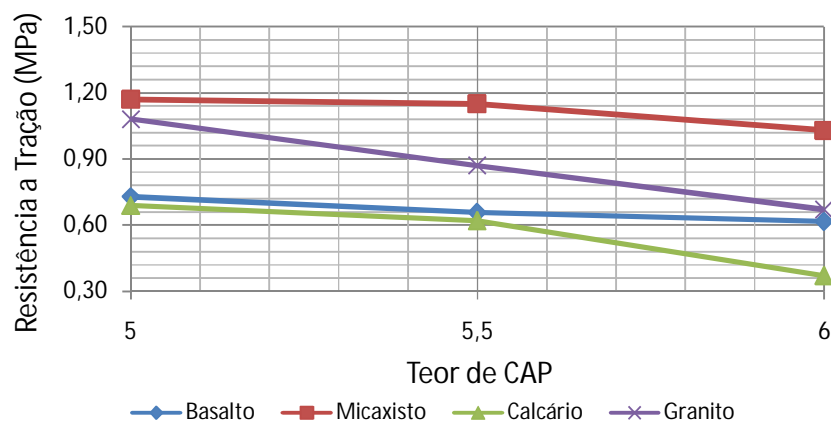


Figura 4.9: Comparação dos resultados de RT seco para as misturas estudadas.

É importante salientar que esta restrição deve ser ponderada em se tratando de aplicação em estruturas hidráulicas como barragens, uma vez que as condições de carregamento, assim como as temperaturas a que a mistura é submetida, são bastante diferentes das condições verificadas em obras rodoviárias.

#### 4.4.2. ENSAIO DE DESGASTE CÂNTABRO

A Tabela 4.5 apresenta os valores médios em porcentagem da abrasão sofrida pelos CPs em relação ao teor de ligante das misturas de CBUQ com o agregado basalto, quando submetidos a 300 revoluções na máquina Los Angeles como descrito no item 3.5.2. Para ambas as condições (seca e úmida), nota-se uma diminuição do valor de desgaste com o aumento do teor de betume na mistura (Figura 4.10). Em valores absolutos, pode-se dizer que os valores de desgaste para ambas as condições foi bastante pequeno, sugerindo um bom desempenho para a mistura nos teores ensaiados.

Tabela 4.5: Desgaste cântabro *versus* Teor de Ligante.

Teor de ligante (%)	5,0	5,5	6,0
Cântabro seco (%)	4	2	1
Cântabro úmido (%)	2,1	1,4	0,8

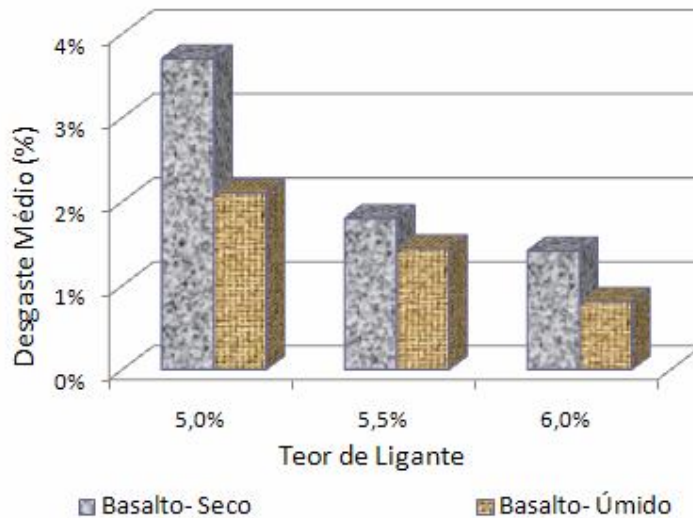


Figura 4.10: Resultado do desgaste cântabro para misturas de CBUQ- Basalto

Era de se esperar que o alto tempo de imersão (24 h) em banho Maria a 60° C favorecesse o escorrimento do ligante, comprometendo o desempenho da mistura após o condicionamento, uma vez que o ponto de amolecimento do ligante, de aproximadamente 50,0° C é ultrapassado durante o condicionamento do ensaio. Fato esse que não ocorreu, uma vez que os valores de RT úmidos foram inferiores aos de RT seco. A Figura 4.11 apresentam os CPs ensaiados ao desgaste cântabro, verifica-se que os CPs submetidos à imersão não sofreram desgaste considerável no que se refere à perda de massa, porém sofreram grandes deformações.

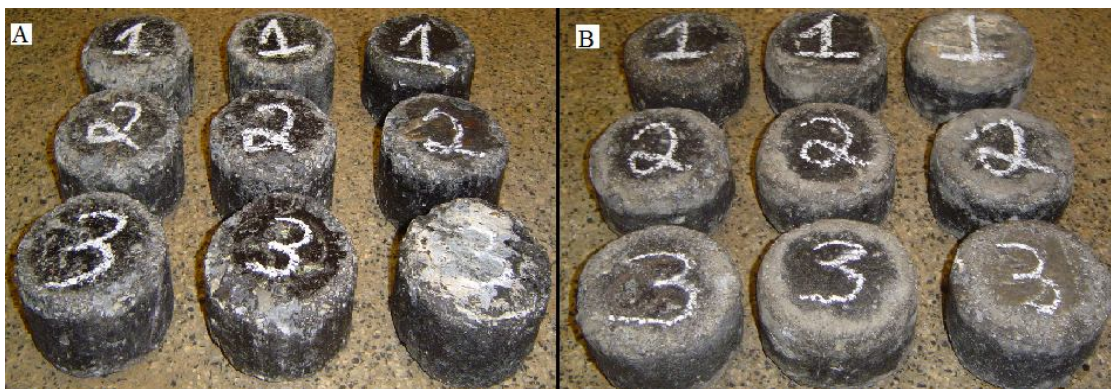


Figura 4.11: Comparação do desgaste sofrido pelo CPs em todos os teores (A- seco; B- úmido)

Vale a pena observar que o tipo de pré-condicionamento imposto aos CPs na situação úmida foi inicialmente idealizado para misturas asfálticas de graduação aberta. Nas misturas em estudo neste trabalho, verificou-se que o CP não estará totalmente saturado uma vez que os mesmos apresentam baixos volumes de vazios. Isto pode justificar a pouca influência do condicionamento no desgaste cântabro das misturas ensaiadas.

Falcão (2007) lembra que ensaio cântabro foi originalmente proposto para aplicação em misturas descontínuas ou abertas tipo concreto poroso asfáltico (CPA). Não existe um valor de referência aceitável para as misturas densas tipo CBUQ. Desta forma, os resultados destes ensaios tornam-se úteis para se fazer comparações entre os diferentes tipos de mistura. O ensaio cântabro é, portanto, um ensaio índice e não fornece nenhuma propriedade de engenharia de aplicação imediata. Este ensaio pode servir, entretanto, para melhor entender a adesividade entre o ligante e o agregado. A Figura 4.12 apresenta os valores de desgaste cântabro obtidos para a condição seca e úmida para todas as misturas estudadas.

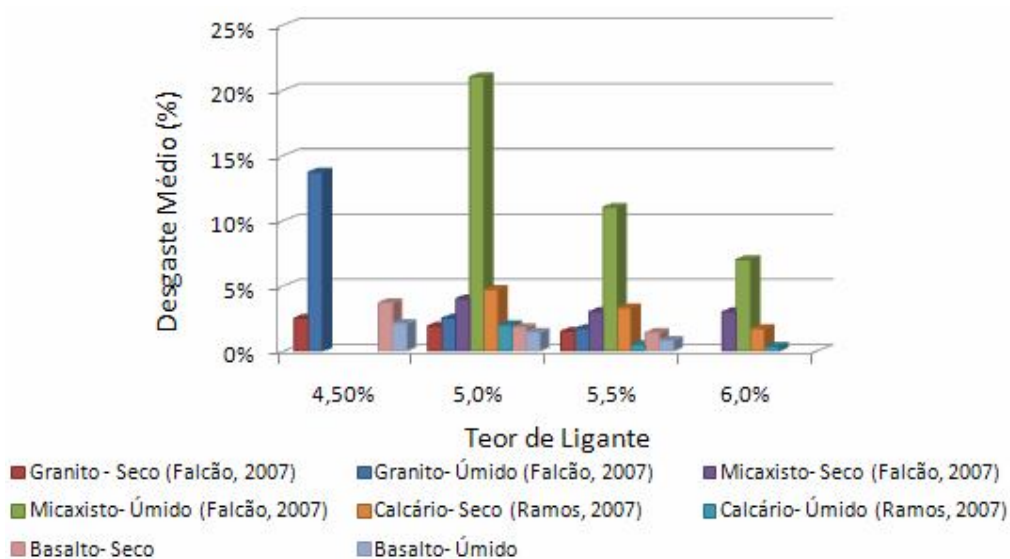


Figura 4.12: Desgaste Cântabro para as condições secas e úmidas para o CBUQ.

Observa-se uma diminuição do valor de desgaste com o aumento do teor de ligante para todas as misturas ensaiadas. As misturas de CBUQ com agregado granito não apresentaram variação significativa do valor de desgaste cântabro da condição seca para a condição úmida para o grupo de corpos de prova ensaiados com exceção do teor de 4,5 %. Em valores absolutos, pode-se dizer que os valores de desgaste para ambas as condições, independente do tipo de agregado utilizado foi bastante pequeno. As misturas com agregado micaxisto e basalto apresentaram as maiores e menores variações, respectivamente, entre o valor de desgaste para as duas condições de ensaio quando comparada com as misturas com os outros tipos de agregado. Em todas as misturas, verifica-se uma diminuição da diferença entre a condição seca e úmida com o aumento do teor de ligante.

Observando o desempenho da mistura de CBUQ com o agregado micaxisto mostrado na Figura 4.12, nota-se que para esse agregado os valores de desgaste cântabro são os mais elevados fato esse que pode ser explicado pela péssima adesividade desse material ao ligante asfáltico.

#### **4.5. ENSAIOS DE FLUÊNCIA ESTÁTICA**

A seguir são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de fluência estática realizados para as misturas de CBUQ com os diferentes agregados. Inicialmente, verificou-se se havia ou não a linearidade do comportamento viscoelástico das misturas asfálticas. Após isso são apresentados os resultados dos ensaios e a modelagem proposta utilizando a série de Prony e o modelo exponencial.

##### **4.5.1. VERIFICAÇÃO DA LINEARIDADE**

Procurou-se verificar se os resultados de ensaios laboratoriais realizados nas misturas asfálticas podem ser considerados lineares ou não. A não linearidade é uma das principais características dos geomateriais, englobando os concretos asfálticos (Mello, 2008). Soares e Souza (2002b) comentam que em algumas situações certos materiais não seguem a linearidade, se comportando de maneira não-linear, principalmente quando estes estão submetidos a grandes deformações.

Para verificar a condição de linearidade, realizou-se dois ensaios de *fluência* estática em corpos de prova distintos, sendo a tensão aplicada no segundo ensaio igual a tensão aplicada no primeiro multiplicada por uma constante  $c$  qualquer. Nesse caso as tensões aplicadas foram 50 kPa e 700 kPa, o que resulta numa constante  $c$  igual a 14. A Figura 4.13 apresenta o resultado do ensaio de fluência estática para diferentes níveis de carregamento para uma mistura de CBUQ com o agregado basáltico e 5,0% de ligante asfáltico. Como era de se esperar, a função de fluência para o ensaio de 50 kPa apresenta-se localizada acima daquela para o ensaio de 700 kPa. Observando a Equação 2.4, nota-se que quanto maior a tensão aplicada menor é o módulo de fluência, fato esse que também se repete na Figura 4.13.

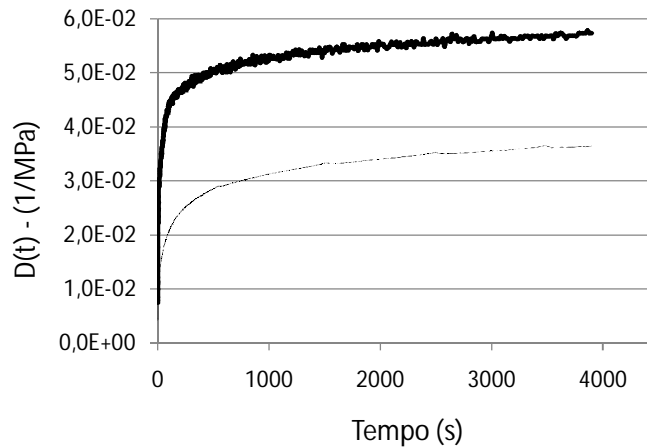


Figura 4.13: Resultado do ensaio de fluência estática para diferentes níveis de carregamento (Basalto- 5,0% de CAP).

Caso as deformações (ou função fluência) obtidas ao longo do segundo ensaio sejam iguais às deformações obtidas no primeiro ensaio multiplicadas pela constante  $c$ , a condição de homogeneidade é atendida (Soares e Souza, 2002b). Para que a condição de homogeneidade seja atendida, os resultados de deformação do primeiro ensaio ( $\sigma = 50$  kPa) multiplicados por 14 ( $c = 700/50$ ) deveriam se aproximar dos resultados obtidos no segundo ensaio ( $\sigma = 700$  kPa). A partir da Figura 4.14 pode-se comparar a curva de deformação para  $\sigma = 700$  kPa com a curva de deformação para  $\sigma = 50$  kPa multiplicada por 14. Pode-se concluir que a condição de homogeneidade não é atendida, nas condições dos ensaios realizados, e a hipótese de comportamento viscoelástico linear não pode ser assumida.

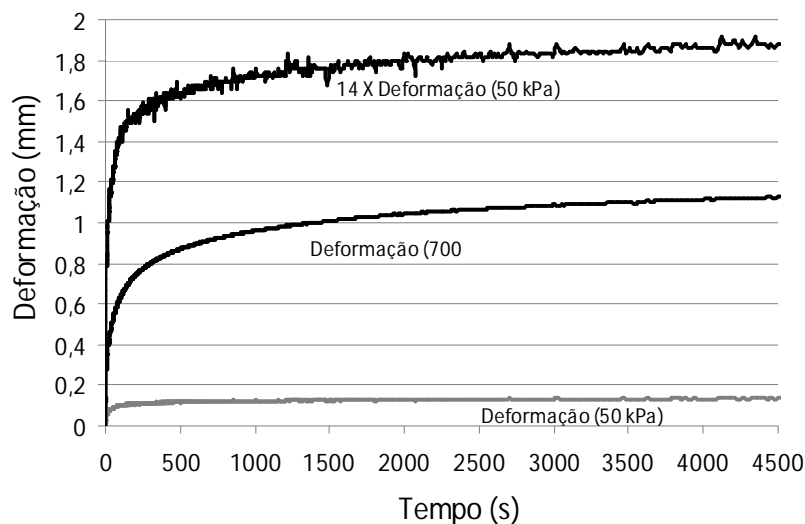


Figura 4.14: Verificação da linearidade (Basalto- 5,0% de CAP).

Soares e Souza (2002b) ressaltam a importância de se verificar as condições de linearidade do comportamento viscoelástico das misturas asfálticas de modo que se possa utilizar a teoria mais apropriada, linear ou não-linear, quando da modelagem do problema analisado, o que levará a previsões de comportamento mais precisas e confiáveis. Mesmo sabendo que a mistura asfáltica não teria um comportamento viscoelástico linear, devido a elevada carga aplicada, optou-se por realizar o ensaio com o carregamento de 700 kPa, pois essa é a carga a qual o material estará submetido em campo. Vale observar que tal fato não impede uma análise a partir dos modelos reológicos apresentados na revisão bibliográfica. Como na situação analisada o material asfáltico não estará sujeito a ciclos de carregamento e descarregamento, não há nenhum problema em se utilizar modelos reológicos como o modelo generalizado, pois a análise aqui proposta visa identificar as deformações transientes que ocorrem no material asfáltico. O mesmo não se pode dizer quando analisamos a vida de fadiga ou o acúmulo de deformações permanentes.

Outro fator a ser comentado é a realização do ensaio de fluência não confinada. Com isso, os resultados obtidos nos ensaios realizados nessa pesquisa, não podem ser utilizados para o cálculo das reais deformações que irão ocorrer em campo, uma vez que a falta do confinamento gera valores de deformação muito superiores aos que realmente irão ocorrer. Os resultados aqui encontrados servirão para avaliar de forma qualitativa e não quantitativa o desempenho das misturas de CBUQ no que se refere ao fenômeno da fluência de modo a comparar os diferentes tipos de agregados utilizados.

#### **4.5.2. RESULTADO DOS ENSAIOS DE FLUÊNCIA**

A mistura de CBUQ é constituída de um ligante asfáltico e agregado mineral e tem seu comportamento mecânico e hidráulico afetado tanto pelas propriedades individuais destes componentes quanto pela relação entre eles. Usualmente, os materiais asfálticos são classificados como viscoelásticos, sendo que o seu comportamento tensão-deformação pode ser avaliado através de modelos reológicos que empregam sistemas de molas e amortecedores associados de diferentes maneiras, dentre eles o modelo de Maxwell, Kelvin, Burgers, ou uma combinação destes como no modelo generalizado.

No presente trabalho, foram realizados ensaios de fluência estática para os teores de 5,0%, 5,5% e 6,0% de CAP, em corpos de prova moldados com os quatro tipos de agregados estudados (basalto, calcário, granito e micaxisto), tendo sido executado três ensaios para cada

um dos teores acima mencionados. As Figuras 4.15 a 4.18 apresentam os resultados obtidos nos ensaios fluência sob uma tensão de 700 kPa realizados para os agregados do tipo basalto, calcário, granito e micaxisto, respectivamente.

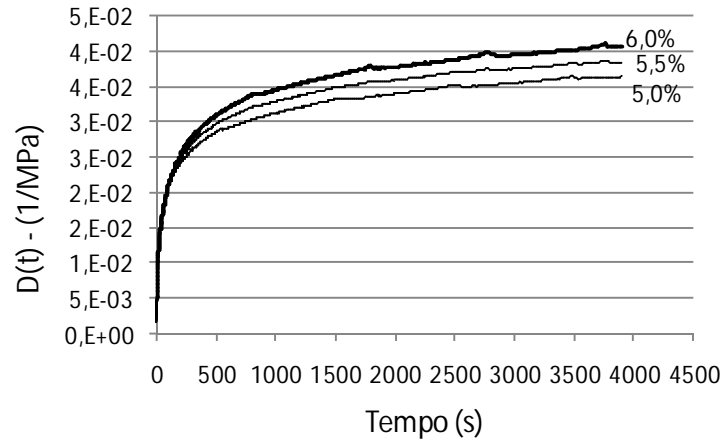


Figura 4.15: Ensaio de fluência – Agregado Basalto.

