

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

**BARRAGENS COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO –
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO E
HIDRÁULICO DO NÚCLEO**

RENATO CABRAL GUIMARÃES

**ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD
CO-ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD**

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD – 076/12

BRASÍLIA / DF : JUNHO DE 2012

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

BARRAGENS COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO –
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO E
HIDRÁULICO DO NÚCLEO

RENATO CABRAL GUIMARÃES

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:



JOSE CAMAPUM DE CARVALHO, Ph.D (UnB)
(ORIENTADOR)



MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D (UnB)
(CO-ORIENTADOR)



ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, Ph.D (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)



MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, D.Sc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)



JORGE AUGUSTO PEREIRA CERATTI, D.Sc (UFRGS)
(EXAMINADOR EXTERNO)



PAULO TEIXEIRA DA CRUZ, D.Sc (USP)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 25 DE JUNHO DE 2012.

FICHA CATALOGRÁFICA

GUIMARÃES, RENATO CABRAL

Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico – Análise do Comportamento Mecânico e Hidráulico do Núcleo.

xxi, 189 p., 210×297mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2012)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Barragens

3. Comportamento Mecânico

I. ENC/FT/UnB

2. Núcleo de Concreto Asfáltico

4. Comportamento Hidráulico

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GUIMARÃES, R.C. (2012). Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico – Análise do Comportamento Mecânico e Hidráulico. Tese de Doutorado, Publicação G.TD – 076/12, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 189 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Renato Cabral Guimarães

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico – Análise do Comportamento Mecânico e Hidráulico. Tese de Doutorado

GRAU: Doutor

ANO: 2012

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



Renato Cabral Guimarães

Rua J. 04, Quadra 26, Lote 07, Parque das Laranjeiras

CEP 74.855-460 – Goiânia / GO – Brasil

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a Deus, fonte de toda sabedoria; aos meus pais Waldir (in memoriam) e Maria, por terem me dado a vida e me prepararem para vivê-la com honra e justiça; à minha esposa, Maria Simone, uma grande mulher, por sempre ter acreditado e estimulado a realização deste e de outros sonhos; e a meus filhos, Renata Cristina e Arthur Gabriel, por sempre terem sido carinhosos e compreensivos comigo.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor José Camapum de Carvalho, exemplo de profissional, pela amizade, confiança, incentivo e, principalmente pelos ensinamentos transmitidos nesse estudo e diversos outros trabalhos desenvolvidos. Suas orientações profissionais e pessoais foram marcantes em minha formação!

Ao professor Márcio Muniz de Farias, pela amizade, orientação, incentivo e contribuições dadas a este trabalho.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, por ter confiado e acreditado em minha capacidade.

Aos professores André Pacheco Assis, Ennio Marques Palmeira, Eraldo Luporine Pastore, José Henrique Feitosa Pereira (*in memoriam*), Márcio Muniz de Farias, Newton Moreira de Souza, Pedro Murrieta Santos Neto e Renato Pinto Cunha, que foram fundamentais na minha formação geotécnica.

Aos meus ex-alunos, hoje meus colegas de profissão, Andressa, Bruno Borges, Fernando e Larissa pela amizade e apoio durante o desenvolvimento dessa pesquisa.

À Eletrobras Furnas, em especial ao Departamento de Tecnologia de Empreendimentos (DCT.E), nas pessoas dos Engenheiros Emídio Neto de Sousa Lira e Rubens Machado Bitencourt pelo apoio dado a este trabalho.

A todos os profissionais do Departamento de Tecnologia de Empreendimentos, de forma especial aos que me auxiliaram no desenvolvimento dessa pesquisa: Ademar, Adilson, Amauri, Anne, Carlos Rogério, Diógenes, Felix, Gilberto, José Roberto, Helmar, Heloisa, Leandro, Lucimar, Luiz, Marlos, Renato Batista, Saulo, Sílvio, Valdemar, Valdivino e Wesley, que sempre se colocaram prontamente a me ajudar, pelos conselhos e pela amizade construída.

Aos colegas de Furnas: Carlos Reis, Michele, Paulo Fernando, Sebastião e Wagner; da Foz do Chapecó Energia: Alceu Reusing e Miguel Zerbini; da Camargo Correa: Ana Paula, César Mussi, Cristiano, Diogo, Marcelo, Neto e Wilson; da CNEC: Ana Paula, Ciro Humes e Joaquim e da Kollo Veidekke: Helge e Hossein, pelo apoio, pela troca de conhecimento e pelos momentos de convívio durante a construção da barragem principal da UHE Foz do Chapecó.

A todos os colegas e amigos engenheiros, em especial, os que se dedicam à geotecnia, meu agradecimento, pelo incentivo e consideração demonstrados ao longo desta jornada.

RESUMO

BARRAGENS COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO E HIDRÁULICO DO NÚCLEO

Esta tese apresenta a análise do comportamento mecânico e hidráulico de concretos asfálticos aplicados em barragens e demonstra que a aplicação desta metodologia no Brasil é viável, desde que sejam atendidas algumas especificações. Para a análise, fez-se uma revisão bibliográfica, acompanhou-se a construção das pistas experimentais e da barragem principal da UHE Foz do Chapecó e realizaram-se estudos experimentais em laboratório para avaliar a influência do tipo de CAP e fíler, da energia e da temperatura de compactação, da temperatura do ensaio e do teor de CAP. Todos os estudos foram desenvolvidos com agregados coletados na UHE Foz do Chapecó, quatro tipos de fíleres (fíler de basalto e calcário da UHE Foz do Chapecó, cimento e cal) e dois tipos de CAP (CAP 85-100 utilizado na UHE Foz do Chapecó e CAP 50-70). Nos estudos, foram realizados ensaios de caracterização dos agregados e CAP, dosagens do tipo Marshall utilizando-se a curva de Füller e ensaios de permeabilidade e triaxiais. Foram extraídos testemunhos das pistas experimentais e do núcleo da barragem principal da UHE Foz do Chapecó e os resultados obtidos neles foram comparados com os resultados obtidos em laboratório. Durante o acompanhamento da construção da UHE Foz do Chapecó, pode-se verificar que essa técnica é relativamente simples, porém deve-se ter um controle tecnológico rigoroso na produção e aplicação do concreto asfáltico. Verificou-se que o controle tecnológico utilizado na UHE Foz do Chapecó foi eficaz, sendo sugerida a aplicação dessa metodologia com algumas modificações em novos empreendimentos. Os estudos de laboratório mostraram que o tipo de CAP tem baixa influência e o tipo de fíler grande influência nos parâmetros volumétricos e mecânicos. As misturas com relação betume/vazios (RBV) acima de 90% apresentam comportamento flexível e dúctil e baixa influência de diversos fatores como, por exemplo, temperatura e energia de compactação. Portanto, recomenda-se aplicação de mistura com essa característica em núcleos de barragens.

ABSTRACT

DAMS WITH ASPHALTIC CONCRETE CORE – ANALYSIS OF MECHANICAL AND HYDRAULIC BEHAVIOUR OF THE CORE

This thesis presents the analysis of mechanical and hydraulic behavior of asphaltic concrete used in dams and demonstrates that the application of this methodology in Brazil is feasible, provided that certain specifications are met. To do this analysis, it was performed: a literature review, the monitoring of the construction of the experimental slopes of the main dam and UHE Foz do Chapecó, the experimental studies in laboratory to evaluate the influence of the CAP and fillers, of the energy and temperature of compaction, of the test temperature and of the CAP content. All studies were performed with aggregates collected on UHE Foz do Chapecó, four types of fillers (basalt and limestone fillers of UHE Foz do Chapecó, cement and lime) and two types of CAP (CAP 85-100 used in UHE Foz do Chapecó and CAP 50-70). In the studies, characterization tests of aggregates and PCAP were performed, Marshall type dosages using the Füller curve were performed also, along with permeability and triaxial tests. Testimonies were extracted from the experimental slopes and of the core of the main dam of UHE Foz do Chapecó and the results were compared with those results obtained in the laboratory. During the follow-up of the construction of UHE Foz do Chapecó, it was assessed that this technique is relatively simple, but a strict technological control in the production and application of asphaltic concrete must be provided. It was found that the technological control used in UHE Foz do Chapecó was effective, which suggests the application of this methodology with some modifications in new ventures. Laboratory studies showed that the type of CAP has low influence and the type of fillers major influence on the volumetric and mechanical parameters. Mixtures with the percentage of asphalt binder content versus air voids above 90% have a flexible and ductile behavior and low influence of several factors, such as compaction temperature. It is therefore recommended to apply the mixture with this characteristic in cores of dams.

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO	3
1.3 OBJETIVO	5
1.4 METODOLOGIA	5
1.5 ESCOPO DA TESE	5
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 INTRODUÇÃO	7
2.2 BARRAGENS COM MATERIAIS BETUMINOSOS	7
2.3 BARRAGENS COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO	9
2.3.1 Características Geométricas	11
2.3.2 Comportamento	13
2.3.3 Materiais Utilizados	16
2.3.3.1 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)	16
2.3.3.2 Agregados	19
2.3.3.3 Concreto Asfáltico	24
2.3.3.4 Transições	31
2.3.4 Processos Construtivos	32
2.3.4.1 Laje de Concreto (Plinto)	33
2.3.4.2 Ligação do Plinto e a Base do Núcleo de Concreto Asfáltico	33
2.3.4.3 Construção do Núcleo de Concreto Asfáltico e Transição – Processo Manual	34
2.3.4.4 Construção do Núcleo de Concreto Asfáltico e Transição – Processo Mecânico	34
2.3.5 Controle da Qualidade	36
2.3.5.1 Controle da Qualidade Antes da Construção	36
2.3.5.2 Controle da Qualidade Durante a Construção	37
2.3.5.3 Controle da Qualidade Após a Construção	39
2.3.6 Vantagens das Barragens de Enrocamento com Núcleo Asfáltico	40
3 UHE FOZ DO CHAPECÓ	42
3.1 INTRODUÇÃO	42
3.2 HISTÓRICO	44
3.3 CARACTERÍSTICAS DO CLIMA E DA HIDROLOGIA	46
3.3.1 Clima	46
3.3.2 Hidrologia	47
3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	47
3.5 BARRAGEM PRINCIPAL COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO	48
3.5.1 Projeto do Concreto Asfáltico	49
3.5.1.1 Ensaios de Laboratório	49
3.5.1.2 Pistas Experimentais	55
3.5.2 Execução da Barragem Principal	63
3.5.2.1 Laje de Concreto (Plinto)	63
3.5.2.2 Ligação do Plinto e a Base do Núcleo de Concreto Asfáltico	66
3.5.2.3 Construção do Núcleo Asfáltico e Transição Fina	68
3.5.2.4 Produção do Concreto Asfáltico	73
3.5.2.5 Controle Tecnológico	74
4 MATERIAIS E MÉTODOS	83
4.1 INTRODUÇÃO	83
4.2 CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO	83
4.3 AGREGADOS	86

4.4 DOSAGEM MARSHALL	88
4.4.1 Influência do Tipo de CAP.....	89
4.4.2 Influência do Tipo de Fíler.....	94
4.5 INFLUÊNCIA DA ENERGIA E TEMPERATURA DE COMPACTAÇÃO.....	95
4.5.1 Resistência a Tração Por Compressão Diametral	96
4.5.2 Ensaio de Permeabilidade.....	97
4.5.3 Ensaio Triaxiais	101
4.6 INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA DE RUPTURA.....	102
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	104
5.1 INTRODUÇÃO	104
5.2 CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO.....	104
5.3 AGREGADOS	108
5.3.1 Caracterização Agregados.....	108
5.3.2 Caracterização dos Fíleres.....	115
5.3.2.1 Exame Estereoscópico.....	119
5.3.2.2 Difração de Raios-X.....	120
5.3.2.3 Microscopia Eletrônica de Varredura.....	120
5.4 DOSAGEM MARSHALL	123
5.4.1 Influência do Tipo de CAP.....	124
5.4.2 Influência do Tipo de Fíler.....	131
5.4.3 Análise das Dosagens Semelhantes e Parâmetros Volumétricos Obtidos Durante a Construção do Núcleo Asfáltico da UHE Foz do Chapecó	140
5.5 INFLUÊNCIA DA ENERGIA E TEMPERATURA DE COMPACTAÇÃO.....	148
5.5.1 Resistência à Tração por Compressão Diametral.....	149
5.5.2 Ensaio de Permeabilidade.....	152
5.5.3 Ensaio Triaxiais	156
5.6 INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA DE RUPTURA.....	170
5.6.1 Tipo de CAP.....	170
5.6.2 Teor de CAP.....	174
6 CONCLUSÕES	178
6.1 CONCLUSÕES.....	178
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	182
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	185

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Evolução da Concentração das Usinas Hidrelétricas no Brasil.	4
Figura 2.1 Seção Transversal de uma Barragem de Enrocamento com Face Betuminosa.	8
Figura 2.2 Seção Transversal de uma Barragem de Enrocamento com Núcleo Asfáltico.	8
Figura 2.3 Distribuição Proporcional em Função da Altura das Barragens do Tipo DACC Construídas até 2011.	11
Figura 2.4 Simulação Numérica de Barragem com 150 m.	15
Figura 2.5 Faixas Granulométricas de Agregados para Concreto Asfáltico.	21
Figura 2.6 Teste de Impermeabilidade: Relação entre a Pressão de Água e o Volume de Vazios.	26
Figura 2.7 Curva Permeabilidade x Volume de Vazios.	26
Figura 2.8 Variação Volumétrica em Função da Porcentagem de CAP B80.	28
Figura 2.9 Vista de um Equipamento de Aplicação do Núcleo de 3ª Geração.	32
Figura 2.10 Seção Transversal do Núcleo Após Compactação.	35
Figura 2.11 Ensaio de Permeabilidade.	37
Figura 2.12 Ensaio de Resistência à Fissuração sob Flexão.	37
Figura 3.1 Localização da UHE Foz do Chapecó.	42
Figura 3.2 Layout das Estruturas da UHE Foz do Chapecó.	43
Figura 3.3 Vista Geral da UHE Foz do Chapecó.	43
Figura 3.4 Seção Longitudinal da Fundação da Barragem Principal.	47
Figura 3.5 Seção Transversal da Barragem Principal da UHE Foz do Chapecó.	48
Figura 3.6 Vista da Barragem da Margem Esquerda até o Muro do Vertedouro.	49
Figura 3.7 Variação Parâmetros Volumétricos.	51
Figura 3.8 Comparação das Curvas Granulométricas dos Agregados Utilizados nas Quatro Dosagens.	52
Figura 3.9 Variação Parâmetros Volumétricos - Comparação.	53
Figura 3.10 Tensão Desvio e Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Projeto do Concreto Asfáltico.	54
Figura 3.11 Detalhes do Processo Manual – Pista Experimental 1.	55
Figura 3.12 Detalhes do Processo Mecânico – Pista Experimental 1.	56
Figura 3.13 Testemunhos Extraídos na Pista Experimental 1.	57
Figura 3.14 Testemunho 13 após a Realização do Ensaio Triaxial.	59
Figura 3.15 Tensão Desvio e Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Pista Experimental 1.	59
Figura 3.16 Tensão Desvio e Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Pista Experimental 2.	60
Figura 3.17 Tensão Desvio e Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Pista Experimental 3.	60
Figura 3.18 Tensão Desvio Vs Deformação Axial – Comparação Ensaios.	62

Figura 3.19 Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Comparação Ensaio.....	62
Figura 3.20 Curva Granulométrica Utilizada na Construção do Núcleo Asfáltico da Barragem Principal e Curva de Füller para Dmax = 15,9 mm.	63
Figura 3.21 Construção do Plinto da Margem Esquerda – 1ª Etapa.	64
Figura 3.22 Construção do Plinto do Leito do Rio – 3ª Etapa.	64
Figura 3.23 Vista da Armadura Utilizada no Plinto.	65
Figura 3.24 Detalhe dos Degraus de Acerto do Plinto e Tubos de Espera das Injeções.....	65
Figura 3.25 Material Depositado sobre o Plinto Durante o Período de Desvio do Rio.	66
Figura 3.26 Preparação do Plinto.	67
Figura 3.27 Produção do Mástique.	67
Figura 3.28 Aplicação do Mástique.	68
Figura 3.29 Montagem das Formas.....	69
Figura 3.30 Lançamento Transição Fina e Concreto Asfáltico.....	70
Figura 3.31 Distribuição do Concreto Asfáltico e Transição Fina.....	71
Figura 3.32 Compactação Núcleo e Transição Fina.	71
Figura 3.33 Preparação da Camada após Chuva.	72
Figura 3.34 Vista da Praça de Trabalho.	72
Figura 3.35 Dispositivo para Armazenar a Transição Fina.....	73
Figura 3.36 Ponte Metálica.	73
Figura 3.37 Equipamento Utilizado para a Determinação da Massa Específica Máxima.	75
Figura 3.38 Equipamento Utilizado para a Determinação do Teor de CAP.....	75
Figura 3.39 Extrator Utilizado para Retirar os Testemunhos dos Furos.....	76
Figura 3.40 Testemunhos Extraídos das Camadas 70 e 71.....	76
Figura 3.41 Ocorrência de Exsudação nas Camadas Após a Compactação.....	78
Figura 3.42 Bolhas Observadas nas Camadas Exsudadas.....	78
Figura 3.43 Testemunhos após a Realização do Ensaio Triaxial.....	80
Figura 3.44 Tensão Desvio Vs Deformação Axial – Testemunhos Extraídos na Barragem. ..	80
Figura 3.45 Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Testemunhos Extraídos na Barragem.	81
Figura 3.46 Estreitamento da Base da Camada 81.....	82
Figura 3.47 Trincas no Topo da Camada.	82
Figura 4.1 Curva Granulométrica Utilizada nas Dosagens.....	88
Figura 4.2 Sequência da Moldagem dos Corpos-de-prova – Compactação Manual	90
Figura 4.3 Sequência do Ensaio Marshall	94
Figura 4.4 Soquete Mecânico Utilizado na Compactação das Misturas com Diferentes Fíleres.	95
Figura 4.5 Ensaio de Resistência a Tração por Compressão Diametral.....	97
Figura 4.6 Equipamento Utilizado para Realizar os Ensaio de Permeabilidade	99
Figura 4.7 Montagem dos Corpos-de-prova na Campânula	99
Figura 4.8 Detalhe da Deformação do Corpo-de-prova na Base da Campânula.	100

Figura 4.9 Variação da Temperatura da Água do Reservatório da UHE Corumbá entre 2006 e 2008.....	102
Figura 5.1 Variação da Viscosidade com a Temperatura.....	106
Figura 5.2 Variação da Viscosidade com a Temperatura do CAP 85/100 Antes e Durante a Construção.....	108
Figura 5.3 Resultados da Análise Petrográfica – Exame Microscópico.	110
Figura 5.4 Variação da Granulometria dos Agregados Utilizados na Produção do Concreto Asfáltico.	111
Figura 5.5 Agregados Utilizados na Pesquisa.....	111
Figura 5.6 Granulometria Simples dos Fíleres.....	115
Figura 5.7 Granulometria a Laser com Ultrassom dos Fíleres.	117
Figura 5.8 Imagem obtida em Lupa Binocular	119
Figura 5.9 Imagem da Amostra de Pó de Basalto.....	121
Figura 5.10 Imagem da Amostra de Pó de Calcário.	121
Figura 5.11 Imagem da Amostra de Pó de Cal.	122
Figura 5.12 Imagem da Amostra de Pó de Cimento.	122
Figura 5.13 Variação da Massa Específica Aparente com o Teor de CAP: CAP 50-70 vs CAP 85-100.....	125
Figura 5.14 Variação do Volume de Vazios com o Teor de CAP: CAP 50-70 vs CAP 85-100.	127
Figura 5.15 Variação dos Vazios do Agregado Mineral (VAM) com o Teor de CAP: CAP 50-70 vs CAP 85-100.	128
Figura 5.16 Variação da Relação Betume Vazios (RBV) com o Teor de CAP: CAP 50-70 vs CAP 85-100.....	128
Figura 5.17 Variação da Estabilidade com o Teor de CAP.	129
Figura 5.18 Variação da Fluência com o Teor de CAP.	130
Figura 5.19 Variação da Massa Específica Aparente com o Teor de CAP.....	133
Figura 5.20 Variação do volume de vazios com o Teor de CAP.....	135
Figura 5.21 Vista dos Corpos-de-prova Compactados Utilizando Cal.....	136
Figura 5.22 Variação dos Vazios do Agregado Mineral (VAM) com o Teor de CAP.....	137
Figura 5.23 Variação da Relação Betume Vazios (RBV) com o Teor de CAP.....	138
Figura 5.24 Variação da Estabilidade com o Teor de CAP.	138
Figura 5.25 Variação da Fluência com o Teor de CAP.	139
Figura 5.26 Curvas Granulométricas das Dosagens Analisadas.....	141
Figura 5.27 Curvas Granulométricas Obtidas Durante a Construção do Núcleo Asfáltico... ..	142
Figura 5.28 Variação da Massa Específica Aparente com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.	142
Figura 5.29 Variação da Massa Específica Máxima com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.	144
Figura 5.30 Variação da Massa Específica Máxima com o Teor de CAP Normalizada.	146
Figura 5.31 Variação do Volume de Vazios Original com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.	146

Figura 5.32 Variação do Volume de Vazios Normalizado com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.	147
Figura 5.33 Variação da Relação Betume Vazios Original com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.	148
Figura 5.34 Variação da Relação Betume Vazios Normalizado com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.	148
Figura 5.35 Variação do Volume de Vazios.	149
Figura 5.36 Resistência à Tração Vs Número de Golpes.....	151
Figura 5.37 Resistência à Tração Vs Temperatura.	151
Figura 5.38 Coeficiente de Permeabilidade vs N° de Golpes.....	153
Figura 5.39 Coeficiente de Permeabilidade vs Temperatura de Compactação.....	153
Figura 5.40 Comparação dos Resultados de Coeficiente de Permeabilidade Obtidos na Pesquisa e Curvas de Ajuste Apresentadas por Höeg (1993) e Falcão (2007).	155
Figura 5.41 Volume de vazios Vs Temperatura de Compactação – Ensaio Triaxiais – Análise da Influência da Temperatura de Compactação.	158
Figura 5.42 Tensão axial e Deformação Volumétrica na Ruptura em Função da Variação Temperatura de Compactação.	158
Figura 5.43 Tensão Desvio Vs Deformação Axial – Influência Temperatura.....	159
Figura 5.44 Deformação Volumétrica Vs Deformação Axial – Influência Temperatura.	160
Figura 5.45 Variação da Tensão Desvio Vs Deformação Axial em Função da Variação do Teor de CAP.....	161
Figura 5.46 Variação do Módulo Secante para 1% de Deformação Axial – Influência da Temperatura de Compactação.	161
Figura 5.47 Variação do Módulo Secante para 50% da Carga de Ruptura – Influência da Temperatura de Compactação.	162
Figura 5.48 Variação da Coesão com a Temperatura de Compactação.....	163
Figura 5.49 Variação do Ângulo de Atrito com a Temperatura de Compactação.	163
Figura 5.50 Volume de vazios Vs Energia de Compactação – Ensaio Triaxiais – Análise da Influência da Energia de Compactação.	165
Figura 5.51 Tensão axial e Deformação Volumétrica na Ruptura em Função da Variação da Energia de Compactação.	166
Figura 5.52 Tensão Desvio Vs Deformação Axial – Influência da Energia de Compactação.	166
Figura 5.53 Deformação Volumétrica Vs Deformação Axial – Influência da Energia de Compactação.	167
Figura 5.54 Variação do Módulo Secante para 1% de Deformação Axial – Influência da Energia de Compactação.	168
Figura 5.55 Variação do Módulo Secante para 50% da Carga de Ruptura – Influência da Energia de Compactação.	168
Figura 5.56 Variação da Coesão com a Energia de Compactação.	169
Figura 5.57 Variação do Ângulo de Atrito com a Energia de Compactação.	169
Figura 5.58 Tensão axial máxima Vs Temperatura de Ruptura – CAP 85-100 Vs CAP 50-70	171

Figura 5.59 Módulo Secante para 1% Deformação Vs Temperatura de Ruptura – CAP 85-100 Vs CAP 50-70	172
Figura 5.60 Módulo Secante para 50% Tensão Ruptura Vs Temperatura de Ruptura – CAP 85-100 Vs CAP 50-70	172
Figura 5.61 Tensão Desvio VS Deformação Axial – Influência da Temperatura de Ruptura – CAP 85-100 Vs CAP 50-70 com 6,5% de CAP.	173
Figura 5.62 Deformação Volumétrica VS Deformação Axial – Influência da Temperatura de Ruptura – CAP 85-100 Vs CAP 50-70 com 6,5% de CAP.....	173
Figura 5.63 Volume de Vazios Vs Temperatura de Ruptura – 5,5% Vs 6,5% de CAP:	174
Figura 5.64 Relação Betume Vazios (RBV) Vs Temperatura de Ruptura – 5,5% Vs 6,5% de CAP:	174
Figura 5.65 Tensão axial máxima Vs Temperatura de Ruptura – 5,5% Vs 6,5% CAP:.....	175
Figura 5.66 Módulo Secante para 1% Deformação Vs Temperatura de Ruptura – 5,5% Vs 6,5% CAP:.....	175
Figura 5.67 Módulo Secante para 50% Tensão Ruptura Vs Temperatura de Ruptura – 5,5% Vs 6,5% CAP:	176
Figura 5.68 Tensão Desvio VS Deformação Axial – Influência da Temperatura de Ruptura – CAP 85-100: 5,5% Vs 6,5% de CAP.	176
Figura 5.69 Tensão Desvio VS Deformação Axial – Influência da Temperatura de Ruptura – CAP 50-70: 5,5% Vs 6,5% de CAP.	177

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 Potencial Hidrelétrico Brasileiro por Bacia Hidrográfica – SIPOT Dezembro de 2011.....	3
Tabela 2.1 Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico do Tipo CMC.....	9
Tabela 2.2 Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico do Tipo DACC Construídas.	9
Tabela 2.3 Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico do Tipo DACC em Construção. ...	10
Tabela 2.4 Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico do Tipo DACC em Conjunto com Concreto Asfáltico na Face.	11
Tabela 2.5 Relação entre Altura da Barragem, Espessura do Núcleo, Inclinação do Núcleo e as Dimensões de Transições de Barragens do Tipo DACC.	13
Tabela 2.6 Comparativo da Especificação dos CAPs Brasileiros e da Comunidade Européia.	17
Tabela 2.7 Tipos de CAPs das Barragens Construídas na Noruega entre 1980 e 1997.....	18
Tabela 2.8 Características do CAP Utilizado na Barragem Maopingxi.....	19
Tabela 2.9 Influência do Tipo de Agregado no Comportamento do Concreto Asfáltico.	22
Tabela 2.10 Influência do Tipo de Agregado no Comportamento do Concreto Asfáltico – Agregados do Brasil.	23
Tabela 2.11 Influência do Tipo de Compactação no Comportamento do Concreto Asfáltico.	29
Tabela 2.12 Fatores Intervenientes na Seleção de Barragens de Enrocamento.	40
Tabela 3.1 Principais Características das Estruturas da UHE Foz do Chapecó.	44
Tabela 3.2 Principais Dados Climáticos da Região da UHE Foz do Chapecó.	46
Tabela 3.3 Precipitações da Região da UHE Foz do Chapecó.....	46
Tabela 3.4 Vazões Médias Mensais do Rio Uruguai na Região da UHE Foz do Chapecó.	47
Tabela 3.5 Proporções Utilizadas na Composição dos Agregados para as Dosagens Realizadas em Furnas.	50
Tabela 3.6 Proporções Utilizadas na Composição dos Agregados para as Dosagens Realizadas na Kolo Veidekke.....	52
Tabela 3.7 Características dos Ensaios Triaxiais Realizados para o Projeto do Concreto Asfáltico.	53
Tabela 3.8 Resultados dos Ensaios Triaxiais Realizados para a Definição do Concreto Asfáltico.	54
Tabela 3.9 Resultados dos Ensaios de Caracterização Realizados nas Amostras de Concreto Asfáltico Coletadas nas Pistas Experimentais.....	57
Tabela 3.10 Resultados dos Ensaios Triaxiais e de Permeabilidade Realizados em Testemunhos Extraídos nas Pistas Experimentais.	58
Tabela 3.11 Resultados de Ensaios Triaxiais Realizados em Furnas e no NGL.....	61
Tabela 3.12 Composição do Concreto Asfáltico Aplicado no Núcleo Asfáltico.....	74
Tabela 3.13 Relação dos Testemunhos Extraídos no Núcleo da Barragem.....	77
Tabela 3.14 Resumo dos Parâmetros Físicos Obtidos Durante o Controle Tecnológico.	77
Tabela 3.15 Resultados dos Ensaios Triaxiais e de Permeabilidade Realizados em Testemunhos Extraídos no Núcleo da Barragem.	79

Tabela 4.1 Metodologias Utilizadas na Realização de Ensaios de Caracterização dos CAPs em Furnas e na Obra.	84
Tabela 4.2 Metodologias Utilizadas na Realização dos Ensaios de Caracterização e Fracionamento Químico do CAP no IPT.	85
Tabela 4.3 Metodologias Utilizadas na Realização dos Ensaios de Caracterização do CAP na Betunel.	85
Tabela 4.4 Relação dos Agregados Utilizados na Pesquisa.	86
Tabela 4.5 Metodologias Utilizadas na Realização dos Ensaios de Caracterização dos Agregados.....	87
Tabela 4.6 Peneiras e Proporções Utilizadas na Composição dos Agregados para as Dosagens Realizadas em Furnas.....	88
Tabela 4.7 Metodologias Utilizadas nas Dosagens Realizadas em Furnas.....	89
Tabela 4.8 Variação da Viscosidade e Temperatura em Função do Tipo de CAP.	89
Tabela 4.9 Dados Utilizados no Cálculo da DMT – Influência do Tipo de CAP.....	92
Tabela 4.10 Dosagens Realizadas com Diferentes Fíleres.....	94
Tabela 4.11 Descrição da Variação da Temperatura, Energia e Número de Corpos-de-Prova Utilizados na Avaliação da Influência da Energia e Temperatura de Compactação.	96
Tabela 4.12 Características dos Corpos-de-prova Utilizados nos Ensaios de Permeabilidade – Influência da Temperatura e Energia de Compactação.....	98
Tabela 4.13 Relação dos Corpos-de-prova que Romperam Durante os Ensaios de Permeabilidade – Influência da Temperatura e Energia de Compactação.....	100
Tabela 4.14 Características dos Corpos-de-prova Utilizados nos Ensaios Triaxiais – Influência da Temperatura e Energia de Compactação.....	101
Tabela 4.15 Descrição dos Corpos-de-prova Utilizados na Avaliação da Influência da Temperatura de Ruptura.....	103
Tabela 5.1 Resultados dos Ensaios de Caracterização dos CAPs Realizados em Furnas.....	104
Tabela 5.2 Resultados dos Ensaios de Caracterização Realizados no IPT.	105
Tabela 5.3 Resultados dos Ensaios de Fracionamento Químico Realizados no IPT.	106
Tabela 5.4 Resultados dos Ensaios de Caracterização dos CAPs Realizados no Laboratório da Obra.	107
Tabela 5.5 Resultados dos Ensaios de Caracterização Realizados pela Betunel.	107
Tabela 5.6 Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Agregados.....	109
Tabela 5.7 Resultados da Análise Petrográfica – Exame Macroscópico.	110
Tabela 5.8 Resultado de Granulometria dos Agregados Coletados no Silo Quente da Usina.	112
Tabela 5.9 Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Agregados Durante a Construção.	114
Tabela 5.10 Diferença entre a Porcentagem Passante na Peneira N° 200 dos Ensaios de Granulometria Simples.....	115
Tabela 5.11 Resultado de Granulometria dos Fíleres (Basalto e Calcário) Realizados Durante a Construção.....	116
Tabela 5.12 Porcentagem de Fíler Agregado e Fíler Ativo – Ensaio de Granulometria a Laser.	117
Tabela 5.13 Resultados de Peso Específico dos Grãos e Área Específica.....	118