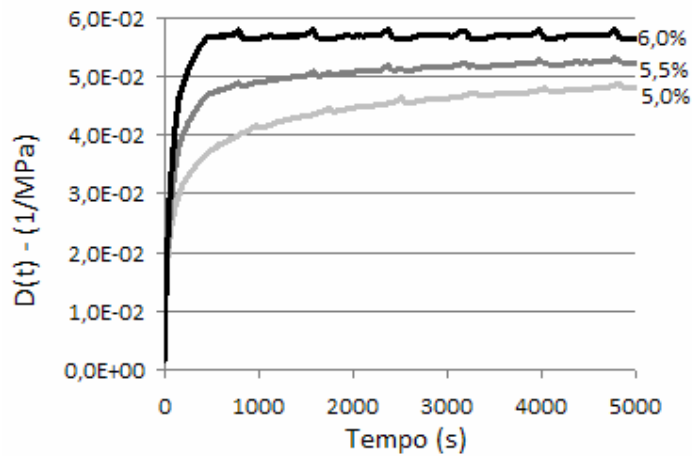


Figura 4.16: Ensaio de fluência – Agregado Calcário.

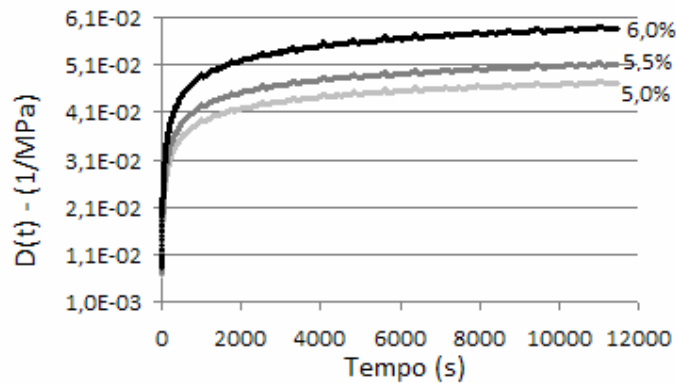


Figura 4.17: Ensaio de fluência – Agregado Granito.



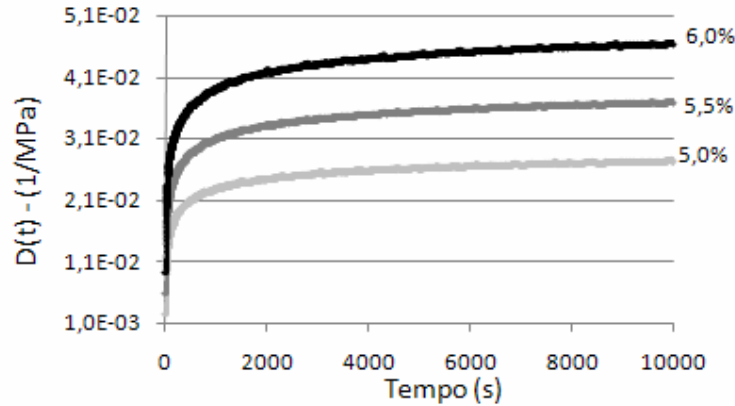


Figura 4.18: Ensaio de fluência – Micaxisto.

Observando as Figuras 4.15 a 4.18, nota-se que a tendência apresentada é bastante coerente, uma vez que, com o aumento do teor de CAP, o comportamento da mistura se torna mais dependente do comportamento do ligante, sendo que uma maior quantidade de ligante faz com que a mistura seja mais susceptível ao fenômeno da fluência. Para todos os agregados, a curva função de fluência para as misturas com um maior teor de ligante apresentou-se acima daquelas com um menor teor de ligante, ou seja, quanto maior o teor de CAP maiores serão os valores de módulo de fluência e, conseqüentemente, maiores serão as deformações que irão ocorrer na mistura asfáltica para uma dada tensão.

Para os agregados do tipo basalto, calcário e granito não se observou uma grande variação na curva de função de fluência para os diferentes teores de CAP. Na mistura de micaxisto essa variação foi mais acentuada e, comparando-se os valores para as misturas com 5,0 e 6,0% de CAP, nota-se que o valor do módulo de fluência para a mistura com 6,0% é até 70% superior ao valor desse parâmetro para a mistura com 5,0% de CAP. Nas misturas com os outros três agregados essa variação foi da ordem de 10 a 20%.

Outro fator a ser analisado é a declividade do trecho final da curva de função de fluência. Verifica-se que para os tempos ensaiados, a mistura com o agregado calcário e 6,0% de teor de CAP é a que apresentou a menor declividade, sendo o coeficiente angular da ordem de  $9 \times 10^{-9}$ . Isso mostra que, para essa mistura as maiores variações no módulo de fluência ocorrem em curtos intervalos de tempo e desenvolvem-se de maneira bem suave para maiores tempos de observação. Nas outras misturas estudadas a inclinação desse trecho é mais acentuada, com coeficientes angulares da ordem de  $10^{-6}$  e  $10^{-7}$ , e os módulos de fluência apresentarão uma variação maior ao longo do tempo. Maiores considerações acerca desse assunto serão feitas

mais adiante na análise proposta utilizando-se o modelo exponencial para simular a curva da função de fluência.

Para a análise da fluência nas misturas de CBUQ com os diferentes tipos de agregado e mesmo teor de ligante, deve-se levar em consideração quais fatores mais influenciam esse fenômeno. Acredita-se que o fator preponderante na maior resistência dessas misturas à fluência seja a compactidade da mistura. Outros fatores importantes são o grau de entrosamento entre as partículas, a natureza dos agregados minerais e a interação do par ligante-agregado. O entrosamento (ou embricamento) depende da estrutura, a qual é afetada pelos vazios no agregado mineral (VAM), pela tensão de confinamento e pela forma das partículas. As Figuras 4.19 a 4.21 apresentam a comparação entre as curvas da função de fluência para os diferentes agregados estudados para os teores de 5,0; 5,5; e 6,0% de ligante, respectivamente.

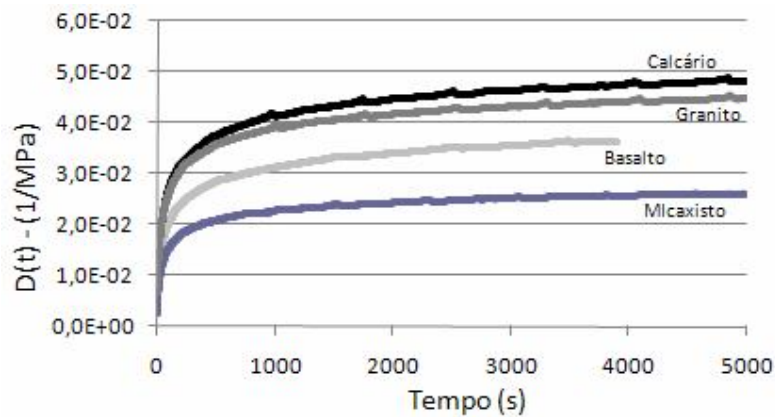


Figura 4.19: Comparação do ensaio de fluência para os diferentes agregados – CAP 5,0%.

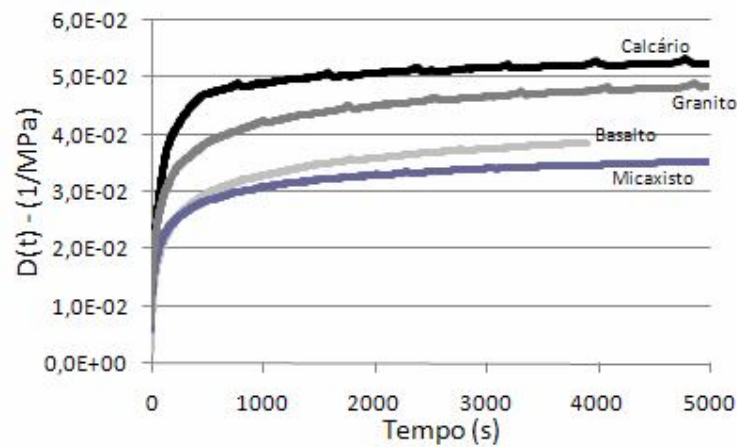


Figura 4.20: Comparação do ensaio de fluência para os diferentes agregados – CAP 5,5%.

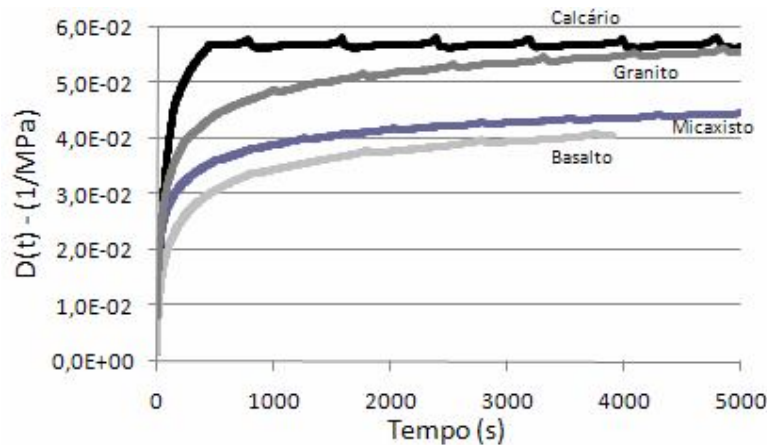


Figura 4.21: Comparação do ensaio de fluência para os diferentes agregados – CAP 6,0%.

As Figuras 4.19 a 4.21 mostram que para todos os teores de ligante, a curva da função de fluência para mistura com o agregado calcário está posicionada acima das demais, podendo-se concluir que independentemente do teor CAP essa mistura é a que possui o pior comportamento quanto ao fenômeno da fluência. Para os teores de 5,0% e 5,5% de ligante o desempenho das misturas com os diferentes tipos de agregado pode ser classificado de maneira decrescente seguindo a seguinte ordem: CBUQ-micaxisto, CBUQ-basalto, CBUQ-granito e CBUQ-calcário. Para o teor de 6,0% de ligante a mistura de CBUQ-basalto comporta-se de maneira ligeiramente melhor que a de CBUQ-micaxisto.

Vale observar que a ordem de grandeza dos valores de módulo de fluência em todos os ensaios realizados é bem parecida. As análises que serão feitas a seguir buscam identificar quais fatores podem explicar a variação do comportamento entre as misturas de CBUQ ensaiadas para os diferentes agregados. Como não há grandes variações entre os volumes de vazios dessas misturas para o mesmo teor de ligante, o grau de entrosamento entre as partículas, a natureza dos agregados minerais e a interação do par ligante-agregado são os fatores que explicam o comportamento das misturas com os diferentes agregados.

Era esperado um bom desempenho da mistura de CBUQ com o agregado granito, visto que os ensaios triaxiais realizados por Falcão (2007) mostraram que essa mistura possuía valores consideráveis de coesão e ângulo de atrito. Porém, as misturas com esse agregado só foram superiores àquelas com o agregado calcário. Este fato pode ser explicado devido a três propriedades do agregado granito utilizado: péssima adesividade e o pior valor de índice de forma e de desgaste a abrasão. No que se refere à adesividade, os agregados básicos ou hidrofílicos (calcários, basaltos) têm maior adesividade do que os ácidos ou hidrofóbicos

(granitos, gnaisses). No ensaio de abrasão Los Angeles o agregado granito teve uma abrasão de 43,8%, enquanto que nos demais agregados esse valor variou de 15 a 20%. O valor mínimo de 0,5 para o índice de forma, que é estabelecido como o valor limite para aplicação em misturas de CBUQ (DNIT ES 031, 2006), fornece informações importantes a respeito da forma das partículas desse agregado. Quanto menor o índice de forma mais alongada e lamelar é a partícula, fazendo com que o embricamento entre as partículas seja menor. Outro fator a ser observado é o comportamento do agregado granito após a realização do ensaio de RT. Observando a Figura 4.22 que apresenta um CP de CBUQ com agregado granito após a realização de um ensaio de RT, nota-se que houve quebra dos agregados durante a realização dos ensaios, evidenciada pelas áreas brancas da Figura 4.22, fato esse pouco comum nesse ensaio uma vez que a ruptura tende a ocorrer no contato entre o ligante e o agregado.



Figura 4.22: CP de CBUQ com agregado granito após a realização do ensaio de RT.

As misturas com o agregado micaxisto e basalto apresentaram um comportamento bastante semelhante. Falcão (2007) mostrou que a mistura com agregado micaxisto possuía a maior rigidez para as três tensões confinantes utilizadas nos ensaios triaxiais, tendo a mistura com agregado calcário apresentado menor rigidez.

O bom desempenho do agregado micaxisto pode estar relacionado também ao valor do seu índice de forma (0,7), o melhor dentre todos os agregados. O agregado calcário devido a sua menor rigidez, a sua superfície polida e forma lamelar dos grãos, que é caracterizada pelo pior

dos valores de índice de forma (0,5), apresentou a curva de função de fluência com os maiores valores de módulo.

Deve-se observar que, mesmo com a mistura de micaxisto que obteve o melhor desempenho, é de suma importância um grande cuidado na dosagem dessa mistura, uma vez que pequenas variações no teor de ligante fornecem grandes mudanças no comportamento da mesma quanto ao fenômeno da fluência.

Finalmente, acredita-se que em pesquisas futuras seria mais interessante realizar esses ensaios em CP maiores do que os utilizados (6,0 cm de altura e 10 cm de diâmetro). Acredita-se que deve existir uma influência do efeito de escala. Para isso, sugere-se que sejam utilizados CP com dimensões semelhantes às utilizadas no ensaio triaxial (20,0 cm de altura e 10 cm de diâmetro).

### 4.5.3. RETRO-ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 4.5.3.1. MODELO GENERALIZADO

De posse dos resultados dos ensaios de fluência estática foi possível obter a curva função de fluência para cada um dos corpos de prova ensaiados, por meio de retroanálise dos resultados. Para isso, foi utilizado o modelo generalizado que expressa a função de fluência a partir da Equação 4.1:

$$D(t) = \frac{1}{E_0} \times \left(1 + \frac{t}{T_0}\right) + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma}{E_i} [1 - \exp(-\frac{t}{T_i})] \quad (4.1)$$

onde os valores de  $E_0$ ,  $T_0$ ,  $E_i$  e  $T_i$  são as constantes viscoelásticas para o modelo generalizado.

Neste método, são arbitrados valores de  $T_i$  e os valores correspondentes de  $E_i$  são determinados a partir da solução de um sistema de equações simultâneo. Assumindo  $T_0$  como infinito, a determinação da função de fluência  $D(t)$  causada pela deformação viscosa é geralmente desprezada, podendo a Equação 4.1 ser reescrita pela Equação 4.2 (Huang, 1993). De posse dos valores de  $E_i$ , depois de resolvido o sistema, a função de fluência pode então ser obtida para qualquer tempo por meio da Equação 4.1, que se reduz a:

$$D(t) = \frac{1}{E_0} + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma}{E_i} \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T_i}\right)\right] \quad (4.2)$$

Huang (1993) e Mello (2008) comentam que uma das questões que se deve ter conhecimento é o número de elementos a serem utilizados durante o processo de modelagem da função de fluência com as séries de Prony. Estas séries podem ser obtidas por regressão a partir de dados laboratoriais oriundos dos experimentos de fluência estática realizados para os quatro tipos de agregado estudados. Kim *et al* (1997) mostram que os resultados ficam melhores quando um maior número de elementos é utilizado para os cálculos. Dessa forma, realizou-se uma avaliação qualitativa relacionada à quantidade de elementos necessários a serem usados na série de Prony que fornecessem ao mesmo tempo uma modelagem aceitável e uma menor variabilidade.

O procedimento de determinação da série de Prony fixou os tempos de retardação ( $T_i$ ). Assim, as únicas variáveis a serem definidas são os coeficientes de regressão ( $E_i$ ) para o modelo generalizado que irão representar os módulos de fluência com o tempo. Usando a ferramenta *Solver* da planilha eletrônica Excel, os coeficientes foram determinados minimizando os erros em relação aos resultados obtidos pelo ensaio de fluência estática. Foram usadas formulações com 5, 7, 9, 11 e 15 elementos para a avaliação das funções de fluência obtidas. A Tabela 4.6 apresenta os resultados para a série de Prony com as formulações testadas, em função do nº de elementos para uma mistura de CBUQ com o agregado basalto e teor 5,0% de CAP.

Tabela 4.6: Valores dos parâmetros da série de Prony (modelo generalizado) para diferentes quantidades de elementos para o agregado basalto com 5% de CAP e tensão de 700 kPa.

Nº de Elem.	5 Elem.		9 Elem.		11 Elem.		15 Elem.	
	$T_i$	$E_i$ (1/MPa)	$T_i$	$E_i$ (1/MPa)	$T_i$	$E_i$ (1/MPa)	$T_i$	$E_i$ (1/MPa)
1	1,0E-03	1,0E-14	1,0E-07	1,0E-12	1,0E-07	1,0E-09	1,0E-07	1,0E-13
2	1,0E-02	1,0E-14	1,0E-05	1,0E-12	1,0E-05	1,4E-09	1,0E-06	5,3E-07
3	1,0E-01	1,0E-14	1,0E-03	4,3E-07	1,0E-03	1,0E-09	1,0E-05	1,0E-13
4	1,0E+00	4,2E-03	1,0E-01	9,2E-05	1,0E-02	1,0E-09	1,0E-04	2,8E-07
5	1,0E+02	2,5E-02	1,0E+01	1,6E-02	1,0E-01	9,3E-05	1,0E-03	1,0E-13
6	-	-	1,0E+03	1,9E-02	1,0E+00	1,0E-09	1,0E-01	1,0E-13
7	-	-	1,0E+05	1,0E-12	1,0E+01	1,6E-02	1,0E+00	9,1E-04
8	-	-	1,0E+06	1,0E-12	1,0E+03	1,9E-02	1,0E+01	7,9E-03
9	-	-	1,0E+07	1,0E-12	1,0E+05	1,0E-09	1,0E+02	1,4E-02
10	-	-	-	-	1,0E+06	1,0E-09	1,0E+03	1,6E-02
11	-	-	-	-	1,0E+07	1,0E-09	1,0E+04	1,0E-09
12	-	-	-	-	-	-	1,0E+05	1,0E-09
13	-	-	-	-	-	-	1,0E+06	1,0E-09
14	-	-	-	-	-	-	1,0E+07	1,0E-09
15	-	-	-	-	-	-	1,0E+08	1,0E-09
ERRO	6,1E-2		4,3E-3		8,6E-3		1,9E-4	

A Figura 4.23 mostra graficamente o resultado das cinco séries de Prony sendo comparadas com os valores obtidos pelo ensaio de fluência estática realizado em uma mistura de CBUQ com o agregado basalto e teor 5,0% de CAP. A série com 5 elementos apresentou uma grande variação entre o resultado simulado e o resultado obtido no ensaio, o que confirma as observações de outros autores, ou seja, o acréscimo do número de elementos produz melhores resultados. Verifica-se que os resultados obtidos a partir de 7 elementos começam a ser satisfatórios. Para essa mistura em especial, as curvas para as séries de 9 e 11 elementos são praticamente coincidentes com a curva da série com 15 elementos. Assim, para obter uma modelagem de qualidade, bastaria usar uma série de no máximo 9 elementos, evitando tempos excessivos nas resoluções das equações durante o processo de redução dos erros e a resultando na diminuição dos parâmetros necessários para a modelagem da função de fluência.