Tabela 5.14 Principais Características Observadas nos Exames Estereoscópicos.....	119
Tabela 5.15 Minerais Identificados nas Análises de Difração de Raios-X.....	120
Tabela 5.16 Número de Corpos-de-prova e Limites de Tolerância Sugeridos pelo <i>Corps of Engineers</i> para Concretos Asfálticos.	124
Tabela 5.17 Resultados dos Parâmetros Volumétricos Obtidos nas Dosagens com CAPs 50-70 e 85-100 - Influência do Tipo de CAP.	124
Tabela 5.18 Análise de Variância Realizada com os Dados de Massa Específica – Influência do Tipo de CAP.....	125
Tabela 5.19 Análise de Variância Realizada com os Dados de Volume de Vazios – Influência do Tipo de CAP.....	126
Tabela 5.20 Análise de Variância Realizada com os Dados de Estabilidade e Fluência – Influência do Tipo de CAP.....	130
Tabela 5.21 Resumo da Influência do Tipo de CAP nos Parâmetros Obtidos nas Dosagens.	131
Tabela 5.22 Resultados dos Parâmetros Volumétricos Obtidos nas Dosagens com Diferentes Fileres - Influência do Tipo de Fíler.....	132
Tabela 5.23 Análise de Variância Realizada com os Dados de Massa Específica – Influência do Tipo de Fíler.	133
Tabela 5.24 Análise de Variância Realizada com os Dados de Volume de Vazios – Influência do Tipo de Fíler.	135
Tabela 5.25 Análise de Variância Realizada com os Dados de Estabilidade e Fluência – Influência do Tipo de Fíler.....	139
Tabela 5.26 Resumo da Influência do Tipo de Fíler nos Parâmetros Obtidos nas Dosagens.....	140
Tabela 5.27 Resumo das Dosagens com Características Semelhantes.	141
Tabela 5.28 Análise da Variação da DMT em Função da Densidade dos Agregados Considerada.	145
Tabela 5.29 Resultados dos Parâmetros Volumétricos Médios Obtidos nos Corpos-de-prova dos Ensaios de Tração – Influência Energia e Temperatura de Compactação.....	149
Tabela 5.30 Análise de Variância Realizada com os Dados de Massa Específica Aparente e Volume de Vazios – Influência Energia e Temperatura de Compactação.....	150
Tabela 5.31 Análise de Variância Realizada com os Dados de Resistência a Tração.	152
Tabela 5.32 Resultados dos Parâmetros Volumétricos Médios e Coeficiente de Permeabilidade para Pressão de 1000 kPa – Influência Energia e Temperatura de Compactação.	153
Tabela 5.33 Análise de Variância Realizada com os Dados de Permeabilidade para Pressão de 1000 kPa.....	154
Tabela 5.34 Parâmetros Volumétricos e de Resistência – Influência da Temperatura de Compactação.	156
Tabela 5.35 Análise de Variância Realizada com os Dados de Módulos – Influência Temperatura de Compactação.....	162
Tabela 5.36 Parâmetros Volumétricos e de Resistência – Influência da Energia de Compactação.	164
Tabela 5.37 Análise de Variância Realizada com os Dados de Módulos – Influência Energia de Compactação.	168

Tabela 5.38 Parâmetros Volumétricos e de Resistência – Influência da Temperatura de Ruptura.	170
---	-----

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

A.....	Área da seção transversal do corpo-de-prova
ABNT.....	Associação Brasileira de Normas Técnicas e Científicas
ACC.....	<i>Asphaltic Concrete Core</i>
ANEEL.....	Agência Nacional de Energia Elétrica
ANOVA.....	Análise de Variância
ANP.....	Agência Nacional de Petróleo
ASTM.....	American Society for Testing and Materials
bar.....	bar – unidade de pressão
BMC.....	<i>Bituminous Mastic Core</i>
c'	coesão
CAP.....	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ.....	Concreto Betuminoso Usinado à Quente
CCR.....	Concreto Compactado a Rolo
CD.....	Consolidado e Drenado
cm.....	centímetros
CMC.....	<i>Cyclopen Mortar Core</i>
cP.....	centipoise
CPA.....	Concreto Poroso de Asfalto
CV.....	coeficiente de variação
D.....	diâmetro do corpo-de-prova
DACC.....	<i>Dense Asphaltic Concrete Core</i>
DCT.E.....	Departamento de Tecnologia de Empreendimentos
$D_{máx}$	Diâmetro máximo
DMT.....	Densidade Máxima Teórica
DNIT.....	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
$E_{secante1\%}$	módulo de elasticidade secante para 1% de deformação
$E_{secante50\%}$	módulo de elasticidade secante para 50% da carga de ruptura
f	estabilidade corrigida
FACC.....	<i>Flowable Asphaltic Concrete Core</i>
F_c	valor crítico
F_o	valor observado
Gmb.....	massa específica aparente

Gmm.....	massa específica máxima
GW	gigawatt
h.....	hora
<i>h</i>	altura do corpo-de-prova
H.....	altura da coluna d'água correspondente a pressão aplicada
Hz	hertz
ICOLD.....	<i>International Commission on Large Dams</i>
IPT.....	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
IST.....	Índice de Susceptibilidade Térmica
k.....	coeficiente de permeabilidade
kg.....	quilograma
kgf.....	quilogramaforça
km.....	quilometro
kN	quilonewton
kPa.....	quilopascal
m.....	metro
min.....	minuto
mm.....	milímetro
MPa	megapascal
Ms.....	massa seca
Msb.....	massa seca submersa
MS	variância/graus de liberdade
Ms.....	massa seca
N.....	Newton
NA	nível d'água
NBR.....	Norma Brasileira
NGI.....	<i>Norwegian Geotechnical Institute</i>
pH.....	potencial hidrogeniônico
Q.....	vazão acumulada para cada pressão aplicada
R ²	coeficiente de correlação linear
RBV.....	Relação Betume Vazios
rpm	rotações por minuto
RT.....	Resistência à Tração
RTFOT	<i>Rolling Thin Film Oven Test</i>

s	segundo
sSF	segundo Saybolt Furol
t	tonelada
<i>t</i>	tempo
UnB	Universidade de Brasília
UHE	Usina Hidrelétrica
VAM	Vazios do Agregado Mineral
VCB	Vazios Cheios de Betume
V _v	Volume de vazios
w	teor de umidade
α	nível de significância
Δ_v	variação volumétrica na ruptura
ϵ_{axial}	deformação axial
$\epsilon_{volumétrica}$	deformação volumétrica
ϕ'	ângulo de atrito
μm	micrometro
ρ_a	massa específica aparente dos agregados
ρ_{ef}	massa específica efetiva dos agregados
ρ_{CAP}	massa específica do cimento asfáltico de petróleo
ρ_s	massa específica real dos grãos
σ_1	tensão axial
σ_3	tensão confinante
°C	grau Celsius
°	graus
%	porcentagem
'	minuto
“	segundo

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Materiais betuminosos são utilizados em construção e impermeabilização há mais de cinco mil anos. Modernamente, as misturas asfálticas são utilizadas como elemento impermeabilizante de barragens desde o início do século XX e são aplicadas externamente na face de montante ou como núcleo da barragem.

A utilização de concreto asfáltico como elemento impermeabilizante de núcleos de barragens era realizada artesanalmente desde 1948. Em 1962, foi introduzida a metodologia DACC (*Dense Asphaltic Concrete Core*), a qual utiliza um equipamento para a aplicação do concreto asfáltico. Essa inovação proporcionou o aumento do número de barragens desse tipo, principalmente na Alemanha e Noruega, onde se constatou rapidez e segurança no processo de construção. Em função dessas características, nas últimas quatro décadas, a metodologia foi aplicada em mais de 20 países e foram construídas mais de 80 barragens com núcleo asfáltico, destacando-se a China que, entre 1973 e 2011, construiu 27 barragens com núcleo asfáltico.

A impermeabilização de barragens de terra e enrocamento com núcleo asfáltico ganhou importância no mundo devido à sua grande flexibilidade, resistência à erosão e ao envelhecimento e à baixa permeabilidade, tendo estes barramentos atingido os mais altos requisitos de segurança (CBDB, 1999).

A primeira barragem construída no Brasil com essa tecnologia foi a Usina Hidrelétrica Foz do Chapecó, localizada no Rio Uruguai, na divisa dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul. A barragem principal com núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó foi construída no período de dezembro de 2009 a abril de 2010.

Uma das premissas que justificou a adoção do núcleo de concreto asfáltico na UHE Foz do Chapecó foi o prazo de execução da barragem principal, pois na região tem-se uma condição climática pouco favorável à execução de obras de terra. Segundo a CNEC (2006), os estudos de viabilidade previam como barragem principal uma barragem de concreto compactado com rolo (CCR). Entretanto, buscando-se a otimização econômica do empreendimento, a mesma foi substituída no projeto básico por uma barragem de enrocamento com núcleo impermeável.

As condições climáticas da região viabilizavam a construção de um núcleo argiloso compactado acima da umidade ótima ou um núcleo em concreto asfáltico. A execução do núcleo argiloso representava maior risco ao cronograma do empreendimento, portanto optou-se pela barragem de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico.

Vislumbrando a possibilidade de aplicação de concreto asfáltico em barragens no Brasil, em 2001, o Departamento de Tecnologia de Empreendimentos (DCT.E) iniciou pesquisas bibliográficas sobre a utilização de materiais betuminosos em Barragens. Em 2002, o DCT.E, em conjunto com o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, submeteu um projeto para avaliação da Aneel e, em maio de 2003, iniciou a pesquisa “Aplicação de Materiais Betuminosos em Barragens de Terra e Enrocamento” que foi concluída em outubro de 2005.

Nessa pesquisa, foram avaliadas as propriedades mecânicas e hidráulicas de concreto asfáltico utilizando-se o CAP 20 e agregados de micaxisto e foram investigados os principais fatores que devem ser levados em conta no estudo de concreto asfáltico para aplicação em barragens. Os resultados foram publicados em Falcão (2003). Além dos resultados obtidos com concreto asfáltico, foram realizados estudos para viabilizar a utilização de misturas solo e emulsão em barragens, e os resultados estão publicados em Jacintho (2005).

Objetivando dar continuidade a esses estudos e ampliar os conhecimentos sobre as metodologias desenvolvidas para o uso de misturas betuminosas em núcleos e faces de barragens, o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, com o apoio do DCT.E, continuou os estudos de misturas betuminosas, que culminou com a defesa de uma tese de doutorado (FALCÃO, 2007) e uma dissertação de mestrado (RAMOS, 2009). Os principais resultados obtidos nas dissertações e teses defendidas na UnB sobre a utilização de concreto asfáltico em barragens foram:

- Falcão (2003): iniciou os estudos de aplicação de materiais betuminosos em barragens no Brasil e realizou uma ampla pesquisa bibliográfica junto aos centros de excelência no assunto. Estabeleceu metodologia para avaliação do comportamento mecânico e hidráulico de misturas asfálticas do tipo concreto asfáltico utilizando o CAP 20 e agregados de micaxisto. Concluiu que o comportamento mecânico e hidráulico da mistura de concreto asfáltico estudada apresentou-se coerente com os valores encontrados na literatura internacional;
- Falcão (2007): avaliou o comportamento mecânico e hidráulico de dois tipos de misturas (CBUQ e CPA – concreto poroso de asfalto) utilizando o CAP 50/70 puro e com adição de borracha de pneu e três tipos de agregados (calcário, micaxisto e granito). Realizou análises numéricas de fluxo, estabilidade de taludes e tensão-deformação simulando a aplicação das misturas asfálticas estudadas em núcleo e face betuminosa de uma barragem hipotética. Concluiu que o tipo de agregado influencia nas propriedades mecânicas, mas tem pouca influência na permeabilidade. A adição de pó de pneu no CAP aumenta a recuperação elástica, no entanto pode diminuir a trabalhabilidade. As análises numéricas demonstraram

de uma forma geral, que o comportamento mecânico e hidráulico das misturas estudadas apresentou-se coerente com os valores encontrados na literatura internacional;

- Ramos (2009): complementou os estudos realizados por Falcão (2003 e 2007) incluindo o agregado de basalto e realizou os estudos referentes ao fenômeno da fluência para os quatro agregados (calcário, micaxisto, granito e basalto). Verificou que as misturas com o agregado de basalto apresentaram comportamento mecânico e hidráulico semelhantes aos agregados estudados por Falcão (2003 e 2007). Quanto à fluência, concluiu que o comportamento pode ser classificado de maneira decrescente seguindo a seguinte ordem: CBUQ-micaxisto, CBUQ-basalto, CBUQ-granito e CBUQ-calcário.

1.2 JUSTIFICATIVA E MOTIVAÇÃO

A matriz energética do Brasil é predominantemente hidrelétrica e o país tem grande parcela dessa matriz a ser explorada. O potencial hidrelétrico brasileiro está estimado em 248,9 GW, sendo que somente 34,8% está em operação e 2,0% em construção (ELETROBRAS, 2011). A Tabela 1.1 apresenta um resumo do potencial hidrelétrico brasileiro por bacia hidrográfica.

Tabela 1.1 Potencial Hidrelétrico Brasileiro por Bacia Hidrográfica – SIPOT Dezembro de 2011 (ELETROBRAS, 2011).

Bacia	Total Estimado (MW)	Total Geral		Operação		% do total em operação
		(MW)	% do total	(MW)	% do total geral	
Amazonas	36.601,79	95.180,34	38,2	4.650,25	1,9	5,4
Tocantins	1.907,60	26.432,62	10,6	13.153,97	5,3	15,2
Atlântico Norte/Nordeste	706,7	2.714,30	1,1	335,26	0,1	0,4
São Francisco	1.560,98	26.066,63	10,5	10.692,50	4,3	12,3
Atlântico Leste	1.445,80	13.994,76	5,6	4.965,43	2,0	5,7
Paraná	6.372,12	62.483,51	25,1	42.613,81	17,1	49,2
Uruguai	415,7	12.154,31	4,9	6.647,79	2,7	7,7
Atlântico Sudeste	2.073,06	9.835,24	4,0	3.532,78	1,4	4,1
Total	51.083,75	248.861,71	100,0	86.591,79	34,8	100,0

Verifica-se na Tabela 1.1 que as bacias com maior potencial são as do Rio Amazonas e do Rio Paraná, sendo que a bacia do Rio Paraná é a mais aproveitada (cerca de 68% de sua capacidade) e a do Rio Amazonas é uma das menos aproveitadas (cerca de 5% de sua capacidade).

O desenvolvimento econômico do Brasil está concentrado na região Centro-Sul, portanto as bacias próximas desta região foram mais exploradas. No entanto, em função do processo de interiorização da economia brasileira, do esgotamento dos melhores aproveitamentos hidrelétricos desta região e do aprimoramento de tecnologias de transmissão de energia elétrica em grandes blocos e distâncias, verifica-se nas últimas décadas um acréscimo de aproveitamento em regiões mais distantes. A Figura 1.1 (ANEEL, 2011) ilustra melhor a evolução da concentração dos empreendimentos hidrelétricos no País.

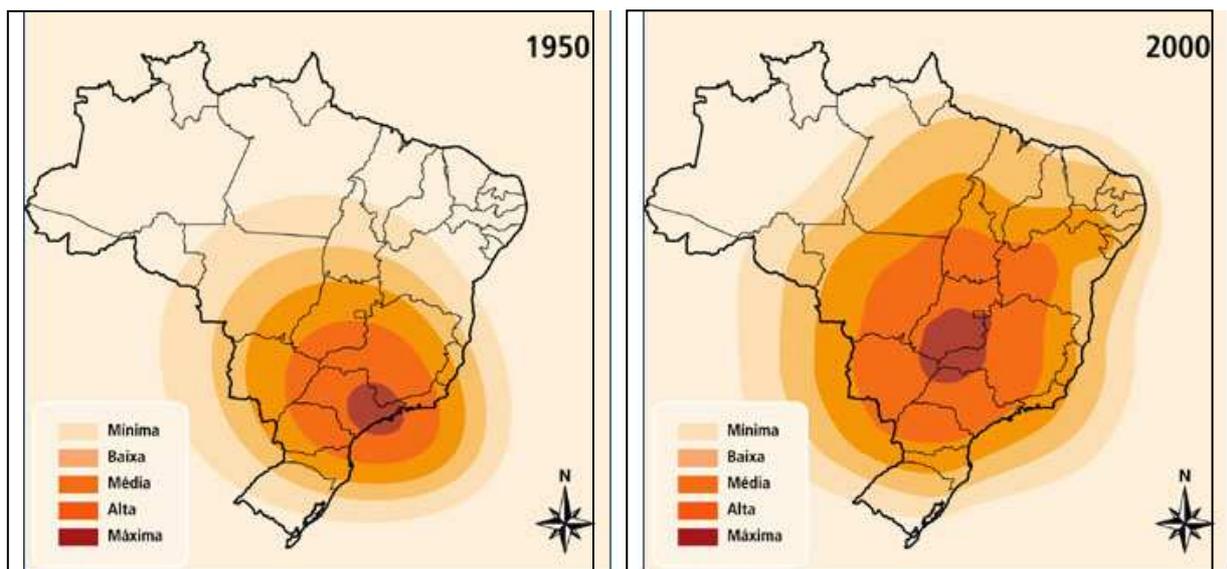


Figura 1.1 Evolução da Concentração das Usinas Hidrelétricas no Brasil (ANEEL, 2011).

A expansão de usinas hidrelétricas para a região norte do Brasil (Bacia do Rio Amazonas), deve levar em conta a variabilidade geológica da região, o alto índice pluviométrico, a predominância de planícies e a grande diversidade biológica. Em função das características desta região e principalmente para diminuir o impacto ambiental, deve-se ter soluções diferenciadas que leve em conta estes fatores.

Vislumbra-se que as usinas hidrelétricas com núcleo de concreto asfáltico possam vir a ser uma destas soluções, visto que aproveitam a grande quantidade de enrocamento disponível nas escavações obrigatórias, adaptam-se a vários tipos de fundações, têm um processo construtivo rápido, não têm necessidade de exploração de jazidas de argila e podem ser construídas em regiões com alto índice pluviométrico.

As pesquisas realizadas por Furnas e o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB obtiveram vários resultados, mas também levantaram a oportunidade de novos estudos que permitam entender melhor os parâmetros que podem influenciar no comportamento mecânico e hidráulico das misturas betuminosas, além de identificar os fatores que devem ser levados em

conta durante a realização dos ensaios em laboratório, visto que existe uma carência de pesquisas sobre o assunto no Brasil.

Além destes fatores, a construção do núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó entre dezembro de 2009 e abril de 2010 proporcionou uma oportunidade ímpar para analisar os fatores estudados em laboratório e comparar com a aplicação em campo. A construção permitiu também, avaliar o tipo de controle tecnológico adotado e a metodologia de construção de forma a subsidiar novos empreendimentos no país.

1.3 OBJETIVO

O objetivo desta tese é mostrar que o uso de barragens com núcleo de concreto asfáltico é viável no Brasil. A partir de ensaios laboratoriais e do acompanhamento da construção da barragem principal da UHE Foz do Chapecó, o estudo avalia o comportamento hidráulico e mecânico do concreto asfáltico utilizado em núcleos de barragens.

1.4 METODOLOGIA

Apesar de suas vantagens, no Brasil, barragem com núcleo de concreto asfáltico foi utilizada somente na UHE Foz do Chapecó, o que torna o assunto pouco conhecido no meio técnico nacional. A metodologia adotada nesta pesquisa foi constituída de uma revisão bibliográfica, do acompanhamento da construção das pistas experimentais e da barragem principal da UHE Foz do Chapecó e de estudos experimentais realizados em laboratório para avaliar a influência do tipo de CAP e fíler, da energia e temperatura de compactação, da temperatura do ensaio e do teor de CAP, no comportamento mecânico e hidráulico de concretos asfálticos aplicados em núcleo de barragens.

1.5 ESCOPO DA TESE

Esta tese, para melhor compreensão, está dividida em seis capítulos. Os assuntos abordados em cada um deles são brevemente descritos a seguir:

- Capítulo 1: Apresenta a introdução ao assunto e algumas considerações sobre a importância do tema, a justificativa, os objetivos, a metodologia e o escopo da tese;
- Capítulo 2: Consiste de uma revisão bibliográfica da aplicação de materiais betuminosos em barragens, destacando a aplicação em barragens com núcleo de concreto asfáltico;
- Capítulo 3: Apresenta uma comparação entre os dados apresentados na revisão bibliográfica e a metodologia adotada na UHE Foz do Chapecó. Para realizar esta comparação foram apresentadas as características principais da UHE Foz do Chapecó, o detalhamento do

processo construtivo e do controle da qualidade utilizado durante a construção das pistas experimentais e do núcleo;

- Capítulo 4: Descreve as metodologias utilizadas para a execução dos ensaios de laboratório e em campo;
- Capítulo 5: Apresenta os ensaios realizados para caracterizar os materiais e a análise bem como as metodologias que foram adotadas para a definição da mistura utilizada na UHE Foz do Chapecó e os estudos realizados para verificar a influência do tipo de CAP e fíler, da energia e da temperatura de compactação, e da temperatura do ensaio e do teor de CAP;
- Capítulo 6: Apresenta as conclusões da pesquisa e as sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Barragens com o uso de materiais betuminosos como elemento de impermeabilização apresentam-se como soluções alternativas em casos em que não é possível construir barragens de terra e enrocamento (homogênea e mista), por falta de material ou condições climáticas, e barragens de concreto (arco ou gravidade) ou de enrocamento com face de concreto, em função da presença de fundação com complexidade geológica ou compressível.

Esse tipo de barragem pode proporcionar uma redução dos custos quando comparada a outros tipos, pois apresenta velocidade de construção muito alta e pequenas limitações das condições meteorológicas. Suas principais características são: grande flexibilidade, alta resistência e baixa permeabilidade. Além dessas características positivas, as misturas betuminosas são produzidas no local, possibilitando adaptação das propriedades às condições específicas de cada projeto.

A fim de entender melhor as características das barragens com materiais betuminosos tais como tipos, processos construtivos, materiais utilizados, controle da qualidade, etc., foi realizada uma revisão bibliográfica sobre essas, destacando-se as barragens com núcleo de concreto asfáltico (barragem ACC).

2.2 BARRAGENS COM MATERIAIS BETUMINOSOS

Materiais betuminosos são utilizados em construção e impermeabilização há mais de cinco mil anos, sendo conhecida a aplicação em um pequeno reservatório de enrocamento no Vale do Indo (SAXEGAARD, 2000). Segundo o Boletim 114 do ICOLD (CBDB, 1999), a moderna utilização de materiais asfálticos se iniciou com a construção da barragem Central nos Estados Unidos em 1910 com aplicação de asfalto sobre agregados, ou seja, seguindo a prática rodoviária.

A partir da década de 1960, ocorreu um avanço nas técnicas construtivas, principalmente com o desenvolvimento de equipamentos específicos, aumentando-se a velocidade e qualidade das construções, o que proporcionou um aumento da utilização de materiais betuminosos em barragens no mundo.

As barragens que utilizam materiais betuminosos se dividem, em função do posicionamento do concreto asfáltico na barragem, em dois tipos:

- barragens com face de concreto asfáltico: possuem uma membrana de concreto asfáltico na face de montante (Figura 2.1), podendo ser uma camada simples ou dupla. A camada

simples é constituída por uma camada impermeável de concreto asfáltico denso apoiada em uma camada de ligação de concreto asfáltico poroso. Já a camada dupla, também chamada de sanduíche, é formada por uma camada drenante situada entre duas camadas impermeáveis, sendo o conjunto apoiado na camada de ligação. Para proteção contra o intemperismo e o envelhecimento, a superfície acabada nos dois casos é selada com a aplicação de emulsão ou mástique asfáltico (CBDB, 1999);

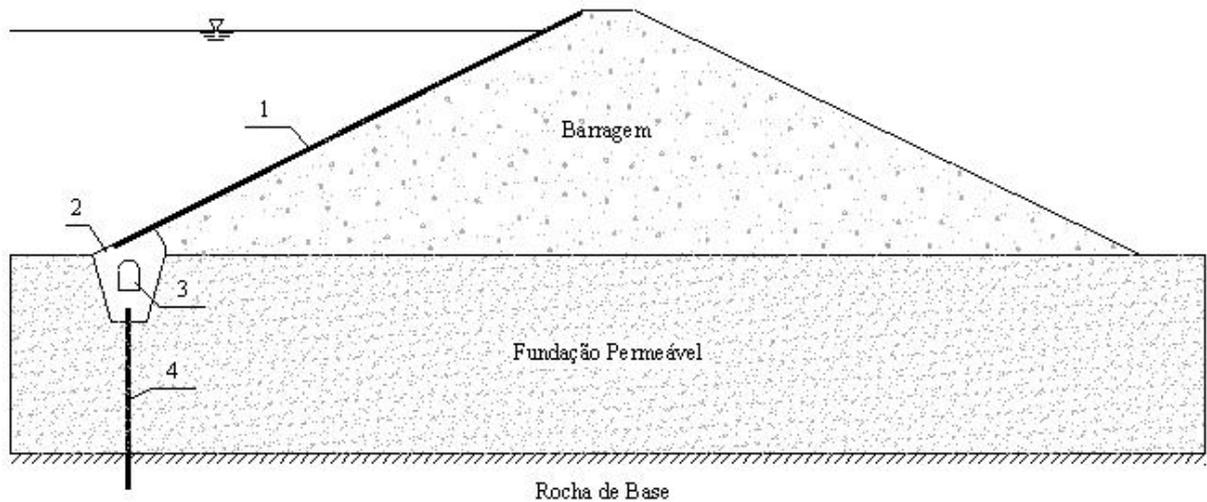


Figura 2.1 Seção Transversal de uma Barragem de Enrocamento com Face Betuminosa (CBDB, 1999 - Modificado).
 Legenda: 1. Face de CBUQ; 2. Plinto; 3. Galeria (opcional); 4. Diafragma/Muro de Vedação.

- barragens com núcleo de concreto asfáltico (barragens ACC - *Asphaltic Concrete Core*): são impermeabilizadas por um núcleo de concreto asfáltico (Figura 2.2).

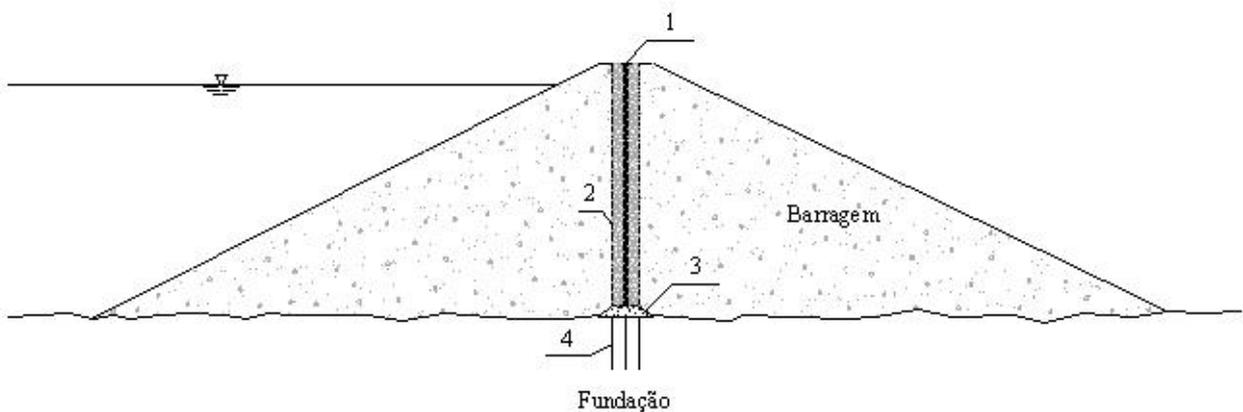


Figura 2.2 Seção Transversal de uma Barragem de Enrocamento com Núcleo Asfáltico.
 Legenda: 1. Núcleo de Concreto Asfáltico; 2. Transições; 3. Plinto; 4. Tratamento da Fundação.

2.3 BARRAGENS COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO

A construção de barragens com núcleo de concreto asfáltico iniciou-se em Portugal em 1948, com a barragem Vale do Gaio (45 m de altura e núcleo com 20/10 cm de largura). Essa barragem na qual se utilizou núcleo de mástique betuminoso (BMC - *Bituminous Mastic Core*) construído manualmente, é a única barragem construída com esta metodologia (ICOLD, 1992).

Segundo o ICOLD (1992), em 1954, foi construída, na Alemanha, a barragem Henne (58 m de altura e núcleo com 100 cm de largura) utilizando-se núcleo de argamassa ciclópica (CMC - *Cyclopen Mortar Core*), construído com a colocação dos agregados em uma argamassa betuminosa com a utilização de vibração (30 a 40% de CAP). Essa metodologia foi utilizada em outras nove barragens (Tabela 2.1), no entanto, segundo o ICOLD (1992), representa um alto risco. Portanto, deve ser utilizado somente para pequenas barragens.

Tabela 2.1 Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico do Tipo CMC (ICOLD, 1992).

País	Número de barragens	Altura (m)		Ano do término construção		Largura do núcleo (m)	
		Mínima	Máxima	Primeira	Última	Mínimo	Máximo
Alemanha	4	13	58	1954	1964	1/0,5	1,2
Áustria	1	-	22	-	1957	-	1,2
França	5	10	28	-	1969	-	0,85

Em uma das barragens apresentadas na Tabela 2.1, a barragem Wahnbach construída na Alemanha em 1957, foi utilizada a metodologia CMC em conjunto com um núcleo de concreto asfáltico denso (DACC - *Dense Asphaltic Concrete Core*).

A primeira barragem em que se utilizou somente a metodologia DACC foi construída na Alemanha em 1962 (barragem Kleine Dhuenn), sendo que, nessa barragem, foi utilizado também um equipamento para a aplicação do concreto betuminoso. Desde então, 89 barragens foram construídas com essa técnica, 36 estão em construção e 7 estão em projeto. As Tabelas 2.2 e 2.3 apresentam um resumo das barragens construídas e em construção.

Tabela 2.2 Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico do Tipo DACC Construídas (VEIDEKKE, 2011).

País	Número de barragens	Altura (m)		Comprimento da crista (m)		Ano do término construção		Largura do núcleo (m)	
		Mínima	Máxima	Mínimo	Máximo	Primeira	Última	Mínimo	Máximo
África do Sul	1	-	60	-	280	-	1998	-	0,5
Alemanha	23	11	76	90	550	1962	2006	0,5	0,8
Arábia Saudita	2	30	101	437	575	2008	2010	0,5	0,5/1,0
Áustria	4	28	100	270	652	1968	1990	0,6/0,4	0,7/0,6/0,5

País	Número de barragens	Altura (m)		Comprimento da crista (m)		Ano do término construção		Largura do núcleo (m)	
		Mínima	Máxima	Mínimo	Máximo	Primeira	Última	Mínimo	Máximo
Brasil	1	-	48	-	600	-	2010	-	0,55
Bulgária	1	-	76	-	218	-	1988	-	0,8/0,7
Canadá	1	-	15	-	300	-	2008	-	0,4
China	27	15	125	110	1840	1973	2008	0,15	1,2/0,6
Chile	1	-	31	-	190	-	1977	-	0,6
Dubai	3	12,5	45	208	422	1998	2003	0,6	1,2/0,6
Escócia	1	-	56	-	568	-	1980	-	0,7/0,6
Espanha	1	-	30	-	485	-	1999	-	0,6
Etiópia	1	-	26	-	35	-	1969	-	0,6
Hong Kong	2	95	105	420	720	1977	1978	-	1,2/0,8
Inglaterra	2	29	36	143	170	1982	1991	0,6	0,75
Iran	2	43	52	186	250	2004	2006	-	0,6
Japão	3	14	37	170	300	1978	1985	0,5	0,6
Macedônia	1	-	85	-	270	-	2010	-	0,6
Noruega	10	20	128	110	1472	1980	1997	0,5	0,95/0,5
Oman	1	-	26	-	110	-	1993	-	0,4

Tabela 2.3 Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico do Tipo DACC em Construção (VEIDEKKE, 2011).

País	Número de barragens	Altura (m)		Comprimento da crista (m)		Largura do núcleo (m)	
		Mínima	Máxima	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Arábia Saudita	2	47	79	390	420	-	0,5
Brasil	1	-	63	-	900	-	0,6
Canadá	6	26	109	115	496	0,5	0,85/0,5
China	25	36	198	195	1052	0,4	1,6/0,5
Iran	2	34	80	164	480	0,5	0,6

A metodologia DACC, na qual se utiliza um equipamento para a aplicação do núcleo, apresentou uma inovação na construção da barragem de Kleine Kinzing em 1978 (35 m de altura e núcleo com 70/60/50 cm de largura). Passou-se a aplicar as transições finas em conjunto com o núcleo – equipamentos da 3ª geração (ICOLD, 1992). Essa é a metodologia mais utilizada atualmente. A experiência internacional demonstra que esse sistema construtivo é tecnicamente e economicamente viável, não tendo sido registrado nenhum problema relacionado ao núcleo.

Apesar de a metodologia DACC aplicada com equipamento ser a técnica mais usada no mundo após a década de 1960, foram construídas, em 1988, na antiga União Soviética, três

barragens utilizando-se núcleo de concreto asfáltico fluído (FACC - *Flowable Asphaltic Concrete Core*) com lançamento do concreto asfáltico manualmente sem vibração. Uma delas tem 140 m de altura (ICOLD, 1992).

Além das barragens apresentadas na Tabela 2.2, outras três barragens foram construídas utilizando-se a metodologia DACC. Nessas barragens foi utilizado também o concreto asfáltico na face. A Tabela 2.4 apresenta um resumo dessas barragens.

Tabela 2.4 Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico do Tipo DACC em Conjunto com Concreto Asfáltico na Face (ICOLD, 1992).

País	Número de barragens	Altura (m)		Ano do término construção		Largura do núcleo (m)	
		Mínima	Máxima	Primeira	Última	Mínimo	Máximo
Equador	1	-	28	-	1971	-	0,6
França	1	-	10	-	1980	-	0,6
Inglaterra	1	-	36	-	1980	-	0,75

2.3.1 Características Geométricas

As principais características geométricas das barragens DACC são função da altura da barragem, pois a mesma influência na espessura e inclinação do núcleo e na largura e graduação da transição.

As barragens do tipo DACC construídas até 2011 têm alturas variando de 11 a 128 m, sendo que a maioria possui alturas entre 30 e 60 metros. A Figura 2.3 apresenta a distribuição proporcional, em função da altura, das barragens DACC construídas até 2011.

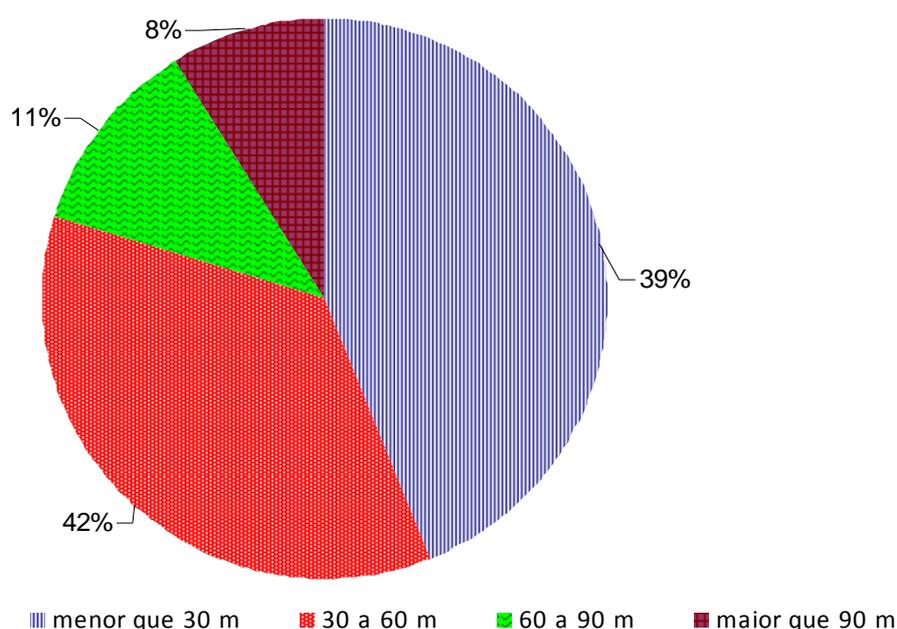


Figura 2.3 Distribuição Proporcional em Função da Altura das Barragens do Tipo DACC Construídas até 2011.

Com exceção de poucas barragens, a espessura do núcleo é função da altura da barragem. Geralmente a espessura do núcleo é cerca de 1% da altura da barragem, mas, em algumas barragens, em função da pressão de água, a espessura é aumentada entre 10 e 20 cm (ICOLD, 1982). O ICOLD (1992) recomenda que os núcleos tenham entre 60 e 100 cm em barragens com alturas superiores a 30 m e que a espessura seja constante da base até o topo, devido às múltiplas tensões as quais o mesmo está submetido.

Höeg (1993), baseado na experiência da construção de barragens DACC na Noruega sugere que os núcleos tenham no mínimo 50 e no máximo 100 cm, adotando-se espessuras superiores somente em casos especiais (regiões de terremoto e fundações compressíveis). O autor afirma que a espessura do núcleo pode ser reduzida da base para o topo, normalmente com variações de 10 cm, sendo que com a utilização dos equipamentos mais modernos esta diminuição pode ser realizada sem paradas.

Segundo Höeg (1993), o custo do concreto asfáltico é significativo e, portanto, a adoção de uma espessura do núcleo constante em grandes barragens provoca um aumento significativo do custo do núcleo e não se justifica do ponto de vista da segurança. Devido ao gradiente hidráulico no contato da base do núcleo com o plinto, normalmente a largura das duas primeiras camadas são alargadas.

Normalmente, em função de apresentar um bom comportamento de deformações no centro da barragem, o núcleo é construído na região central do barramento. Caso seja necessário aumentar a seção transversal efetiva para melhorar a estabilidade, o núcleo pode ser posicionado mais à montante.

Além de centrado, na maioria das barragens o núcleo é construído na vertical, pois a geometria do núcleo inclinada é mais complicada para executar e tende a apresentar deformações mais elevadas. Em barragens com mais de 60 m de altura, recomenda-se inclinar o núcleo para jusante, visando evitar separação do aterro de montante e do núcleo na região da crista (ICOLD, 1992).

O núcleo é confinado por uma transição fina que possui normalmente entre 1,2 e 2,0 m de largura e diâmetro máximo da ordem de 150 mm. Höeg (1993) recomenda transições à montante e jusante com largura mínima de 1 m e o ICOLD (1992) sugere larguras entre 1 e 2 m. A partir de 1978, na maioria das barragens construídas, o núcleo e a transição fina são compactados em conjunto formando uma zona que apresenta a mesma deformação, ou seja, trabalham em conjunto.

A Tabela 2.5 apresenta a relação entre a altura da barragem e a espessura do núcleo, a inclinação do núcleo e as dimensões da transição de algumas barragens com núcleo asfáltico do tipo DACC.

Tabela 2.5 Relação entre Altura da Barragem, Espessura do Núcleo, Inclinação do Núcleo e as Dimensões de Transições de Barragens do Tipo DACC (VEIDEKKE, 2011; HÖEG, 1993 e ICOLD, 1992).

Barragem	País	Altura da Barragem (m)	Espessura do núcleo (cm)	Inclinação do Núcleo (v:h)	Largura da Transição (cm) /Graduação (mm)	
					Montante	Jusante
Storglomvatn	Noruega	128	95/50	1:0	140/<60	140/<60
Yele	China	125	120/60	-	-	-
High Island East	Hong Kong	105	120/80	1:0	140/0-150	140/0-150
Mao Ping Xi	China	104	120/60	-	-	-
Finstertal	Áustria	100	70/60/50	1:0,4	300/0-100	200/2-100
Storvatn	Noruega	90	80/50	1:0,2	150/<60	150/<60
Schmalwasser	Alemanha	74	80	1:0,1	160/11-32	160/11-32
Megget	Inglaterra	57	70/60	1:0	150/<100	150/<100
Wiehl	Alemanha	53	60/50/40	1:0	150/0-150	150/0-150
Rottach	Alemanha	38	60	1:0	120/0-80	120/16-80
Katlavatn	Noruega	35	50	1:0	125/<60	125/<60

2.3.2 Comportamento

O concreto asfáltico é um material com comportamento vicoelastoplástico que depende da carga aplicada, temperatura e tempo de aplicação da carga. De acordo com o ICOLD (1982) as características apresentadas pelo concreto asfáltico aplicados no núcleo de barragens (barragens do tipo DACC) são muito semelhantes às características do concreto asfáltico aplicado na face de barragens. As características que o concreto asfáltico deve apresentar são:

- baixa permeabilidade, para permitir a perfeita estanqueidade. O núcleo deve ser impermeável para a pressão de água do reservatório;
- resistência suficiente para suportar os carregamentos aplicados e resistência à erosão;
- flexibilidade suficiente para acompanhar as deformações do maciço da barragem sem fissuras;
- resistência ao envelhecimento;
- capacidade de autocicatrização;
- bom contato com as transições e maciço da barragem, conseqüentemente um bom entrosamento (as tensões aplicadas e deformações das diversas zonas devem estar dentro do mesmo intervalo).

Além de atender a essas características, o concreto asfáltico aplicado em núcleo de barragens apresenta boa trabalhabilidade e pode minimizar impactos ambientais, visto que na maioria das vezes utilizam-se agregados provenientes das escavações obrigatórias, dispensando a abertura de áreas de empréstimo.

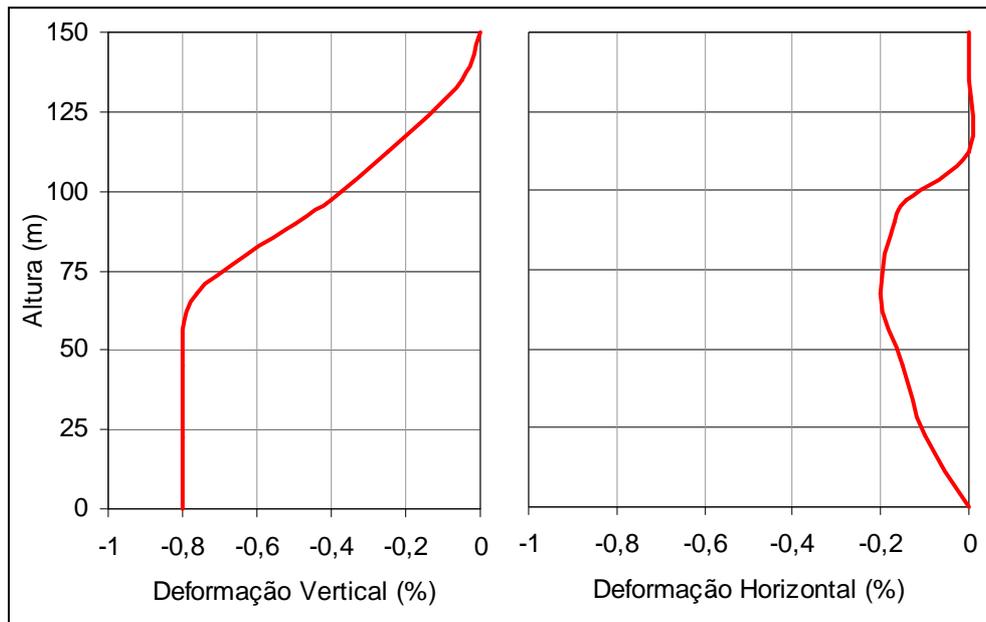
A grande flexibilidade apresentada pelo concreto asfáltico permite ajuste do núcleo às deformações dos aterros e aos recalques diferenciais da fundação, possibilitando sua utilização em diversos tipos de fundações. Apesar de a maioria das barragens terem sido construídas sobre fundação em rocha, a bibliografia relata casos de construção de barragens com núcleo asfáltico sobre depósitos aluviais de alta compressibilidade, com sucesso.

A barragem de Eberlaste na Áustria é um caso que demonstra a capacidade do núcleo asfáltico se ajustar a recalques da fundação, pois a mesma foi construída sobre um depósito de aluvião compressível. Segundo Saxergaard (2003) *apud* Falcão (2003), durante a construção dessa barragem a fundação recalcou 2,5 m em um período de 3,5 anos, representando cerca de 9% da altura da barragem e os recalques diferenciais chegaram a 1,7 m ao longo de 30 m (6% da altura). Apesar dos recalques absolutos e diferenciais altos, não foram registradas trincas ou aumento significativo da permeabilidade.

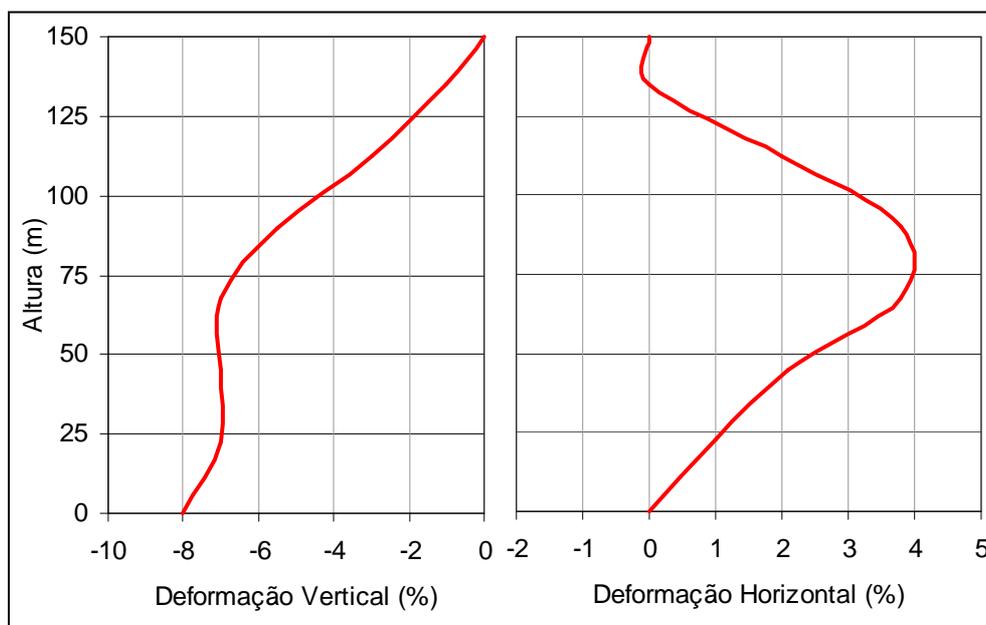
Segundo Wang & Höeg (2009), barragens com núcleo asfáltico podem suportar abalos sísmicos, não apresentando trincas e perda de estanqueidade. Segundo os autores, a resistência sísmica da barragem vai depender mais da concepção adequada e zoneamento dos materiais na barragem do que das condições da fundação e sismicidade do local. Caso ocorram trincas, o concreto asfáltico tem uma capacidade de autocicatrização devido ao seu comportamento viscoso.

Tensões de cisalhamento causadas por deslocamentos impostos ou mudança de temperatura podem causar fissuras e trincas no núcleo, sendo que essas dependem das misturas asfálticas utilizadas, dos tipos e taxas de deformação e da variação de temperatura. O nível de deformação suportada pelo concreto asfáltico antes de começar a trincar pode ser significativamente aumentado com a utilização de cimentos asfálticos mais moles e com o aumento do teor de CAP na mistura (WANG & HÖEG, 2009).

O comportamento do núcleo é influenciado pelo processo de compactação da barragem (transições e zonas de enrocamento), pois a deformação do núcleo não tem nenhuma influência na deformação da barragem, mas a deformação da barragem é imposta ao núcleo. O ICOLD (1992) apresenta os resultados de uma simulação numérica realizada para uma barragem de 150 m de altura considerando uma compactação ruim e uma compactação boa. A Figura 2.4 apresenta os resultados obtidos nessa simulação.



(a)



(b)

Figura 2.4 Simulação Numérica de Barragem com 150 m: a) Compactação Boa, b) Compactação Ruim. Legenda: compressão (-) e expansão (+). (ICOLD, 1992 - Modificado).

Os resultados apresentados na Figura 2.4 evidenciam a influência da qualidade da compactação no comportamento da barragem. As deformações para uma má compactação são cerca de 10 vezes superiores quando comparadas com as obtidas em uma boa compactação, ou seja, as deformações são reduzidas a um mínimo quando se tem uma boa compactação. Diversos fatores influenciam na qualidade da compactação, como: espessura das camadas, equipamento utilizado, número de passadas, granulometria dos materiais etc..

Wang & Höeg (2009) avaliaram barragens construídas nos últimos anos e compararam com barragens construídas anteriormente e concluíram que as barragens com núcleo asfáltico podem ser construídas com enrocamentos de qualidade muito inferior àqueles utilizados anteriormente.

2.3.3 Materiais Utilizados

O desempenho satisfatório de barragens com núcleo de concreto asfáltico depende de vários fatores, podendo se destacar o controle dos materiais utilizados e do processo construtivo. A mistura utilizada em núcleo de barragens é composta por agregados e cimento asfáltico de petróleo (CAP), no entanto, dependendo do processo construtivo, estas misturas são divididas em dois tipos:

- concreto betuminoso ciclópico (*stone asphalt*): mistura rica em CAP (30 a 40%), composta por fragmentos de rochas imersos dentro de um argamassa asfáltica fina (CAP e areia) ou grossa (CAP, areia e agregados com até 8 mm). Em função da quantidade de ligante e do desenvolvimento de novas tecnologias, não é mais utilizada (FALCÃO, 2003). Segundo ICOLD (1992), este método não é recomendado para grandes barragens, por apresentar potenciais caminhos preferenciais de percolação;
- concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ): mistura composta por CAP (normalmente entre 5,0 e 7,0%), fíler e agregado com dimensão máxima da ordem de 16 mm. Essa mistura é semelhante ao CBUQ utilizado em pavimentação, no entanto se diferencia quanto à granulometria dos materiais utilizados. É o tipo de mistura atualmente utilizado na construção de núcleos de barragens do tipo DACC.

Conforme descrito anteriormente, a mistura mais utilizada em núcleos de barragem é o CBUQ, sendo que os materiais que são utilizados em sua produção devem ser avaliados antes da aplicação. Segundo o ICOLD (1992), as avaliações destes materiais são realizadas de acordo com os métodos utilizados em investigações de materiais para obras rodoviárias. A seguir serão descritas as características dos materiais utilizados na composição dessas misturas (CAP, fíler e agregados) e as características que essas misturas devem possuir.

2.3.3.1 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)

O CAP é uma mistura de hidrocarbonetos, que possui de 90 a 95% hidrocarbonetos e de 5 a 10% de heteroátomos (oxigênio, enxofre, nitrogênio e os metais vanádio, níquel, ferro, magnésio e cálcio), derivados de petróleo (provém da destilação do petróleo), de consistência variável (semi-sólido a temperaturas baixas, viscoelástico à temperatura ambiente e líquido a

altas temperaturas), com cor pardo-escuro, com poder aglutinante (adesivo termoviscoelástico), impermeável à água e pouco reativo. O comportamento mecânico do CAP é função das características termoviscoelásticas e depende da temperatura de serviço, velocidade, tempo e intensidade do carregamento (BERNUCCI *et al.*, 2008).

O CAP é utilizado em misturas com agregados em núcleos de barragem por proporcionar: flexibilidade controlável (influencia no comportamento da mistura), baixíssima permeabilidade, forte união dos agregados e conseqüentemente alta resistência às forças de percolação, durabilidade e resistência à ação da maioria dos ácidos, álcalis e sais.

As propriedades físicas e reológicas e a composição química do CAP dependem da fonte e dos processos de refino do petróleo que o originou. No Brasil e em diversos outros países não é comum a produção de ligantes a partir de um único tipo de petróleo, e sim a partir de uma variedade de tipos de óleos crus, resultando em CAP com considerável variedade de compostos orgânicos, ou seja, uma complexidade química bastante significativa. Apesar de possuir uma enorme complexidade em sua constituição química, que influencia diretamente em suas propriedades físicas e reológicas, o CAP é especificado com base nas propriedades físicas. No Brasil, o CAP é especificado pela ANP (resolução ANP N° 19 de 11/07/2005), segundo a penetração, em CAP 30-45, CAP 50-70, CAP 85-100 e CAP 150-200.

A Tabela 2.6 apresenta uma comparação da classificação dos CAPs comercializados no Brasil e a especificação dos CAPs para pavimentação da Comunidade Européia. Segundo Bernucci *et al.* (2008), a especificação européia foi acordada entre os países membros em 2000 (especificação EN 12591/2000), sendo que outras exigências podem ser acrescentadas à mesma, visto que esta norma está em revisão e será substituída por critérios de desempenho, seguindo a tendência do *Superpave*.

Tabela 2.6 Comparativo da Especificação dos CAPs Brasileiros e da Comunidade Européia.

Especificação Brasileira (ANP, 2005)									
Característica/Unidade	CAP 30-45		CAP 50-70		CAP 85-100		CAP 150-200		
Penetração (25°C)/0,1 mm	30 a 45		50 a 70		85 a 100		150 a 200		
Ponto de Amolecimento/°C	Mínimo 52		Mínimo 46		Mínimo 43		Mínimo 37		
Especificação Comunidade Européia (EN 12591/2000 apud Bernucci <i>et al.</i> , 2008)									
Característica/Unidade	20/30	30/45	35/50	40/60	50/70	70/100	100/150	160/220	250/330
Penetração (25°C)/0,1 mm	20-30	30-45	35-50	40-60	50-70	70-100	100-150	160-220	250-330
Ponto de Amolecimento/°C	55-63	52-60	50-58	48-56	46-54	43-51	39-47	35-43	30-38

As especificações do Brasil foram baseadas nas dos EUA e Europa. Portanto, verifica-se, na Tabela 2.6, que os CAPs 30-45 e 50-70 especificados no Brasil apresentam as mesmas faixas

de variação da penetração e do ponto de amolecimento mínimo dos CAPs correspondentes da especificação europeia (30/45 e 50/70). Os outros dois CAPs especificados no Brasil (85-100 e 150-200) não possuem correspondentes na Comunidade Europeia, mas apresentam as características de penetração e ponto de amolecimento dos CAPs com faixa de penetração semelhante (CAPs 70/100 e 160/220).

As propriedades do CAP influenciam no comportamento das misturas e consequentemente nos núcleos de barragens do tipo DACC. Nos núcleos de barragens DACC são utilizados concretos asfálticos produzidos com os CAPs utilizados em pavimentação, sendo mais frequente a utilização de CAPs com penetração entre 80 e 100 (CBDB, 1999). A Tabela 2.7 apresenta o tipo e a porcentagem de CAP utilizados em barragens construídas na Noruega entre 1980 e 1997.

Tabela 2.7 Tipos de CAPs das Barragens Construídas na Noruega entre 1980 e 1997 (HÖEG, 1993)

Barragem	Ano do término da construção	Altura da barragem (m)	CAP	
			Quantidade (%)	Tipo ⁽¹⁾
Vestredalstjern	1980	32	6,3	B65
Katlavatn ⁽²⁾	1980	35	6,3	B65
Langavatn	1981	22	6,3	B65
Riskallvatn	1986	45	6,3	B60
Storvatn	1987	90	6,2	B60
Berdalsvatn	1988	62	6,1	B60
Styggevatn	1990	52	6,3	B60
Storglomvatn	1997	125	6,3	B180

OBS: (1) o número indica a penetração do CAP. (2) nos 7 metros finais (topo) foi utilizado CAP B180.

Verifica-se, na Tabela 2.7, que predomina a utilização dos CAP B60 e B65. No entanto, Höeg (1993) propõe a utilização de CAP menos viscoso, pois ele aumenta a capacidade de auto-cicatrização e permite a adoção de menores temperaturas durante a compactação (concretos asfálticos com CAP do tipo B60 e B65 são compactados com temperaturas entre 160 e 180°C e com CAP do tipo B180 entre 140 e 155°C).

Em locais que apresentam fundações deformáveis e em regiões com terremotos, tem-se utilizado CAP menos viscoso (mais dúctil e mole) e teores de CAP maiores. Um exemplo é a barragem de Eberlaste na Áustria na qual, em função da alta compressibilidade da fundação, foi utilizado um CAP com baixa viscosidade (B300) e teor de CAP maior para melhorar a acomodação do núcleo com as altas deformações da fundação (WANG & HÖEG, 2009).

Tangjin *et al.* (2009) apresentam as características do CAP utilizado na barragem Maopingxi na China. Esta barragem faz parte do complexo hidrelétrico Três Gargantas e foi construída em uma região com fundação composta de granito altamente intemperizado. A Tabela 2.8 apresenta as principais características do CAP utilizado na Barragem Maopingxi.

Tabela 2.8 Características do CAP Utilizado na Barragem Maopingxi (TANGJIN ET AL., 2009)

Propriedade	Penetração (25°C - 0,1 mm)	Ponto de Amolecimento (°C)	Ductibilidade (15°C - cm)	Densidade (g/cm ³)	Teor de Parafina (%)
Especificação	60 a 80	47 a 54	> 150	1,01 a 1,05	< 2

2.3.3.2 Agregados

Os agregados têm grande influência nas propriedades dos concretos asfálticos, pois representam cerca de 94% em peso das misturas. As informações mais importantes sobre os agregados estão relacionadas às propriedades da rocha de origem, ou seja, são informações sobre o tipo de rocha e composição mineralógica e conseqüentemente sobre suas propriedades físicas, químicas e mecânicas.

Os agregados que compõem misturas aplicadas em núcleos de barragens não estão expostos às variações de temperatura, erosão e abrasão comuns nos pavimentos, mas estão sujeitos a maiores níveis de tensões. Segundo Wang & Höeg (2009), os requisitos exigidos dos agregados aplicados em pavimentação são rigorosos e pode-se exigir menos dos agregados utilizados em misturas asfálticas aplicadas em barragens. As propriedades mais importantes dos agregados aplicados em concretos asfálticos de núcleos de barragens são: forma, resistência, adesividade, tipo e quantidade de fíler, e graduação.

Segundo Höeg (1993), os agregados são classificados a partir da utilização dos índices de forma (*flakiness index*) e resistência ao impacto (*brittleness index*). Um alto valor do *flakiness index* indica agregados alongados, e um alto valor do *brittleness index* indica um agregado frágil. Os agregados para aplicação em barragens devem apresentar forma adequada (baixo *flakiness index*) e boa resistência. No Brasil, o índice de forma é determinado de acordo com as recomendações da norma do DNIT (DNIT-ME 086/1994), e varia de 0 a 1, sendo que valor próximo de 1 indica ótima cubicidade.

A adesividade é função da composição e da estrutura dos minerais, sendo que os agregados podem apresentar fracas cargas eletrostáticas, podendo essas serem positivas e negativas, de acordo com sua natureza:

- agregados eletronegativos (ácidos): granitos, gnaisses, areias quartozas etc;
- agregados eletropositivos (alcalinos): rochas calcáreas, basalto, diabásio, gabro etc.

Agregados eletronegativos (ácidos) podem apresentar baixa adesividade, sendo que, em algumas obras de pavimentação rodoviária, é necessário utilizar um aditivo (*dopping*) para melhorar a adesividade. Wang (2008) *apud* Wang & Höeg (2009) realizou um estudo sobre a adesão entre agregados (ácidos e alcalinos) e CAP e constatou uma significativa espessura de CAP envolvendo os agregados dos concretos asfálticos aplicados em barragens. Quando solicitados com imersão em água e ciclos de congelamento e descongelamento, os mesmos não apresentaram variação quando solicitados em compressão, tração e flexão.

Uma parcela dos agregados que tem grande influência nas propriedades do concreto asfáltico são os fíleres (material em que, pelo menos, 65% das partículas é menor que 0,075 mm, e 100% é menor que 0,42 mm – exemplo: cal, cimento Portland, calcário). O fíler, dependendo da quantidade, melhora a trabalhabilidade, a adesividade do CAP com os agregados e diminui o volume de vazios do concreto asfáltico, conseqüentemente pode melhorar o desempenho mecânico, reológico e de sensibilidade à água do concreto asfáltico.

Segundo Lucena *et al.* (2004), o fíler aumenta a estabilidade e a resistência das misturas asfálticas em função das parcelas constituintes do mesmo:

- fíler agregado (entre 40 e 75 μm): preenche os vazios existentes nos agregados, aumentando a densidade e a resistência da mistura quando compactada;
- fíler ativo (menor que 20 μm): fica em suspensão no CAP absorvendo os componentes asfálticos (incorpora-se ao CAP), aumentando a viscosidade do CAP e conseqüentemente a rigidez da mistura.

Lucena *et al.* (2004) realizaram uma pesquisa visando verificar a influência do tipo e teor de fíler em misturas asfálticas e concluíram que fíleres com mais de 80% das partículas menores que 20 μm , interagem melhor com o CAP, aumentando a rigidez da mistura.

A granulometria é uma das principais características dos agregados e efetivamente influi no comportamento das misturas asfálticas, destacando rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade e trabalhabilidade. Misturas asfálticas com tamanho máximo excessivamente grande podem apresentar segregação (em função de diferenciais de temperatura) e com tamanho máximo excessivamente pequeno podem prejudicar a trabalhabilidade e tornar instável a mistura (em função da elevada porcentagem de CAP).

De acordo com Höeg (1993), para apresentar uma boa trabalhabilidade e compactação os agregados usados no concreto asfáltico de núcleos de barragens devem possuir sua distribuição granulométrica de acordo com a curva de Füller e o diâmetro máximo deve ser inferior a 18 mm. A curva de Füller é dada pela seguinte equação:

$$P_i = \left(\frac{d_i}{D_{\max}} \right)^{0,41} \times 100 \quad (2.1)$$

Onde:

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

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

Utilizando a Equação 2.1 e a variação do D_{\max} de 16 a 18 mm, diâmetro máximo utilizado na maioria das barragens construídas, a porcentagem de finos (partículas com dimensões inferiores a 0,075 mm) varia de 10,5 a 11,1%. Segundo Höeg (1993), a quantidade de finos geralmente é da ordem de 12%, sendo que os finos são constituídos pela combinação de fíler do agregado utilizado na obra (pó de pedra) e calcário ou cimento Portland. A proporção do fíler do agregado depende da acidez do agregado.

Höeg (1993) realizou pesquisas com duas curvas granulométricas, uma satisfazendo o critério da curva de Füller (Equação 2.1) e outra com granulometria mais grossa. A Figura 2.5 apresenta as duas faixas granulométricas utilizadas para compor corpos-de-prova com 6,2% de CAP.

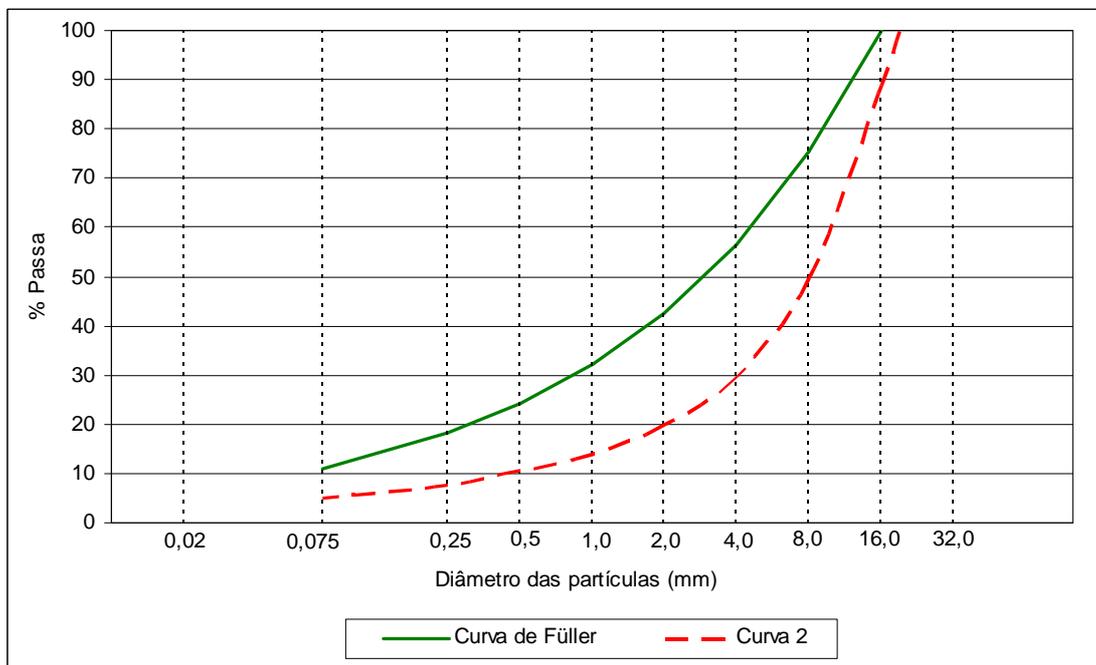


Figura 2.5 Faixas Granulométricas de Agregados para Concreto Asfáltico (HÖEG, 1993 - Modificado).

Segundo Höeg (1993), enquanto os corpos-de-prova que utilizaram a curva de Füller foram praticamente impermeáveis, apresentaram maior resistência e ductibilidade, ou seja,

apresentaram maior capacidade de suportar as tensões de tração ao cisalhamento antes da ruptura, os corpos-de-prova da curva 2 apresentaram alta permeabilidade, comportamento frágil e menor resistência.

Em 1992, o NGI realizou pesquisa para verificar a influência da qualidade dos agregados no comportamento de concreto asfáltico aplicado em barragens. Foram utilizados três agregados com diferentes qualidades (maior alongamento e fragilidade ao impacto indicam menor qualidade): gabro (muito bom), gnaisse (bom) e xisto (ruim). Nessa pesquisa, cujos resultados estão apresentados na Tabela 2.9, foram realizados ensaios triaxiais em corpos-de-prova de 100 x 200 mm, que foram confinados com três tensões ($\sigma_3 = 0,5, 1,0$ e $2,0$ MPa) e rompidos utilizando-se uma velocidade de 2% por hora e temperatura constante de 5°C (HÖEG, 1993).