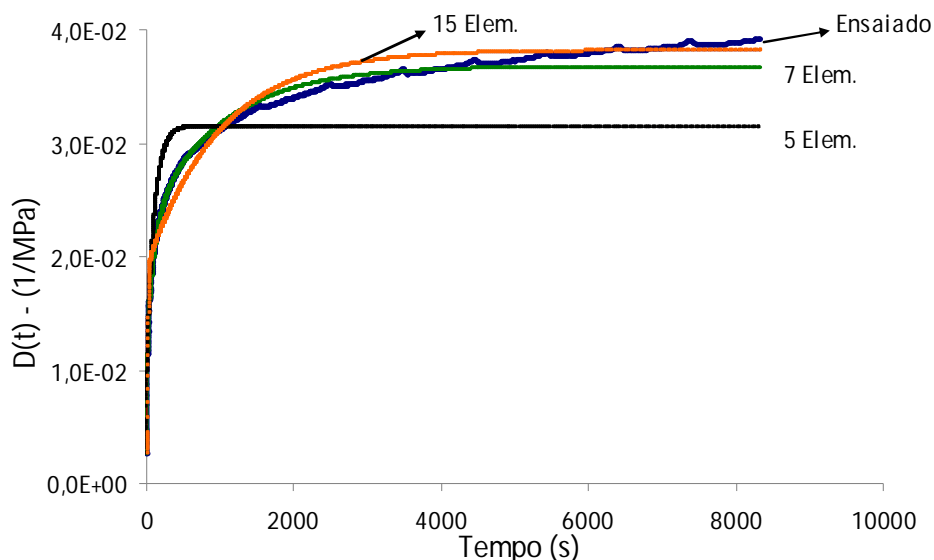


Figura 4.23: Comparação dos resultados obtidos pela série de Prony com diferentes números de elementos (Basalto - 5% de CAP- 700 kPa).

Porém, em determinados casos, como na mistura de CBUQ com o agregado basalto e teor 6,0% de CAP, há uma variação de modelagem entre a série com 11 e 15 elementos, esse fato comprova que a utilização de uma série com 11 elementos continua tendo interferência nos resultados da regressão (Figura 4.24). Isso se explica pelo fato de que a mistura se torna mais viscosa com uma maior quantidade de ligante e um maior número de elementos se faz necessário para modelar melhor tal situação. Sendo assim, com o intuito de aumentar a precisão do modelo, recomenda-se o uso da série com 15 elementos mesmo que, em alguns casos, tal quantidade seja desnecessária.

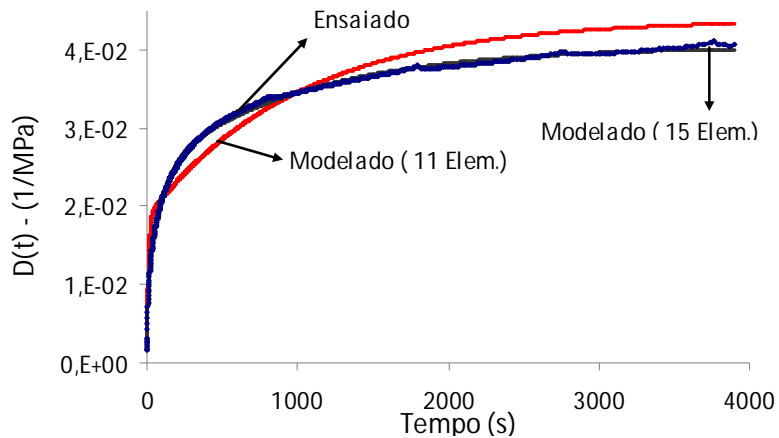


Figura 4.24: Série de Prony (Basalto - 6% de CAP- 700 kPa).

Observando a Figura 4.24, nota-se que a série de Prony com 15 elementos simula muito melhor do que a série com 11 elementos a função de fluência obtida no ensaio. Vale observar que uma série com 15 elementos fornece 31 constantes para o modelo, sendo que 15 tem os valores arbitrados ( $T_i$ ). Porém, apenas um ensaio de fluência estática é necessário para a calibração dos parâmetros restantes. Dessa forma, acredita-se que a utilização da série de Prony com 15 elementos não é um empecilho para a obtenção dos parâmetros necessários ao estudo do fenômeno da fluência nas misturas asfálticas.

As figuras 4.25 a 4.27 apresentam a modelagem das misturas de CBUQ com 5,0% de teor de ligante para os agregados do tipo calcário, granito e micaxisto, respectivamente. Encontram-se no Anexo A as figuras que apresentam os resultados obtidos para as misturas com os quatro agregados estudados e com 5,5% e 6,0% de teor de ligante.

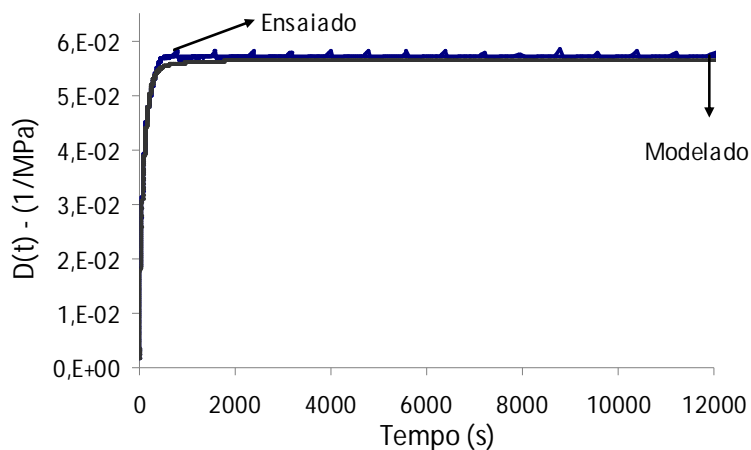


Figura 4.25: Valores experimentais *versus* modelagem da série de Prony com 15 elementos (Calcário - 5,0% de CAP- 700 kPa).



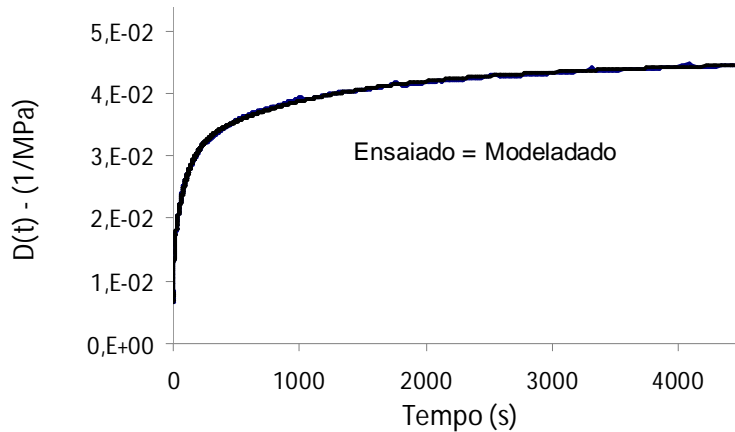


Figura 4.26: Valores experimentais *versus* modelagem da série de Prony com 15 elementos (Granito - 5,0% de CAP- 700 kPa).

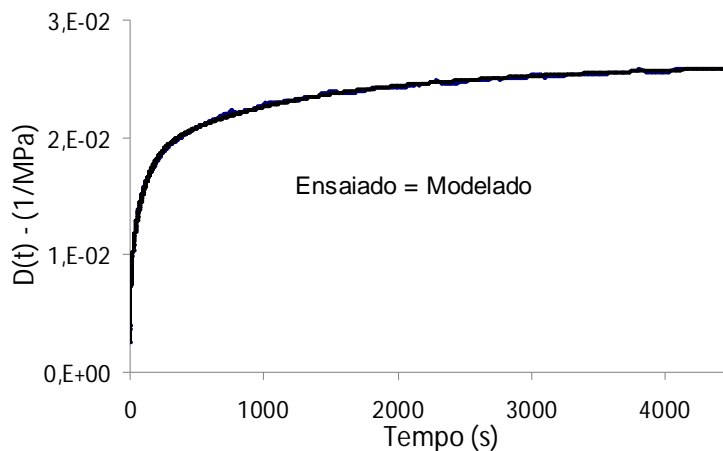


Figura 4.27: Valores experimentais *versus* modelagem da série de Prony com 15 elementos (Micaxisto - 5,0% de CAP- 700 kPa).

Verifica-se que a série de Prony com 15 elementos conseguiu reproduzir fielmente as curvas de função de fluência obtidas nos ensaios de fluência estática. Para as misturas com o agregado basalto, granito e micaxisto a aderência da curva pode ser considerada quase que perfeita, uma vez que o erro quadrático médio obtido na simulação dessas curvas é bastante pequeno e da ordem de  $4,9 \times 10^{-3}$ .

A Figura 4.28 apresenta o gráfico log-log da função de fluência para a mistura de CBUQ com o agregado basalto e 6,0% de teor de CAP. A normalização do gráfico de módulo de fluência em função do tempo para um gráfico do tipo *log-log* tem como principal objetivo verificar se as diferenças entre o modelado e o ensaiado são realmente desprezíveis, uma vez que no gráfico *log-log* eventuais discrepâncias podem ser mais facilmente verificadas. Constata-se a excelente concordância entre as curvas experimentais e simuladas também neste tipo de gráfico.

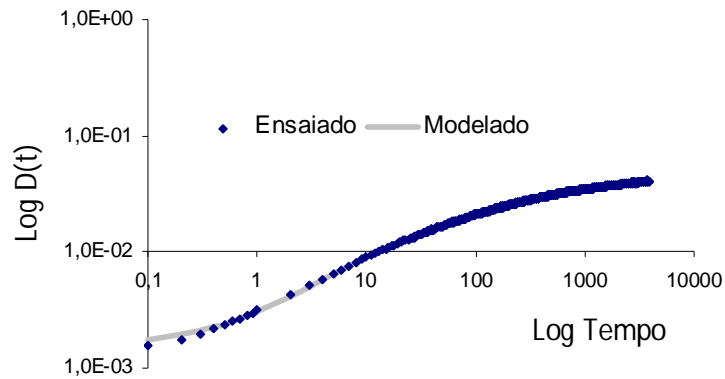


Figura 4.28: Gráfico *Log t versus Log D(t)* (Basalto - 6,0% de CAP- 700 kPa).

#### 4.5.3.1. MODELO EXPONENCIAL

Além da formulação proposta pela série de Prony existem outras formas de se modelar a curva função de fluência. Uma delas é a partir do modelo exponencial, onde a função de fluência é expressa pela Equação 4.3:

$$D(t) = D_1 \cdot t^m \quad (4.3)$$

onde os valores de  $D_1$  e  $m$  são as únicas constantes viscoelásticas para o modelo exponencial.

O procedimento de determinação do modelo exponencial é descrito a seguir. Como primeira aproximação, são arbitrados valores de  $D_1$  e  $m$  de forma aleatória. A seguir, usando-se a ferramenta *Solver* da planilha eletrônica Excel, os coeficientes reais foram determinados minimizando os erros em relação aos resultados experimentais obtidos pelo ensaio de fluência estática. Ao contrário da série de Prony, que na formulação proposta com 15 elementos utiliza 31 incógnitas, esse modelo utiliza somente as constantes  $D_1$  e  $m$ .

As constantes obtidas a partir do modelo exponencial fornecem informações bastante importantes a respeito do comportamento viscoelástico das misturas asfálticas.  $D_1$  pode ser interpretado como o módulo de fluência instantâneo e  $m$  a velocidade com que o módulo de fluência do material asfáltico varia com o tempo quando submetido a um determinado carregamento. Para aplicações em barragens o valor mais importante é o da constante  $m$ . Nas análises a seguir, o valor de módulo de fluência instantâneo ( $D_1$ ) não é discutido.

A Figura 4.29 apresenta graficamente o resultado da modelagem da função de fluência utilizando o modelo exponencial para a mistura de CBUQ com agregado basáltico e 5,0% de

teor de CAP. Nesta modelagem foram utilizados todos os tempos, desde o início do ensaio, na minimização do erro entre as curvas teórica e experimental. Verifica-se que o modelo exponencial adere muito bem à curva da função de fluência obtida a partir do ensaio somente para tempos relativamente pequenos e, que para tempos maiores, há uma diferença bastante significativa. Para aplicação em barragens, a maior importância é dada às deformações transientes para grandes intervalos de tempo. Assim, a calibração utilizando todos os dados do ensaio não seria aconselhável para a esse tipo de aplicação.

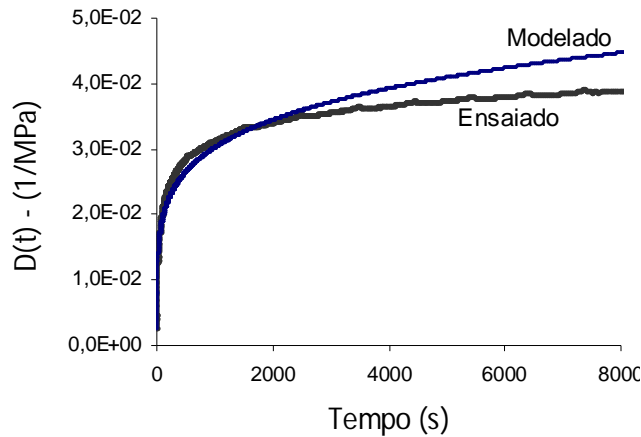


Figura 4.29: Modelo exponencial (Basalto - 5,0% de CAP- 700 kPa).

Para melhorar a calibração da curva teórica, de modo a representar melhor os dados experimentais a longo prazo, pode-se desprezar um período inicial dos ensaios no processo de calibração. Aqui foram desconsiderados os dados referentes à primeira hora de ensaio (3.600s) e recalculou-se os coeficientes considerando-se somente os dados obtidos para tempos superiores a 3.600s. A Figura 4.30 apresenta o resultado da modelagem proposta para a mistura de CBUQ com agregado basáltico e 5,0% de teor de CAP.

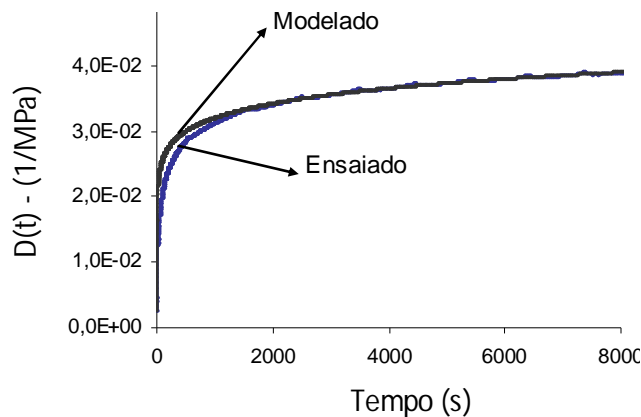


Figura 4.30: Modelo exponencial- 2º trecho (Basalto - 5,0% de CAP- 700 kPa).

A nova forma de calibração conseguiu reproduzir de maneira muito mais fidedigna as curvas de função de fluência obtidas nos ensaios de fluência estática, principalmente para intervalos de tempo maiores. Como era de se esperar, para intervalos pequenos ocorreu uma maior discrepância entre o modelado e ensaiado. Esse fato não gera nenhum prejuízo para a análise das deformações que ocorrem em um núcleo asfáltico, pois o que realmente interessa é saber se o fenômeno da fluência produz deformações consideráveis ao longo de toda vida útil da barragem.

A Figura 4.31 apresenta o gráfico log-log da função de fluência para a mistura de CBUQ com o agregado basalto e 6,0% de teor de CAP, utilizando o modelo exponencial. Verifica-se que para tempos pequenos o erro é considerável, mas para tempos maiores a curva modelada adere bastante bem àquela ensaiada, fato esse que comprova que a alteração sugerida soluciona o problema apresentado pela calibração original.

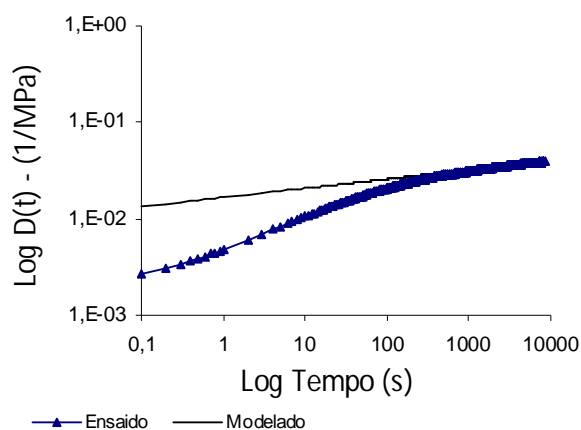


Figura 4.31: Gráfico Log t *versus* Log D(t) - modelo exponencial (Basalto - 5,0% de CAP-700 kPa).

As Figuras 4.32 a 4.34 apresentam a curva de função de fluência obtida pelo modelo exponencial para as misturas de CBUQ com 5,0% de teor de ligante para os agregados do tipo calcário, granito e micaxisto, respectivamente. Encontram-se no Anexo A as figuras que apresentam os resultados obtidos para as misturas com os quatro agregados estudados e com 5,5% e 6,0% de teor de ligante.

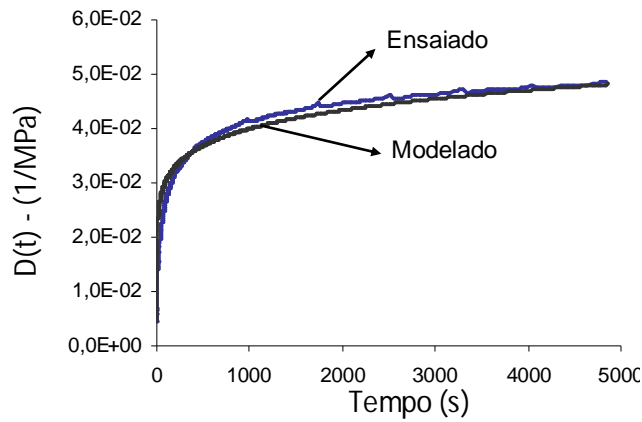


Figura 4.32: Modelo exponencial- 2º trecho (Calcário - 5,0% de CAP- 700 kPa).

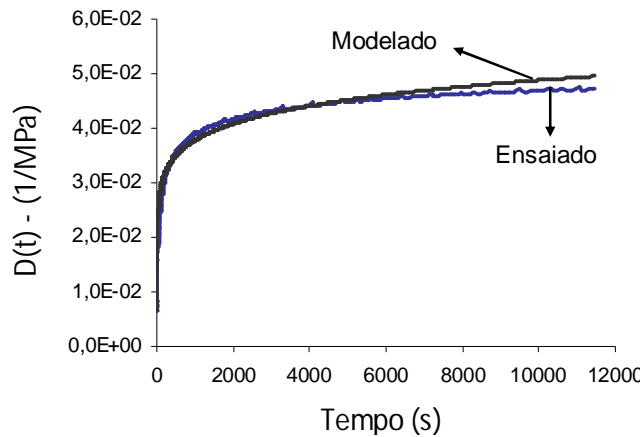


Figura 4.33: Modelo exponencial- 2º trecho (Granito - 5,0% de CAP- 700 kPa).