Tabela 2.9 Influência do Tipo de Agregado no Comportamento do Concreto Asfáltico (HÖEG, 1993).

Teste N°	Agregado	CAP	% CAP	Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Axial Ruptura σ_1 (MPa)	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ Ruptura (MPa)	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ Ruptura (MPa)	$E_{\text{secante 1\%}}$ (MPa)
1				0,5	4,7	2,10	9,4	280
2	Gabro	B 60	5,6	1,0	6,0	2,50	6,0	290
3				2,0	8,6	3,30	4,3	290
4				0,5	4,6	2,05	9,2	290
5	Gnaisse	B 60	5,9	1,0	6,0	2,50	6,0	300
6				2,0	8,7	3,35	4,3	300
7				0,5	4,2	1,90	8,4	250
8	Xisto	B 60	6,0	1,0	5,5	2,25	5,5	270
9				2,0	8,5	3,25	4,3	260
10				1,0	4,4	1,70	4,4	110
11	Gnaisse	B 60	8,0	2,0	6,0	2,00	3,0	110
12				1,0	4,3	1,65	4,3	140
13	Gnaisse	B 180	5,9	2,0	6,0	2,00	3,0	90

Falcão (2003 e 2007) e Ramos (2009) realizaram pesquisas com agregados e CAPs do Brasil. Foram utilizados quatro tipos de agregados: micaxisto, calcário, granito e basalto. Os quatro agregados apresentam índice de forma maior que 0,5 e resistência à abrasão Los Angeles menor que 30%, ou seja, são todos considerados de qualidade boa a muito boa.

As pesquisas foram realizadas com ensaios triaxiais em corpos-de-prova 100 x 200 mm compactados utilizando-se 125 golpes por camadas de 40 mm de altura. Os ensaios foram

realizados com tensões confinantes de 0,25, 0,5 e 1,0 MPa e rompidos utilizando-se velocidade de 2% por hora e temperatura ambiente (20 a 25°C). Os resultados dessas pesquisas são apresentados na Tabela 2.10.

Tabela 2.10 Influência do Tipo de Agregado no Comportamento do Concreto Asfáltico – Agregados do Brasil.

Agregado	CAP	% CAP	Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Axial Ruptura σ_1 (MPa)	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ Ruptura (MPa)	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ Ruptura (MPa)	$E_{\text{secante 1\%}}$ (MPa)
Micaxisto (FALCÃO, 2003)	20 ⁽¹⁾	5,5	0,25	1,8	0,8	7,2	112
			0,5	3,1	1,3	6,3	232
			1,0	3,4	1,2	3,4	243
Micaxisto (FALCÃO, 2003)	20 ⁽¹⁾	6,0	0,25	1,6	0,7	6,5	85
			0,5	2,2	0,8	4,4	98
			1,0	2,9	0,9	2,9	106
Calcário (FALCÃO, 2007)	50/70	5,5	0,25	1,1	0,4	4,2	13
			0,5	1,5	0,5	3,0	10
			1,0	2,4	0,7	2,4	24
Calcário (FALCÃO, 2007)	50/70	6,0	0,25	1,3	0,5	5,3	12
			0,5	2,0	0,8	4,0	18
			1,0	2,6	0,8	2,6	14
Granito (FALCÃO, 2007)	50/70	5,0	0,25	1,7	0,7	7,0	85
			0,5	2,3	0,9	4,7	113
			1,0	3,7	1,3	3,7	162
Granito (FALCÃO, 2007)	50/70	5,5	0,25	2,2	1,0	8,7	48
			0,5	2,6	1,0	5,1	45
			1,0	3,9	1,5	3,9	109
Basalto (RAMOS, 2009)	50/70	5,5	0,25	2,0	0,9	8,2	50
			0,5	2,9	1,2	5,8	65
			1,0	4,5	1,7	4,5	69
Basalto (RAMOS, 2009)	50/70	6,0	0,25	1,7	0,7	7,0	20
			0,5	2,6	1,0	5,2	25
			1,0	4,0	1,5	4,0	37

Obs: 1) O CAP 20 apresenta características semelhantes ao CAP 50/70.

Os resultados apresentados na Tabela 2.9 evidenciam pouca influência do tipo de agregado no comportamento tensão deformação do concreto asfáltico. Comparando o melhor e o pior agregado, verifica-se que o módulo para a menor tensão ($\sigma_3 = 0,5$ MPa) variou de 250 a 280 MPa, enquanto que para maior tensão ($\sigma_3 = 2,0$ MPa) variou de 260 a 290 MPa.

Verifica-se na Tabela 2.10 que, diferentemente da pesquisa realizada com agregados da Europa, o tipo de agregado teve muita influência no comportamento tensão deformação do concreto asfáltico e na tensão de ruptura. O módulo secante para a tensão confinante de 0,5 MPa ($\sigma_3 = 0,5$ MPa) e 5,5% de CAP variou de 10 a 232 MPa, e na tensão máxima variou de 1,5 a 3,1 MPa, quando comparados o micaxisto (agregado mais resistente) e o calcário (agregado menos resistente).

Misturas com a porcentagem de agregado graúdo (diâmetro maior que 4,8 mm) em relação ao total do material granular acima de 40 a 50% formam um tipo de estrutura mecânica em que os agregados tocam uns nos outros proporcionando maior resistência às deformações permanentes, atingindo um máximo quando essa porcentagem atinge cerca de 65% (*ROAD RESEARCH LABORATORY, 1962 apud COELHO, 1992*).

Segundo Coelho (1992), pesquisas realizadas pelo *Corps of Engineers* em 1948, demonstraram que misturas que apresentavam porcentagem de agregado graúdo inferior a 40% em relação ao total de material granular não sofriam grande influência do tipo, formato e natureza do agregado.

Na pesquisa realizada pelo NGI (Tabela 2.9), foi utilizada curva granulométrica satisfazendo o critério de Fuller e D_{max} igual a 16 mm, sendo, portanto, a porcentagem de agregado graúdo menor que 40%. Nas pesquisas realizadas por Falcão (2003 e 2007) e Ramos (2009), (Tabela 2.10), também foram utilizadas curvas granulométricas satisfazendo ao critério de Fuller. No entanto, nessas, o D_{max} foi igual a 19 mm implicando porcentagem de agregado graúdo superior a 40%.

2.3.3.3 Concreto Asfáltico

As propriedades do concreto asfáltico dependem do tipo e da quantidade de CAP, das propriedades dos agregados e dos índices físicos da mistura compactada. Segundo Höeg (1993), os teores de CAP dependem do tipo, da forma, da superfície e da granulometria do agregado e da viscosidade do CAP e normalmente variam entre 5,5 e 6,5%, porém Brenth & Arslan (1990) recomendam misturas com teores variando de 6 a 8%.

Na pesquisa realizada no NGI (Tabela 2.9), a quantidade e a viscosidade do CAP provocaram variações muito maiores que a variação do tipo de agregado. Aumentando a quantidade de CAP e mantendo o agregado (testes 4 a 6 comparados com 10 e 11), verifica-se grande variação das propriedades mecânicas, por exemplo, o módulo secante passou de 300 para 110 MPa. Efeito semelhante é obtido com a diminuição da viscosidade do CAP. A substituição do CAP mais viscoso (B60 – mais duro) por um menos viscoso (B180 – mais

mole), proporcionou a alteração do módulo secante para a tensão confinante de 1 MPa de 300 para 140 MPa (Testes 5 e 12) e para a tensão confinante de 2 MPa de 300 para 90 MPa (Testes 6 e 13).

Analisando-se a quantidade de CAP, constatou-se, para a maioria dos concretos asfálticos utilizados nas pesquisas realizadas no Brasil (Tabela 2.10), comportamento semelhante aos obtidos nas pesquisas realizadas no NGL. A quantidade de CAP proporcionou grande variação no comportamento tensão deformação, por exemplo, uma variação de 0,5% de CAP provocou variações de mais de 150% no valor do módulo (aumentando a porcentagem de CAP, tem-se diminuição do módulo). O teor de CAP não teve muita influência na tensão de ruptura.

De acordo com o *Road Research Laboratory* (1962) *apud* Coelho (1992), o excesso de ligante reduz o atrito entre as partículas granulares produzindo misturas com baixa resistência às deformações e com tendência à instabilidade. O ligante tende a exsudar para a superfície da camada comprometendo a resistência por aderência superficial. Nas misturas utilizadas em núcleos de barragens, não se tem preocupação com a instabilidade e resistência por aderência superficial e buscam-se misturas com baixa resistência às deformações, portanto o teor de ligante considerado ideal é maior que o teor normalmente utilizado em misturas para pavimentação. No entanto, um consumo maior de ligante pode inviabilizar economicamente a mistura.

Das características citadas no Item 2.3.1, a baixa permeabilidade é a característica prioritária. Segundo Kjaernsli *et al.* (1966) *apud* Höeg (1993), coeficientes de permeabilidade inferiores a 10^{-10} m/s são obtidos para volume de vazios inferiores a 3%. Segundo Höeg (1993), em função da diferença de energia aplicada no laboratório (ensaio Marshall) e no campo, os volumes de vazios obtidos em ensaios em laboratório nas misturas especificadas para o núcleo devem ser inferiores a 2%. O volume de vazios depende de grandezas básicas (teor de ligante, massa específica dos agregados, ligante e mistura compactada e massa específica máxima da mistura), sendo que variações dessas grandezas provocam variações no volume de vazios.

O ICOLD (1982) apresenta resultados de uma pesquisa que evidencia a impermeabilidade do concreto asfáltico quando o volume de vazios é menor que 3%. A pesquisa foi realizada utilizando-se agregados com diâmetro máximo de 18 mm e foram aplicadas diferentes pressões de água. A Figura 2.6 apresenta o resultado dessa pesquisa (a parte rachurada indica impermeabilidade). Verifica-se, na Figura 2.6, que, mesmo para altas pressões (20 bar = 2.000 kPa), o concreto asfáltico com volume de vazios menor que 3% não apresentou percolação de água.

Höeg (1993) analisou vários ensaios de permeabilidade em corpos-de-prova com diferentes volumes de vazios e chegou à mesma conclusão (Figura 2.7).

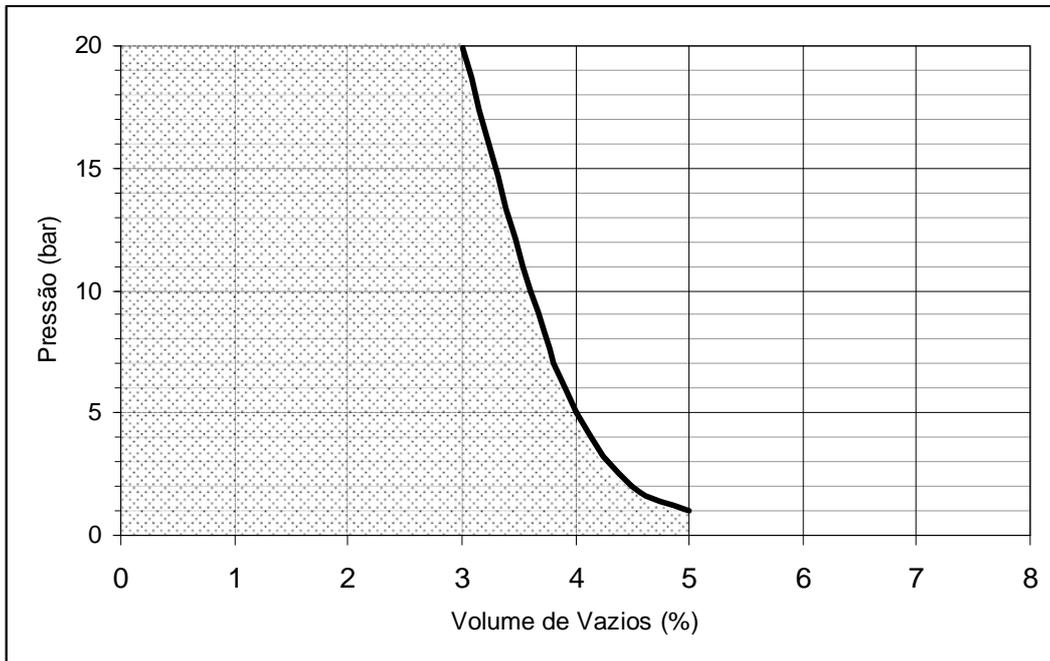


Figura 2.6 Teste de Impermeabilidade: Relação entre a Pressão de Água e o Volume de Vazios (ICOLD, 1982 - Modificado).

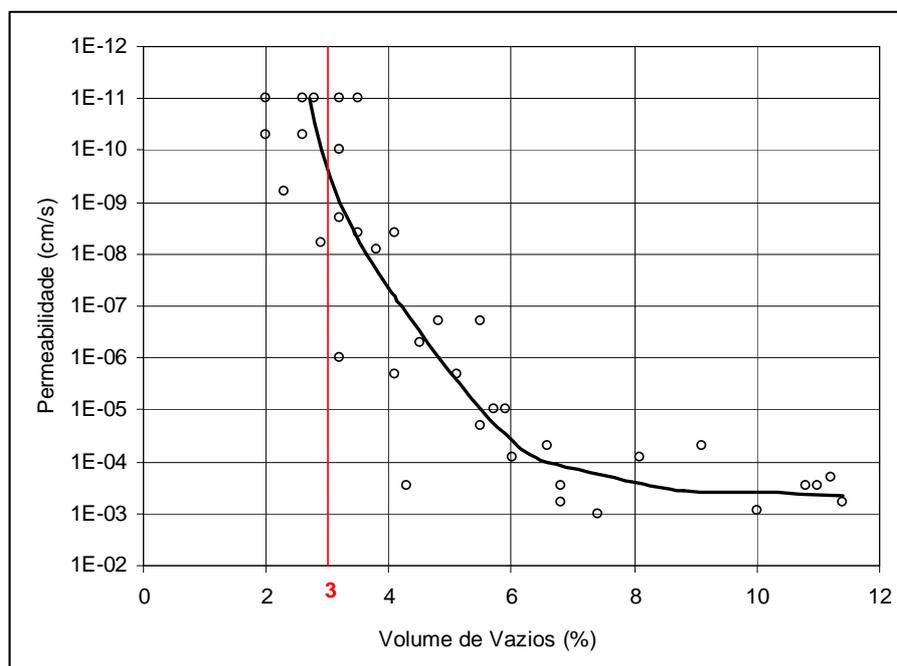


Figura 2.7 Curva Permeabilidade x Volume de Vazios (HÖEG, 1993 - Modificado).

Os resultados apresentados na Figura 2.7 corroboram os resultados apresentados na Figura 2.6. Concretos asfálticos com volume de vazios menor que 3% são praticamente impermeáveis, enquanto misturas com volume de vazios maior que 3% geram grande dispersão e um aumento significativo da permeabilidade.

Os resultados apresentados nas Figuras 2.6 e 2.7 foram ratificados em ensaios de permeabilidade realizados em corpos-de-prova de misturas de concreto asfáltico com menos de 3% de vazios no Laboratório Central da Strabag (STRABAG, 1996 *Apud* RAMOS, 2009). Nessa mesma pesquisa, a Strabag verificou em ensaios triaxiais que corpos-de-prova submetidos a altas pressões, correspondentes a barragens de 100, 150 e 190 m de altura, não apresentaram variação significativa do índice de vazios, e conseqüentemente nem variação significativa da permeabilidade.

Gallacher (1990) analisou dados de percolação pelo núcleo da barragem de Megget na Escócia e averiguou vazão consistente com as previsões. Verificou-se também a diminuição da percolação pelo núcleo durante o período de monitoramento: a percolação medida passou de 290 m³/dia em junho de 1983 para 140 m³/dia em abril de 1987 (a percolação teve contribuição do fluxo pela fundação). A diminuição da percolação sugere migração de finos da transição de montante para o núcleo. Essa diminuição pode ser também devido ao adensamento do concreto asfáltico e diminuição do volume de vazios.

O entendimento dos efeitos da quantidade e tipo de CAP, e do agregado utilizado são importantes para definir a mistura ideal em função das características requeridas nos projetos. Misturas com pouco CAP apresentam menor trabalhabilidade e conseqüentemente menor compactação e maior permeabilidade. Misturas com maior quantidade de CAP apresentam menor permeabilidade, porém apresentam menor rigidez e resistência. A permeabilidade é a característica mais importante em núcleos de barragens, portanto em alguns casos, por exemplo, fundação compressível, recomenda-se adotar misturas menos rígidas e com maior porcentagem de CAP.

Brenth & Arslan (1990) analisaram a influência do teor de CAP B80 na deformação de corpos-de-prova submetidos a ensaios triaxiais com duas tensões confinantes: 0,25 e 0,75 MPa. Os corpos-de-prova foram moldados com 100 x 200 mm. Foram utilizadas curvas granulométricas segundo a curva de Füller e porcentagem de CAP variando de 5,5 a 8,0%. Os volumes de vazios após compactação ficaram abaixo de 2%. Os ensaios triaxiais foram executados à temperatura de 10°C. Os resultados são apresentados na Figura 2.8.

Verifica-se, na Figura 2.8, a influência do teor de CAP na variação de volume do concreto asfáltico. Maior quantidade de CAP implica em menor dilatância. A tensão confinante também influencia a variação de volume: quanto maior a tensão confinante, menores as dilatações volumétricas. O comportamento do concreto asfáltico quanto à deformação volumétrica depende do teor de CAP e da tensão confinante, no entanto quanto mais preenchidos com CAP estiverem os vazios do esqueleto mineral, menor será a influência da tensão confinante.

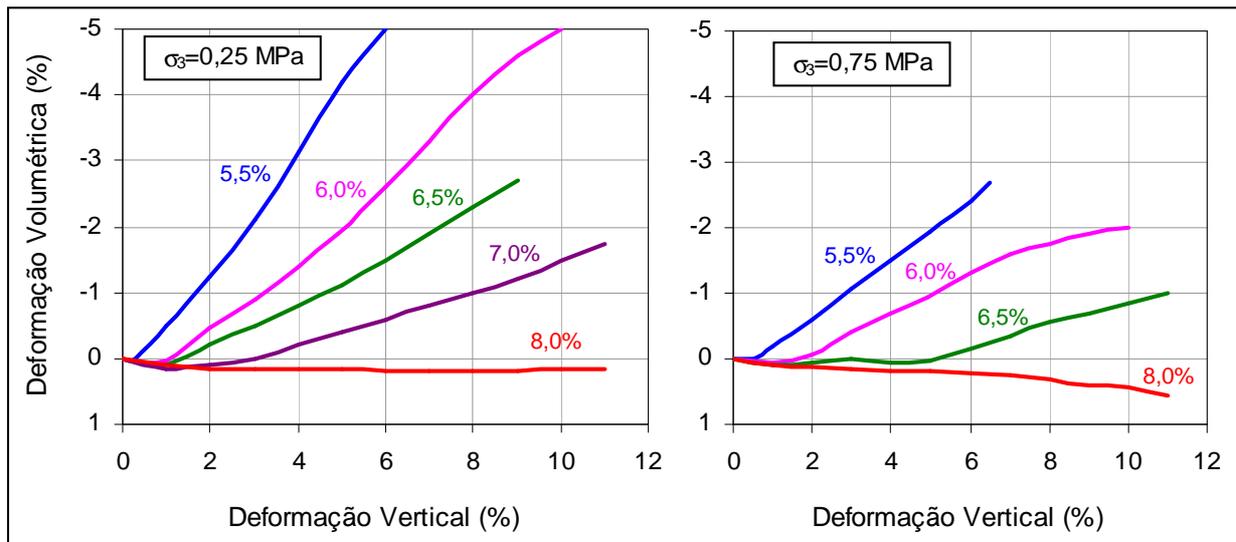


Figura 2.8 Variação Volumétrica em Função da Porcentagem de CAP B80 (BRENTH & ARSLAN, 1990).
 Legenda: compressão (+) e expansão (-).

Em 1985, foi realizada uma pesquisa no NGI na qual se avaliou a permeabilidade de partes de corpos-de-prova de ensaios triaxiais. Os resultados demonstraram que, após a ruptura, embora a dilatação atingisse de 1 a 2%, o coeficiente de permeabilidade apresentou um aumento da ordem de 10^3 a 10^5 . A dilatação provoca um aumento da permeabilidade devido à abertura de pequenas fissuras que se interconectam. Em ensaios realizados em corpos-de-prova antes da ruptura, até cerca de 80% da tensão de ruptura, não foi detectado aumento significativo da permeabilidade (HÖEG, 1993).

Segundo Höeg (1993), testes de campo realizados na Noruega comprovaram a possibilidade de aplicar concretos asfálticos com altas porcentagens de CAP (cerca de 8%) e utilizando-se CAP de baixa viscosidade (CAP B180) e os equipamentos de 3ª geração, no entanto, não se teve sucessos para porcentagem de CAP superior a 10%.

Wang & Höeg (2002) avaliaram a influência do método de compactação nas propriedades de concretos asfálticos aplicados em barragens. A mistura utilizada na pesquisa foi composta por um calcário e CAP B180. A mistura utilizada possuía curva granulométrica segundo a curva de Füller com diâmetro máximo igual a 16 mm, 12% de fíler calcário (< 0,075 mm) e 6,7% de CAP. Foram avaliadas cinco tipos de compactação:

- método Marshall: corpos-de-prova formados por 4 camadas de aproximadamente 60 mm de espessura e 10 cm de diâmetro compactados utilizando-se 30 golpes por camada (1 golpe por segundo);
- método giratório: corpos-de-prova formados por 1 camada com espessura entre 230 e 250 mm compactados utilizando-se tensão axial de 0,4 MPa e frequência de 30 rpm;

- compactação estática: corpos-de-prova formados por 4 camadas de aproximadamente 60 mm de espessura e 10 cm de diâmetro compactados utilizando-se tensão axial de 15 MPa aplicada por 2 minutos;
- compactação com vibração: corpos-de-prova formados por 4 camadas de aproximadamente 60 mm de espessura e 10 cm de diâmetro compactados utilizando-se vibração com frequência de 50 Hz, peso de 70 kg aplicada por 30 segundos e;
- compactação de campo: corpos-de-prova foram extraídos de uma seção construída com 15 m de comprimento, 0,5 m de largura e espessura após a compactação de 20 cm. A compactação foi realizada com rolo vibratório de 800 kg utilizando-se três passadas com vibração e duas passadas sem vibração.

A análise da influência do tipo de compactação foi realizada com ensaios triaxiais realizados em corpos-de-prova de 100 x 200 mm. Os corpos-de-prova foram confinados com tensão de 1 MPa sem a utilização de membrana e rompidos em uma velocidade 0,067 mm/minuto (2% por hora) e temperatura constante de 5°C. A Tabela 2.11 apresenta os resultados dessa pesquisa.

Tabela 2.11 Influência do Tipo de Compactação no Comportamento do Concreto Asfáltico (WANG & HÖEG, 2002 - Modificada).

Tipo de Compactação	Teste	Peso Específico Aparente (kN/m ³)	Volume de Vazios (%)	VAM (%)	RBV (%)	E _{secante 1%} (MPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ Ruptura (kPa)	ϵ_{axial} Ruptura (%)	$\epsilon_{volumétrica}$ Ruptura (%)
Giratória	G-1	23,684	1,2	17,2	92,9	370	4906	2,4	-0,16
	G-2	23,660	1,3	17,3	92,4	316	4525	2,8	-0,09
	G-3	23,579	1,6	17,6	90,7	208	3946	4,0	-0,10
	Média	23,641	1,4	17,4	92,0	298	4459	3,0	-0,11
Estática	E-1	23,874	0,4	16,6	97,5	107	2835	6,0	-0,30
	E-2	23,762	0,9	17,0	94,8	107	2789	7,0	-0,37
	E-3	23,723	1,1	17,1	93,9	93	2548	8,0	-
	Média	23,786	0,8	16,9	95,4	102	2724	7,0	-0,33
Vibração	V-1	23,725	1,0	17,1	94,1	101	2906	8,5	-0,42
	V-2	23,723	1,1	17,1	93,5	90	2853	9,0	-0,41
	V-3	23,742	1,0	17,1	94,1	72	2700	9,0	-0,14
	Média	23,730	1,0	17,1	93,9	88	2820	8,8	-0,32
Marshall	M-1	23,877	0,4	16,6	97,5	45	2872	12,5	-0,51
	M-2	23,808	0,7	16,8	95,8	43	2771	15,0	-0,46
	M-3	23,819	0,7	16,8	96,1	31	2656	15,0	-0,48
	Média	23,835	0,6	16,7	96,5	40	2766	14,2	-0,48

Tipo de Compactação	Teste	Peso Específico Aparente (kN/m ³)	Volume de Vazios (%)	VAM (%)	RBV (%)	E _{secante 1%} (MPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ Ruptura (kPa)	ϵ_{axial} Ruptura (%)	$\epsilon_{volumétrica}$ Ruptura (%)
Campo	C-1	23,740	1,0	17,0	94,2	58	2660	19,0	-0,51
	C-2	23,799	0,7	16,8	95,6	53	2555	17,0	-0,46
	C-3	23,632	1,4	17,4	91,8	41	2624	20,0	-0,26
	Média	23,724	1,1	17,1	93,9	51	2613	18,7	-0,41

Legenda: VAM = vazios do agregados minerais; RBV = relação betume vazios (VCB/VAM); VCB = volume cheios com betume.

Verifica-se, na Tabela 2.11, diferenças significativas entre os métodos de laboratório. O método giratório apresentou módulo cerca de 8 vezes superior e deformação na ruptura cerca de 1/5 quando comparado ao método Marshall, apesar de apresentar maior volume de vazios. Wang & Höeg (2002) concluíram que a diferença deve estar ligada às diferenças na estrutura dos agregados (arranjo de grãos do esqueleto) obtidos nos vários métodos de compactação.

Comparando os métodos de laboratório e campo, verifica-se comportamento similar entre o método Marshall e as amostras obtidas no campo, no entanto essas foram mais flexíveis. A maior variação ocorreu na comparação com o método giratório. Meintjes & Jones (1997) *apud* Wang & Höeg (2002) realizaram estudos do concreto asfáltico da Barragem Greater Ceres construída na África do Sul e obtiveram diferenças significativas entre amostras extraídas no núcleo e compactadas segundo o método Marshall. Nessa pesquisa, o método Marshall apresentou módulo secante a 1% de deformação três vezes superior às amostras extraídas no núcleo.

Em todos os métodos ocorreu dilatação na ruptura. As amostras obtidas no método Marshall apresentaram maior aproximação das amostras extraídas no campo, no entanto, Wang & Höeg (2002) relatam pequena compressão (cerca de 0,05%) até cerca de 6% de deformação axial para as amostras extraídas no campo, diferentemente das amostras obtidas no método Marshall.

Segundo Coelho (1992), é consenso que estabilidade (resistência mecânica) de concretos asfálticos é a medida de sua capacidade de suportar os carregamentos oriundos do tráfego sem sofrer deformações plásticas. O concreto asfáltico é um material com comportamento viscoelastoplástico que depende da carga aplicada (tipo e duração do carregamento) e temperatura.

Em função do comportamento viscoelastoplástico dos concretos asfálticos, Nijboer (1948) *apud* Coelho (1992) concluiu que o termo estabilidade deve ser associado ao estado de tensão aplicado no concreto asfáltico (ex: tipo de carregamento). A estabilidade obtida no

método Marshall tem sido relacionada empiricamente ao comportamento reológico de camadas de pavimentos. Segundo o *Highway Research Board* (1955) *apud* Coelho (1992), os principais fatores que influenciam na estabilidade são: granulometria dos agregados; forma e textura superficial dos agregados; tamanho máximo dos agregados; relação entre quantidade de ligante e de agregados; consistência do ligante e grau de compactação da mistura.

A fluência obtida na ruptura dos corpos-de-prova no ensaio Marshall tem uma relação com a flexibilidade do concreto asfáltico. As misturas que apresentam baixa fluência (menor que 2,0 mm) são normalmente rígidas e quebradiças, enquanto misturas com alta fluência (maior que 4,6 mm) são mais dúcteis. Os carregamentos aplicados em núcleos asfálticos de barragens são diferentes dos carregamentos aplicados em pavimentos, portanto o ensaio de ruptura Marshall (determinação da estabilidade e fluência) não é utilizado na definição das misturas utilizadas em barragens.

O concreto asfáltico aplicado no núcleo deve ser um material homogêneo com comportamento flexível e dúctil. A obtenção de materiais homogêneos depende da utilização de usinas providas de sistemas de controle dos materiais utilizados para compor a mistura (agregados e CAP). As usinas devem ter capacidade de produzir entre 50 e 60 tonelada por hora e a produção deve ser realizada preferencialmente sem descontinuidade.

2.3.3.4 Transições

Com o objetivo de dar suporte ao núcleo e evitar contatos diretos entre o concreto asfáltico e os enrocamentos compactados dos espaldares, são necessárias zonas de transição a montante e jusante do núcleo asfáltico.

As transições que ficam em contato com o núcleo são denominadas transição fina e devem ser bem-graduadas e apresentar $d_{50} > 10$ mm e $d_{15} < 10$ mm (HÖEG, 1993). Essas transições, além de dar um suporte ao núcleo, impedem a perda de materiais do mesmo e podem ajudar no preenchimento de possíveis fendas do núcleo (a parte fina pode migrar para fendas do núcleo) e, em caso de infiltração exagerada, podem ser utilizadas como zona injetável.

Segundo o ICOLD (1982), ensaios laboratoriais demonstraram não haver migração de material do núcleo para a transição, quando o diâmetro máximo dos agregados do núcleo corresponde de 1/6 a 1/8 do diâmetro máximo do agregado da transição. O ICOLD (1992) recomenda que o $d_{100núcleo} \geq d_{10transição}$.

As camadas de transição fina apresentam a mesma espessura do núcleo asfáltico compactado, sendo adotadas normalmente espessuras de 20 cm. A transição fina normalmente é

confinada por zonas de transição grossa com diâmetro máximo da ordem de 200 mm e largura entre 2,0 e 3,0 m. A espessura da camada compactada deve ser igual ao dobro da espessura das camadas de transição fina compactada

2.3.4 Processos Construtivos

Desde o início da construção de barragens com núcleo de concreto asfáltico muitos métodos foram utilizados, contudo para se ter uma qualidade consistente e atender ao desempenho esperado, deve ser dada preferência à colocação mecânica do concreto asfáltico e da transição fina (ICOLD, 1992). O sistema construtivo que atende a esses requisitos é o método DACC (*Dense Asphaltic Concrete Core*), utilizando-se um equipamento de aplicação do núcleo e transição fina simultaneamente.

Os equipamentos utilizados na construção de núcleo asfáltico passaram por desenvolvimento até o estágio atual e são conhecidos como de 3ª geração. A Figura 2.9 apresenta uma visão do equipamento de 3ª geração. Os equipamentos de 3º geração possibilitam a construção de núcleos de 0,4 a 1,5 m de largura e o ajuste ao longo da construção, quando necessário.

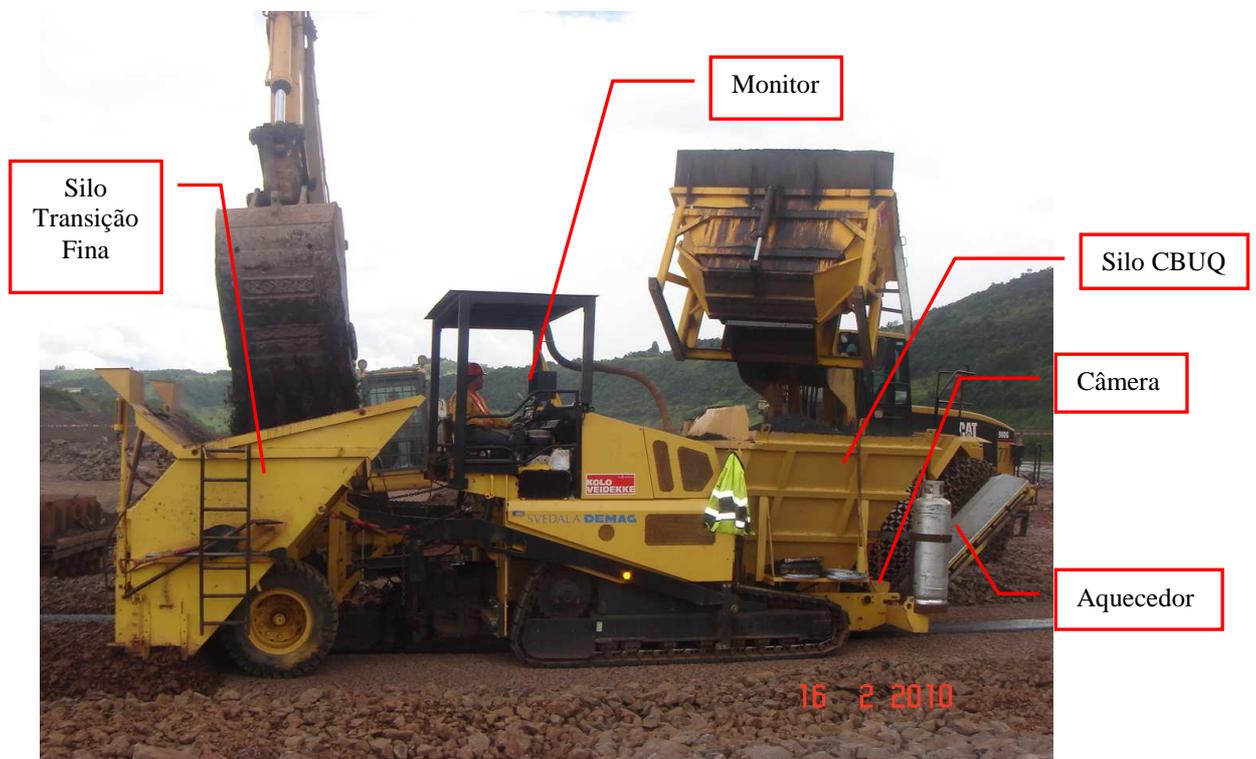


Figura 2.9 Vista de um Equipamento de Aplicação do Núcleo de 3ª Geração.

Segundo o ICOLD (1992), os processos de execução do núcleo asfáltico e de suas transições devem atender aos seguintes requisitos:

- as camadas do núcleo e das transições devem apresentar largura, altura e posicionamento exato;
- nivelamento e compactação dos dois materiais, e caso seja utilizado materiais diferentes nas duas transições, montante e jusante, os três materiais devem ter a mesma qualidade (qualidade consistente);
- entrosamento entre o núcleo e as transições durante a aplicação e compactação;
- harmonização na execução do núcleo e as transições e as outras zonas do aterro.

A seguir, serão descritas as principais etapas e os procedimentos adotados na construção de barragens do tipo DACC, destacando-se também o plinto e a ligação do mesmo com o núcleo. Maiores detalhes ilustrando o processo serão apresentadas no Capítulo 3 (apresentação do processo construtivo da UHE Foz do Chapecó).

2.3.4.1 Laje de Concreto (Plinto)

Antes do início da construção do núcleo deve-se executar o plinto com o objetivo de garantir um apoio regular para a base do núcleo e diminuir ao máximo a colocação manual do concreto asfáltico.

Na execução do plinto, deve-se ter os mesmos cuidados que se tem na execução do plinto de uma barragem de enrocamento com face de concreto (regularização da rocha, eliminação de blocos soltos, preenchimento de fissuras com nata de cimento, limpeza manual cuidadosa e cortina de injeção para o tratamento da fundação).

A altura e a largura do plinto dependem do projeto, no entanto o plinto deve ter uma largura que permita o tráfego da máquina acabadora. Normalmente ele é projetado com o dobro da largura do núcleo.

2.3.4.2 Ligação do Plinto e a Base do Núcleo de Concreto Asfáltico

A ligação do núcleo com o plinto é feita utilizando-se uma camada de mástique asfáltico, normalmente constituído por cimento asfáltico (15 a 25%), finos (10 a 25%) e agregado com diâmetro máximo de até 4 mm (50 a 75%) e com espessura variando entre 5 e 10 mm.

Antes da colocação do mástique, deve-se realizar a limpeza do plinto com jato de ar comprimido e, depois, deve-se realizar a lavagem com solução de ácido clorídrico e água. Após a lavagem, deve-se secar a superfície do concreto para a aplicação do mástique.

2.3.4.3 Construção do Núcleo de Concreto Asfáltico e Transição – Processo Manual

Nas primeiras camadas, não é possível utilizar o equipamento mecânico, ou por que a geometria pode ser diferente (camadas mais largas que a capacidade do equipamento) ou em função da impossibilidade de colocação do equipamento na praça. O plinto, para se ajustar à fundação (base irregular), apresenta diferenças de níveis entre as camadas, portanto é necessário estabelecer uma base horizontal e regular. Segundo Höeg (1993), são necessários, no mínimo, 30 m de base horizontal regular para utilizar o equipamento mecânico. No encontro com as ombreiras, também é necessário utilizar processo manual.

Nessas camadas iniciais, o lançamento do núcleo é realizado manualmente utilizando-se formas metálicas, podendo ser realizados dois processos (HÖEG, 1993):

- lançamento do núcleo após prévio lançamento das transições finas de montante e jusante;
- lançamento do núcleo e posterior lançamento das transições finas de montante e jusante.

Nos dois processos, a compactação é realizada simultaneamente no núcleo e nas transições de montante e jusante após a remoção das formas. Esta compactação deve ser realizada antes do resfriamento do núcleo. O processo mais eficaz é o primeiro, pois a compactação é realizada logo após o lançamento do núcleo, portanto o risco de resfriamento da mistura é menor. Após a regularização das camadas iniciais, o processo de construção segue utilizando o equipamento mecânico, conforme descrito no Item 2.3.4.4.

2.3.4.4 Construção do Núcleo de Concreto Asfáltico e Transição – Processo Mecânico

Os equipamentos de 3ª geração aplicam o núcleo de concreto asfáltico e as transições finas simultaneamente em camadas com largura especificada no projeto e com espessura que varia normalmente entre 20 e 30 cm. A espessura é garantida por um nível a laser. A centralização do núcleo é realizada por levantamento topográfico, que marca o centro da camada e serve de guia para o equipamento. A aplicação simultânea das zonas de transição oferece suporte imediato para o núcleo, eliminando a necessidade de formas.

Após o lançamento, é essencial uma excelente compactação do núcleo e das transições finas. A compactação é realizada por três rolos vibratórios: dois rolos com capacidade de 15 a 25 kN compactam paralelamente as transições (devem operar de forma coordenada para evitar o deslocamento lateral do concreto asfáltico e fornecer suporte ao núcleo) e um rolo com capacidade de 7 a 10 kN compacta o núcleo (na primeira passada atua alguns metros atrás dos dois primeiros). A energia de compactação (número de passadas) deve ser suficiente para obter volume de vazios do núcleo inferior a 3%.

Em função da diferença de compressibilidade entre a transição e o núcleo, a transição pode ser lançada com altura ligeiramente superior ao núcleo. Esta definição deve ser avaliada em pistas experimentais, pois depende dos materiais utilizados (HÖEG, 1993). Segundo o ICOLD (1992), todas as zonas da barragem (núcleo e transição fina em relação à transição grossa e ao enrocamento) devem ser construídas mais ou menos simultaneamente, no entanto, pode existir uma defasagem de até 1 m entre as zonas.

A diferença de compressibilidade provoca um estreitamento do núcleo do topo para a base, conforme demonstrado na Figura 2.10. Em função desse estreitamento, o núcleo deve ser lançado com largura superior ao especificado. O estreitamento depende da viscosidade e da porcentagem de CAP na mistura; misturas mais dúcteis apresentam maior estreitamento.

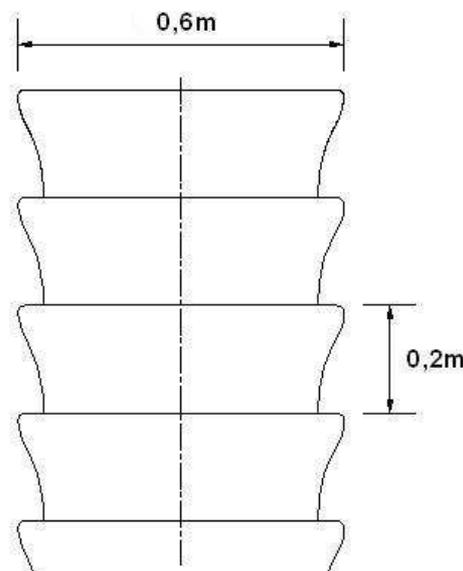


Figura 2.10 Seção Transversal do Núcleo Após Compactação (HÖEG, 1993 - Modificado).

Muitas vezes, após a compactação das transições, o núcleo apresenta deformação (abaulamento – convexo) e trincas com cerca de 3 cm de espessura. Essas são fechadas (fundidas) com a aplicação da camada sobrejacente (HÖEG, 2007).

Os equipamentos de 3ª geração apresentam velocidade de aplicação entre 80 e 110 m/h. A prática das barragens construídas até a década de 1990 recomendava a aplicação de, no máximo, duas camadas de 20 cm por dia, para permitir o resfriamento e estabilização da camada inferior e possibilitar a compactação das camadas superiores.

A aplicação de apenas duas camadas de 20 cm por dia (máximo de 40 cm compactado por dia) foi alterada nos últimos anos e tem se conseguido uma taxa maior de aplicação do concreto asfáltico, mantendo-se o volume de vazios inferior a 3%. Wang e Höeg (2009) apresentam alguns casos citados na bibliografia:

- Barragem Feistritzbach na Austria: construíram-se até 3 camadas de 20 cm por dia (60 cm compactado) com volume de vazios inferior a 2,5% (TSCHERNUTTER, 1997);
- Barragem Zhaobishan na China: devido à ameaça de galgamento, no período crítico, obteve-se uma taxa de construção de 70 cm/dia durante 25 dias e uma taxa de 90 cm/dia por 7 dias. Ensaios realizados em testemunhos extraídos do núcleo apresentaram volume de vazios menor que 3% (WANG *ET AL.*, 2009);
- Barragem Nemiscau-1 no Canadá: construíam-se 4 camadas de 22,5 cm por dia (90 cm compactado) com volume de vazios inferior a 3% (ALICESCU *ET AL.*, 2008).

2.3.5 Controle da Qualidade

O núcleo de concreto asfáltico é responsável pela vedação da barragem, portanto o controle dos materiais utilizados na sua composição é de extrema importância, sendo necessário seu controle antes, durante e após a aplicação, conforme descrito a seguir.

2.3.5.1 Controle da Qualidade Antes da Construção

Os ensaios utilizados para analisar os componentes do concreto asfáltico de núcleo de barragens (CAP e agregados) são praticamente os mesmos utilizados em obras rodoviárias. Antes da construção devem ser avaliadas as propriedades dos agregados que influenciam na mistura (forma, resistência, adesividade, durabilidade e a composição granulométrica) e deve ser definido o tipo de CAP.

Definido o tipo de CAP e as propriedades e composição granulométrica dos agregados, deve-se realizar a dosagem do concreto asfáltico, objetivando obter a mistura ideal para o projeto. A dosagem do concreto asfáltico é feita com o método de dosagem Marshall, utilizando-se 30 golpes de cada lado do corpo-de-prova, ou seja, energia diferente da normalmente usada em misturas para pavimentação (50 ou 75 golpes de cada lado).

Após a definição da mistura que provavelmente será utilizada, deve-se verificar as propriedades mecânicas e hidráulicas das mesmas. Höeg (1993) recomenda a realização dos seguintes ensaios:

- triaxial: realizado em corpos-de-prova de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, obtidos utilizando-se a compactação Marshall. Os ensaios normalmente são executados com deformação controlada (2%/h) e em uma determinada temperatura (5°C);
- permeabilidade: normalmente realizado em corpos-de-prova moldados com método Marshall e utilizando-se o princípio indicado na Figura 2.11. A amostra é submetida a uma pressão de

10 bar (1.000 kPa) por duas horas e a água que passa pelo corpo-de-prova é medida na bureta/proveta;

- resistência à fissuração sob flexão: um corpo-de-prova com 300 mm de diâmetro e 60 mm de espessura é colocado em uma câmara de pressão. O ensaio consiste na aplicação de uma pressão no topo da amostra e na medida da deformação no centro da amostra em função do tempo até a ruptura do corpo-de-prova. A Figura 2.12 apresenta o princípio do ensaio.

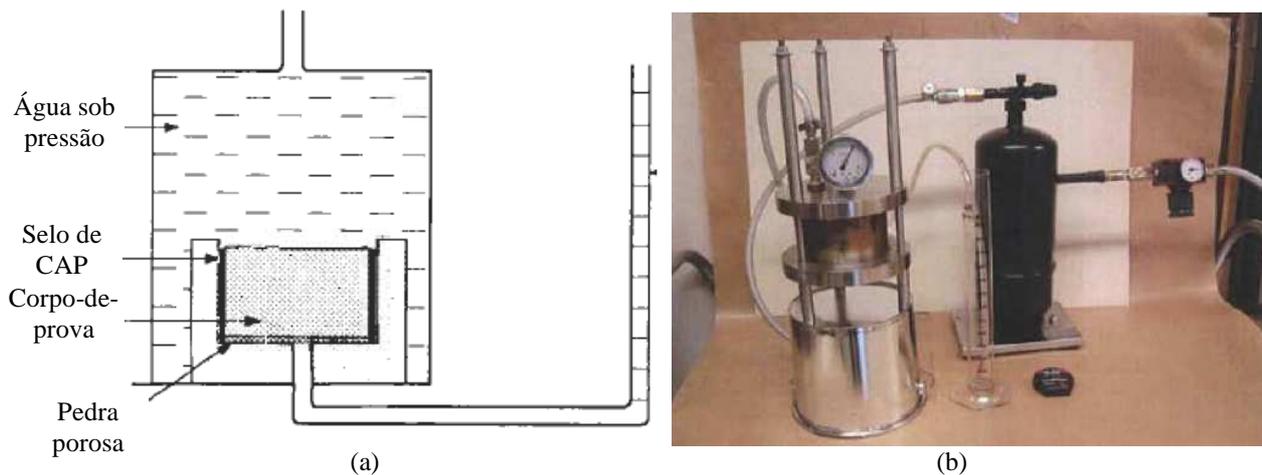


Figura 2.11 Ensaio de Permeabilidade: a) Esquema do Ensaio (HÖEG, 1993), b) Detalhe do Sistema (SAXEGAARD, 2009).

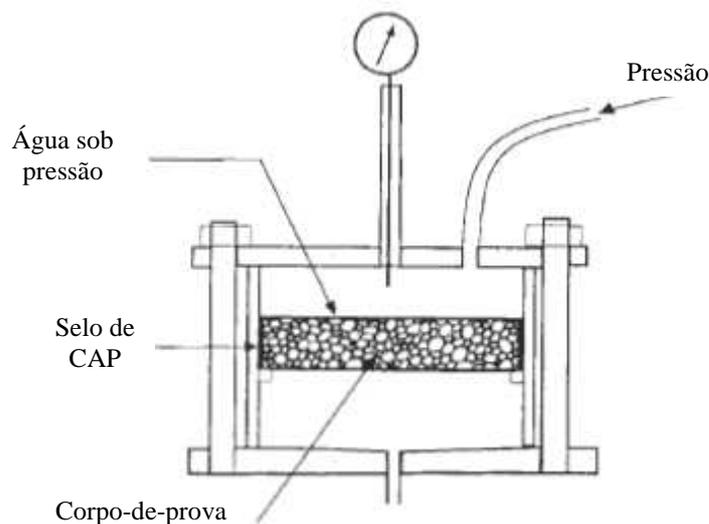


Figura 2.12 Ensaio de Resistência à Fissuração sob Flexão (HÖEG, 1993).

2.3.5.2 Controle da Qualidade Durante a Construção

Durante a execução da obra, todos os materiais devem ser testados antes de serem utilizados na produção do concreto asfáltico. O CAP deve ser certificado pelo fornecedor e todo o carregamento deve ter as seguintes propriedades verificadas: penetração, viscosidade e

densidade. Os agregados devem ter sua granulometria testada diariamente e os ensaios descritos no Item 2.3.5.1 deverão ser repetidos sempre que houver variações quanto à origem e à natureza dos materiais.

Na usina, devem ser checadas as temperaturas dos silos de armazenagem de agregados e CAP e do concreto asfáltico produzido. Essas temperaturas podem ser definidas utilizando-se ensaios de viscosidade do CAP em diferentes temperaturas. O CAP não deve ser aquecido acima de 177°C.

O controle da mistura deverá ser realizado utilizando-se a compactação Marshall e posterior determinação da densidade aparente e do teor de vazios. Dois parâmetros utilizados em obras rodoviárias, estabilidade e fluência, não são utilizados em barragens.

Após a compactação Marshall, devem ser verificados o teor de betume e granulometria através da extração ou método similar. Segundo Höeg (1993), o teor de CAP deve apresentar uma variação máxima de $\pm 0,3\%$ em relação ao teor especificado e a granulometria deve ficar dentro da faixa de variação a seguir:

- $\pm 6\%$ para grãos > 2 mm;
- $\pm 4\%$ para grãos entre 0,25 e 1 mm;
- $\pm 3\%$ para grãos entre 0,125 e 0,25 mm;
- $\pm 2\%$ para grãos menores que 0,075 mm.

No campo, deve-se controlar a temperatura antes do lançamento e da compactação. Os limites de temperatura para aplicação são função da viscosidade do CAP que será utilizado na obra. Normalmente compactações abaixo de 140°C prejudicam o resultado final. Breth & Arslan (1990) recomendam temperaturas entre 160°C e 200°C. As normas brasileiras (DNIT) recomendam que a temperatura não deve ultrapassar 177°C.

Deve ser controlada a geometria (espessura e largura) das camadas. A geometria é controlada por levantamento topográfico e por nível a laser instalado na máquina distribuidora. Segundo Höeg (1993), deve ser verificada também a deformação lateral do núcleo devido à compactação desigual, utilizando-se escavações nos dois lados em uma pequena seção do núcleo.

Além desses controles, deve-se ter alguns cuidados na aplicação do núcleo:

- contaminação do núcleo: todos os cuidados deverão ser tomados, de modo a evitar a contaminação do núcleo asfáltico. Caso haja necessidade de transposição do núcleo por equipamentos, tal transposição deverá ser realizada através de ponte metálica móvel colocada em local pré-determinado;

- execução sob chuva: o núcleo asfáltico não poderá ser executado na ocorrência de chuvas com intensidade tal que não se consiga a completa secagem e aquecimento da superfície da camada inferior, promovidos, na passagem da máquina acabadora, pelo aquecedor de raios infravermelhos;
- juntas de construção: a execução das camadas do núcleo asfáltico deverá ser contínua e sem juntas. Segundo Höeg (1993), normalmente os equipamentos produzem de 1 a 3 m por minutos e, em caso de paradas superiores a 10 a 15 minutos, devem ser feitas juntas de construção (extremidade deverá ser acabada manualmente de modo a se obter um talude com inclinação de cerca de 1V:2H). No prosseguimento do serviço, devem ser tomados cuidados especiais para o aquecimento da superfície da junta, de modo a garantir a perfeita ligação da camada interrompida com a sua complementação.

2.3.5.3 Controle da Qualidade Após a Construção

Após a compactação do núcleo, devem ser extraídos testemunhos com cerca de 10 cm de diâmetro e 50 cm de comprimento. Os testemunhos são os principais indicadores de qualidade do serviço executado. Geralmente a extração é executada a cada 25 ou 30 camadas construídas. Para realizar a extração dos testemunhos do núcleo, deve-se aguardar o resfriamento do mesmo. Normalmente esse resfria após 5 dias de paralisação da construção.

Os testemunhos extraídos são utilizados na verificação da adequabilidade da junta entre camadas e a integridade do núcleo (material homogêneo e sem fissuras). Os locais de extração devem ser limpos e preenchidos com concreto asfáltico e compactados em camadas de 50 cm de espessura (HÖEG, 1993).

Após a avaliação da integridade do núcleo, os testemunhos são cortados e os corpos-de-prova obtidos são utilizados na determinação da densidade aparente, conseqüentemente volume de vazios, teor de CAP e granulometria.

O volume de vazios é o parâmetro mais importante na avaliação dos corpos-de-prova. Normalmente é especificado volume de vazios médio inferior a 2,5%. Segundo Höeg (2007), nas barragens construídas utilizando-se a metodologia DACC, conseguem-se núcleos com volume de vazios médio menor que 1,5%.

A granulometria e o teor de CAP obtidos nos corpos-de-prova devem atender às recomendações especificadas para o controle durante a construção. Normalmente são adotadas as recomendações descritas no Item 2.3.5.2, ou seja, variação máxima para o teor de CAP de $\pm 0,3\%$ e granulometria dentro de uma faixa especificada.

2.3.6 Vantagens das Barragens de Enrocamento com Núcleo Asfáltico

O Brasil tem vasta experiência na construção de barragens de enrocamento com núcleo argiloso e de face de concreto, tendo sido executadas barragens com essas tecnologias em todas as regiões do Brasil. No entanto, até a construção da UHE Foz do Chapecó, a construção de barragens de enrocamento com núcleo asfáltico, apesar da grande experiência internacional, nunca tinha sido aplicada no país.

A perspectiva, em função do sucesso da construção da UHE Foz do Chapecó e dos resultados obtidos em mais de 20 países e que essa tecnologia seja atrativa para outros empreendimentos no país.

A escolha do tipo de barragem depende de vários fatores: topografia do local da obra e fatores ligados ao arranjo da obra; aspectos geológicos e geotécnicos e natureza da fundação; disponibilidade de materiais e ultimamente, em função de fatores ambientais, a possibilidade de utilização de materiais provenientes de escavações obrigatórias; características da bacia hidrológica; condições climáticas e aspectos construtivos (infra-estrutura disponível, prazo e custo, etc).

Humes (2010), em um artigo, apresenta uma análise comparativa dos fatores que interferem na seleção de três tipos de barragens de enrocamento: Barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC), barragem de enrocamento com núcleo argiloso (BENA) e Barragem de enrocamento com núcleo asfáltico (BENCA). Nesse artigo o autor apresenta os fatores intervenientes na escolha do tipo de barragem e compara alguns fatores que interferem na escolha entre os três tipos de barragens avaliadas. A Tabela 2.12 apresenta um resumo dessa análise. O autor conclui que os fatores são interdependentes e irão determinar o custo e o prazo da obra, que são os pontos decisivos para a escolha do tipo de barragem.

Tabela 2.12 Fatores Intervenientes na Seleção de Barragens de Enrocamento (HUMES, 2010).

Fatores	Comparação
Inclinação do talude	BEFC > BENA ≈ BENCA
Exigências de compactação do enrocamento	BEFC ≈ BENCA > BENA
Velocidade de alteamento do núcleo	BEFC > BENCA > BENA
Vedação do núcleo	BENA ≈ BENCA > BEFC
Influência do clima	BEFC ≈ BENCA < BENA

Um fator que influencia muito na escolha do tipo de barragem é a experiência e o sucesso de um tipo de solução em outros empreendimentos. Um exemplo de mudança na escolha do tipo de barragem em função da experiência passada é a Noruega. Segundo Höeg (1993), 70%

das grandes barragens da Noruega foram construídas com núcleo argiloso, no entanto a partir de 1978, quando foi construída a primeira barragem com núcleo asfáltico utilizando os equipamentos de 3ª geração, o custo desse tipo de barragem diminuiu e essa passou a ser competitiva. Desde então 10 barragens com núcleo asfáltico já foram construídas no país e essa passou a ser uma das metodologias mais utilizadas.

A principal vantagem das barragens de enrocamento com núcleo asfáltico é que o processo construtivo propicia uma construção rápida e relativamente independente das condições climáticas. Além dessas vantagens pode-se destacar:

- O concreto asfáltico é produzido no local da obra, podendo ter suas características modificadas para se adaptar aos agregados disponíveis e suas propriedades modificadas para se adequar às condições do local da obra;
- O concreto asfáltico é um material viscoelástico, que possui alta capacidade de cicatrização e adaptação a recalques diferenciais. Essa característica permite que a tecnologia seja aplicada em áreas com risco de terremoto ou sobre fundações moles;
- O processo construtivo é relativamente simples, envolvendo poucas pessoas e proporcionando uma praça de trabalho sem muitas interferências;
- A utilização de materiais provenientes de escavações obrigatórias evita a abertura de áreas de empréstimo.

3 UHE FOZ DO CHAPECÓ

3.1 INTRODUÇÃO

A Usina Hidrelétrica Foz do Chapecó (UHE Foz do Chapecó) está localizada no Rio Uruguai na divisa dos estados de Santa Catarina (divisa dos municípios de São Carlos e Águas de Chapecó) e Rio Grande do Sul (município de Alpestre). No local o Rio Uruguai apresenta uma grande alça praticamente em forma de U, com extensão aproximada de 19,5 km e com desnível natural de 12 m. Esse desnível viabilizou economicamente o *layout* atual do empreendimento, tendo em vista que, para a geração de projeto (855 MW), a altura da barragem deveria ser de 60 m, a qual foi reduzida para 48 m (GUIMARÃES *ET AL*, 2011 a).

O eixo da barragem situa-se nas coordenadas geográficas 27°08'24" de latitude Sul e 53°02'36" de longitude Oeste. A Figura 3.1 apresenta a localização da UHE Foz do Chapecó.



Figura 3.1 Localização da UHE Foz do Chapecó.

O empreendimento é formado por uma barragem principal de enrocamento com núcleo asfáltico, uma barragem de fechamento de enrocamento com núcleo de argila na margem direita, vertedouro e as estruturas do circuito da geração compostas por: dois túneis de adução, localizados a cerca de 200 m a montante do eixo da barragem principal; o canal de adução, no emboque e desemboque destes túneis; o reservatório de passagem; a tomada d'água; os condutos forçados; a casa de força; e o canal de fuga. Essas obras estão localizadas na porção mais estreita da alça, a qual possui cerca de 1,7 km de largura.

As Figuras 3.2 e 3.3 apresentam respectivamente o *layout* e uma vista geral do empreendimento e a Tabela 3.1 as principais características das estruturas que compõem a UHE Foz do Chapecó.



Figura 3.2 Layout das Estruturas da UHE Foz do Chapecó (GUIMARÃES, ET AL. 2011 a).



Figura 3.3 Vista Geral da UHE Foz do Chapecó (GUIMARÃES, ET AL. 2011 a).

Tabela 3.1 Principais Características das Estruturas da UHE Foz do Chapecó.

Estrutura	Características				
Barragem Principal Enrocamento com núcleo de concreto asfáltico	Cota do coroamento (m)	Altura máxima (m)	Comprimento na crista (m)	Volume Total (m ³)	Volume do Núcleo (m ³)
	267,20	48,10	548,00	1.787.254	14.600
Barragem de Fechamento MD Enrocamento com núcleo de argila	Cota do coroamento (m)	Altura média (m)	Comprimento na crista (m)	Volume Total (m ³)	
	268,00	8,00	150,00	45.656	
Vertedouro De superfície, com controle através de comportas	Vazão de projeto (m ³ /s)	Número de vãos	Largura do vão (m)	Cota da soleira (m)	Concreto convencional (m ³)
	61.190	15	18,70	244,40	341.286
Túneis de Adução Seção arco – retângulo	Quantidade	Dimensões (m)	Comprimento (m)	Cota da soleira (m)	Tipo de Escoamento
	2	18,00 x 18,15	357,00	245,00	Conduto sob pressão
Canal de Adução	Comprimento (m)	Seção	Escavação Comum (m ³)	Escavação em rocha (m ³)	
	690,00	Variável	195.000	1.454.527	
Tomada d'Água	Tipo	Cota do coroamento (m)	Largura do coroamento (m)	Altura (m)	Comprimento de 1 bloco (m)
	02 blocos de gravidade em concreto	268,00	19,76	44,00	42,70
Condutos Forçados	Tipo	Quantidade	Comprimento (m)	Cota Montante (m)	Cota Jusante (m)
	em chapas de aço soldadas embutidas em concreto	4	26,90	221,08	207,50
Casa de Força	Potência Instalada (MW)	Número de Unidades Geradoras	Potência Unitária (MW)	Queda Líquida de Referência (m)	Tipo de Turbina
	855	4	217,14	49,80	Francis, de eixo vertical

3.2 HISTÓRICO

Os primeiros estudos de implantação da Usina Hidrelétrica Foz do Chapecó foram realizados entre 1966 e 1969 pela ENERSUL (Estudo de Inventário Energético da Região Sul), sob a supervisão da CANAMBRA. Em 1979, a ELETROSUL solicitou à CNEC a revisão dos estudos e estes foram apresentados no relatório “Revisão dos Estudos de Inventário Hidroenergético da Bacia do Rio Uruguai” (CNEC, 2006).

Os estudos de viabilidade foram elaborados pela ENGEVIX Engenharia S/C Ltda por solicitação da ANEEL em 2000. A concessão da Usina Hidrelétrica Foz do Chapecó foi licitada pela ANEEL em 28 de Junho de 2001. O vencedor foi o Consórcio Energético Foz do Chapecó S.A, e o contrato de concessão foi firmado em 07 de novembro de 2001, com aditivo contratual emitido em 24 de junho de 2003.

O Consórcio Energético Foz do Chapecó S.A solicitou à CNEC Engenharia S.A a elaboração do projeto básico. Os estudos iniciaram no final de 2001 e foram paralisados em agosto de 2002 devido à impossibilidade de acesso às áreas de entorno do empreendimento por impedimento dos proprietários das terras locais. Os estudos foram retomados em 2003 e o projeto básico finalizado em 2004 (CNEC, 2006).

Segundo a CNEC (2006), no projeto básico, o eixo foi deslocado em cerca de 400 m à jusante em relação aos estudos de viabilidade. A medida visou minimizar o volume de escavação em rocha, apresentou ainda vantagens adicionais quanto à disposição do vertedouro, às etapas de desvio do rio e ao arranjo dos túneis de adução.

Os estudos de viabilidade previam a construção de uma barragem de concreto compactado a rolo (CCR), no entanto, visando otimizar economicamente o empreendimento, no projeto básico a mesma foi substituída por uma barragem de enrocamento com núcleo impermeável. As condições climáticas desfavoráveis para a execução de obras de terra, em curto período seco, inviabilizaram a opção por núcleo argiloso convencional. Em função destas condições tinha-se duas opções: núcleo argiloso compactado com umidade acima da ótima e barragem de enrocamento com núcleo asfáltico construídas no último período seco antes do enchimento do reservatório, implicando na execução prévia do tratamento de fundação através de enscadeiras provisórias nos dois períodos secos antecedentes.

Optou-se pela execução da barragem de enrocamento com núcleo asfáltico por possibilitar um tempo mais curto de retomada dos trabalhos que a de núcleo argiloso após a ocorrência de chuvas, diminuindo os riscos ao cronograma do empreendimento (CNEC, 2006). Há que se considerar ainda que esta alternativa contribuiu para a redução no volume de materiais utilizados, apontando nesse sentido para a possibilidade de um menor passivo ambiental.

A construção da barragem iniciou em 01/03/2007 e da barragem de enrocamento com núcleo asfáltico em 04/12/2009. A barragem de enrocamento com núcleo asfáltico foi concluída em 21/04/2010, a primeira máquina entrou em operação em 14/10/2010 e a usina foi inaugurada em 30/12/2010.

3.3 CARACTERÍSTICAS DO CLIMA E DA HIDROLOGIA

3.3.1 Clima

A região da UHE Foz do Chapecó integra-se à zona temperada caracterizada por uma sazonalidade bem definida, com maiores temperaturas no mês de janeiro e menores no mês de junho, e temperaturas anuais moderadas. A umidade relativa do ar é relativamente alta e não apresenta um comportamento sazonal. Os principais dados climáticos na área da UHE Foz do Chapecó são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 Principais Dados Climáticos da Região da UHE Foz do Chapecó (CNEC, 2006).

Descrição	Dados
Temperatura média anual (°C)	19,1
Temperatura média do mês mais quente – janeiro (°C)	23,6
Temperatura média do mês mais frio – junho (°C)	13,6
Temperatura máxima absoluta - janeiro / Iraí-RS (°C)	42,0
Temperatura mínima absoluta - junho / Chapecó-SC (°C)	-4,4
Umidade relativa – Iraí-RS (%)	69 a 76
Umidade relativa – Chapecó-SC (%)	71 a 85

A Tabela 3.3 apresenta os dados de precipitações na região do aproveitamento de 1959 a 2000. Verifica-se que a bacia apresenta baixa sazonalidade.

Tabela 3.3 Precipitações da Região da UHE Foz do Chapecó (CNEC, 2006).

mês	chuva média (mm)	chuva máxima (mm)	chuva mínima (mm)	chuva máxima 24 horas (mm)	nº médio de dias de chuva
Janeiro	163,6	367,2	4,7	101,0	10
Fevereiro	193,1	522,6	21,5	135,1	10
Março	137,2	291,1	20,8	95,0	8
Abril	146,8	420,7	15,0	108,0	6
Mai	148,0	432,2	14,0	134,2	6
Junho	145,2	350,1	16,2	95,0	7
Julho	139,9	602,8	6,2	154,6	7
Agosto	149,9	428,8	13,6	98,0	8
Setembro	177,0	458,8	36,8	120,2	8
Outubro	208,4	468,3	74,5	97,0	9
Novembro	148,6	372,4	19,5	150,0	7
Dezembro	168,7	347,6	55,2	116,0	9
Anual	1.926,5	2.760,6	1.171,7	154,6	95

Observação: O número de dias de chuva considera o critério clássico de alturas superiores a 0,1 mm.