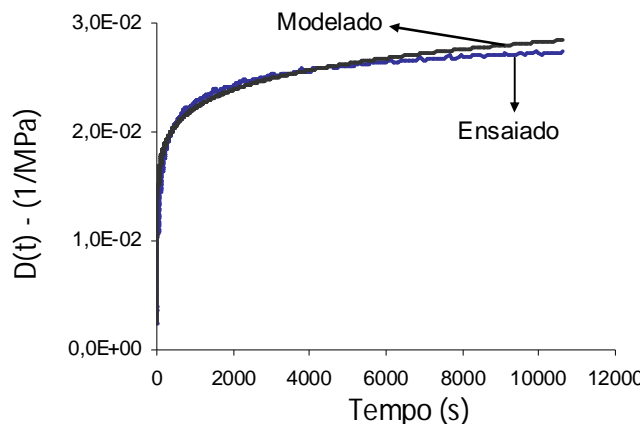


Figura 4.34: Modelo exponencial - 2º trecho (Micaxisto- 5,0% de CAP- 700 kPa).

Da mesma maneira que para a mistura com o agregado basalto (Figura 4.30), verifica-se que a calibração proposta reproduziu de forma bastante satisfatória as curvas de função de fluência obtidas nos ensaios de fluência estática, principalmente para intervalos de tempo maiores.

Para as misturas com o agregado calcário (Figura 4.32), a modelagem apresentou grandes diferenças para pequenos intervalos de tempo. Conforme comentado anteriormente, a declividade do trecho final da curva de função de fluência é bem pequena, mostrando que para essa mistura os maiores acréscimos no módulo de fluência ocorrem em curtos intervalos de tempo e desenvolvem-se de maneira bem suave para maiores tempos de observação.

Nas misturas para o agregado granito (Figura 4.33) e micaxisto (Figura 4.34) a modelagem ainda apresenta uma pequena variação para intervalos de tempos grandes. Sugere-se que para cada tipo de agregado utilize-se um tempo que melhor simule o que acontece no ensaio, lembrando que quanto maior é o tempo inicial desconsiderado melhor é a simulação para grandes intervalos de tempo.

A Tabela 4.7 apresenta os valores de  $D_I$  e  $m$  obtidos a partir do modelo exponencial para todas as misturas estudadas. Para as misturas com o agregado calcário os valores de  $m$  decrescem bastante com o aumento do teor de ligante na mistura, sendo que quanto maior o teor de ligante menor seria a velocidade de variação do módulo de fluência no material asfáltico. Para as misturas de CBUQ com o agregado basalto, granito e micaxisto, os valores de  $m$  não apresentaram alterações significantes para os diferentes teores de ligante. Verifica-se para a mistura com o agregado calcário que os valores de  $D_I$  crescem bruscamente com o aumento do teor de CAP.

Tabela 4.7: Valores de  $D_I$  e  $m$ - modelo exponencial.

<b>Agregado</b>	<b>CAP (%)</b>	<b><math>D_I</math> (1/Mpa)</b>	<b><math>m</math></b>
Basalto	5,0	0,01668	0,0945
	5,5	0,01600	0,1067
	6,0	0,01620	0,1117
Calcário	5,0	0,01781	0,1170
	5,5	0,02986	0,0671
	6,0	0,44742	0,0294
Granito	5,0	0,01764	0,1104
	5,5	0,01967	0,1106
	6,0	0,02193	0,1105
Micaxisto	5,0	0,01085	0,1038
	5,5	0,01517	0,0998
	6,0	0,01951	0,0975

Comparando-se os valores de  $m$  para todas as misturas, nota-se o agregado calcário apresentou os menores valores absolutos de  $m$ , confirmando o que já foi dito anteriormente que para essa mistura as maiores variações no módulo de fluência ocorrem em curtos

intervalos de tempo e desenvolvem-se de maneira bem suave para maiores tempos de observação.

A Figura 4.35 apresenta o gráfico *log-log* da modelagem exponencial para 6% de CAP em todas as misturas estudadas. Observando a Figura 4.35, nota-se que conforme mostrado na Tabela 4.7, para este teor de CAP a mistura com o agregado calcário apresenta a menor inclinação e, conseqüentemente, o menor valor de *m*. As misturas para o agregado basalto e granito apresentam inclinações bastante parecidas, enquanto que a mistura com o basalto apresenta uma inclinação um pouco mais suave.

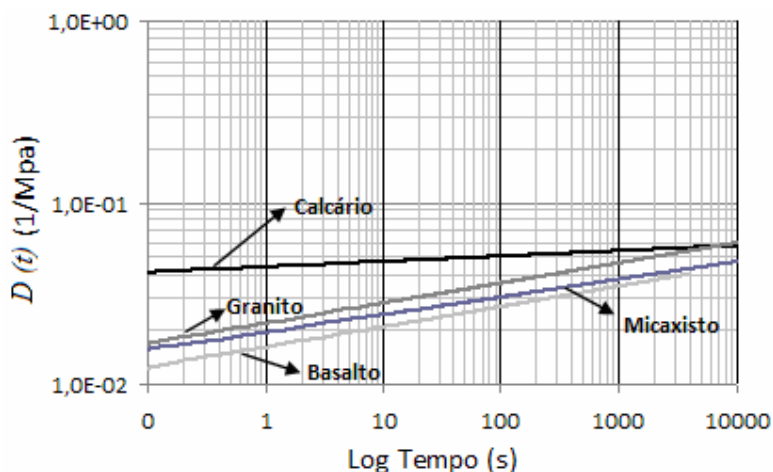


Figura 4.35: Gráfico *Log t versus Log D(t)* para 6% de CAP.

## 4.6. ENSAIOS TRIAXIAIS

Neste tópico são apresentados os resultados dos parâmetros mecânicos da mistura de CBUQ com o agregado basalto, obtidos a partir da realização dos ensaios triaxiais e pela forma indireta (ensaios de compressão simples e de resistência a tração por compressão diametral), além da comparação desses parâmetros com os encontrados por Falcão (2003 e 2007) para os agregados do tipo calcário, granito e micaxisto.

### 4.7.1. ENSAIOS TRIAXIAS NA MISTURA DE CBUQ COM AGREGADO BASALTO

A Figura 4.36, Figura 4.37 e Figura 4.38 apresentam o comportamento tensão-deformação dos corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais nas diferentes tensões confinantes ( $\sigma_3 = 241, 490$  e  $981$  kPa) para a mistura de CBUQ com agregado basalto com os teores de ligante de 5,0 - 5,5 e 6,0% , respectivamente.

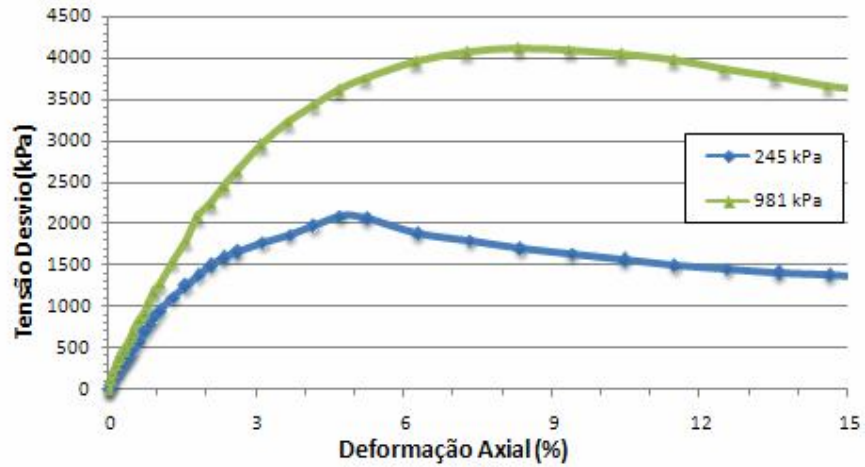


Figura 4.36: Gráfico tensão *versus* deformação (Basalto - 5,0% de CAP).

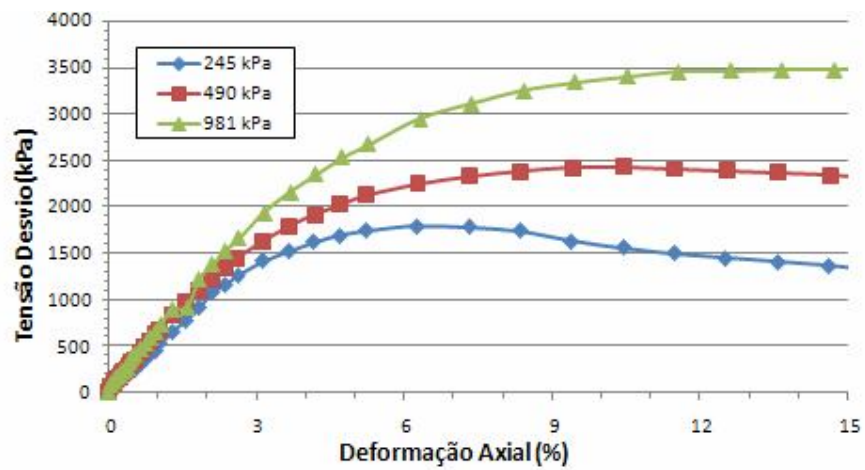


Figura 4.37: Gráfico tensão *versus* deformação (Basalto - 5,5% de CAP).

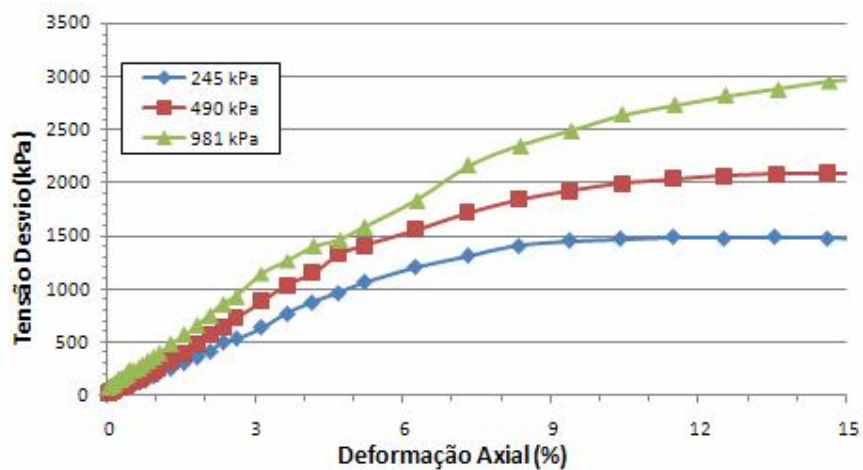


Figura 4.38: Gráfico tensão *versus* deformação (Basalto - 6,0% de CAP).



Analisando a Figura 4.36, Figura 4.37 e Figura 4.38, verifica-se que a rigidez inicial da mistura varia pouco com o aumento da tensão confinante, quando se compara os resultados para um mesmo teor de ligante. Como era esperado, o aumento da tensão confinante gerou um ganho de resistência nos CPs das misturas de CBUQ, sendo que a rigidez foi pouco influenciada pelo aumento da tensão confinante imposta durante os experimentos. As misturas não apresentaram valores de pico bem evidenciados no gráfico tensão-deformação, principalmente para teores de ligante mais elevados.

De forma a comparar o comportamento tensão-deformação das misturas de CBUQ com o agregado basalto para as mesmas tensões confinantes e diferentes teores de ligante, foram elaboradas a Figura 4.39, Figura 4.40 e Figura 4.41.

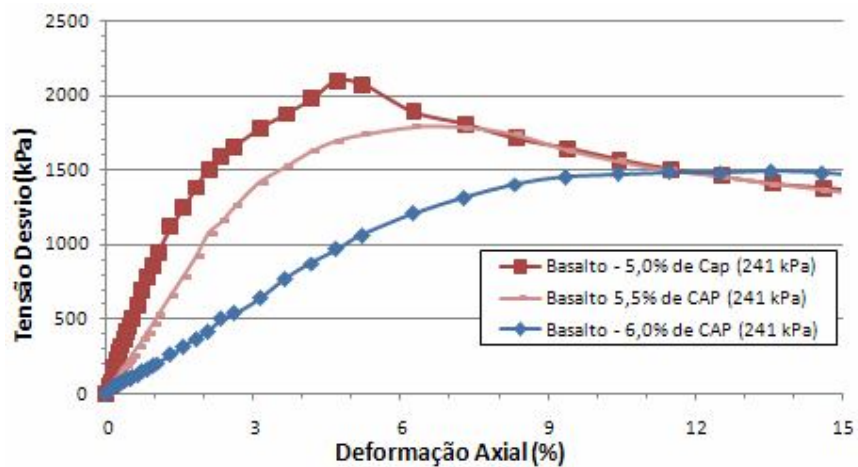


Figura 4.39: Curva tensão *versus* deformação para diferentes teores de CAP ( $\sigma_3 = 241$  kPa).

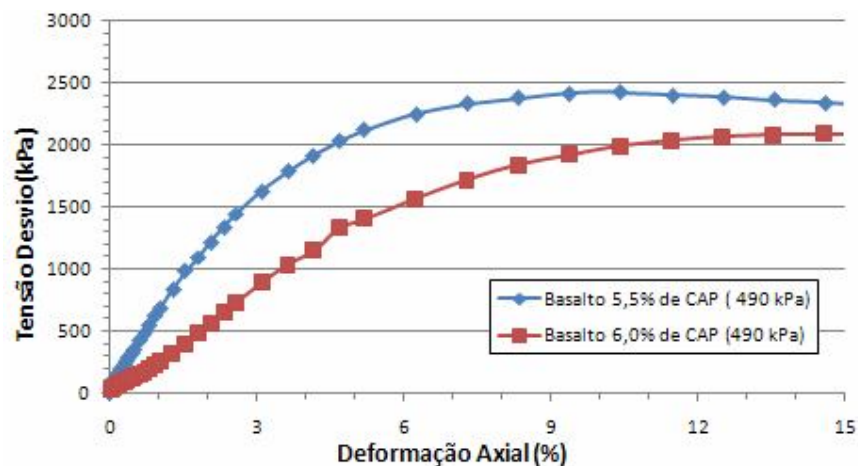


Figura 4.40: Curva tensão *versus* deformação para diferentes teores de CAP ( $\sigma_3 = 490$  kPa).

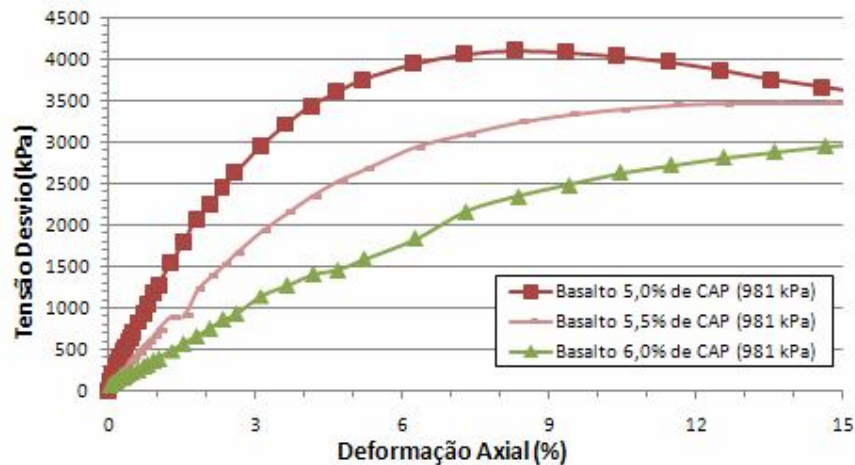


Figura 4.41: Curva tensão *versus* deformação para diferentes teores de CAP ( $\sigma_3 = 981$  kPa).

Observando a Figura 4.39, Figura 4.40 e Figura 4.41, nota-se que para uma mesma tensão confinante não há um ganho de resistência e uma queda da rigidez com o aumento do teor de ligante na mistura. Maiores teores de ligante tornam a mistura mais deformável, como também foi observado pelo comportamento dos CPs no ensaio de fluência não confinada. Sendo assim, o valor da rigidez da mistura deve aumentar com a diminuição do teor de ligante. Essa tendência é bem intuitiva, uma vez que uma quantidade de ligante superior àquela necessária para conferir coesão a mistura asfáltica gera uma lubrificação entre as partículas dos agregados ocasionando uma diminuição na resistência e rigidez.

Quanto à forma de ruptura, evidencia-se que uma maior concentração de CAP, faz com que as misturas apresentem uma tendência de ruptura mais dúctil. Este fato é coerente, pois, o ligante asfáltico é um material dúctil.

Quanto à resistência das misturas para um mesmo nível de tensão confinante, observa-se que ela decresce com o aumento do teor de ligante na mistura, demonstrando a grande influência do teor de CAP nessa propriedade do material.

Segundo Falcão (2003), dois fatores intervenientes agem em direções opostas quando se analisam estes gráficos: se por um lado o aumento do teor de ligante gera uma diminuição do volume de vazios e, conseqüentemente, um possível aumento de resistência, por outro, o aumento de ligante gera uma maior lubrificação dos grãos da mistura podendo também gerar uma perda de resistência. No caso da mistura com o agregado basalto o aumento do teor de CAP ocasionou uma diminuição da resistência, porém em outras misturas estudadas por Falcão (2003, 2007) o comportamento obtido foi o contrário, evidenciando que não se pode afirmar

generalizadamente que exista uma tendência conclusiva acerca da influência do teor de ligante no ganho ou perda de resistência da mistura.

A Figura 4.42 apresenta as envoltórias de Mohr-Coulomb obtidas a partir dos ensaios realizados para as três tensões confinantes (241, 490 e 981 kPa) para cada teor de ligante da mistura de CBUQ com agregado basalto. Calculou-se os valores de ângulo de atrito e coesão para cada teor de CAP na mistura asfáltica. Observa-se que o comportamento mecânico das misturas é próximo, porém observou-se uma leve influência do teor de ligante na variação dos valores de coeficiente de atrito. Há uma diminuição do valor de coesão com o aumento de teor de ligante indicando que os teores estudados excedem àquele que levam à resistência máxima. A título de comparação, os valores encontrados são superiores aos utilizados durante as simulações numéricas das barragens ACC Great Dhun e Fintertal que foram de 32° e 145 kPa (Strabag, 1990).

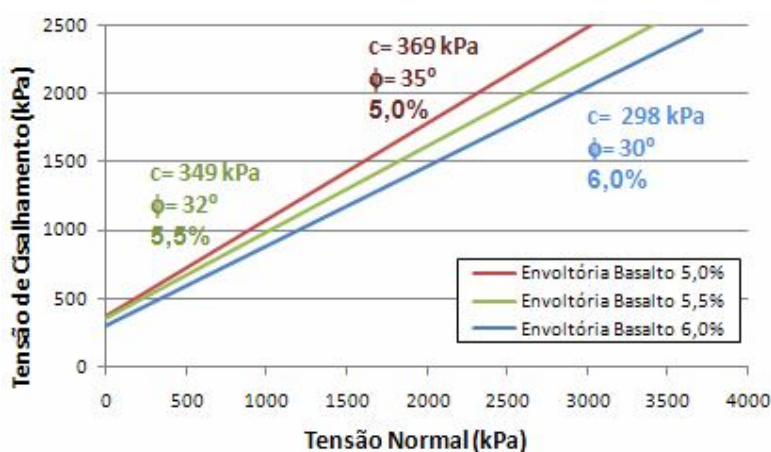


Figura 4.42: Envoltórias de Mohr-Coulomb para o CBUQ Basalto.