3.3.2 Hidrologia

Os cursos de água da bacia do Rio Uruguai à montante da UHE Foz do Chapecó percorrem vales bastante encaixados, estreitos e profundos, com fortes declividades do álveo e drenam áreas predominantemente desmatadas onde geralmente ocorrem solos pouco espessos e de baixa permeabilidade. Esta característica proporciona uma relação direta entre o regime fluvial e o regime pluvial e uma grande variação da descarga.

A área de drenagem do barramento é de 53.000 km². A vazão máxima registrada foi de 11.930 m³/s em julho de 1983 e a vazão mínima de 94 m³/s em janeiro de 1945. A cheia máxima provável é de 62.190 m³/s e a cheia decamilenar é de 59.021 m³/s (CNEC, 2006). A Tabela 3.4 apresenta os dados das vazões medias mensais no período de 1931 a 2000.

Tabela 3.4 Vazões Médias Mensais do Rio Uruguai na Região da UHE Foz do Chapecó (CNEC, 2006).

Vazões médias em m ³ /s											
jan	fev	mar	abr	mai	jun	jul	ago	set	out	nov	dez
783	1004	795	855	1162	1379	1616	1684	1865	1848	1206	865

3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

A UHE Foz do Chapecó está localizada em uma região de derrames vulcânicos, denominados de Formação Serra Geral na porção sul da bacia do Paraná. A região é constituída por um espesso pacote de rochas sedimentares da formação Botucatu recobertas por uma sequência vulcânica de natureza basáltica, com espessura local estimada entre 500 e 600 m (CNEC, 2006).

Segundo a CNEC (2006), na área do empreendimento tem-se uma sequência de quatro derrames basálticos dispostos subhorizontalmente e com mergulho da ordem de 0,5° para o quadrante Oeste, denominados sequencialmente, do topo para a base, de derrames “B”, “C”, “D” e “E”. A fundação da barragem principal foi assente sobre o derrame “E” no leito do rio e na ombreira esquerda. A Figura 3.4 apresenta a seção longitudinal da fundação da barragem.

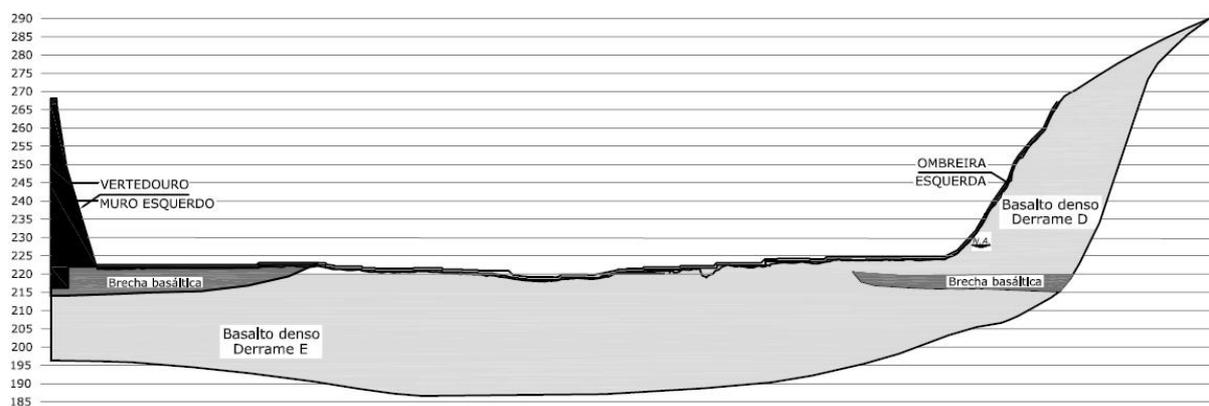


Figura 3.4 Seção Longitudinal da Fundação da Barragem Principal.

No trecho do leito do rio foram realizadas três sondagens rotativas que demonstraram que o maciço tem boas características geomecânicas como rocha de fundação. No tratamento da fundação foram utilizadas três linhas de injeção: uma central com 20 m de profundidade e duas de consolidação com 6 m de profundidade. Segundo Humes *et al.* (2010), esse tratamento foi rigoroso, pois o nível de jusante é alto e, portanto, tem-se baixo gradiente hidráulico.

3.5 BARRAGEM PRINCIPAL COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO

A barragem principal se estende do muro lateral esquerdo do vertedouro até a ombreira esquerda, totalizando 546,95 m de crista. O ponto mais baixo do núcleo foi construído na estaca 41+5 na elevação 219,10 m e o topo na elevação 267,20 m, totalizando 48,1 m de altura. Após a elevação 267,20 m foi realizado um coroamento do maciço de enrocamento até a elevação 268,0 m e um complemento com muros laterais até a estaca 270,0 m.

A barragem principal é formada pelo núcleo central de concreto asfáltico, com 55 cm de largura, e por quatro materiais dispostos sequencialmente à montante e jusante: Transição Fina (diâmetro máximo igual a 75 mm e espessura igual ao núcleo), Transição Grossa (diâmetro máximo igual a 200 mm e espessura igual a 50 cm – cerca de 2 espessuras do núcleo), Enrocamento Fino (diâmetro máximo e espessura igual a 50 cm) e Enrocamento Grosso na zona externa dos taludes (diâmetro máximo e espessura igual a 100 cm).

O maciço de enrocamento tem taludes com inclinação 1V:1,4H e tem os taludes externos conformados por uma camada final de “rip-rap”. As Figuras 3.5 e 3.6 apresentam, respectivamente, a seção transversal da barragem e uma vista da barragem da margem esquerda até o vertedouro.

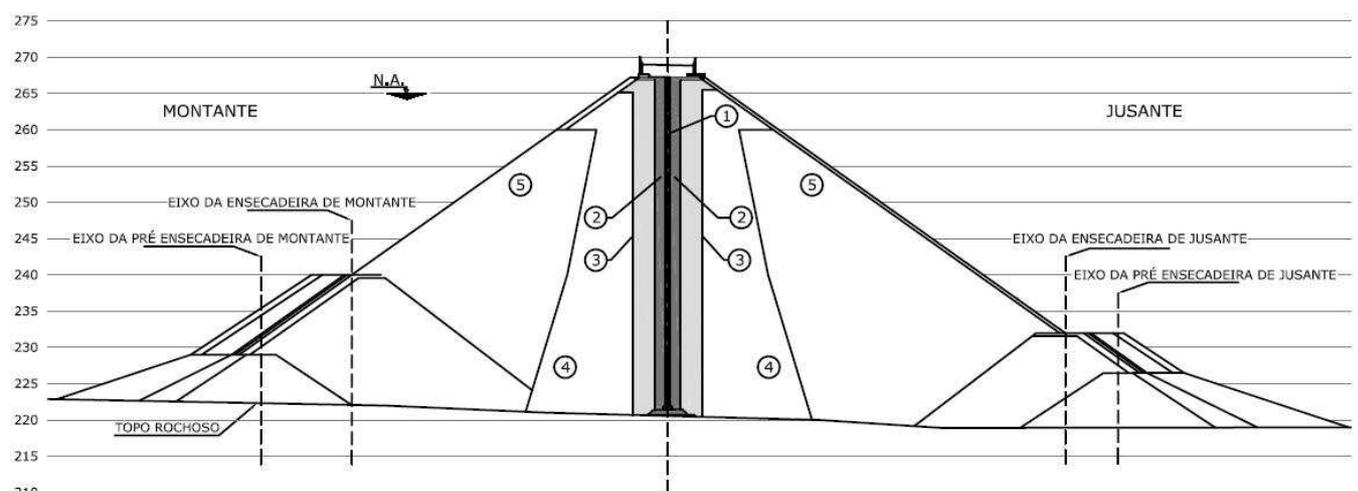


Figura 3.5 Seção Transversal da Barragem Principal da UHE Foz do Chapecó.

Legenda: 1) Núcleo com concreto asfáltico; 2) Transição fina; 3) Transição grossa; 4) Enrocamento fino; 5) Enrocamento grosso.



Figura 3.6 Vista da Barragem da Margem Esquerda até o Muro do Vertedouro.

3.5.1 Projeto do Concreto Asfáltico

3.5.1.1 Ensaios de Laboratório

No período de maio de 2008 a julho de 2009 foram realizados estudos no Laboratório de Furnas para definição dos materiais (agregados, fíler e CAP) que seriam utilizados no núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó. No Capítulo 4 serão descritos os ensaios e a metodologia utilizada na caracterização desses materiais e no Capítulo 5 apresentado os resultados.

Visando avaliar as propriedades do concreto asfáltico e atender ao comportamento esperado da mistura para aplicar no núcleo da barragem, foram realizadas oito dosagens do tipo Marshall. Nessas dosagens foram avaliadas a distribuição granulométrica dos agregados (atendendo à curva de Füller e dois $D_{\text{máx}}$: 19 e 15,9 mm), o teor e tipo de fíler (basalto e calcário) e o teor e o tipo de CAP (CAP 50-70 e CAP 85-100). As seis primeiras dosagens foram realizadas utilizando curvas granulométricas com D_{max} maior que o utilizado nessa pesquisa e na UHE Foz do Chapecó, portanto, não serão apresentadas.

As outras duas dosagens, denominadas de dosagens 1 e 2, foram realizadas utilizando-se CAP 85-100 e agregados da UHE Foz do Chapecó (brita 19 mm, brita 9,5 mm, areia artificial e calcário) enquadrados nas curvas granulométricas apresentadas na Tabela 3.5, que utilizaram a curva de Füller (Equação 2.1) com diâmetro máximo igual a 15,9 mm, no entanto, na dosagem 2 o expoente da Equação 2.1 foi alterado para 0,38.

Tabela 3.5 Proporções Utilizadas na Composição dos Agregados para as Dosagens Realizadas em Furnas.

Diâmetro (mm)	Peneira	Dosagem 1: n = 0,41	Dosagem 2: n = 0,38
		% passa	
15,9	5/8"	100,0	100,0
12,5	1/2"	90,6	91,3
9,5	3/8"	81,0	82,2
4,8	Nº 4	61,2	63,4
2,0	Nº 10	42,7	45,5
0,42	Nº 40	22,5	25,1
0,18	Nº 80	15,9	18,2
0,074	Nº 200	11,1	13,0

As dosagens foram realizadas de acordo com os procedimentos que serão apresentados no Capítulo 4. Nas duas dosagens o fíler foi composto com basalto e calcário, na proporção de 50% de cada material. Na dosagem 1 foram utilizadas as porcentagens de CAP iguais a 5,0%, 5,5%, 6,0%, 6,5% e 7,0% e na dosagem 2 5,5%, 6,0%, 6,5%, 7,0% e 7,5%.

A Figura 3.7 apresenta a comparação da massa específica aparente (Gmb), volume de vazios (Vv), vazios do agregado mineral (VAM) e relação betume vazios (RBV) obtidos com a variação do teor de CAP para as duas dosagens. Esses resultados representam a média de três corpos-de-prova.

A Gmb e o Vv diminuem e o VAM e RBV aumentam com acréscimo do teor de CAP. Para atender à recomendação ($Vv \leq 2,0\%$) o teor de ligante deve ser igual ou superior a 6,0%. A relação betume vazios para teores de CAP superiores a 6,0% é superior a 90%, indicando a quase saturação dos vazios com CAP. Verifica-se que para 5,5% de ligante o volume de vazios médio fica pouco acima do limite e com a diminuição do teor o mesmo aumenta muito, passando para 3,75%, e conseqüentemente a relação betume vazios diminui também, passando para 77,0%.

Verifica-se na Figura 3.7 que os valores de Gmb, Vv, VAM e RBV são muito próximos a partir de 6,0% de CAP, independentemente do teor de fíler. Foi utilizado o programa “*statistica*” para análise estatística dos dados e verificou-se na análise de variância (ANOVA – procedimento estatístico para teste de hipótese na comparação das médias de duas ou mais populações) com nível de significância (α) igual a 0,05 (95% de confiança) que a variação do expoente “n” não é estatisticamente significativa para esses parâmetros.

Na análise de agrupamento de médias homogêneas (método de Duncan’s), verificou-se que os valores médios obtidos para as duas dosagens, independentemente do teor de CAP, são estaticamente iguais, para porcentagem de CAP igual ou superior a 6,0%. Há que se considerar,

porém que o deslocamento do ponto de inflexão observados na Figura 3.7 apresentando maiores teores de CAP para a mistura 2 pode estar refletindo a maior superfície específica dos agregados conforme se depreende dos resultados mostrados na Tabela 3.5.

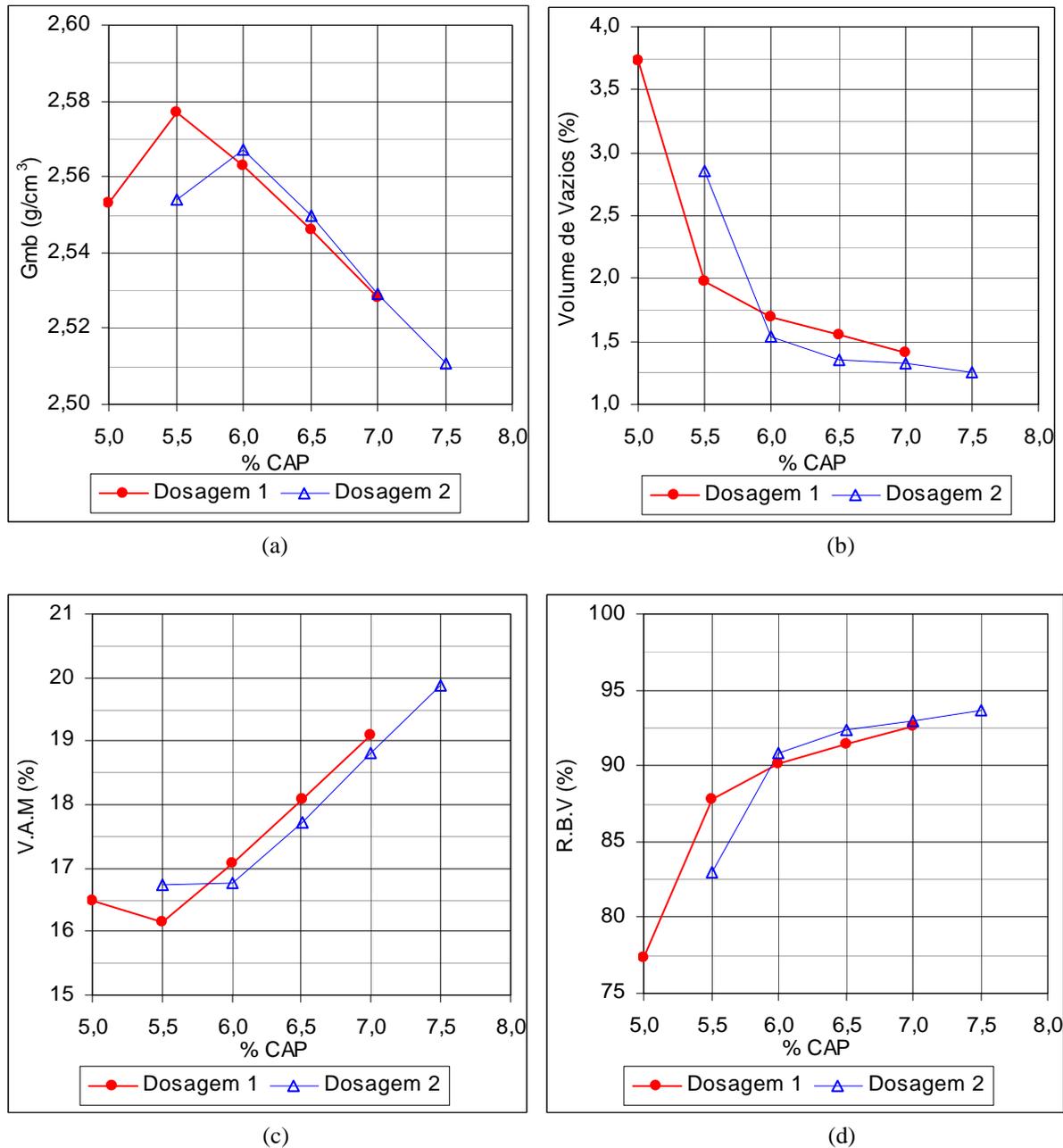


Figura 3.7 Variação Parâmetros Volumétricos: a) Massa Específica Aparente, b) Volume de Vazios, c) Vazios do Agregado Mineral, d) Relação Betume Vazios.

Após esses estudos foram realizadas duas dosagens no laboratório da Kolo Veidekke na Noruega. Essas dosagens, denominadas de dosagens 3 e 4, foram realizadas utilizando-se CAP 85-100 e agregados da UHE Foz do Chapecó (brita 16 mm, brita 11 mm, brita 8 mm, areia artificial e calcário), enquadrados nas curvas granulométricas apresentadas na Tabela 3.6. A Figura 3.8 apresenta uma comparação das curvas granulométricas adotadas nas quatro

dosagens. Verifica-se na Figura 3.8 que as dosagens realizadas na Kolo Veidekke (3 e 4) apresentam material ligeiramente mais grosso entre 0,5 e 11,2 mm quando comparado com as dosagens realizadas em Furnas (1 e 2).

Tabela 3.6 Proporções Utilizadas na Composição dos Agregados para as Dosagens Realizadas na Kolo Veidekke.

Diâmetro (mm)	Peneira	Dosagem 3	Dosagem 4
		% passa	
22,4	7/8"	100,0	100,0
15,9	5/8"	99,7	99,8
11,2	7/16"	86,0	89,7
8,0	5/16"	73,4	79,9
4,0	Nº 5	53,1	60,4
2,0	Nº 10	38,4	44,5
1,0	Nº 18	28,0	32,5
0,5	Nº 35	22,4	26,1
0,25	Nº 60	18,8	22,0
0,125	Nº 120	14,5	17,0
0,0063	Nº 230	12,2	14,2

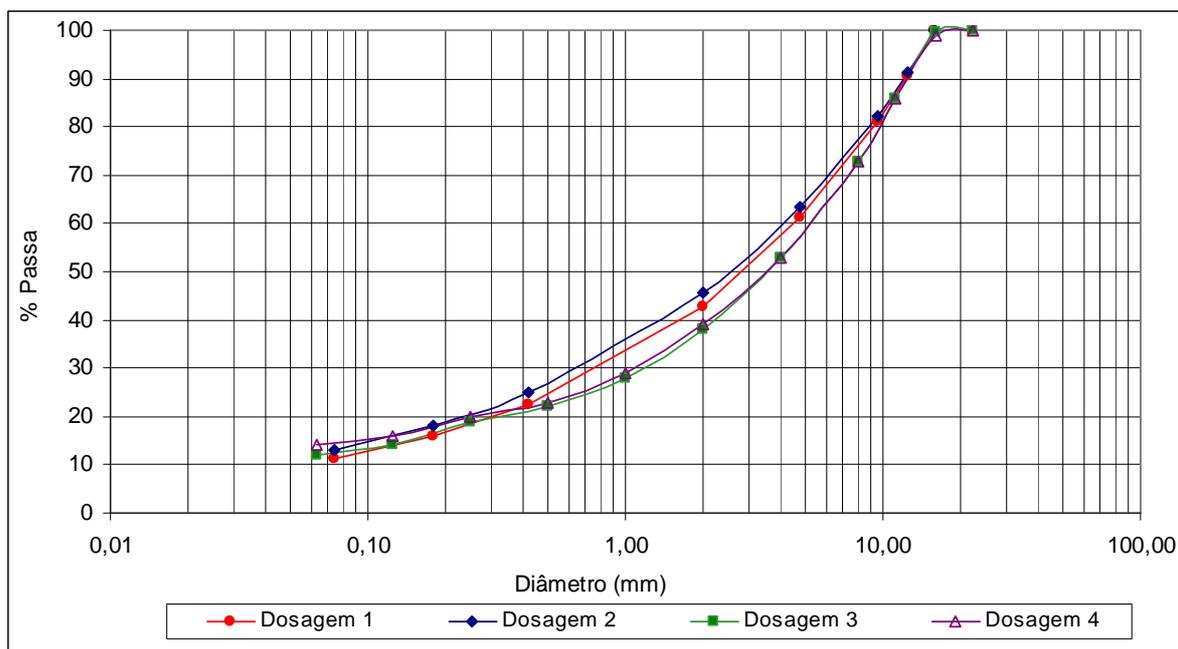


Figura 3.8 Comparação das Curvas Granulométricas dos Agregados Utilizados nas Quatro Dosagens.

Nas duas dosagens, o filer foi composto com basalto e calcário, na proporção de 50% de cada material. Na dosagem 3 foram utilizadas as porcentagens de CAP iguais a 5,2%, 5,4%, 5,6%, 5,8% e 6,0% e na dosagem 4 5,7%, 5,8% e 6,2%. A Figura 3.9 apresenta a comparação da massa específica aparente (G_{mb}) e volume de vazios (V_v) obtidos com a variação do teor de

CAP para as duas dosagens e a comparação com a dosagem 1. Esses resultados representam a média de três corpos-de-prova.

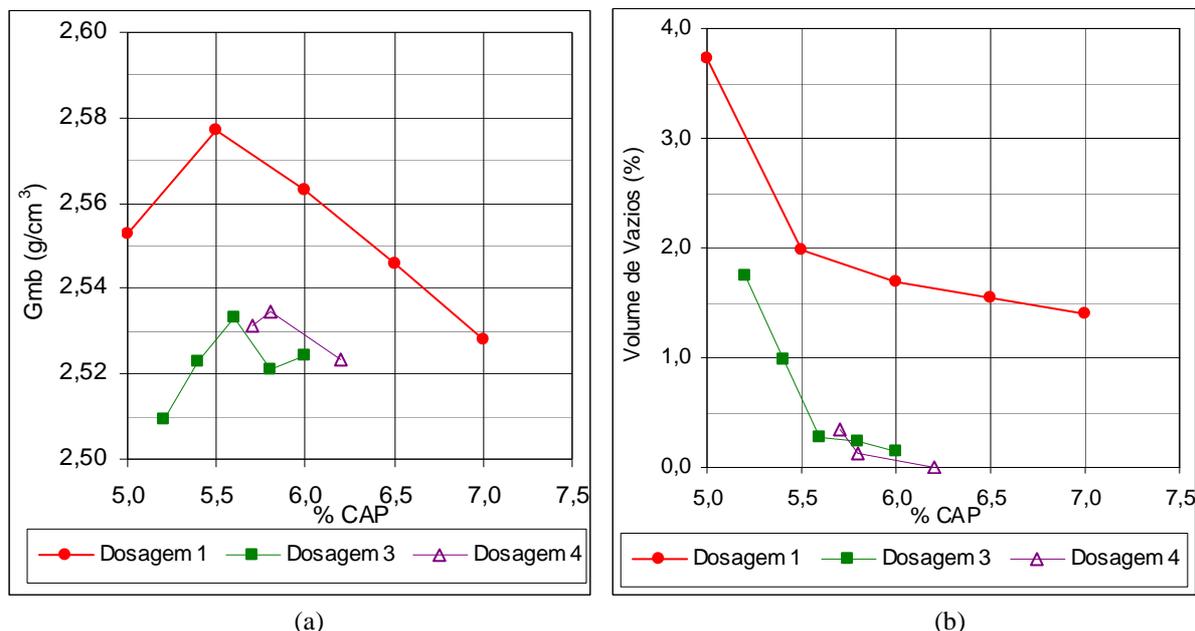


Figura 3.9 Variação Parâmetros Volumétricos - Comparação: a) Massa Específica Aparente, b) Volume de Vazios.

A massa específica aparente e consequentemente o volume de vazios das dosagens realizadas na Kolo Veidekke apresentaram valores menores que as dosagens 1 e 2. De acordo com essas dosagens o teor de ligante deve ser igual ou superior a 5,5%. Para porcentagem de CAP próximo de 6,0% o volume de vazios apresentou valores desprezíveis. Esses valores são calculados utilizando-se a massa específica máxima e provavelmente o valor adotado apresenta algum erro, pois é improvável obter misturas com volume de vazios próximo de zero.

Visando avaliar o comportamento hidráulico e mecânico das misturas foram realizados ensaios triaxiais e de permeabilidade no Laboratório de Furnas e no *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI). As amostras foram compactadas e os ensaios realizados utilizando-se procedimentos semelhantes aos que serão apresentados no Capítulo 4. A Tabela 3.7 apresenta as principais características dos corpos-de-prova e dos ensaios triaxiais realizados.

Tabela 3.7 Características dos Ensaio Triaxiais Realizados para o Projeto do Concreto Asfáltico.

Descrição	Ensaio Furnas		Ensaio NGI	
	Mistura 1	Mistura 2	Mistura 3	Mistura 4
Tensão Confinante (kPa)	150, 300, 600 e 1200	150, 300, 600 e 1200	500	500
Velocidade de ruptura (mm/min)	0,067	0,067	0,06	0,06
Temperatura durante ensaio (°C)	20 a 25	20 a 25	20	20
CAP (%)	6,1; 6,4; 6,7	6,4; 6,7; 7,0	6,5	6,8
Fíler (%)	11,1	13,0	11,0	13,0

Os ensaios de permeabilidade foram realizados em Furnas com as misturas 1 e 2, nos quais se obteve baixíssima permeabilidade, entre 10^{-10} e 10^{-11} m/s, e no NGI com a mistura 3, no qual a amostra não apresentou percolação de água (impermeável).

A Tabela 3.8 apresenta um resumo dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais. Para os ensaios realizados em Furnas são apresentados somente os dados referentes a 600 kPa, a fim de possibilitar a comparação com a literatura. A Figura 3.10 apresenta os gráficos da tensão desvio e variação de volume em função da deformação axial para as tensões confinantes de 500 e 600 kPa e as misturas semelhantes.

Tabela 3.8 Resultados dos Ensaio Triaxiais Realizados para a Definição do Concreto Asfáltico.

Mistura	CAP (%)	σ_3 (kPa)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	σ_1 (MPa)	Δv (%)	$E_{\text{secante}1\%}$ (MPa)	$E_{\text{secante}50\%}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
1 - Furnas	6,1	600	2,581	0,9	3,0	1,0	32	29	234	33
	6,4	600	2,553	1,5	3,1	0,7	41	32	198	36
	6,7	600	2,551	1,1	2,5	0,3	18	17	194	31
2 - Furnas	6,4	600	2,554	1,9	3,0	1,2	40	35	303	30
	6,7	600	2,549	1,6	2,5	0,5	20	18	202	31
	7,0	600	2,532	1,7	2,2	0,1	17	15	197	28
3 - NGI	6,5	500	-	-	2,7	1,0	180	227 ⁽¹⁾	-	-
	6,5	500	-	-	2,7	-	148	200 ⁽¹⁾	-	-
4 - NGI	6,8	500	-	-	2,6	0,9	160	227 ⁽¹⁾	-	-
	6,8	500	-	-	2,6	1,0	165	227 ⁽¹⁾	-	-

Legenda: σ_3 = tensão confinante; Gmb = massa específica aparente; Vv = Volume de vazios; σ_1 = tensão axial na ruptura; Δv = variação volumétrica na ruptura (compressão (-) e expansão (+)); $E_{\text{secante}1\%}$ = módulo secante para 1% de deformação; $E_{\text{secante}50\%}$ = módulo secante para 50% da carga de ruptura; c' = coesão; ϕ' = ângulo de atrito.

OBS: 1) A deformação para 50% da carga de ruptura foi inferior a 1%, portanto o módulo secante para 50% da carga de ruptura ficou superior ao módulo secante para 1% de deformação.

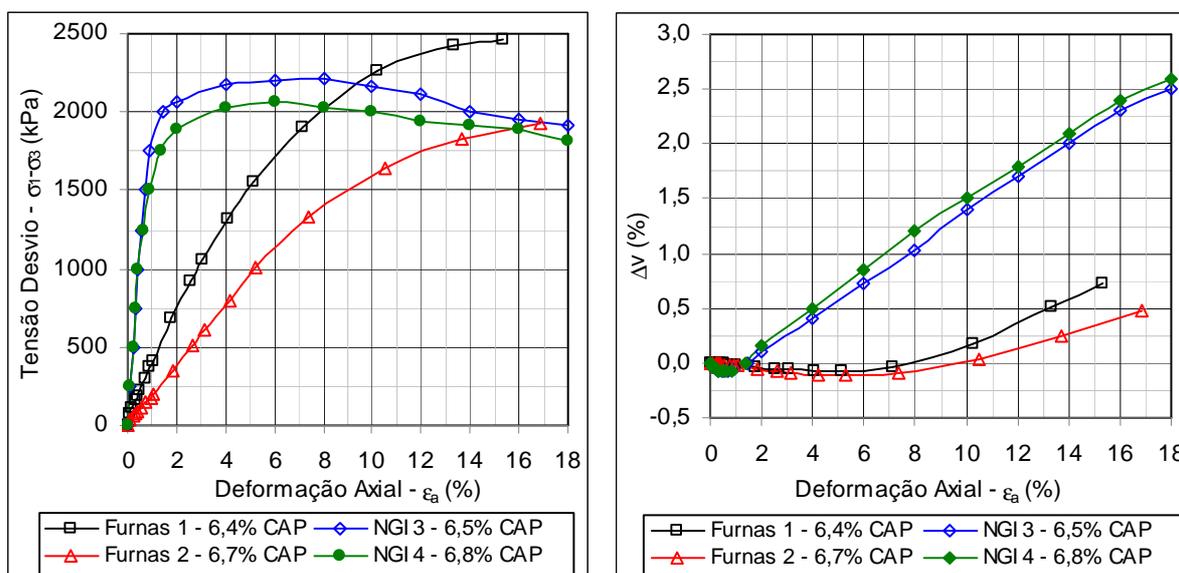


Figura 3.10 Tensão Desvio e Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Projeto do Concreto Asfáltico.

Todas as misturas apresentaram comportamento dúctil, com pequena variação volumétrica no cisalhamento (expansão menor que 1,0%). O módulo secante a 1% de deformação axial nos ensaios realizados no NGI variaram de 148 a 180 MPa, e os dos ensaios realizados em Furnas variaram de 17 a 41 MPa, ou seja, os ensaios realizados no NGI foram cerca de seis vezes superior. De forma geral, os módulos obtidos no NGI foram superiores e os de Furnas inferiores aos apresentados na bibliografia (Tabelas 2.9 e 2.10).

3.5.1.2 Pistas Experimentais

Visando analisar as características dos materiais selecionados para aplicação no núcleo e transição fina, avaliar os procedimentos de execução e treinar a equipe, no período de 12/11/2009 a 20/11/2009, foram construídas três pistas experimentais. Elas tinham 25 m de extensão e 3,45 m de largura, possuindo um núcleo central de 55 cm confinado por transição fina com 145 cm de largura.

Detalhes e características da construção das três pistas são apresentados por Guimarães *et al.* (2011 b). Seguem as principais características dessas pistas experimentais:

- Pista 1: foram executadas quatro camadas de aproximadamente 20 cm de espessura (espessura final de 83 cm). A primeira foi executada utilizando-se formas metálicas (processo manual) e as outras três utilizando-se equipamento para aplicação do núcleo e transição fina (processo mecânico). As Figuras 3.11 e 3.12 apresentam detalhes da construção manual e mecânica;



Figura 3.11 Detalhes do Processo Manual – Pista Experimental 1: a) Forma montada e transição lançada, b) Compactação do núcleo e da transição.



Figura 3.12 Detalhes do Processo Mecânico – Pista Experimental 1.

- Pista 2: foram executadas quatro camadas de aproximadamente 25 cm de espessura (espessura final de 98 cm), construídas utilizando-se o processo mecânico;
- Pista 3: foram executadas quatro camadas de aproximadamente 25 cm de espessura (espessura final de 90 cm), construídas utilizando-se o processo mecânico.

As dosagens utilizadas nas pistas experimentais empregaram granulometria semelhante às utilizadas na dosagem 2, porém, com mais fíler (14,0% de fíler) e duas porcentagem de CAP: 6,6 e 6,3%.

O controle tecnológico foi realizado utilizando-se amostras de concreto asfáltico coletadas antes do lançamento e em testemunhos extraídos nas pistas (Figura 3.13). Detalhes dos ensaios realizados e da metodologia utilizada no controle tecnológico durante e após a construção das pistas experimentais são apresentados por Guimarães *et al.* (2011 b). A Tabela 3.9 apresenta um resumo dos resultados obtidos (média dos resultados) nas amostras de concreto asfáltico coletadas antes da compactação e nos testemunhos.

Verifica-se, na Tabela 3.9, que os valores médios de massa específica aparente e volume de vazios obtidos nas pistas experimentais são semelhantes aos resultados obtidos nos estudos laboratoriais realizados em Furnas (Dosagens 1 e 2). Os parâmetros obtidos nas amostras coletadas antes da compactação são semelhantes aos obtidos nos testemunhos. Essa aproximação, principalmente para o volume de vazios, demonstra que a metodologia adotada para o controle foi compatível com a compactação de campo.



Figura 3.13 Testemunhos Extraídos na Pista Experimental 1.

Tabela 3.9 Resultados dos Ensaios de Caracterização Realizados nas Amostras de Concreto Asfáltico Coletadas nas Pistas Experimentais.

Pista Experimental	CAP (%)		Gmb (g/cm ³)		Volume de Vazios (%)	
	Amostra	Testemunho	Amostra	Testemunho	Amostra	Testemunho
1 ⁽¹⁾	6,6	6,6	2,554	2,571	1,8	1,5
2 ⁽¹⁾	6,1	6,1	2,573	2,583	1,5	1,3
3 ⁽¹⁾	6,8	6,7	2,538	2,559	1,8	1,6
3 ⁽²⁾	6,3	6,6	2,567	2,560	1,2	1,5

OBS: 1) Nas pistas experimentais 1, 2 e parte da 3 foi utilizado a porcentagem de CAP ótima igual a 6,6% (variação de 6,3 a 6,9%). 2). Em parte da pista 3 foi utilizado a porcentagem de CAP ótima igual a 6,3% (variação de 6,0 a 6,6%).

Além de avaliar os parâmetros físicos, foram extraídos testemunhos para realização de ensaios triaxiais (determinação do módulo) e de permeabilidade no Laboratório de Furnas. Para a realização dos ensaios triaxiais os testemunhos foram montados na célula utilizando-se membrana de borracha. Após a montagem iniciou-se o confinamento (consolidação) por aproximadamente 24 horas. A fase de cisalhamento começou logo após a estabilização das leituras de variação volumétrica da fase de confinamento. Os ensaios foram realizados com tensão confinante de 500 kPa. A ruptura dos corpos-de-prova foi efetuada com velocidade de deformação constante de 0,06 mm/min (1,8% de deformação por hora) e os ensaios foram conduzidos até uma deformação específica axial mínima da ordem de 18%. Os ensaios foram realizados com a temperatura próxima de 20,0°C.

Os ensaios de permeabilidade foram realizados utilizando-se o equipamento descrito no capítulo 4 e sob uma pressão de 10 bar (1000 kPa). A pressão de 10 bar foi obtida com a aplicação de incrementos de 1 bar em 10 minutos (1 bar por minuto), seguindo-se a

recomendação de Saxegaard (2009). Os testemunhos foram submetidos a essa pressão (10 bar) por 240 horas (10 dias). A água que passou pelo corpo-de-prova foi medida em uma proveta e o coeficiente de permeabilidade determinado com essa vazão.

A Tabela 3.10 apresenta um resumo dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais e permeabilidade. Verifica-se que a porcentagem de CAP, a massa específica aparente e o volume de vazios obtidos nos testemunhos utilizados para realizar os ensaios triaxiais e de permeabilidade são semelhantes às médias obtidas durante o controle (Tabela 3.9) e aos resultados obtidos na Dosagem 2 realizada nos estudos preliminares (Figura 3.7).

Tabela 3.10 Resultados dos Ensaios Triaxiais e de Permeabilidade Realizados em Testemunhos Extraídos nas Pistas Experimentais.

Pista	Testemunho	t (°C)	CAP (%)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	RBV (%)	σ_1 (MPa)	Δv (%)	$E_{\text{secante}1\%}$ (MPa)	$E_{\text{secante}50\%}$ (MPa)	k (m/s)
1	06	19,9±0,1	6,7	2,577	0,9	95	2,2	0,2	16	15	-
	10	19,7±0,2	6,4	2,583	1,5	92	2,1	0,4	16	14	-
	13	19,0±0,1	6,6	2,575	1,5	92	2,3	0,7	20	19	1,3 x 10 ⁻¹¹
	14	19,6±0,1	6,5	2,593	1,0	94	2,6	1,0	23	22	-
	22	19,1±0,1	7,1	2,557	1,2	94	2,2	0,8	23	20	8,6 x 10 ⁻¹¹
2	29	19,2±0,1	6,0	2,598	0,7	96	2,3	0,5	16	13	-
	32	19,3±0,1	6,3	2,570	0,8	95	1,9	0,2	13	12	-
	39	18,9±0,1	6,1	2,582	1,2	93	2,4	0,8	33	31	2,6 x 10 ⁻¹¹
	41	19,2±0,0	6,1	2,585	1,2	93	2,4	1,0	37	35	2,4 x 10 ⁻¹¹
3	52	19,8±0,3	6,6	2,567	1,2	93	1,6	0,0	10	8	-
	55	19,5±0,1	6,8	2,560	0,7	96	2,3	0,0	18	17	-
	61	19,7±0,2	6,3	2,566	0,8	95	2,0	0,4	17	16	-
	62	19,1±0,1	6,5	2,534	1,2	93	1,5	0,2	10	7	8,7 x 10 ⁻¹²
	63	19,0±0,2	6,5	2,558	1,4	92	1,8	0,4	13	11	1,7 x 10 ⁻¹¹

Legenda: t = temperatura obtida durante a ruptura; Gmb = massa específica aparente; Vv = Volume de vazios; RBV = Relação betume vazios; σ_1 = tensão axial na ruptura; Δv = variação volumétrica na ruptura (compressão (-) e expansão (+)); $E_{\text{secante}1\%}$ = módulo secante para 1% de deformação; $E_{\text{secante}50\%}$ = módulo secante para 50% da carga de ruptura; k = coeficiente de permeabilidade.

Os coeficientes de permeabilidade obtidos nos testemunhos extraídos nas pistas experimentais são muito baixos, cerca de 10⁻¹¹ m/s, e da mesma ordem de grandeza dos obtidos nos ensaios realizados nos estudos preliminares (Item 3.5.1.1). Esses valores são compatíveis com os recomendados por Höeg (1993).

Observou-se durante a realização dos ensaios de permeabilidade que a maioria dos corpos-de-prova não apresentou percolação de água durante as duas primeiras horas de ensaio (metodologia sugerida por Saxegaard, 2009) e que a percolação tende a diminuir após alguns dias de ensaio. A diminuição da percolação provavelmente deve-se ao adensamento da amostra,

pois é aplicada uma pressão de 1000 kPa na mesma. Em função dessas características os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade indicam uma ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade (em torno de 10^{-11} m/s).

A Figura 3.14 apresenta uma foto do testemunho 13 após a ruptura e as Figuras 3.15 a 3.17 apresentam os gráficos da tensão desvio e variação de volume em função da deformação axial. Verifica-se na Figura 3.14 que a amostra apresentou embarrigamento, típico de amostras com comportamento dúctil. Esse comportamento foi observado em todos os testemunhos.

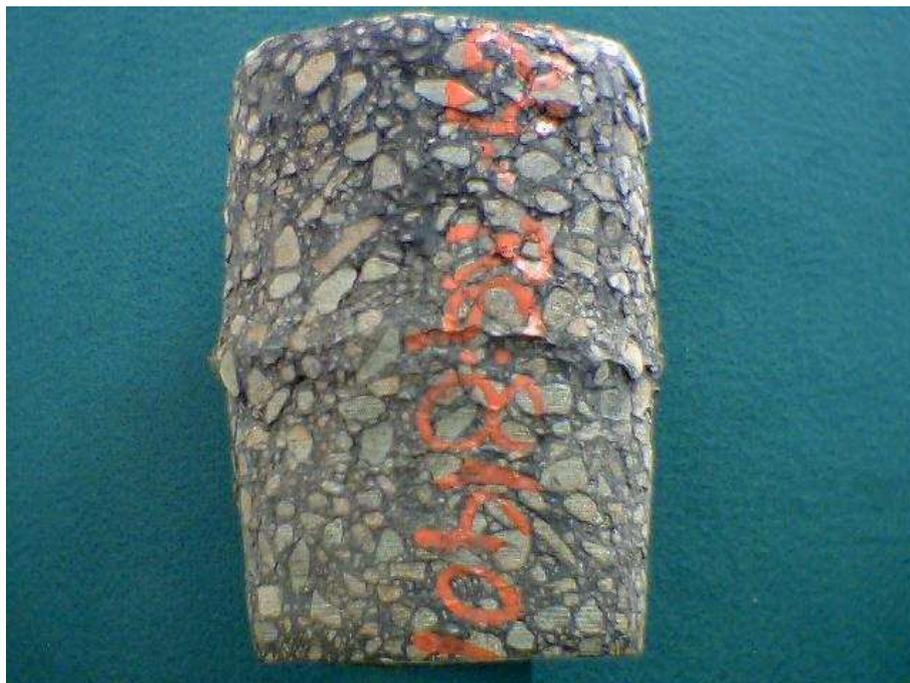


Figura 3.14 Testemunho 13 após a Realização do Ensaio Triaxial.

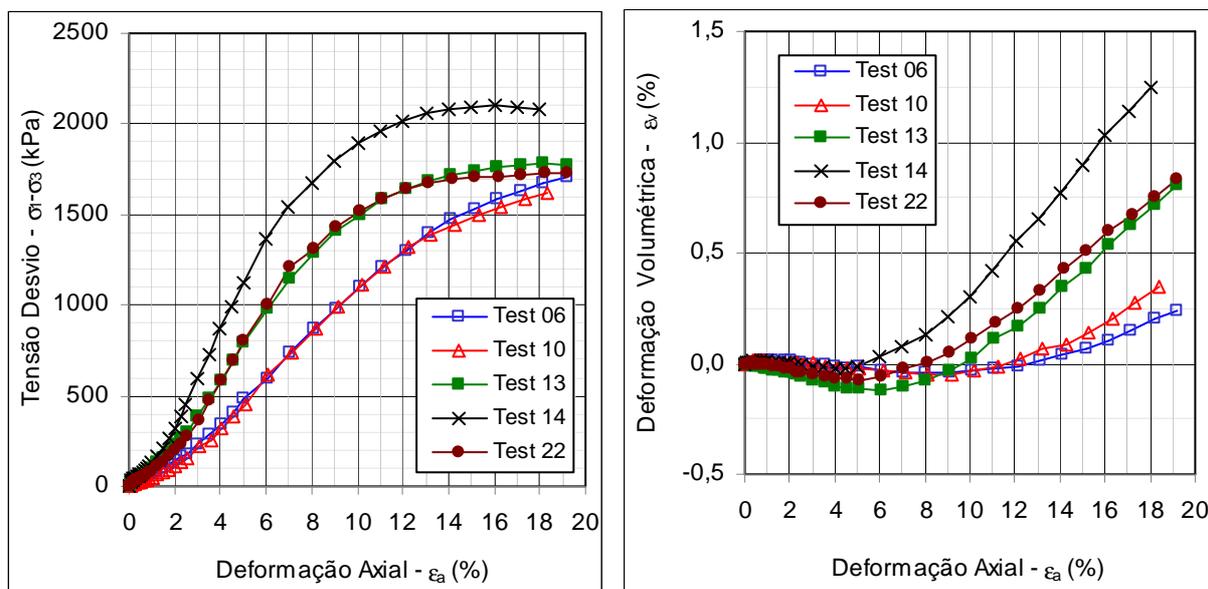


Figura 3.15 Tensão Desvio e Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Pista Experimental 1.

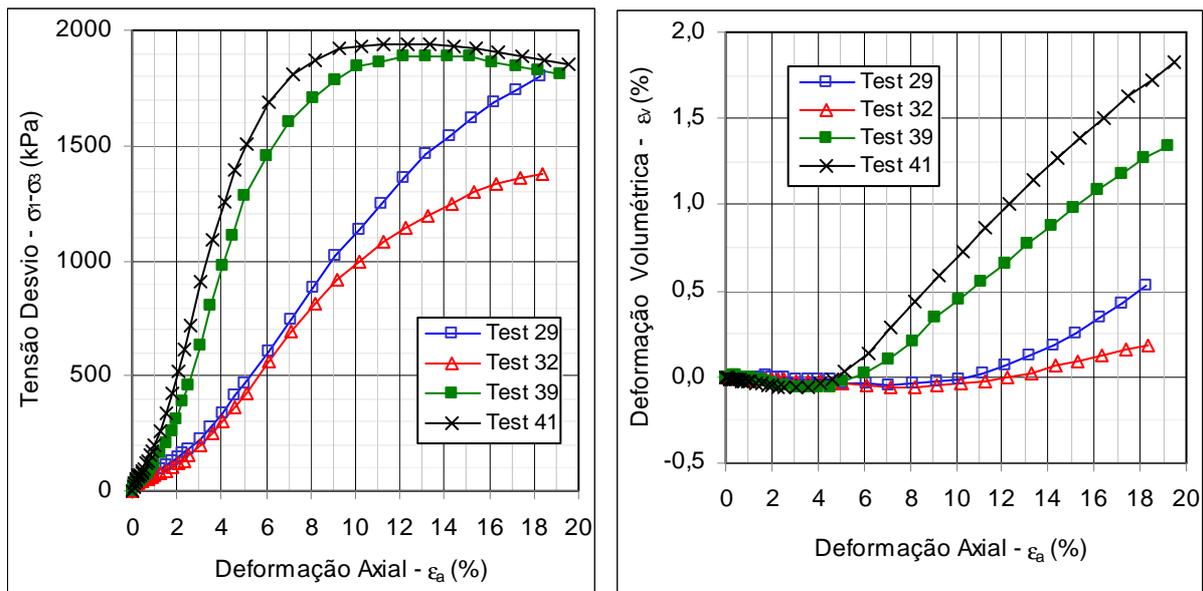


Figura 3.16 Tensão Desvio e Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Pista Experimental 2.

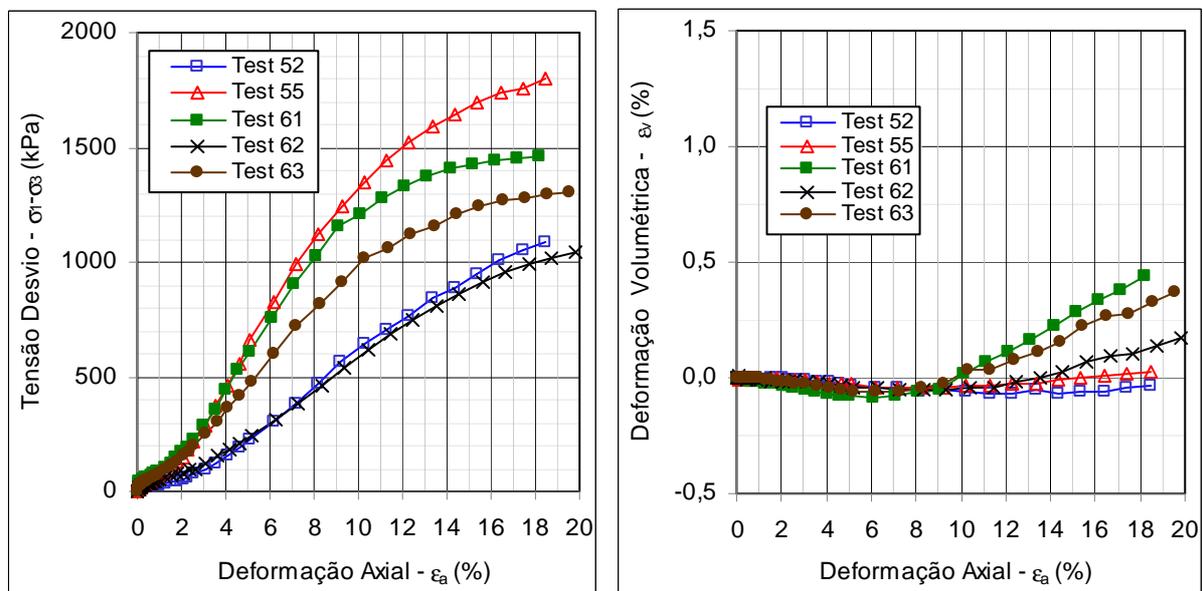


Figura 3.17 Tensão Desvio e Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Pista Experimental 3.

Verifica-se nas Figuras 3.15 a 3.17 que todos os testemunhos apresentaram comportamento dúctil e baixa variação volumétrica. Esse é o comportamento esperado de concretos asfálticos aplicados em núcleos de barragens. O módulo secante a 1% de deformação axial variou de 10 a 37 MPa, ou seja, da mesma ordem de grandeza dos ensaios realizados nos estudos preliminares em Furnas (Tabela 3.8), dos estudos realizados por Ramos (2009) com 6,0% de CAP (Tabela 2.10) e Wang & Höeg (2002) para a compactação Marshall (Tabela 2.11). Esses valores são inferiores, cerca de seis vezes, aos ensaios realizados nos estudos preliminares no NGI (Tabela 3.8) e dos estudos realizados por Ramos (2009) com 5,5% de CAP (Tabela 2.10), cerca de duas vezes.

A variação entre os resultados obtidos por Ramos (2009) com 5,5% de CAP e os resultados obtidos nos testemunhos provavelmente deve-se à menor porcentagem de CAP e conseqüentemente menor RBV, pois os testemunhos obtidos nas pistas experimentais apresentaram mais de 6,0% de CAP e RBV superiores a 90,0%.

Verifica-se que a tendência é a variação inversa do módulo com o teor de CAP: Pista 2 apresenta menor teor de CAP e maiores módulos e pista 3 apresenta maiores teores de CAP e menores módulos.

As temperaturas de ruptura dos corpos-de-prova ficaram próximas de 19,5°C (média igual 19,4°C) e apresentaram baixa variação. Não se verifica, dentro da faixa de variação de temperatura dos ensaios, influência da temperatura nos resultados de módulo obtidos.

Avaliando o volume de vazios, verifica-se que todos os corpos-de-prova apresentaram valores inferiores a 2,0% e não se observa uma relação dos mesmos com os módulos obtidos. Essa baixa influência deve estar ligada aos baixos valores apresentados pelos corpos-de-prova.

Quanto à diferença obtida nos ensaios realizados nos estudos preliminares no NGI, não se obteve uma explicação. Em função dessa diferença em dezembro de 2009 e janeiro de 2010 foram realizados ensaios em Furnas e no NGI utilizando-se a curva granulométrica apresentada na Figura 3.20. Os ensaios foram realizados com tensão confinante de 500 kPa e a ruptura dos corpos-de-prova foi efetuada com velocidade de deformação constante de 0,06 mm/min.

O resumo dos resultados é apresentado na Tabela 3.11. As Figuras 3.18 a 3.19 apresentam respectivamente os gráficos da tensão desvio e variação de volume em função da deformação axial das misturas semelhantes (Furnas com 6,1% de CAP e NGI com 6,0% de CAP).

Tabela 3.11 Resultados de Ensaios Triaxiais Realizados em Furnas e no NGI.

Mistura	CAP (%)	Temperatura (°C)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	σ_1 (MPa)	Δv (%)	$E_{\text{secante}1\%}$ (MPa)	$E_{\text{secante}50\%}$ (MPa)
1 - Furnas	6,1	23,5 ± 0,3	2,562	1,6	2,6	1,0	33	27
	6,1	23,3 ± 0,3	2,558	1,7	2,7	1,7	35	30
2 - Furnas	6,7	23,1 ± 0,1	2,538	2,1	2,6	0,7	25	22
	6,7	22,7 ± 0,1	2,561	1,6	2,4	0,6	21	21
3 - NGI	6,0	20,0	-	1,6	2,8	1,1	43	39
	6,0	20,0	-	1,7	2,8	1,3	44	39

Legenda: σ_3 = tensão confinante; Gmb = massa específica aparente; Vv = Volume de vazios; σ_1 = tensão axial na ruptura; Δv = variação volumétrica na ruptura (compressão (-) e expansão (+)); $E_{\text{secante}1\%}$ = módulo secante para 1% de deformação; $E_{\text{secante}50\%}$ = módulo secante para 50% da carga de ruptura.

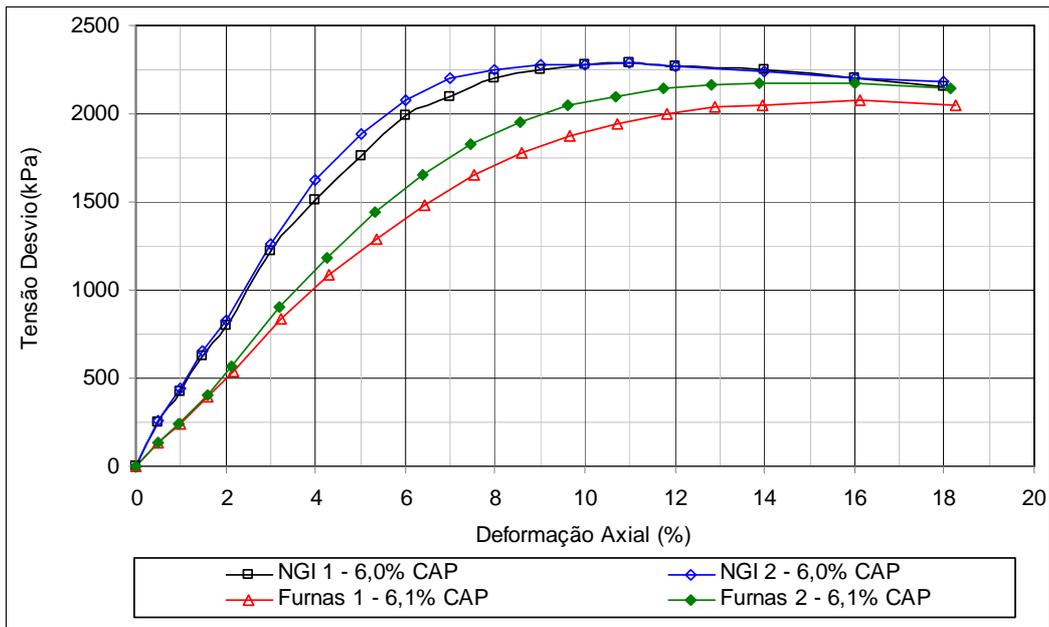


Figura 3.18 Tensão Desvio Vs Deformação Axial – Comparação Ensaios.

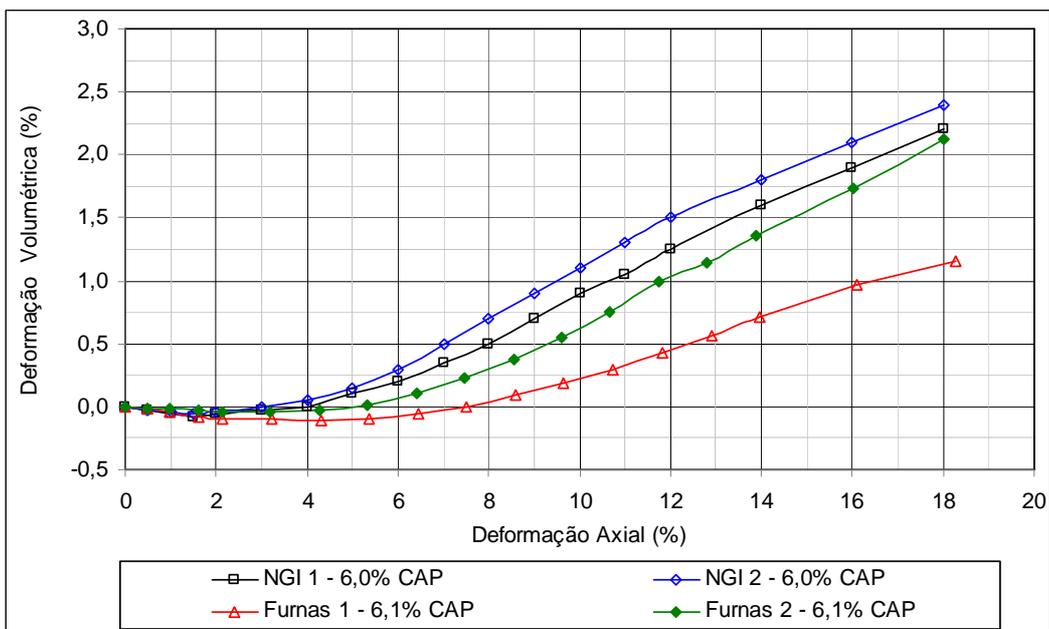


Figura 3.19 Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Comparação Ensaios.

Os resultados obtidos nesses ensaios ficaram da mesma ordem de grandeza e apresentaram comportamento semelhante aos resultados obtidos nos testemunhos extraídos das pistas experimentais. As diferenças obtidas podem estar ligadas ao teor de CAP e à temperatura de ruptura dos corpos-de-prova.

Após a análise dos dados obtidos nas pistas experimentais definiu-se a curva granulométrica padrão e a faixa que foi utilizada em todas as camadas do núcleo asfáltico da barragem principal. A Figura 3.20 apresenta a curva e a faixa utilizada e a comparação com a curva de Füller (Equação 2.1) com diâmetro máximo ($D_{m\acute{a}x}$) igual a 15,9 mm.

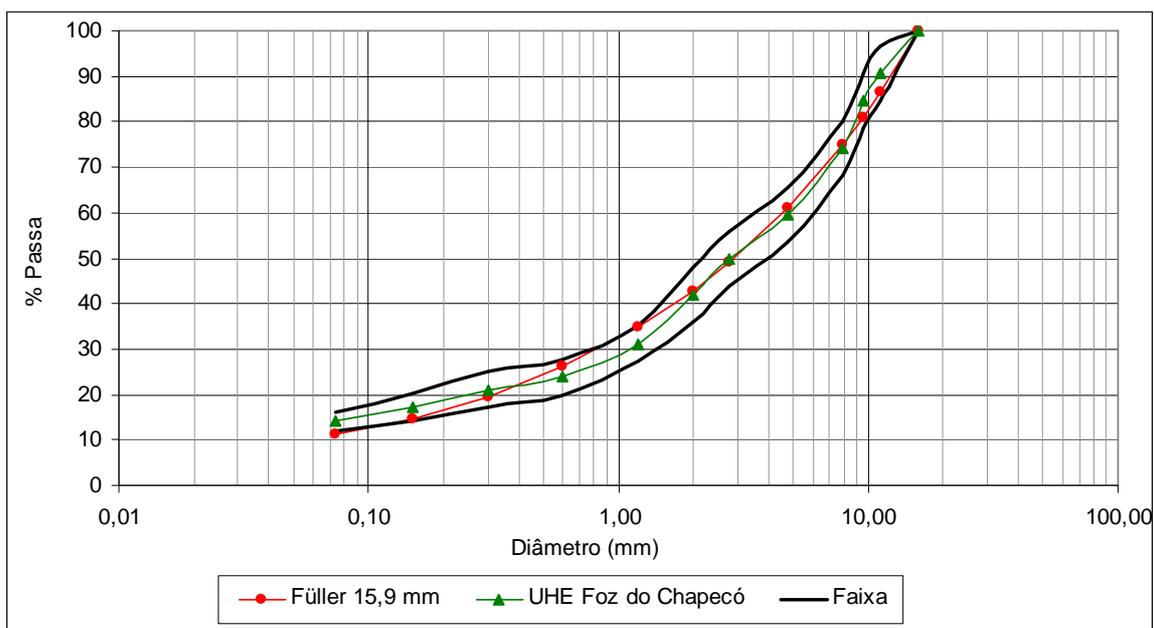


Figura 3.20 Curva Granulométrica Utilizada na Construção do Núcleo Asfáltico da Barragem Principal e Curva de Füller para $D_{max} = 15,9$ mm.

A granulometria definida após as pistas experimentais é muito semelhante às adotadas nos estudos laboratoriais, no entanto apresenta mais fíler (14,1%). A manutenção do alto teor de fíler e conseqüentemente CAP (6,4%) foi função da variação da granulometria do concreto asfáltico obtida durante a construção das pistas experimentais. A diminuição desse valor poderia provocar o aumento do volume de vazios do concreto asfáltico durante a construção do núcleo.

3.5.2 Execução da Barragem Principal

A construção da barragem principal de enrocamento com núcleo central de concreto asfáltico foi realizada, com exceção do plinto, no período de 04/12/2009 a 21/04/2010. O núcleo foi construído pela empresa norueguesa Kolo Veidekke e seguiu de forma geral as recomendações descritas na Revisão Bibliográfica (Item 2.3.4). A seguir serão destacados os principais processos utilizados na construção dessa barragem.

3.5.2.1 Laje de Concreto (Plinto).

A construção do Plinto tem o objetivo de garantir um apoio regular para a base do núcleo e diminuir ao máximo a utilização do processo manual na execução do mesmo. Na execução do Plinto dessa barragem tiveram-se os mesmos cuidados da execução do plinto de uma barragem de enrocamento com face de concreto (regularização da rocha, eliminação de blocos soltos, preenchimento de fissuras com nata de cimento e limpeza manual cuidadosa). O Plinto foi executado em cinco etapas:

- na primeira etapa, uma ensecadeira foi construída junto à margem esquerda e o Plinto foi construído entre 12/01/2008 e 03/05/2008. A Figura 3.21 apresenta uma vista da ensecadeira e do Plinto;
- a segunda etapa, o Plinto foi construído dentro da ensecadeira de 1ª fase, junto ao Vertedouro entre 19/04/2008 e 20/06/2008;
- na terceira etapa, foi construída uma ensecadeira junto à ensecadeira de 1ª fase no leito do rio e o Plinto foi construído entre 08/01/2009 a 14/03/2009. A Figura 3.22 apresenta uma vista da ensecadeira e do Plinto;
- na quarta etapa, o Plinto foi construído no talude da margem esquerda entre 11/06/2009 e 09/12/2009;
- na quinta etapa, o Plinto foi construído na fundação da ensecadeira de 1ª fase após o desvio de 2ª fase entre 20/10/2009 a 23/12/2009.



(a)

(b)

Figura 3.21 Construção do Plinto da Margem Esquerda – 1ª Etapa: a) Vista da Ensecadeira, b) Plinto.



Figura 3.22 Construção do Plinto do Leito do Rio – 3ª Etapa.

O Plinto foi executado com no mínimo 4,0 m de largura e com altura inferior a 1,5 m (normalmente com 0,7 m de altura). Ele foi armado (Figura 3.23) e ancorado na fundação com chumbadores constituídos de barra de aço CA 50 com diâmetro de 25 mm engastadas na armadura superior, a 10 cm da face superior, e os mesmos se estendiam até 4 m na rocha. Para a concretagem foi utilizado concreto com $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias.



Figura 3.23 Vista da Armadura Utilizada no Plinto.

Para conformar o Plinto à fundação e permitir a execução do núcleo, foram criados degraus com 20 ou 40 cm de altura, correspondente a uma ou duas camadas do núcleo. Após a execução do Plinto foi realizado o tratamento da fundação, utilizando-se três linhas de injeções: montante, jusante e eixo, espaçadas de 1,5 m. Os furos primários ficaram espaçados 3,0 m dos furos secundários e 1,5 m dos furos terciários. As duas primeiras linhas foram executadas com furos de 6 m de profundidade e a linha do eixo com furos de 20 m de profundidade. A Figura 3.24 apresenta detalhe dos degraus do Plinto e dos tubos de espera da injeção.



Figura 3.24 Detalhe dos Degraus de Acerto do Plinto e Tubos de Espera das Injeções.

Em função da execução do Plinto em etapas, as lajes da primeira e terceira etapas ficaram submersas durante um período e o rio passou sobre as mesmas. Durante a passagem do rio, houve grande quantidade de rocha depositada sobre o mesmo (Figura 3.25). Após o esgotamento da ensecadeira e retirada de todo o material sobre o Plinto, foi realizada uma inspeção para avaliar possíveis danos causados pelos blocos de rocha. Nenhum dano foi detectado, e o Plinto permaneceu intacto.



Figura 3.25 Material Depositado sobre o Plinto Durante o Período de Desvio do Rio.

3.5.2.2 Ligação do Plinto e a Base do Núcleo de Concreto Asfáltico.

Antes da construção do núcleo, foi realizado o acerto da base da fundação com o topo do Plinto utilizando-se enrocamento. Também foi realizada a limpeza do Plinto e aplicada uma camada de mástique asfáltico para ligar o Plinto ao Núcleo. Höeg (1993) recomenda realizar a limpeza do Plinto utilizando-se solução de ácido clorídrico e água, no entanto durante a construção da Pista Experimental 1 avaliou-se a utilização de água pressurizada e de jato de ar comprimido. Essa metodologia foi aprovada e utilizada na limpeza do Plinto da UHE Foz do Chapecó. A Figura 3.26 apresenta detalhes da base da fundação alinhada com o topo do Plinto e da execução da limpeza do Plinto.



(a)

(b)

Figura 3.26 Preparação do Plinto: a) Base da Fundação Alinhada com Topo do Plinto, b) Execução da Limpeza do Plinto.