A Tabela 4.8 apresenta os valores dos parâmetros mecânicos ( $c$  e  $\phi$ ) das misturas de CBUQ com o agregado basalto obtido de forma indireta, além dos valores das tensões ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) observadas nos ensaios de compressão diametral e compressão simples.

Tabela 4.8: Parâmetros mecânicos da mistura de CBUQ com o agregado basalto.

Teor	Compressão Diametral		Compressão Simples		Parâmetros	
	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	$c$ (kPa)	$\phi$
5,0%	2,22	-0,74	5,1	0	295	23,8°
5,5%	1,98	-0,66	4,9	0	301	25,2°
6,0%	1,86	-0,62	4,85	0	305	25,5°

Comparando os valores de coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ) obtido pela forma indireta (Tabela 4.80) e pelos ensaios triaxiais tradicionais, nota-se que há uma relevante discrepância entre os resultados obtidos. Não se verificou nenhuma correlação entre esses dois ensaios, sendo que para uma melhor análise da real situação de carregamento em campo, aconselha-se a realização de ensaios triaxiais convencionais. Os parâmetros obtidos de forma indireta servem somente para o projetista ter idéia da ordem de grandeza do comportamento mecânico dessas misturas. Vale lembrar que há diferenças na metodologia desses dois ensaios, principalmente no que se refere à velocidade de ensaio e a condição de saturação do corpo de prova. A vantagem da obtenção pela forma indireta é o tempo e o custo de realização dos ensaios, uma vez ensaios de RT e compressão simples são bem menos demorados e não necessitam de equipamentos especiais para a sua realização.

#### 4.7.2. COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS PARA DIFERENTES AGREGADOS

De forma a comparar os resultados dos ensaios triaxiais da mistura de CBUQ com agregado basalto *versus* diferentes tipos de agregado estudados por Falcão (2003, 2007), optou-se por analisar os resultados de um único teor de ligante para cada mistura estudada. Para isso, escolheu-se o teor de 5,5% de ligante na mistura, por este ter sido o único teor ensaiado para todas as misturas com os diferentes tipos de agregado. A Figura 4.43, Figura 4.44 e Figura 4.45 apresentam o comportamento tensão-deformação para as misturas de CBUQ com 5,5% de teor de ligante nas tensões confinantes de 241, 490 e 981 kPa, respectivamente.

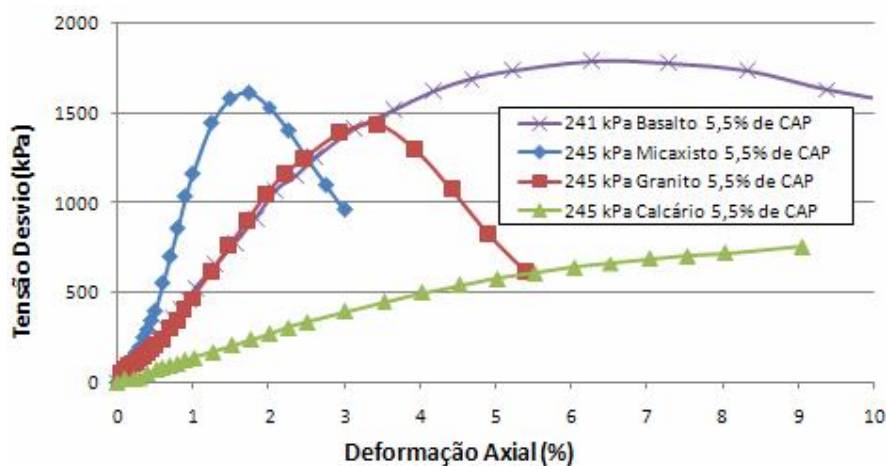


Figura 4.43: Comparação entre os diversos agregados - tensão confinante de 245 kPa.

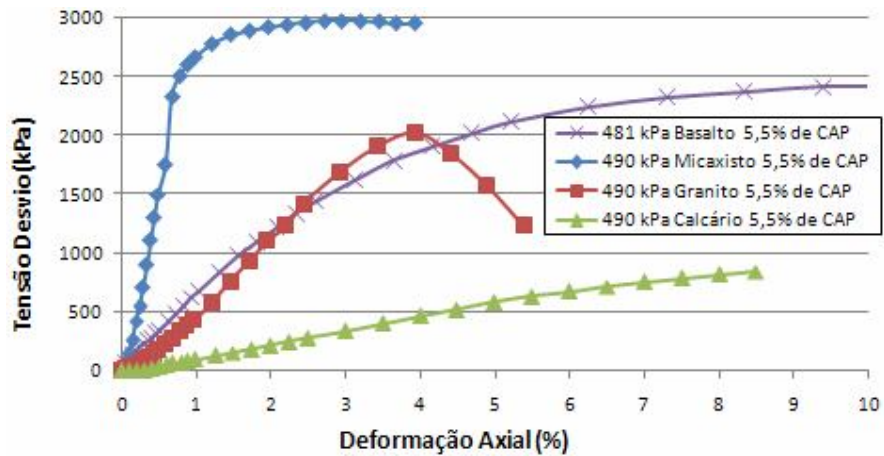


Figura 4.44: Comparação entre os diversos agregados - tensão confinante de 490 kPa.

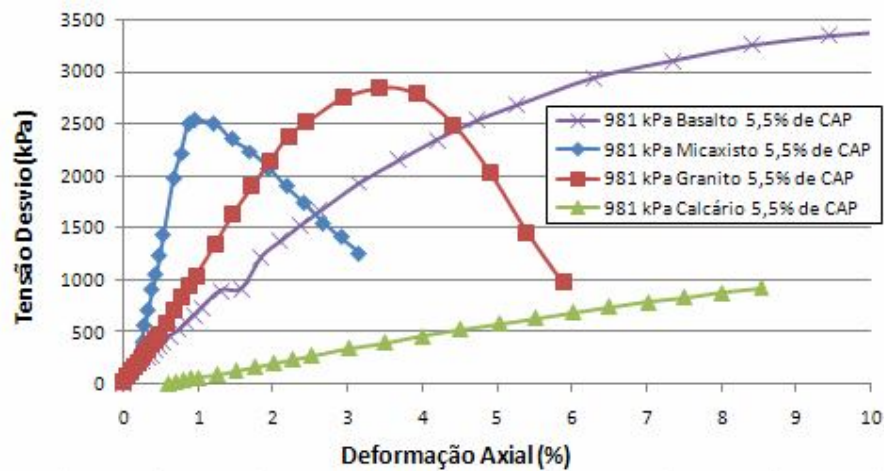


Figura 4.45: Comparação entre os diversos agregados - tensão confinante de 981 kPa.

Analisando a Figura 4.43, Figura 4.44 e Figura 4.45, verifica-se uma maior rigidez da mistura com agregado micaxisto para as três tensões confinantes utilizadas, tendo a mistura com agregado calcário apresentado menor rigidez. As misturas com o agregado granito e basalto apresentaram rigidez um pouco inferior ao micaxisto e semelhante entre elas, principalmente para as tensões de 250 e 500 kPa.

Correlacionando esse resultado com aqueles obtidos nos ensaios de fluência não confinada, verifica-se que o bom comportamento quanto à fluência para as misturas com o agregado basalto e micaxisto estão relacionadas com os altos valores de rigidez desse material. Conforme comentado anteriormente, para a mistura com o agregado granito somente o alto

valor de rigidez não foi suficiente para garantir um bom comportamento quanto à fluência, pois se acredita que a péssima adesividade, abrasão e índice de forma foram os fatores responsáveis pelo fraco desempenho desse material. A mistura com o agregado calcário apresentou os menores valores de rigidez e também o pior comportamento quanto à fluência.

Em termos de resistência de pico, a mistura com agregado calcário apresentou valores mais baixos dentre todas as misturas estudadas para todas as tensões de confinamento adotadas. Para a tensão confinante de 240 kPa, as misturas com agregado basalto e micaxisto apresentaram valores semelhantes de resistência de pico. Nas outras duas tensões confinantes, 490 e 980 kPa, as misturas com agregado micaxisto e basalto apresentaram valores superiores as demais, respectivamente.

Para o esqueleto mineral, a resistência ao cisalhamento (tensão de ruptura) e a resistência à deformação (rigidez) dependem basicamente do grau de entrosamento entre as partículas e da natureza dos agregados minerais. O entrosamento (ou embricamento) depende da estrutura, a qual é afetada pelos vazios no agregado mineral (VAM), pela tensão de confinamento e pela forma das partículas (Ibracon, 2007). O agregado calcário, devido a sua superfície polida e forma lamelar apresentou os menores valores de resistência dentre todas as misturas.

A Figura 4.46 apresenta as envoltórias de ruptura das misturas para comparação em termos de parâmetros de resistência.

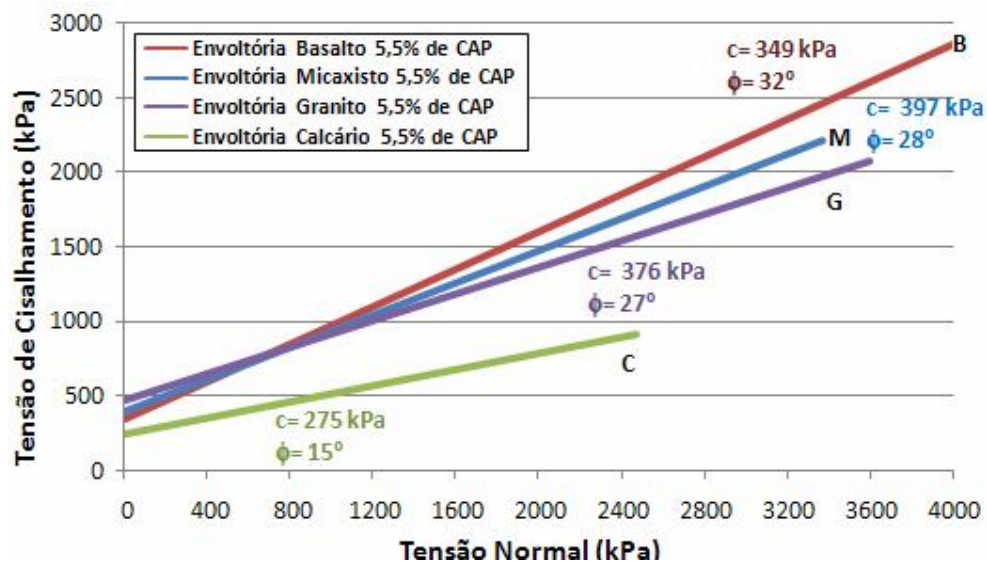


Figura 4.46: Comparação entre as envoltórias de ruptura para os diferentes agregados.

Observam-se altos valores de coesão para as quatro misturas analisadas, sendo os valores apresentados da mesma ordem de grandeza independente do tipo de agregado da mistura analisada para o teor de ligante em comparação. Para o teor de ligante analisado, a mistura com agregado calcário apresentou valor de coeficiente de atrito bem inferior às demais sendo o valor do ângulo de atrito das misturas com agregado micaxisto e agregado granito bastante próximo (28° e 27°, respectivamente) e inferior ao valor para a mistura com o agregado basalto (32°).

A Tabela 4.9 apresenta os valores dos parâmetros mecânicos obtidos por Falcão (2003 e 2007) a partir de ensaios triaxiais nas misturas de CBUQ para os agregados do tipo calcário, granito e micaxisto e para a mistura de basalto estudada nessa pesquisa.

Tabela 4.9: Parâmetros mecânicos da mistura de CBUQ.

Teor	Micaxisto (Falcão, 2003)		Granito (Falcão, 2007)		Calcário (Falcão, 2007)		Basalto	
	$c$ (kPa)	$\phi$	$c$ (kPa)	$\phi$	$c$ (kPa)	$\phi$	$c$ (kPa)	$\phi$
4,5%	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
5,0%	-----	-----	376	27°	196	15°	369	35°
5,5%	407	30°	308	27°	242	15°	349	32°
6,0%	-----	-----	-----	-----	375	15°	298	30°
6,5%	345	33°	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Analisando a Tabela 4.9, verifica-se que a mistura com agregado calcário apresentou valores de ângulo de atrito bem inferior às demais para todos os teores de CAP estudados, o que pode ser justificado devido a sua superfície polida e forma lamelar dos grãos. As misturas com o agregado micaxisto e granito apresentaram um comportamento bem similar. De forma geral a mistura com o agregado basalto foi a que apresentou os melhores valores dos parâmetros de resistência. Observando a variação desses parâmetros com o aumento do teor de ligante na mistura, nota-se que para as misturas com o agregado granito e calcário não há nenhuma mudança, enquanto que para as misturas com o agregado micaxisto e basalto o valor de ângulo de atrito varia com o aumento do teor de ligante.

Os valores encontrados de coesão e ângulo de atrito das misturas comparadas, exceto para aquelas com o agregado calcário, se mostram próximos a valores encontrados na literatura internacional como, por exemplo, os valores apresentados por Mahabadi & Roosta (2002) que utilizaram ângulo de atrito de 28° e valor de coesão de 360 kPa em simulações numéricas de uma barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico.

Para efeito de informação, a Tabela 4.10 apresenta os módulos elásticos obtidos a partir dos resultados dos ensaios triaxiais realizados por Falcão (2003 e 2007) e a presente pesquisa. Os valores dos módulos foram calculados a partir de um ajuste por meio de regressão linear no trecho elástico das diversas curvas tensão desvio *versus* deformação axial dos ensaios triaxiais.

Tabela 4.10: Resumo dos módulos elásticos - ensaios triaxiais.

Mistura	Teor de Ligante (%)	Def Axial na Ruptura ( $\epsilon_r$ ) (%) $\sigma_3=249\text{kPa}$	Def Axial na Ruptura ( $\epsilon_r$ ) (%) $\sigma_3=491\text{kPa}$	Def Axial na Ruptura ( $\epsilon_r$ ) (%) $\sigma_3=981\text{kPa}$	Módulo de Young E(MPa) $\sigma_3=249\text{kPa}$	Módulo de Young E(MPa) $\sigma_3=491\text{kPa}$	Módulo de Young E(MPa) $\sigma_3=981\text{kPa}$
CBUQ Calcário (Falcão, 2007)	5,0	3,5	5,0	2,9	23	25	37
	5,5	16,0	15,0	14,9	11	11	11
	6,0	11,7	14,9	19,1	11	12	12
CBUQ Micaxisto (Falcão, 2003)	5,5	1,7	1,5	0,97	101	292	263
	6,0	2,2	2,5	2,7	79	92	103
CBUQ Granito (Falcão, 2007)	6,5	6,9	8,1	8,9	58	70	132
	5,0	2,2	2,2	1,9	82	107	145
CBUQ Basalto	5,5	3,4	3,9	3,4	45	48	108
	5,0	5,23	-----	10,24	66,4	-----	91,8
	5,5	8,34	11,49	15,77	45,1	53,6	53,2
	6,0	15,64	14,6	15,7	19,3	28	30

Observando os resultados obtidos nessa pesquisa e por Falcão (2003 e 2007), infere-se que para o mesmo tipo de agregado, existe uma tendência entre o aumento do valor de deformação axial na ruptura com o aumento do teor de ligante para a maioria das tensões confinantes ensaiadas. Tal fato é justificado, pois com o aumento do teor de ligante o comportamento da mistura asfáltica torna-se mais dúctil, deformando mais antes de atingir a ruptura.

Os valores de módulo, independente do teor de ligante ou tipo de agregado, mostraram-se crescentes com o aumento da tensão confinante. Observa-se, ainda, uma diminuição do valor de módulo com o aumento do teor de ligante para as mesmas tensões confinantes para as todas as misturas analisadas. Dentro da faixa de percentuais de ligante utilizados este pode ser um comportamento tido como esperado, uma vez que a relação betume vazios (RBV) destas misturas se mostra crescente com o aumento do teor de ligante.

Ainda analisando os valores mostrados na Tabela 4.10, verifica-se uma maior rigidez da mistura com agregado micaxisto, seguido da mistura com o agregado basalto e granito para as três tensões confinantes utilizadas, tendo a mistura com agregado calcário apresentado menor



rigidez, fato esse que pode estar relacionado com comportamento dessas misturas ao fenômeno da fluência.

#### 4.8. ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

Neste tópico são apresentados os resultados dos ensaios de permeabilidade da mistura de CBUQ com o agregado basalto estudado nessa pesquisa, além dos ensaios realizados por Falcão (2003 e 2007) para os agregados do tipo calcário, granito e micaxisto. Conforme comentado anteriormente, esse procedimento visa verificar se a permeabilidade dos CPs com Vv inferiores a 3% é condizente com a restrição imposta pela literatura ( $k < 10^{-9}$  cm/s). Além disso, serve para verificar se CPs com Vv pouco superiores a 3% possuem uma permeabilidade inferior à máxima estabelecida, o que possibilitaria a inserção desses teores na faixa ótima que seria estudada pelos demais ensaios mecânicos.

Com o objetivo de seguir a metodologia utilizada nas pesquisas anteriores, realizou-se a execução dos ensaios de permeabilidade com uma pressão de 50 kPa para todos os teores de ligante ensaiados, sendo utilizados três CPs para cada teor. Os ensaios de permeabilidade foram realizados para todos os teores que compõem a faixa estudada na dosagem (5,0 - 5,5 - 6,0 - 6,5 - 7,0%). Segundo a literatura internacional, o principal parâmetro associado à permeabilidade do CBUQ é o volume de vazios da mistura. A Tabela 4.11 apresenta os valores de Vv para os corpos de prova ensaiados nessa pesquisa e para aqueles ensaiados por Falcão (2003 e 2007), obtidos no processo de dosagem das misturas. Como era esperado, nota-se que para todas as misturas os valores de Vv diminuem com o aumento do teor de ligante.

Tabela 4.11: Índice de vazios para as misturas de CBUQ com diferentes agregados.

Teor de CAP	Tipo de agregado			
	Micaxisto (Falcão, 2003) VV (%)	Calcário (Falcão, 2007) Vv (%)	Granito (Falcão, 2007) Vv (%)	Basalto Vv(%)
4,00%	-----	4,0	-----	-----
4,50%	5,4	2,8	3,0	-----
5,00%	4,0	2,0	2,3	3,0
5,50%	3,1	1,8	1,4	2,9
6,00%	2,3	-----	-----	2,7
6,50%	1,4	-----	-----	2,4
7,0%	-----	-----	-----	2,0

A Figura 4.47 apresenta a relação entre os valores do coeficiente de permeabilidade (na escala log) dos CPs ensaiados e o teor de ligante das misturas. Verifica-se que existe uma boa correlação entre aumento do teor de ligante e a diminuição do coeficiente de permeabilidade, principalmente para a mistura com o agregado basalto e micaxisto. Nas misturas com agregado calcário e agregado granito os valores de coeficiente de permeabilidade não se mostraram muito influenciados pela variação no teor de ligante. Para todas as misturas com teores superiores a 5,5%, os valores de permeabilidade estão de acordo com a restrição imposta por Höeg (1993), que exige um valor máximo de coeficiente de permeabilidade da ordem de  $10^{-9}$  cm/s para que a mistura seja considerada aplicável como elemento impermeabilizante em barragens e outras estruturas hidráulicas.

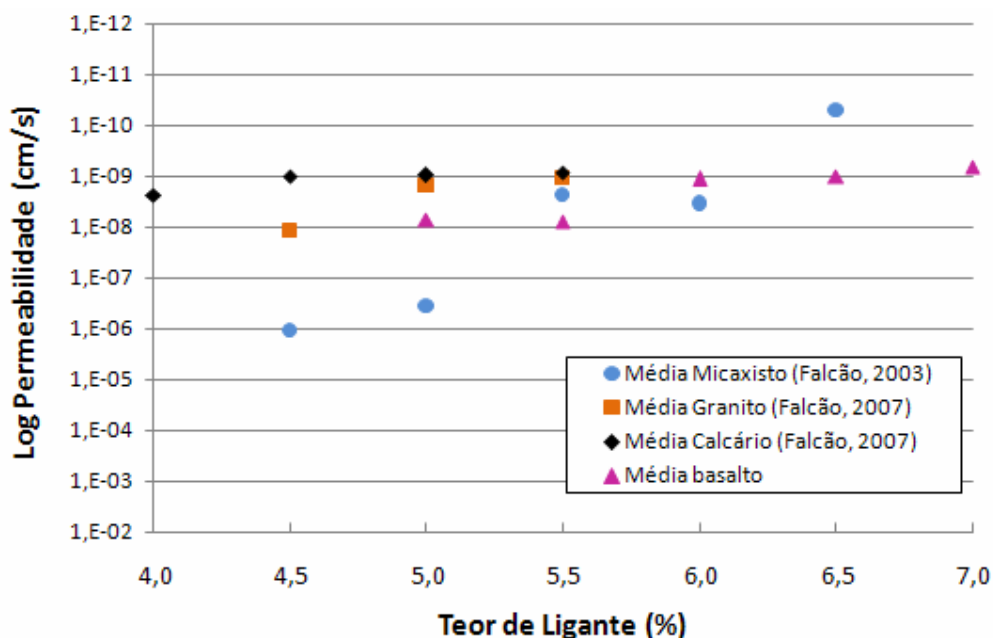


Figura 4.47: Permeabilidade *versus* teor de ligante.

Falcão (2007) comenta que o aumento do teor de ligante está geralmente relacionado à diminuição do volume de vazios, que está, por sua vez, associado com a diminuição do coeficiente de permeabilidade. Porém, esta correlação não é considerada como linear e depende muito da faixa de  $V_v$  e do tipo de agregado considerado na análise. Para melhor entender esse comportamento, a Figura 4.48 apresenta uma atualização do gráfico mostrado em Höeg (1993) que relaciona os resultados de volume de vazios *versus* coeficiente de permeabilidade. Nesta figura são contemplados os valores obtidos por Höeg, por Falcão (2003, 2007) e nesta pesquisa.

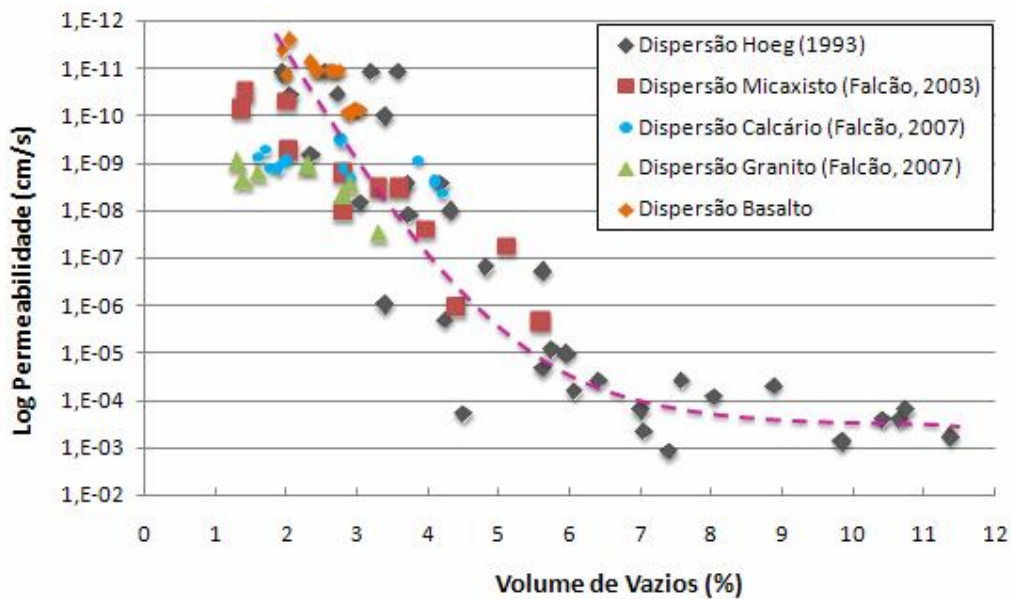


Figura 4.48: Permeabilidade - resultados obtidos *versus* modificado - Höeg ,1993.

Observando a Figura 4.48, nota-se que os resultados encontrados para os valores do coeficiente de permeabilidade da mistura de CBUQ com o agregado basalto apresentaram a mesma tendência que os resultados obtidos nas pesquisas anteriores (Höeg, 1993; Falcão, 2003 e 2007). Conforme comentado em capítulos anteriores, para valores de Vv maiores que 3,0% os de coeficiente de permeabilidade aumentam de forma bastante considerável.

É importante observar que alguns corpos de prova que apresentaram Vv próximos a 3%, mostraram valores de permeabilidade acima do mínimo exigido para utilização em estruturas de contenção hidráulicas. Da mesma forma, alguns corpos de prova que apresentaram Vv superiores a 3%, mostraram valores de permeabilidade abaixo do mínimo exigido. Conclui-se que o ensaio de permeabilidade é de extrema importância para se aferir o verdadeiro valor da condutividade hidráulica na mistura. O limite sugerido por Höeg (1993), Vv sempre inferior a 3,0%, devem ser considerado meramente como um indicador para que os projetistas decidam sobre a aplicabilidade da mistura como elemento impermeabilizante, porém de maneira alguma substituem a realização dos ensaios de permeabilidade das misturas a serem utilizadas.

Falcão (2007) comenta que os ensaios de permeabilidade realizados são executados impondo-se o fluxo de água ao longo da altura do CP, ou seja, na mesma direção da compactação. Para materiais anisotrópicos compactados, sabe-se que os valores de permeabilidade nesta direção são menores que na direção transversal. Acredita-se que na situação de aplicação desse

material asfáltico no núcleo de uma barragem a mistura estaria submetida a um fluxo levemente inclinado e que se aproxima da direção transversal do corpo de prova. A anisotropia se relaciona diretamente à forma dos agregados, realçando a importância da análise tal aspecto, bem como a execução de ensaios laboratoriais de permeabilidade na direção real de fluxo.

---

# *Capítulo 5*

---

## *Conclusões e Sugestões Para Pesquisas Futuras*

### **5.1. INTRODUÇÃO**

O presente trabalho dá continuidade às pesquisas iniciadas no ano de 2002 pelo PPG-UnB em parceria com Furnas, com o objetivo de verificar a aplicação de misturas e materiais asfálticos como elementos impermeabilizantes em barragens de terra e enrocamento, utilizando os principais agregados disponíveis em algumas regiões do Brasil. Neste capítulo estão apresentadas as principais conclusões relativas às análises dos resultados dos ensaios laboratoriais realizados nessa pesquisa, além das sugestões para trabalhos futuros.

### **5.2. CONCLUSÕES**

Acredita-se que os objetivos almejados para esta pesquisa foram alcançados. As informações apresentadas neste trabalho, aliadas às informações das pesquisas desenvolvidas por Falcão (2003 e 2007) e Ramos (2007), contribuiram para o estudo do comportamento mecânico e hidráulico de misturas de CBUQ idealizadas para aplicação em barragens. Estes trabalhos apresentam uma compilação das pesquisas já realizadas no país e no exterior abordando este assunto e podem vir a ser diretamente utilizado por empresas construtoras do ramo de barragens que procuram saber o potencial de diferentes tipos de agregados na aplicação de misturas asfálticas de CBUQ, como materiais impermeabilizantes em barragens de enrocamento.

Em relação à caracterização dos materiais utilizados na composição da mistura de CBUQ estudada foi possível verificar que:

- As características do ligante CAP 50/70 enquadram-se dentro das restrições impostas pela norma DNIT- EM 095/2006;
- O valor de massa específica obtido para todos os agregados está de acordo com os valores comumente encontrados na literatura. No que se refere à absorção, o agregado calcário é que apresenta uma maior absorção em relação aos demais estudados;
- A adesividade foi classificada como satisfatória para os agregados do tipo micaxisto e basalto, porém para os agregados do tipo granito e calcário foi classificada como insatisfatória, o que está de acordo com a natureza destes materiais. Agregados básicos ou hidrofílicos (como basaltos e calcários) tendem a apresentar melhor adesividade;
- Os resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles para os quatro agregados ensaiados apresentaram-se dentro da faixa de tolerância estabelecida pela norma DNER ME 035/98, sendo que o calcário apresentou o menor desgaste dentre os agregados analisados e que apresentou o pior resultado;
- Todos os agregados atendem as especificações impostas para pela norma DNIT ES-031 para o ensaio de índice de forma.

As principais conclusões do processo de dosagem da mistura de CBUQ com o agregado basalto e a comparação com as dosagens realizadas para os demais agregados por Falcão (2003 e 2007) e Ramos (2007) são:

- Na dosagem realizada para a mistura com o agregado basalto, todos os teores de ligante ensaiados apresentaram Vv inferiores a 3%, porém para os teores de 6,5 e 7,0% as misturas já davam indícios visuais de exsudação. Este valor de Vv inferior a 3% é o máximo valor permitido para aplicações hidráulicas (Höeg, 1993);
- Todas as misturas com teor de ligante superior a 5,0% apresentavam valores de Vv inferiores ou bem próximos ao máximo exigido para aplicações hidráulica ( $Vv < 3,0\%$ );
- As misturas com o agregado granito e o calcário são as mais susceptíveis a pequenas variações no Vv em função do teor de ligante na mistura, enquanto que as misturas com o agregado basalto mostram-se menos influenciadas;
- A utilização da curva de Fuller se mostrou eficiente no que tange à obtenção de misturas com volume de vazios inferior a 3%;
- A estabilidade Marshall não apresentou nenhuma correlação com os parâmetros mecânicos essenciais das misturas obtidos por meio de ensaios mais elaborados tais como o RT, triaxial ou fluência estática;

- Alguns valores de fluência Marshall apresentaram-se superiores ao limite estabelecido pela norma DNER-ME 043/95. Porém, esses valores não são fatores proibitivos à utilização dessas misturas, uma vez que o estudo aqui realizado é para a utilização em estruturas hidráulicas e não para aplicações rodoviárias. Devem-se investigar limites alternativos ou diferentes metodologias de projeto para este tipo específico de aplicação.

Os resultados de resistência à tração para a mistura de CBUQ com o agregado basalto e a comparação com os ensaios realizados para os demais agregados forneceram as seguintes conclusões:

- Para todas as misturas estudadas notou-se a diminuição da RT com o aumento do teor de ligante;
- Para as misturas com o agregado basalto, observa-se que somente o resultado da mistura com 5,0% de ligante está acima do mínimo exigido pela norma DNER-ES 385/1999 para fins rodoviários;
- A mistura com o agregado micaxisto é a que apresenta os maiores valores de RT para todos os teores de ligante ensaiados. A mistura do agregado granito apresenta um comportamento intermediário, enquanto que as misturas com o agregado calcário e basalto apresentam um comportamento inferior, comparando-se com as demais, e bastante similar entre elas.

Os ensaios de desgaste cântabro para a mistura de CBUQ com o agregado basalto e a comparação com os ensaios realizados para os demais agregados permitem concluir que:

- Para todas as misturas ensaiadas com os diferentes tipos de agregados, observou-se uma diminuição do valor de desgaste com o aumento do teor de ligante. Em valores absolutos, pode-se dizer que os valores de desgaste independente do tipo de agregado utilizado foi bastante pequeno;
- Observou-se que o sistema de pré-condicionamento imposto aos corpos-de-prova de CBUQ não se mostrou muito eficiente. Apesar de a imersão ter sido realizada por 24 horas ininterruptas, não foi possível garantir a saturação dos corpos-de-prova. Assim, sugere-se aplicar contrapressão nos corpos-de-prova utilizando uma bomba de vácuo de forma a tentar garantir a saturação dos mesmos.
- A mistura de CBUQ com agregado granito não apresentou variação significativa do valor de desgaste Cântabro da condição seca para a condição úmida. As misturas com agregado micaxisto e basalto apresentaram as maiores e menores variações, respectivamente. Em

todas as misturas, verifica-se uma diminuição da diferença entre a condição seca e úmida com o aumento do teor de ligante.

Em relação aos ensaios de fluência estática e as análises realizadas para as misturas de CBUQ com os diferentes agregados observou-se que:

- A condição de linearidade não foi atendida, nas condições dos ensaios realizados para diferentes níveis de carregamento (50 kPa e 700 kPa);
- Uma maior quantidade de ligante faz com que a mistura seja mais susceptível ao fenômeno da fluência, uma vez que quanto maior o teor de CAP maiores serão os valores de módulo de fluência e, conseqüentemente, maiores serão as deformações que irão ocorrer na mistura asfáltica para uma dada tensão;
- Para os agregados do tipo basalto, calcário e granito não se observou uma grande variação na curva de função de fluência para os diferentes teores de CAP, ao contrário da mistura de micaxisto onde essa variação foi mais acentuada;
- Acredita-se que os fatores preponderantes na maior resistência dessas misturas à fluência sejam a compacidade da mistura, o grau de entrosamento entre as partículas, a natureza dos agregados minerais e a interação do par ligante-agregado;
- Para os teores de 5,0% e 5,5% de ligante o desempenho das misturas com os diferentes tipos de agregado pode ser classificado de maneira decrescente seguindo a seguinte ordem: CBUQ-micaxisto, CBUQ-basalto, CBUQ-granito e CBUQ-calcário. Nas misturas com 6,0%, o CBUQ-basalto comporta-se de maneira ligeiramente melhor do que o CBUQ-micaxisto. Em todos os ensaios verificou-se que a ordem de grandeza é bem parecida;
- O baixo desempenho do agregado granito pode ser explicado devido a sua péssima adesividade e os piores valores de índice de forma e de desgaste a abrasão;
- O bom desempenho do agregado micaxisto pode ser atribuído a sua elevada rigidez observada por Falcão (2003) e também ao valor do seu índice de forma (0,7), o melhor dentre todos os agregados;
- O agregado calcário devido a sua menor rigidez, a sua superfície polida e forma lamelar dos grãos, que é caracterizada pelo pior dos valores de índice de forma (0,5), apresentou a curva de função de fluência com os maiores valores de módulo de fluência;
- Recomenda-se o uso da série de Prony com 15 elementos para a modelagem da função de fluência a partir do modelo generalizado, pois ela conseguiu reproduzir fielmente as curvas de função de fluência obtidas nos ensaios de *fluência* estática;



- A calibragem do modelo exponencial considerando todo o tempo de ensaio não se mostrou bastante eficaz para reproduzir o comportamento a longo prazo. A nova calibração proposta, onde se desconsiderou a primeira hora de ensaio, conseguiu reproduzir de maneira muito mais fidedigna as curvas de função de fluência obtidas nos ensaios de *fluência* estática;

A comparação preliminar entre os resultados dos parâmetros mecânicos da mistura de basalto, obtidos de maneira indireta, com aqueles de Falcão (2003 e 2007) permitem inferir que:

- As misturas de CBUQ com basalto apresentaram valores de coesão e ângulo de atrito decrescente com o aumento do teor de ligante;
- Para todas as misturas com os diferentes agregados observam-se altos valores de coesão e uma grande variação nos valores de ângulo de atrito;
- Para corpos-de-prova com mesmo teor de ligante, pode se observar que o aumento da tensão confinante gera um ganho de resistência. Ao contrário do que acontece com a resistência, a influência do teor de ligante na rigidez das misturas parece ser mais acentuada para níveis de tensões confinantes mais elevados;
- Existe uma tendência entre o aumento do valor de deformação axial na ruptura com o aumento do teor de ligante para todas as tensões confinantes ensaiadas, para um mesmo tipo de agregado;
- Os valores de módulo de elasticidade, independente do teor de ligante ou tipo de agregado, se mostraram crescentes com o aumento da tensão confinante. Os valores de módulos das misturas com agregado granito, micaxisto e basalto apresentaram valores superiores aos encontrados na literatura internacional. Os resultados de módulo obtidos para o calcário se mostraram inferiores aos das demais misturas estudadas.

Finalmente, as principais conclusões referentes aos ensaios de permeabilidade foram:

- Os coeficientes de permeabilidade das misturas de CBUQ com agregado calcário e agregado granito não se mostraram muito influenciados pela variação no teor de ligante, ao contrário das misturas com o agregado micaxisto e basalto que apresentaram uma diminuição do valor da permeabilidade com o aumento do teor de ligante na mistura;
- Devem-se realizar os ensaios de permeabilidade em todas as misturas, não se baseando apenas no valor restritivo de volume de vazios ( $V_v < 3,0\%$ ) da mistura apresentado na literatura internacional como fator que garanta a permeabilidade exigida em projeto;

- Os valores do coeficiente de permeabilidade obtidos durante a pesquisa apresentaram a mesma tendência que os resultados obtidos por Höeg (1993) em seus experimentos.

### 5.3. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Diante da necessidade de uma maior divulgação dessa tecnologia e de mais estudos que venham a permitir uma maior segurança na determinação do desempenho destas misturas em campo, as principais sugestões para pesquisas futuras são:

- Aumentar a base de dados ensaiando outros agregados e analisar deferentes metodologias de dosagem daqueles utilizados por Falcão (2003, 2007) e na presente pesquisa;
- Realizar ensaios de fluência confinada para simular a real condição de carregamento que esse material é submetido em campo;
- Comparar os resultados obtidos de fluência confinada com os fluência não confinada realizados nessa pesquisa, procurando verificar qual metodologia fornece os melhores parâmetros viscoelásticos para as análises numéricas mais aprofundadas;
- Estudar o uso de asfaltos modificados e o uso de fibras verificando qual seria a melhora no comportamento dessas misturas asfálticas ao fenômeno da fluência;
- Compreender melhor o comportamento mecânico das misturas estudadas por meio da elaboração de curvas mestras de temperatura e estudar a possível propagação de trincas em núcleos ou faces de concreto asfáltico utilizando a teoria do dano;
- Estudar a interação entre a camada asfáltica, tanto na face ou no núcleo, com as camadas de transição;
- Realizar análises numéricas acopladas a partir de parâmetros reais de enrocamento (obtidos em pesquisas anteriores do PPG-UnB) e com os parâmetros viscoelásticos das misturas asfálticas, verificando qual é a máxima deformação que esse material resiste em casos de recalques muito elevados oriundos da deformação do maciço de enrocamento compactado ou de fundações não competentes;
- Avaliar o fenômeno da recuperação (healing) de microfissuras, fenômeno este definido como rejuntamento de microfissuras existente nas misturas asfálticas quando estas permanecem um determinado período em repouso. Kim *et al.* (1994), baseando-se na

teoria da viscoelasticidade, apresenta metodologias de ensaios laboratoriais e de campo capazes de avaliar tal fenômeno;

- Verificar a influência do  $pH$  da água dos reservatórios na adesividade e solubilidade do ligante utilizado nas misturas asfálticas aplicadas como elemento impermeabilizante de estruturas hidráulicas;
- Instrumentar e acompanhar obra de construção do núcleo asfáltico da barragem de UHE Foz do Chapecó.

---

# *Referências Bibliográficas*

---

- ANEEL (2005). Atlas da Energia Elétrica do Brasil. Agência Nacional de Energia Elétrica, Brasília, DF, 243p.
- ANEEL (2006). Homepage da Agência Nacional de Energia Elétrica ([www.anel.gov.br](http://www.anel.gov.br)), em 16/09/2006.
- ANEEL (2008). Homepage da Agência Nacional de Energia Elétrica ([www.anel.gov.br](http://www.anel.gov.br)), em 13/03/2008.
- Assis, A.P., Hernandez, H.M. & Colmanetti, J.P. (2003). Apostila do Curso de Barragens: Publicação G.A.P – AA006/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 179p.
- Benevides, S.A.S (2000). Análise Comparativa do Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos – Empírico do DNER e Resiliência da COOPE em Rodovias do Ceará. Dissertação de Mestrado, COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- Boltzmann, L. (1976). Zur Theorie der Elastischen Nachwirkung. Pogg. Ann. Physik, V.7, p.624.
- CEFC (2008). Homepage da Companhia Elétrica Foz do Chapecó ([www.fozdochapeco.com.br](http://www.fozdochapeco.com.br)), em 12/08/2008.
- Christensen, R.M. (1982). Theory of Viscoelasticity. Academic, New York.
- Christensen, R.M. (2003). Theory of Viscoelasticity. Dover Publications, New York, USA, 364 p.
- Cruz, P.C. (1996). 100 Barragens Brasileiras. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 648p.
- Dantas Neto, S.A. (2001). Materiais Asfálticos Alternativos para Uso em Pavimentação. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 170p.
- DNER (1994). ME 004 – Material Betuminoso- Determinação da Viscosidade Saybolt-Furol a Alta Temperatura- Método da Película Delgada. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 02p.
- DNER (1994). ME 78 - Adesividade a ligantes betuminosos. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 03p.

- DNER (1994). ME 247 – Material Termoplástico para Demarcação Rodoviária- Detreminação do Ponto de Amolecimento (método do anel e bola). Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 06p.
- DNER (1995). ME 043 – Misturas Betuminosas a Quente- Ensaio Marshall. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 11p.
- DNER (1997). ME 054 – Equivalente de Areia. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 10p.
- DNER (1997). ES 313 – Pavimentos Flexíveis- Concreto Asfáltico. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Norma Rodoviária, Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, RJ, 13p.
- DNER (1998). ME 035 - Agregados – Determinação da Abrasão Los Angeles. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 06p.
- DNER (1998). ME 081 - Agregados – Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 06p.
- DNER (1998). ME 009 – Petróleo e Derivados- Determinação da Densidade- Método do Densímetro. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 07p.
- DNER (1998). ME 086 – Agregado- Determinação do Índice de Forma. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 05p.
- DNER (1998). ME 163 – Materiais Betuminosos- Determinação da Ductilidade. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 06p.
- DNER (1999). ME 003 – Material Betuminoso- Determinação da Penetração. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 07p.
- DNER (1999). ME 382 – Determinação da Recuperação Elástica de Materiais Asfálticos, pelo método do ductilômetro. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 07p.
- DNER (1999). ME 399 – Agregados- Determinação da Perda ao Choque no Aparelho Treton. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ, 05p.
- DNIT (2007). ES 031 - Pavimentos flexíveis- Concreto asfáltico- Especificação de serviço. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Norma Rodoviária, Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, RJ, 14p.

- ELN (2008). Homepage da Eletronorte ([www.eln.gov.br](http://www.eln.gov.br)), em 13/03/2008.
- Falcão, P.R.F. (2003). Aplicação de Misturas Betuminosas em Barragens de Terra e Encocamento. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 106p.
- Falcão, P.R.F. (2007). Estudo das Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de Concretos Asfálticos para Aplicação em Barragens. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 161p.
- Feiner, A; Lehnert, J.& Lörh, A. (1976). Asphalt concrete cores problems and their solutions. XII Congresso Internacional de Grandes Barragens, ICOLD, México, Q44 R3: 33 – 50.
- Ferry, J. (1980). Viscoelastic Properties of Polymers. John Wiley & Sons, 3rd Ed., New York, 641 p.
- Høeg, K. (1993). Asphaltic Concrete Core for Embankment Dams. Stikka Trykk, Norway, 88p.
- Huang, Y.H. (1993). Pavement Analysis and Design. Prentice-Hall, New Jersey, USA, 805 p.
- Ibracon (2007). Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais, 1ª edição. Ibracon, São Paulo, SP, 2v.;1712p.
- Icold (1999). Barragens de Aterro com Revestimento de Concreto Asfáltico - Resumo e Recomendações. Boletim 144, 93p.
- Ishi, K. & Kamijo, M, (1988). Design for Asphaltic Concrete Facing of Sabigawa Upper Dam. XVI Congresso Internacional de Grandes Barragens, ICOLD, São Francisco, Q61 R19: 327-358.
- Jacinto, E.C. (2005). Estudo do Comportamento de Misturas Solo-emulsão para Uso em Barragens. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160p.
- Kim, Y.R., H.J. Lee e D.N. Little (1997). Fatigue Characterization of Asphalt Concrete Using Viscoelasticity and Continuum Damage Theory. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, AAPT, v. 66, pág. 520-574.
- Kolo (2003). Coletânea de Fotos Sobre a Construção da Barragem de Storglonvant e Outras Estruturas, Kolo Veidekke a.s., comunicação pessoal.
- Kolo (2008). Homepage da Kolo Veidekke ([www.koloveidekke.no](http://www.koloveidekke.no)), acessado em 03/05/2008.
- Mahabadi, S.G. & Roosta, R.M. (2002). Seismic analysis and design of asphaltic concrete core embankment dams. International Journal of Hydropower & Dams Construction, 3: 75-78

- Mello, L.G.R. (2008). A Teoria do Dano em Meio Contínuo no Estudo da Fadiga em Misturas Asfálticas. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 263p.
- Motta, L.M.G., Tunial, I., Leite, L.M., et al. (1996). Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas. Tradução Comentada, Petrobrás.
- Moraes, T.R., Nunes, A.L.L.S. e Lacerda, W.A. (2005). Resistência ao cisalhamento de dois solos coluvionares lateríticos através de ensaios de: compressão diametral e cisalhamento direto. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Vol. I, Salvador-Bahia, Brasil, p 193-204.
- Park, S.W., Y.R. Kim e R.A. Schapery (1996). A Viscoelastic Continuum Damage Model and its Application to Uniaxial Behavior of Asphalt Concrete. *Mechanics of Materials*, v. 24, nº 4, pág. 241-255.
- Park, S.W. & Schapery, R. A. (1999). Methods on Interconversion between Linear Viscoelastic Materials Functions. Part I – A Numerical Method Based on Prony Series. *International Journal of Solids and Structures*, V. 36, pág. 1653-1675.
- PDEE 2006-20015 (2006). Plano Decenal de Expansão de Energia Elétrica: 2006-2015. Ministério de Minas e Energia, Brasília, DF, 304 p.
- Petrobrás Distribuidora S.A (1996). Manual de Serviços de Pavimentação. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 100p.
- Pinto, S. (1991) Estudo do Comportamento à fadiga de Misturas Betuminosas Através de Ensaio Estáticas e Dinâmicos. Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- PNE 2030 (2007). Plano Nacional de Energia 2030. Ministério de Minas e Energia, Brasília, DF, 324p.
- Ramos, P.P.M. (2007). Estudo de Misturas Asfálticas para Aplicação em Barragens de Enrocamento. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 76p.
- Sá, M.F.P. (1996). Estudo da Deformação Permanente de Misturas Betuminosas Através de Ensaio Estáticas e Dinâmicos. Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- Saxegaard, H. (2000). Asphalt Core for Embankment Dams. *International Journal of Water Power & Dams Construction*, 2: 26-27.
- Saxegarrd, H. (2002). Asphalt Core Dams: Increased Productivity to Improve Speed of Construction. *International Journal of Hydropower & Dams*, 6: 72-74.
- Sawada, T., Nakazima, Y. & Tanaka, T. (1973). Empirical research and practical design of rockfill dams with asphalt facing. XI Congresso Internacional de Grandes Barragens, ICOLD, Espanha, Q42 R17, pp 281 – 313.

- Shapery, R.A. (1969) On the Characterization of Nonlinear Viscoelastic Materials. *Polymer Engineering and Science*, V. 9, p. 295-310.
- Shields, D.H., M. Zeng e R. Kwok (1998). Nonlinear Viscoelastic Behavior of Asphalt Concrete in Stress Relaxion. *Jorunal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, AAPT, V.67, p. 358-400.
- Sides, A., Uzan, J., Perl, M. (1985). A Comprehensive Visco-elasto-plastic Characterization of Sand-asphalt under Compression and Tension Cycle Loading. *Journal of Testing Evalation*, V. 13, N. 1, pág. 49-59.
- Silva, L.L. (2007). A Compensação Financeira das Usinas Hidrelétricas como Instrumento Econômico de Desenvolvimento Social, Econômico e Ambiental. Dissertação de Mestrado, Departamento de Economia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 147 p.
- Souza, J.B., e Souza, F. V. (2002a). Previsão do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a partir dos Resultados do Ensaio de Fluência Estática. *Anais do XVI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET*, Natal.
- Souza, J. B., e Souza, F. V. (2002b). Verificação do Comportamento Viscoelástico Linera em Misturas Asfálticas. *Anais do 16º Encontro de Asfalto, IBP*, Rio de Janeiro.
- Strabag (1996). *Asphaltic Concrete Cores for Hydraulic Structures-Reservoirs*. STRABAG Tiefbau GmbH, German, Brochure nº 51, 99 p.
- Strabag (1990) – *Asphaltic Concrete Cores for Earth and Rockfill Dams*. STRABAG Tiefbau GmbH, Brochure nº 45, German, 150 p.
- Visser, W; Schoenian, E. & Poskitt, F, F. (1970). The application of bitumen for dams. X Congresso Internacional de Grandes Barragens, ICOLD, Espanha, Q36 R38, pp. 631 – 652.
- Walo, B.AG (1994). Asphalt concrete lining – Examples of realized projects. XVIII International Congress on Large Dams, Durban, special issue.
- Walo, B.AG. (1997a). *Asphalt Hydraulic Engineering a part of Dam and Waste Deposit Construction*, Walo Bertdchinger Ltd, Zurich, Switzerland, 91 p.
- Walo, B.AG. (1997b). *Asphalt finisher*, Walo Bertdchinger Ltd, Zurich, Switzerland.
- Walo, B.AG (2000). *Asphalt sealings for hydraulic structures and landfill sites*. Walo Bertdchinger Ltd, Zurich, Switzerland.
- Walo, B.AG (2001). *Asphalt lining*. 69<sup>th</sup> annual meeting, Dresden, Special Issue, South Africa.
- Walo, B.AG (2008). *Homepage da Walo Bertdchinger Ltda ([www.walo.ch](http://www.walo.ch))*, acessado em 03/05/2008.



Weibiao, W. & Höeg, K. (2002). Effects of compaction method on the properties of asphalt concrete for hydraulic structure. *International Journal of Hydropower & Dams Construction*, 63-70p.

---

## *Apêndice A - Ensaios de Fluência*

---

Neste anexo são apresentados resultados dos ensaios de fluência estática realizados para as misturas de CBUQ com agregados do tipo micaxisto, granito, calcário e basalto. Os resultados estão divididos por tipo de agregado, sendo que para cada agregado são mostradas todas as modelagens realizadas utilizando-se a série de Prony e o modelo exponencial.

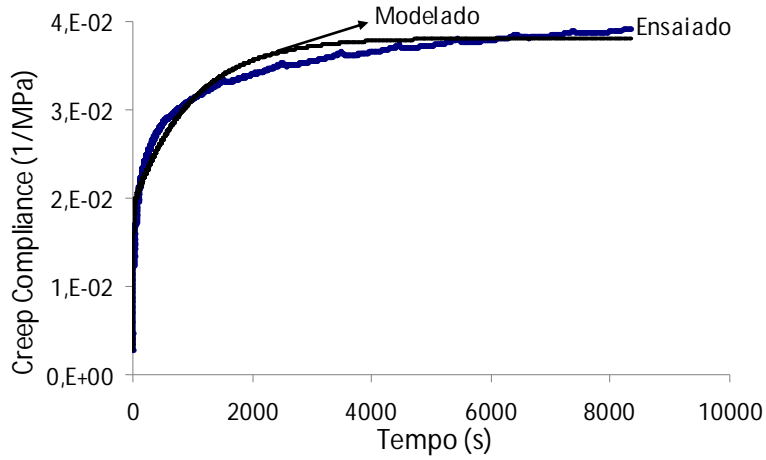


Figura A.1: Série de Prony com 15 elementos (Basalto - 5,0% de CAP).

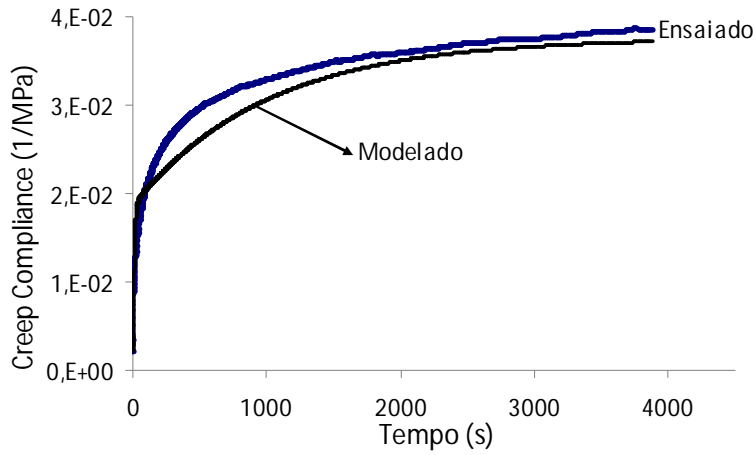


Figura A.2: Série de Prony com 15 elementos (Basalto - 5,5% de CAP).

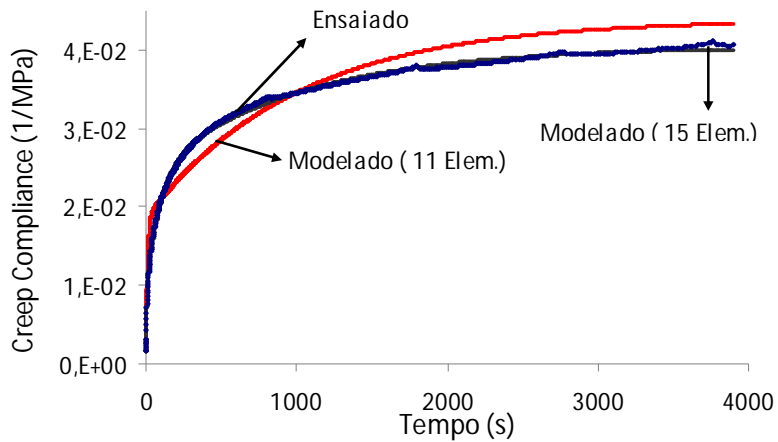


Figura A.3: Série de Prony com 15 elementos (Basalto - 6,0% de CAP).

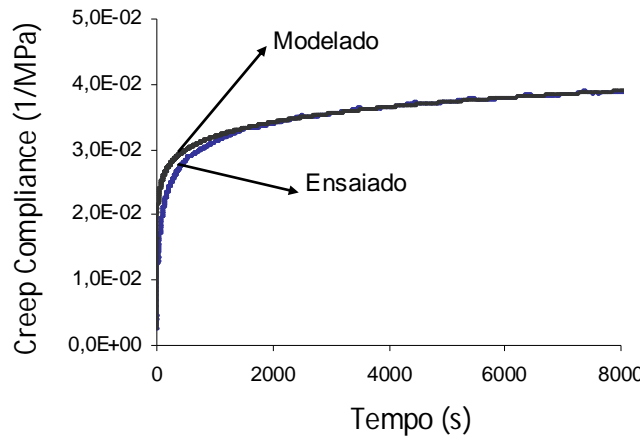


Figura A.4: Modelo Exponencial (Basalto - 5,0% de CAP).

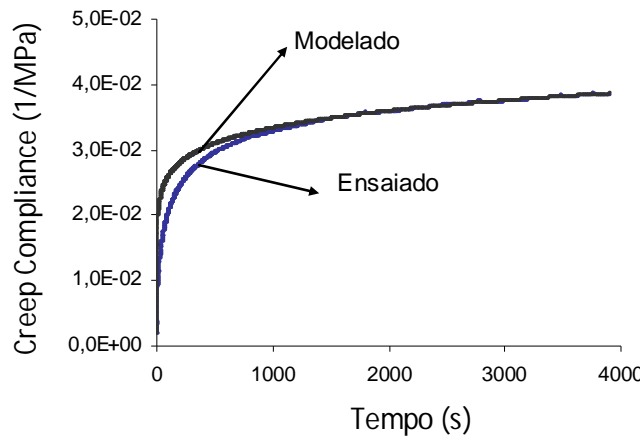


Figura A.5: Modelo Exponencial (Basalto - 5,5% de CAP).

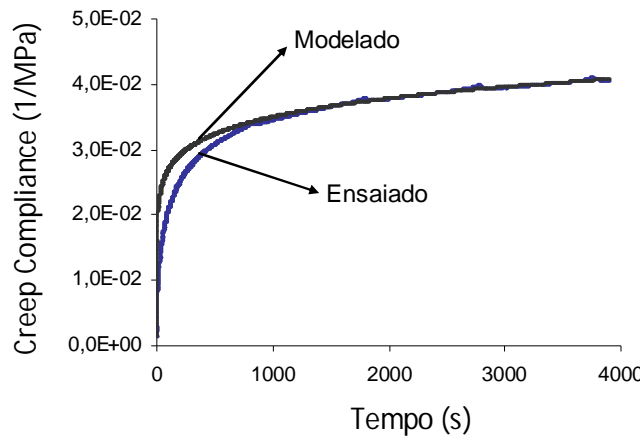


Figura A.6: Modelo Exponencial (Basalto - 6,0% de CAP).

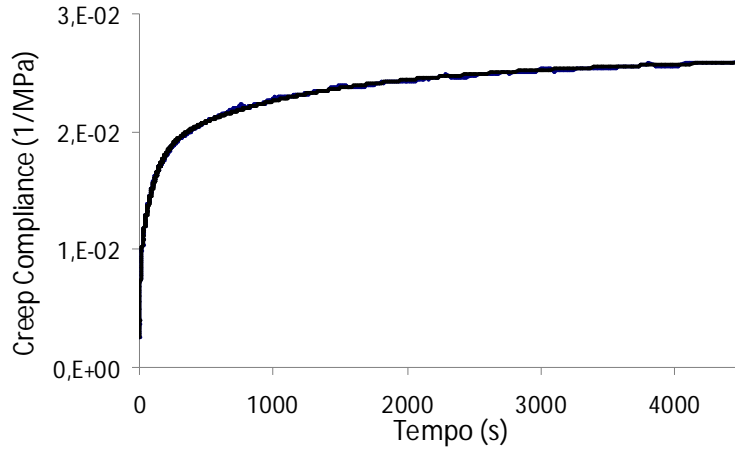


Figura A.7: Série de Prony com 15 elementos (Micaxisto - 5,0% de CAP).

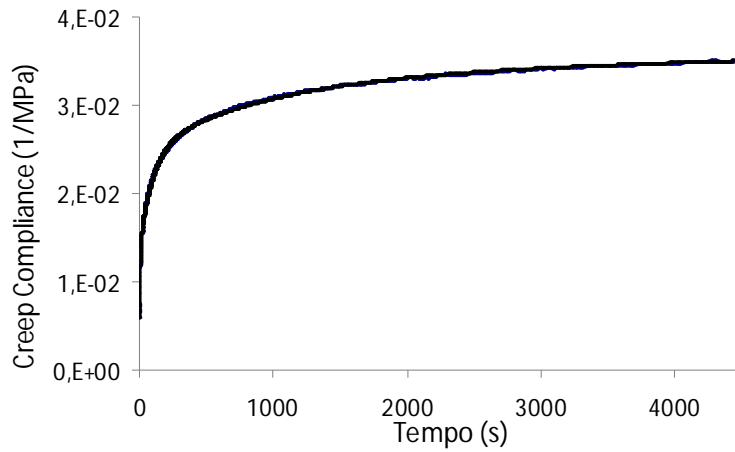


Figura A.8: Série de Prony com 15 elementos (Micaxisto - 5,5% de CAP).

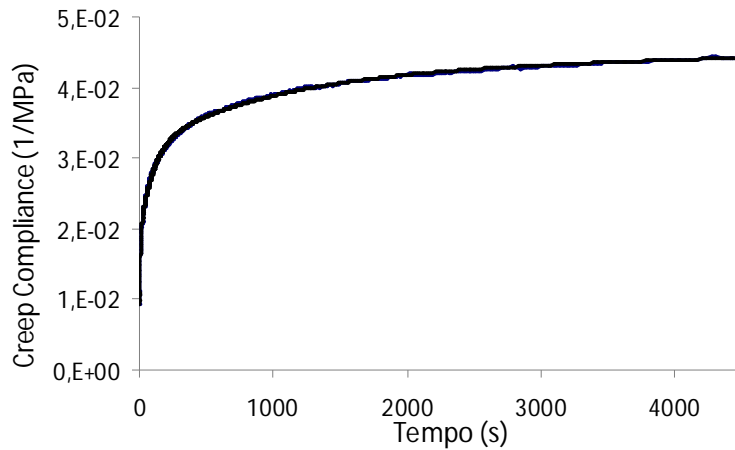


Figura A.9: Série de Prony com 15 elementos (Micaxisto - 6,0% de CAP).

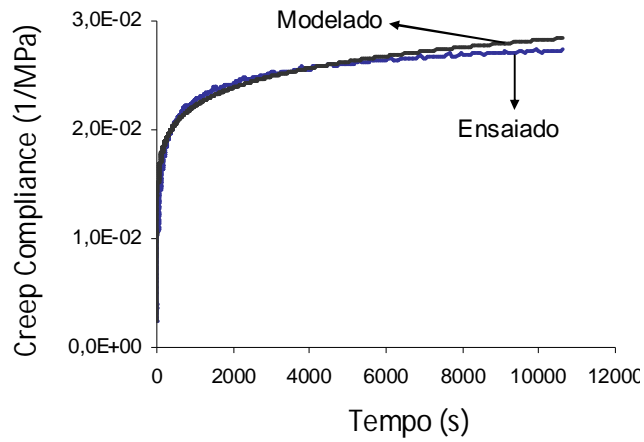


Figura A.10: Modelo Exponencial (Micaxisto - 5,0% de CAP).

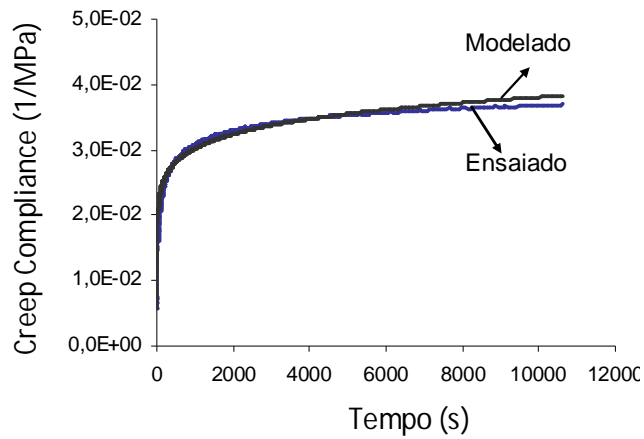


Figura A.11: Modelo Exponencial (Micaxisto - 5,5% de CAP).

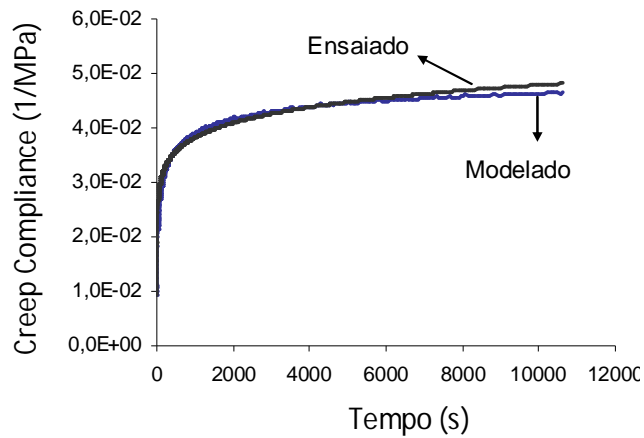


Figura A.12: Modelo Exponencial (Micaxisto - 6,0% de CAP).

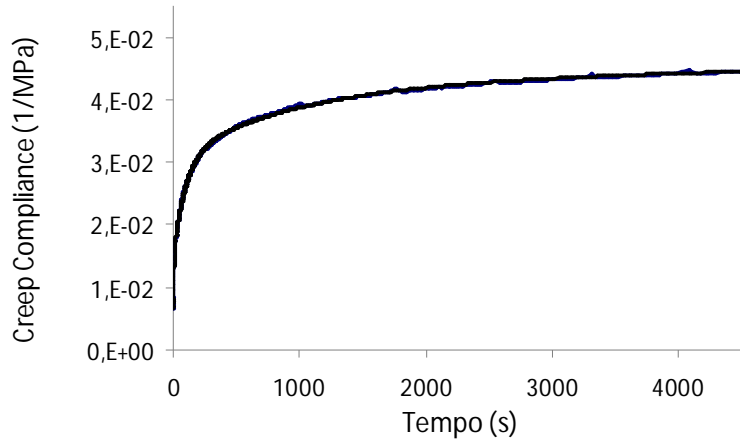


Figura A.13: Série de Prony com 15 elementos (Granito - 5,0% de CAP).

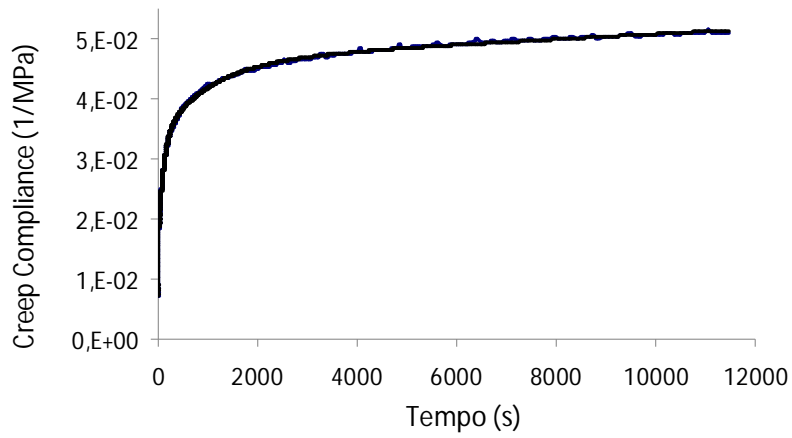


Figura A.14: Série de Prony com 15 elementos (Granito - 5,6% de CAP).

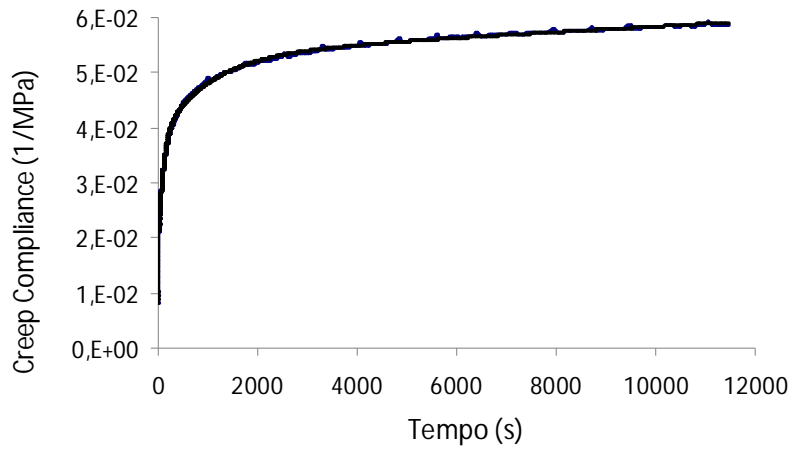


Figura A.15: Série de Prony com 15 elementos (Granito - 6,0% de CAP).

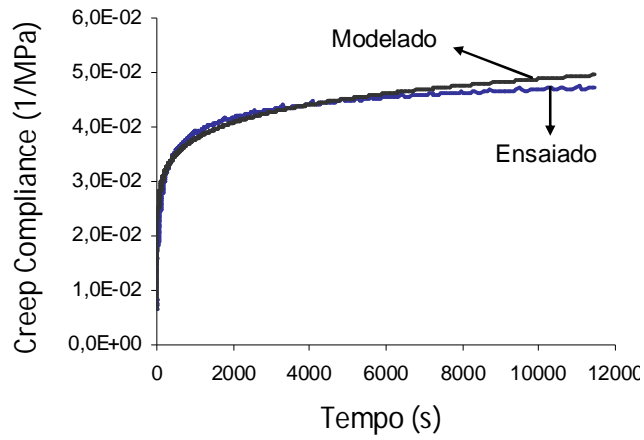


Figura A.16: Modelo Exponencial (Granito - 5,0% de CAP).

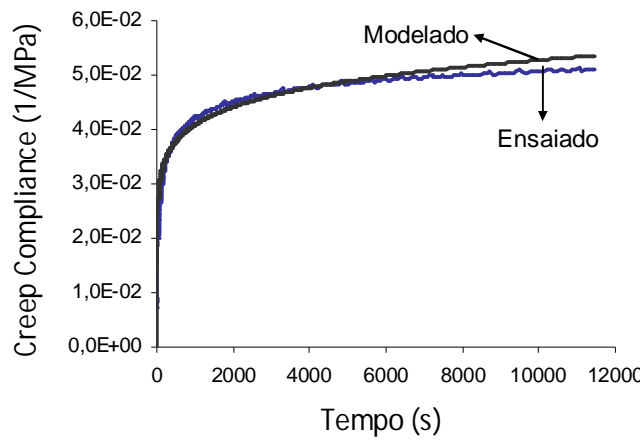


Figura A.17: Modelo Exponencial (Granito - 5,5% de CAP).

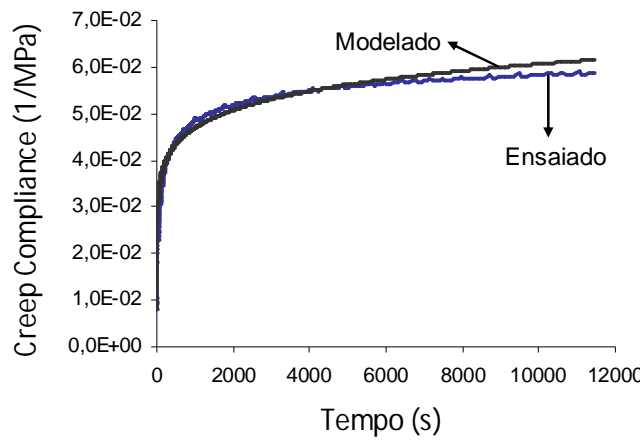


Figura A.18: Modelo Exponencial (Granito - 6,0% de CAP).



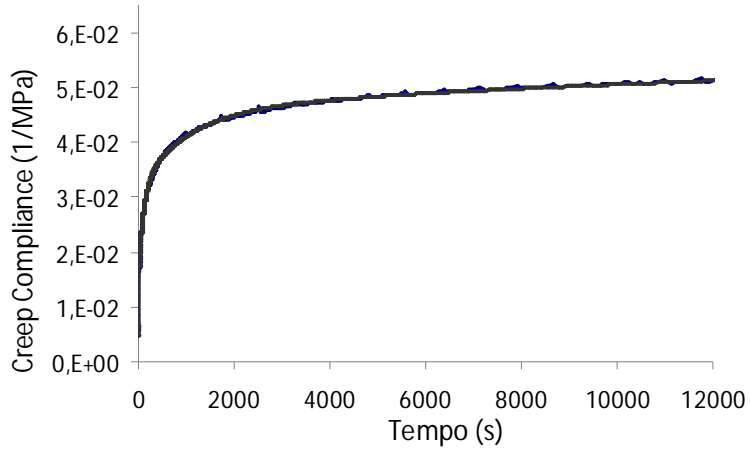


Figura A.19: Série de Prony com 15 elementos (Calcário - 5,0% de CAP).

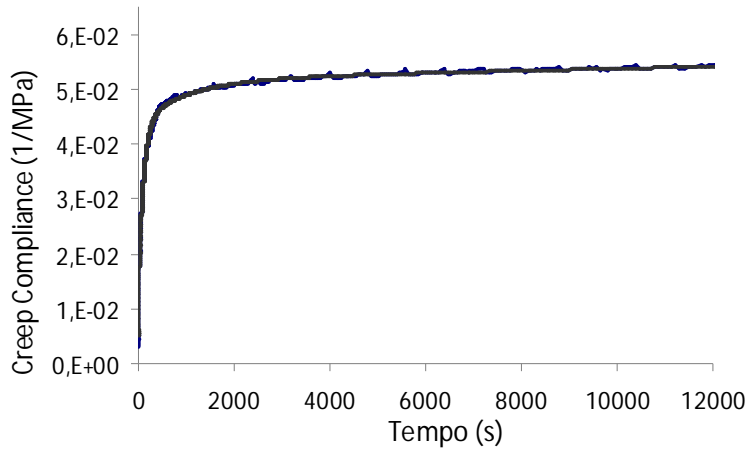


Figura A.20: Série de Prony com 15 elementos (Calcário - 5,0% de CAP).

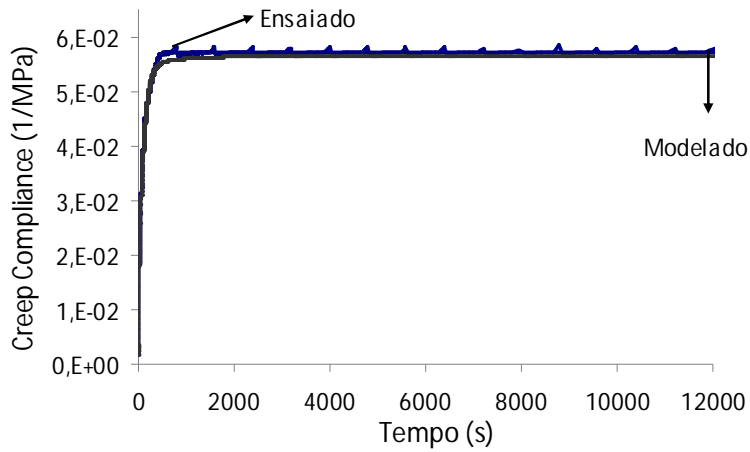


Figura A.21: Série de Prony com 15 elementos (Calcário - 5,0% de CAP).

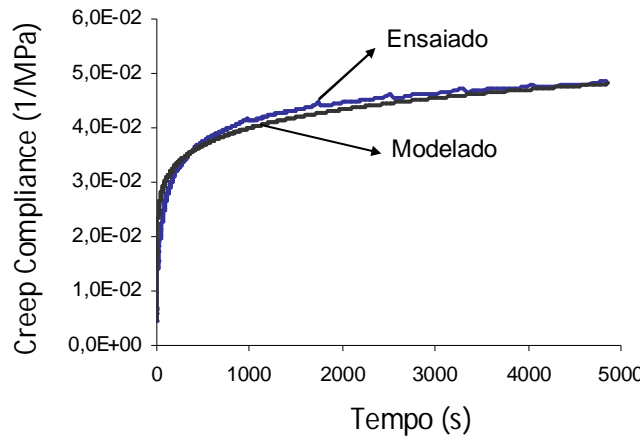


Figura A.22: Modelo Exponencial (Calcário - 5,0% de CAP).

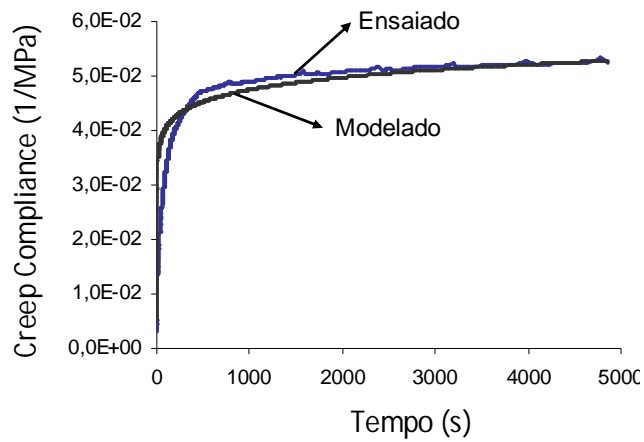


Figura A.23: Modelo Exponencial (Calcário - 5,5% de CAP).

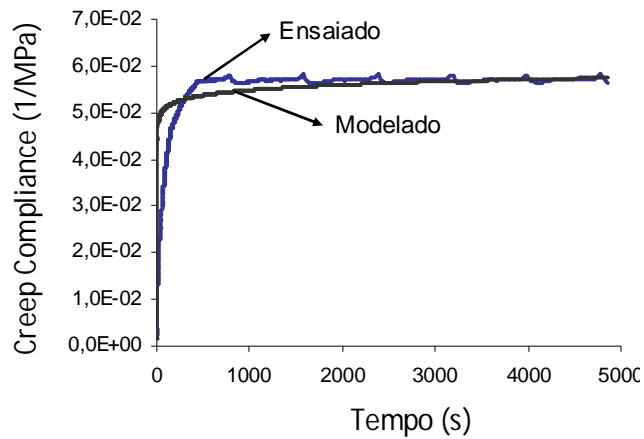


Figura A.24: Modelo Exponencial (Calcário - 6,0% de CAP).