Após a preparação da laje foi executada a camada de mástique asfáltico. O mástique utilizado foi produzido utilizando-se areia proveniente da britagem ($D_{\max} = 3,0 \text{ mm}$), fíler de basalto, CAP 85-100 e ácido estearina tripla pressão. Esses materiais foram misturados em um equipamento da Kolo Veidekke (Figura 3.27 a). O mástique produzido tem consistência líquida à temperatura de aplicação (entre 150 e 180°C), muito parecida com a do CAP (Figura 3.27 b).



(a)

(b)

Figura 3.27 Produção do Mástique: a) Equipamento Utilizado para a Mistura do Mástique, b) Detalhe da Consistência do Mástique.

O processo de aplicação do mástique sobre a placa de concreto é muito simples e rústico: o transporte e aplicação foram realizados com auxílio de baldes e o espalhamento foi feito manualmente utilizando rodos de madeira. Após o espalhamento, o mástique forma uma camada com espessura variando entre 5 e 10 mm e com cerca de 160 cm de largura (aproximadamente 40 cm mais largo que o núcleo). A Figura 3.28 apresenta detalhes da aplicação do mástique.



(a)

(b)

Figura 3.28 Aplicação do Mástique: a) Detalhes do Espalhamento, b) Camada de Mástique Aplicada.

3.5.2.3 Construção do Núcleo Asfáltico e Transição Fina

Na construção do núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó, foram utilizados os processos manual e o mecânico com a utilização do equipamento de 3ª geração. O processo manual envolve a montagem e a retirada de formas e conseqüentemente é muito mais lento que o processo mecânico. A velocidade do processo manual na UHE Foz do Chapecó foi de aproximadamente 10 m por hora e do processo mecânico de aproximadamente 120 m por hora.

Para a construção do núcleo, foram lançadas 204 camadas, cerca de três camadas por dia, com espessura média após a compactação de aproximadamente 23,9 cm (variou de 14 cm a 31 cm). O objetivo era obter camadas com aproximadamente 20 cm até o dia 13/01/2010 (camada 53) e camadas com aproximadamente 25 cm após esta data, no entanto a mistura apresentou variação de viscosidade e as camadas aplicadas até 13/01/2010 ficaram com espessura média após a compactação de aproximadamente 22,8 cm e as camadas aplicadas após essa data, com espessura média após a compactação de aproximadamente 24,2 cm.

- **PROCESSO MANUAL**

Na construção do núcleo e transição fina da UHE Foz do Chapecó o processo manual foi utilizado em três situações:

- duas primeiras camadas horizontais: devido ao gradiente hidráulica no contato da base do núcleo com o Plinto, as duas primeiras camadas foram construídas com 120 cm de largura e com cerca de 20 cm de altura;
- para estabelecer uma praça (base) horizontal para utilizar a máquina distribuidora: o Plinto apresenta degraus (Figura 3.24) para ajustar a fundação e estes devem ser alinhados horizontalmente;

- no encontro com o vertedouro e ombreira esquerda: não foi possível utilizar a máquina distribuidora no encontro com o vertedouro e na ombreira esquerda.

Para a construção das camadas manuais foram realizadas as seguintes etapas construtivas:

- alinhamento horizontal: antes do início de cada camada foi realizado o alinhamento topográfico pelo eixo do núcleo;
- montagem das formas metálicas: as formas eram montadas para atender à geometria de projeto, com 120 ou 60 cm de largura (Figura 3.29);
- lançamento da transição fina: foi utilizado retroescavadeira para lançamento da transição fina, com largura de 1,45 m em ambos os lados da forma, para confinamento da mesma (Figura 3.30 a);
- limpeza manual da superfície do mástique (remoção de poeira e resíduo) e aquecimento manual do mástique utilizando maçaricos;
- verificação e aprovação da temperatura do concreto asfáltico: a temperatura do concreto asfáltico era verificada antes do abastecimento dos silos. Quando a temperatura se encontrava fora da faixa especificada o carregamento era descartado;
- lançamento do concreto asfáltico: foi utilizada uma carregadeira adaptada para o lançamento do concreto asfáltico. Após o lançamento era realizado o espalhamento manual do mesmo (Figura 3.30 b);
- retirada das fôrmas metálicas manualmente;
- verificação da temperatura do concreto asfáltico antes da compactação;
- compactação da transição fina e do núcleo asfáltico: igual ao processo mecânico;
- realização do levantamento topográfico da camada.



Figura 3.29 Montagem das Formas: a) Primeiras Camadas, b) Encontro com Vertedouro.



Figura 3.30 Lançamento Transição Fina e Concreto Asfáltico: a) Lançamento Transição Fina, b) Lançamento Concreto Asfáltico.

- **PROCESSO MECÂNICO**

O processo mecânico foi realizado utilizando-se uma máquina distribuidora da empresa Kolo Veidekke (Figura 2.9) que permite a colocação das transições finas simultaneamente ao núcleo asfáltico, fornecendo, assim, suporte lateral imediato ao mesmo.

Para a construção do núcleo, utilizando-se o processo mecânico, foram realizadas as seguintes etapas construtivas:

- alinhamento horizontal: igual ao processo manual, no entanto é esticado um fio de arame-guia no centro da camada para servir de guia para o operador da máquina distribuidora;
- alinhamento vertical: o alinhamento vertical foi realizado utilizando-se o equipamento giratório de ajuste a laser da máquina distribuidora. Esse alinhamento permite o ajuste da altura da camada, mantendo uma base horizontal para a próxima camada;
- verificação e aprovação da temperatura do concreto asfáltico: igual ao processo manual;
- abastecimento dos silos da máquina distribuidora: o abastecimento dos silos de transição fina e concreto asfáltico foi realizado simultaneamente com o lançamento utilizando-se, respectivamente, uma retroescavadeira e uma carregadeira adaptada;
- distribuição do concreto asfáltico e da transição fina: a máquina distribuidora permitia o lançamento do concreto asfáltico e da transição fina simultaneamente na altura e largura especificada (Figura 3.31);
- verificação da temperatura do concreto asfáltico antes da compactação;
- compactação: a compactação da transição fina foi realizada utilizando-se quatro passadas de dois rolos liso vibratório com aproximadamente 17 kN, simultaneamente nas duas faixas paralelas ao núcleo para evitar o deslocamento lateral do núcleo, e a compactação do núcleo

foi realizada utilizando-se oito passadas de um rolo liso vibratório com cerca de 10 kN (Figura 3.32).



Figura 3.31 Distribuição do Concreto Asfáltico e Transição Fina.



Figura 3.32 Compactação Núcleo e Transição Fina: a) Detalhes da Compactação do Núcleo e Transição Fina, b) Vista da Camada Compactada.

Quando chovia, além das etapas descritas anteriormente, realizava-se a secagem prévia da camada anterior. A máquina distribuidora possui um dispositivo de aquecimento (“heater”) na parte da frente (Figura 3.33a). A secagem foi realizada tanto com uso de ar comprimido como do “heater” da máquina distribuidora (Figura 3.33b).



(a)

(b)

Figura 3.33 Preparação da Camada após Chuva: a) Dispositivo de Aquecimento (*Heater*), b) Secagem Utilizando o *Heater* e Ar Comprimido.

Guimarães *et al.* (2011) a) destacam algumas vantagens e cuidados que se devem ter na utilização de núcleos asfálticos em barragens de enrocamento. Dentre as vantagens, destaca-se o fato de o concreto asfáltico ser produzido no local da obra, podendo ter suas características modificadas para adaptação aos agregados disponíveis. Outra vantagem é que o processo construtivo é relativamente simples, envolve poucas pessoas e proporciona uma praça de trabalho sem muitas interferências, conforme observado na Figura 3.34.



Figura 3.34 Vista da Praça de Trabalho.

Quanto aos cuidados, a maioria está vinculada à produção do concreto asfáltico e ao controle tecnológico. Os principais cuidados no processo construtivo estão relacionados ao treinamento da equipe e a alguns detalhes construtivos. Dentre os detalhes construtivos, destacam-se dois dispositivos utilizados na UHE Foz do Chapecó:

- a) utilização de um dispositivo para armazenar a transição antes do abastecimento do silo da máquina distribuidora (Figura 3.35). A utilização do mesmo evita a perda de material e melhora a logística de distribuição da transição;
- b) utilização de uma ponte metálica para facilitar a passagem dos equipamentos e consequentemente evitar a contaminação do núcleo (Figura 3.36).



Figura 3.35 Dispositivo para Armazenar a Transição Fina.



Figura 3.36 Ponte Metálica: a) Detalhe da Instalação da Ponte, b) Trânsito de Caminhão Sobre o Núcleo.

3.5.2.4 Produção do Concreto Asfáltico

O concreto asfáltico utilizado no núcleo foi produzido em uma usina gravimétrica automatizada (*Ciber UAB 18E Advanced*) com sistema de controles da produção para garantir a homogeneidade do mesmo. Essa usina tem capacidade de produzir até 140 t/h, no entanto, na UHE Foz do Chapecó eram produzidas aproximadamente 60 t/h.

A faixa utilizada para a produção do concreto asfáltico foi a apresentada na Figura 3.20. Durante a construção a faixa foi mantida, no entanto, em função de exsudações e algumas variações granulométricas observadas durante a construção, a proporção dos materiais utilizados e o teor de CAP variou, conforme apresentado na Tabela 3.12. A parcela de fíler de basalto, cerca de 7,0%, foi composta com fíler proveniente da parte fina de todos os agregados e da parcela recuperada do filtro de manga (valor apresentado na Tabela 3.12). A mistura dos agregados foi realizada após a passagem pelo queimador e estocagem no silo quente. Primeiramente era realizada a mistura dos agregados e fíler durante 6 segundos e após a mistura com o CAP durante 35 segundos.

Tabela 3.12 Composição do Concreto Asfáltico Aplicado no Núcleo Asfáltico.

Camadas Aplicadas	CAP (%)	Brita 16 mm (%)	Brita 11 mm (%)	Brita 8 mm (%)	Areia (%)	Fíler Basalto (%)	Fíler Calcário (%)
1 a 44	6,4	15,0	13,0	24,0	38,0	3,0	7,0
45 a 72	6,4	15,0	13,0	24,0	37,9	3,7	6,4
73 a 198	6,3	15,0	13,0	24,0	37,9	4,2	5,9
199 a 204	6,3	15,0	13,0	24,0	37,9	0,0	10,1

3.5.2.5 Controle Tecnológico

O controle tecnológico foi realizado antes, durante e após a execução do núcleo. Neste item serão descritos os procedimentos adotados no controle tecnológico e os resultados obtidos para o concreto asfáltico durante e após a construção. As metodologias utilizadas e os resultados obtidos para os agregados e CAP serão apresentados nos capítulos 4 e 5 e os referentes ao concreto asfáltico antes da construção foram apresentados no Item 3.5.1.

O controle do concreto asfáltico foi realizado em amostras coletadas no núcleo da barragem (duas amostras por camada) utilizando-se as seguintes determinações:

- massa específica aparente da mistura compactada (Gmb): as amostras foram compactadas (três corpos-de-prova) utilizando-se o método Marshall com 30 golpes em cada face, compactador manual e temperatura de $150 \pm 3^\circ\text{C}$. Após o resfriamento dos corpos-de-prova foi determinada a massa específica aparente pelo método da balança hidrostática;
- massa específica máxima da mistura (Gmm): foram determinadas utilizando-se o método *Rice Test* de acordo com a ASTM D 2041 (ASTM, 2003). A Figura 3.37 apresenta detalhes do equipamento utilizado;
- volume de vazios: utilizando-se os dados da massa específica aparente e massa específica máxima, o volume de vazios dos corpos-de-prova foi determinado de acordo com a seguinte equação:

$$V_v = \frac{(G_{mm} - G_{mb})}{G_{mm}} \times 100 \quad (3.1)$$

- teor de CAP: foi determinado utilizando o forno para extração de betume NCAT de acordo com a ASTM D 6307 (ASTM, 2004). A Figura 3.38 apresenta detalhes do equipamento utilizado;
- granulometria dos agregados: foi realizada nos agregados obtidos após a extração no forno NCAT por via úmida.



Figura 3.37 Equipamento Utilizado para a Determinação da Massa Específica Máxima: a) Detalhe do Recipiente de Metal com a Amostra Antes do Ensaio, b) Vista Geral do Equipamento.



Figura 3.38 Equipamento Utilizado para a Determinação do Teor de CAP: a) Detalhe da Amostra na Cesta, b) Vista Geral do Equipamento.

Visando avaliar a ligação entre camadas e determinar os parâmetros físicos (G_{mb} , G_{mm} , V_v , teor de CAP e granulometria após a extração do CAP), hidráulicos e mecânico das misturas compactadas no núcleo, foram realizadas extrações de testemunhos em algumas camadas. As

extrações eram realizadas após o resfriamento do núcleo, que ocorria de 3 a 5 dias após o lançamento e a compactação do concreto asfáltico.

Para a extração dos testemunhos, foi utilizada uma extratora Tyrolit Hydrostress DME 24 MWP com cálice de 10 cm de diâmetro e 50 cm de comprimento. A retirada dos testemunhos do furo foi realizada com auxílio de um extrator (Figura 3.39). Após a retirada, eles apresentavam cerca de 45 cm de comprimento (Figura 3.40).



(a) (b)
Figura 3.39 Extrator Utilizado para Retirar os Testemunhos dos Furos: a) Detalhes das Partes, b) Detalhe da Utilização na Retirada dos Testemunhos.



Figura 3.40 Testemunhos Extraídos das Camadas 70 e 71.

Foram extraídos 40 testemunhos. Nos testemunhos foram descartados cerca de 3 cm em cada extremidade antes da realização dos ensaios. Para a determinação dos parâmetros físicos, os testemunhos foram fatiados em corpos-de-prova com altura de aproximadamente 5 cm. Para a realização dos ensaios de permeabilidade, os testemunhos foram cortados com

aproximadamente 10 cm de altura e para realizar ensaios triaxiais com 20 cm de altura. A Tabela 3.13 apresenta a relação dos testemunhos extraídos.

Tabela 3.13 Relação dos Testemunhos Extraídos no Núcleo da Barragem.

Parada - Data	Camadas	Quantidade de testemunhos extraídos por ensaio		
		Ensaio Físicos	Permeabilidade	Triaxial
1ª – 12/12/2009	9 e 10	3	1	1
2ª – 03/01/2010	29 e 30	3	2	3
3ª – 26/01/2010	70 e 71	3	3	3
4ª – 28/02/2010	115 e 116	3	3	3
5ª – 05/04/2010	179 e 180	3	3	3

A Tabela 3.14 apresenta um resumo dos parâmetros físicos obtidos das amostras compactadas no laboratório da obra (amostras compactadas no laboratório – 412 amostras) e no campo (testemunhos extraídos – 97 amostras).

Tabela 3.14 Resumo dos Parâmetros Físicos Obtidos Durante o Controle Tecnológico.

Descrição	CAP (%)		Fíler (%)		Gmb (g/cm ³)		Gmm (g/cm ³)		Vv (%)		RBV (%)	
	Lab.	Ext.	Lab.	Ext.	Lab.	Ext.	Lab.	Ext.	Lab.	Ext.	Lab.	Ext.
Média	6,3	6,6	13,8	14,0	2,577	2,573	2,610	2,608	1,3	1,3	92,8	92,7
Desvio padrão	0,2	0,5	0,9	1,3	0,008	0,021	0,006	0,016	0,2	0,4	1,1	1,8
Coefficiente de Variação	2,6	7,3	6,4	9,5	0,3	0,8	0,2	0,6	16,9	29,6	1,2	1,9

Legenda: Gmb = massa específica aparente; Gmm = massa específica máxima; Vv = Volume de vazios; RBV = relação betume vazios; Lab. = Laboratório; Ext. = Extração.

O teor médio de CAP dos ensaios realizados no laboratório ficou semelhante ao estabelecido no projeto, no entanto, o teor médio obtido nos testemunhos extraídos ficou 0,3% acima. Essa diferença é função em da exsudação que ocorreu em algumas camadas após a finalização. A exsudação provavelmente ocorreu em função do alto valor da relação betume vazio. O teor médio de fíler ficou muito próximo do valor estabelecido no projeto, 13,8% em lugar de 14,1%.

Foi realizado um acompanhamento da exsudação para se verificarem os possíveis fatores que proporcionavam ou aceleravam a mesma. Verificou-se que a temperatura de lançamento da mistura e o ambiente aceleravam o processo. Quando a mistura era lançada com temperaturas acima de 160°C ou a temperatura ambiente estava acima de 30°C, observava-se exsudação, mesmo para teores de CAP abaixo de 6,4%, sendo que a soma dos dois fatores proporcionavam exsudações superiores. O aumento da exsudação com aumento da temperatura pode estar ligado à diminuição da umidade relativa do ar. A diminuição da umidade relativa gera um

desequilíbrio entre a mistura e o ambiente, a mistura tende a perder líquidos para equilibrar a umidade relativa e conseqüentemente aumenta a exsudação.

Observou-se também que essas exsudações ocorriam uniformemente ao longo da camada ou concentrada em alguns pontos, conforme apresentado na Figura 3.41. A concentração em alguns pontos deve estar ligada a uma diferença da porcentagem de CAP ou à temperatura da mistura.



Figura 3.41 Ocorrência de Exsudação nas Camadas Após a Compactação: a) Uniforme, b) Concentrada.

A ocorrência da exsudação provocava a formação de bolhas no topo da camada (Figura 3.42) e essa formação levou a uma preocupação quanto ao volume de vazios. A terceira extração de testemunhos foi realizada em duas camadas nas quais ocorreu exsudação e não se observaram vazios nos mesmos, sendo que o volume de vazios médio desses testemunhos ficou em 1,2%.



Figura 3.42 Bolhas Observadas nas Camadas Exsudadas.

O volume de vazios médio foi de 1,3%, ou seja, inferior ao valor máximo estabelecido no projeto (< 3,0%). Verifica-se na Tabela 3.14 que os parâmetros físicos obtidos nos testemunhos extraídos ficaram muito próximos dos parâmetros obtidos nos corpos-de-prova compactados no laboratório, indicando que o método de compactação adotado no laboratório representou a compactação de campo.

Em alguns testemunhos, foram realizados ensaios de permeabilidade e ensaios triaxiais, utilizando-se os procedimentos adotados na realização dos ensaios dos testemunhos extraídos das pistas experimentais (Item 3.5.1.2). A Tabela 3.15 apresenta um resumo dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais e nos ensaios de permeabilidade (média de dois ensaios).

Tabela 3.15 Resultados dos Ensaios Triaxiais e de Permeabilidade Realizados em Testemunhos Extraídos no Núcleo da Barragem.

Parada	Test.	t (°C)	CAP (%)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	RBV (%)	σ_1 (MPa)	Δv (%)	E _{secante1%} (MPa)	E _{secante50%} (MPa)	k (m/s)
1 ^a	B02	19,6±0,7	6,0	2,578	0,8	95	2,6	1,0	30	28	-
	B04	-	5,9	2,594	1,3	92	-	-	-	-	6,7 x 10 ⁻¹²
	B07	18,4±0,6	6,6	2,580	0,6	97	2,7	1,1	28	22	-
2 ^a	B09	-	6,6	2,578	0,7	96	-	-	-	-	5,8 x 10 ⁻¹²
	B12	26,1±0,4	6,5	2,580	1,1	94	2,7	0,8	30	26	-
3 ^a	B16	24,7±1,0	6,5	2,589	0,7	96	3,1	0,8	43	41	-
	B18	-	6,6	2,577	1,0	94	-	-	-	-	1,1 x 10 ⁻¹¹
	B22	17,7±0,4	6,4	2,589	1,1	94	2,7	0,9	26	23	-
4 ^a	B24	19,1±0,1	7,1	2,560	1,1	94	2,2	0,8	24	20	-
	B25	-	7,1	2,577	0,8	96	-	-	-	-	1,5 x 10 ⁻¹¹
	B30	19,1±0,1	6,2	2,595	1,1	94	2,8	0,8	43	41	-
5 ^a	B38	19,1±0,1	6,6	2,585	0,9	95	2,5	0,8	28	25	-
	B39	-	6,6	2,584	0,9	95	-	-	-	-	1,9 x 10 ⁻¹¹
	B43	19,0±0,1	6,4	2,597	1,1	94	2,6	1,0	26	22	-

Legenda: t = temperatura obtida durante a ruptura; Gmb = massa específica aparente; Vv = Volume de vazios; RBV = Relação betume vazios; σ_1 = tensão axial na ruptura; Δv = variação volumétrica na ruptura (compressão (-) e expansão (+)); E_{secante1%} = módulo secante para 1% de deformação; E_{secante50%} = módulo secante para 50% da carga de ruptura; k = coeficiente de permeabilidade.

O coeficiente de permeabilidade obtido nos testemunhos extraídos da barragem foi similar aos obtidos nos ensaios realizados para o projeto e aos obtidos nos testemunhos extraídos nas pistas experimentais, o valor médio foi de 3,4 x 10⁻¹¹ m/s, ou seja, compatíveis com os valores recomendados por Höeg (1993). A variação dos resultados foi alta, sendo que o coeficiente de variação foi igual a 83%. Durante a realização desses ensaios identificaram-se os mesmos problemas observados nos ensaios das pistas experimentais.

A Figura 3.43 apresenta fotos dos testemunhos B02 e B24 após a ruptura. Verifica-se que as amostras apresentaram embarrigamento, típico de amostras com comportamento dúctil. Esse comportamento foi observado em todas as amostras ensaiadas.

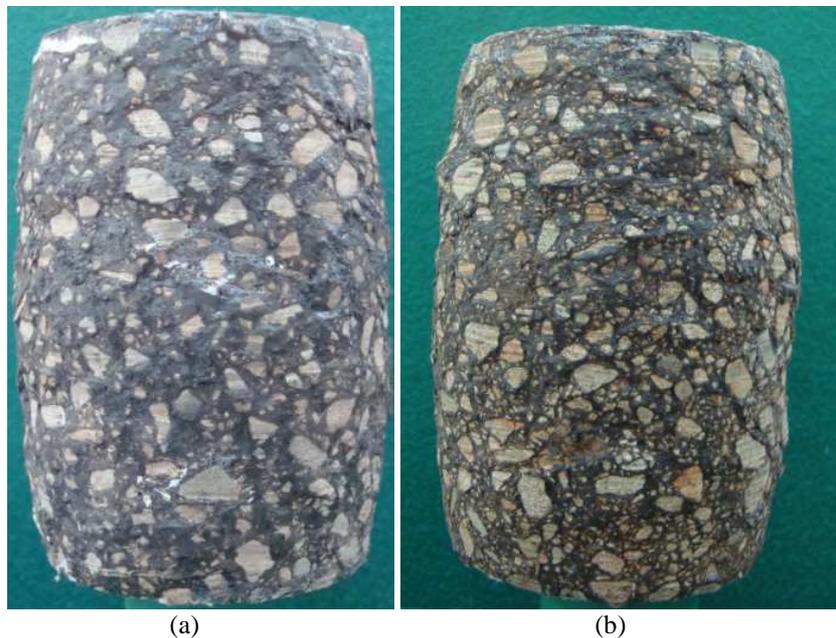


Figura 3.43 Testemunhos após a Realização do Ensaio Triaxial: a) Testemunho B02; b) Testemunho B24.

As Figuras 3.44 a 3.45 apresentam os gráficos da tensão desvio e variação de volume em função da deformação axial. Verifica-se que todos os testemunhos apresentaram comportamento dúctil e baixa variação volumétrica no cisalhamento (expansão menor que 1,0%).

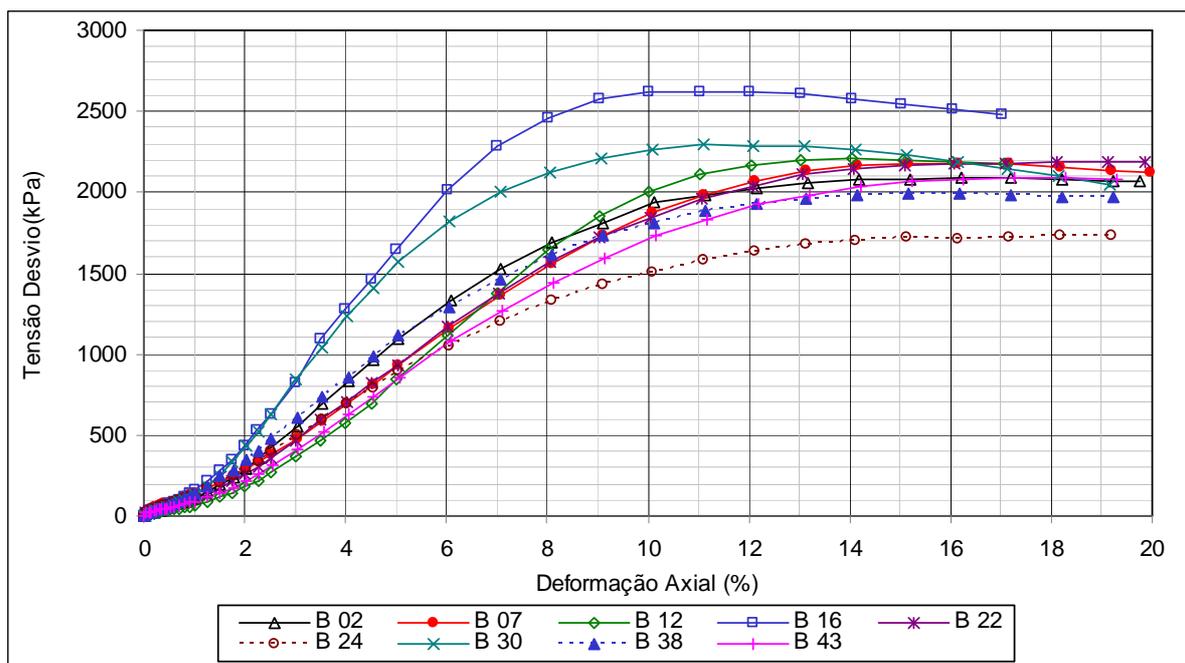


Figura 3.44 Tensão Desvio Vs Deformação Axial – Testemunhos Extraídos na Barragem.

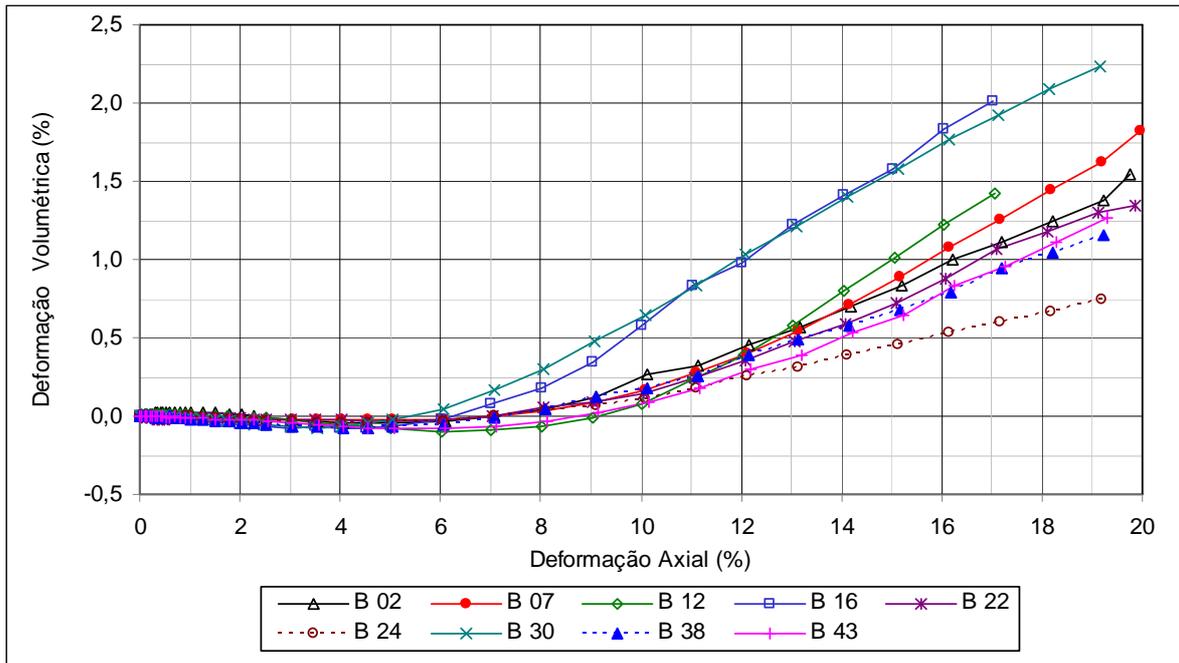


Figura 3.45 Deformação volumétrica Vs Deformação Axial – Testemunhos Extraídos na Barragem.

O módulo secante a 1% de deformação axial variou de 24 a 43 MPa, a média foi igual a 31 MPa, ou seja, da mesma ordem de grandeza dos ensaios realizados nos estudos preliminares em Furnas (Tabela 3.8) e nos testemunhos extraídos das pistas experimentais (Tabela 3.10). Não se verifica uma relação dos resultados com a temperatura de ruptura dos corpos-de-prova, na faixa de variação observada durante os ensaios (17,7 a 26,1°C). Observa-se uma pequena relação com o teor de CAP: o módulo tende a ser maior com menor teor de CAP.

A compactação da transição fina sempre origina um estreitamento do núcleo no sentido do topo para a base, conforme ilustrado na Figura 2.10. Esse estreitamento depende da viscosidade e da porcentagem de CAP na mistura, sendo que misturas mais dúcteis apresentam um maior estreitamento. Durante o controle tecnológico, foram abertas trincheiras em quatro camadas (10, 71, 81 e 100) em cuja base se verificou o estreitamento. Na camada 81, observou-se um estreitamento de 17 cm (Figura 3.46). Verificou-se também uma excelente interação da camada de concreto asfáltico com a transição fina.



Figura 3.46 Estreitamento da Base da Camada 81.

Segundo Höeg (2007), após a compactação das transições, o núcleo pode apresentar deformação (abaulamento – convexo) e trincas com cerca de 3 cm de espessura. Durante a construção do núcleo, observaram-se trincas no topo de algumas camadas, conforme apresentado na Figura 3.47.



Figura 3.47 Trincas no Topo da Camada.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 INTRODUÇÃO

Visando analisar o comportamento hidráulico e mecânico de concretos asfálticos aplicados em núcleos de barragens, foram realizados diversos ensaios no laboratório. A realização dos ensaios compreendeu desde a caracterização dos CAPs e dos agregados, passando pela dosagem e determinação da mistura que foi utilizada na avaliação dos comportamentos hidráulicos e mecânico. Além da realização dos ensaios foram realizadas avaliações do material compactado nas pistas experimentais e na Barragem Principal da UHE Foz do Chapecó.

Neste capítulo apresenta-se as metodologias utilizadas na realização dos ensaios de laboratório para avaliar o comportamento mecânico e hidráulico de concretos asfálticos aplicados em núcleo de barragens.

4.2 CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO

Utilizou-se, na pesquisa, dois tipos de cimentos asfálticos de petróleo (CAP), um CAP 85-100 proveniente da distribuidora BETUNEL e um CAP 50-70 proveniente da DISBRAL. O CAP 85-100 foi escolhido por ser o CAP utilizado na construção do núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó e o CAP 50-70 por ser o CAP mais comercializado e aplicado no Brasil. Esses CAPs apresentam graus de penetração comumente utilizados na execução de misturas betuminosas para núcleos de barragens, conforme observado no Item 2.3.3.1 da revisão bibliográfica.

Para todos os CAPs selecionados, foram realizados ensaios de caracterização visando conhecer as principais características e verificação do atendimento da especificação vigente (Regulamento Técnico ANP nº 3/2005 da resolução ANP Nº 19, de 11/07/2005 DOU 12/07/2005 republicada DOU 13/07/2005 – retificada DOU 25/07/2005. ANP, 2005).

Além dos ensaios de caracterização iniciais, foram realizados ensaios durante a construção do núcleo para o controle tecnológico. Os ensaios foram realizados de acordo com as prescrições das normas vigentes e as instruções de trabalho do Departamento de Tecnologia de Empreendimentos de Furnas. A Tabela 4.1 apresenta as metodologias utilizadas para realizar os ensaios de caracterização dos CAPs em Furnas e no laboratório de obra.

Os ensaios de viscosidade Saybolt Furol foram realizados com a temperatura de 135 e 150°C para comparar com a especificação e nas temperaturas de 110, 120 e 165°C, visando

construir a curva viscosidade x temperatura com a finalidade de orientar as temperaturas apropriadas para a mistura e compactação da mistura nas dosagens Marshall.

Tabela 4.1 Metodologias Utilizadas na Realização de Ensaio de Caracterização dos CAPs em Furnas e na Obra.

Ensaio	Instrução de Trabalho	Metodologia
Determinação da massa específica e densidade relativa de produtos betuminosos	IT.DCT.CA.087	NBR 6296/04
Penetração de materiais betuminosos	IT.DCT.CA.089	NBR 6576/07
Viscosidade Saybolt Furol de materiais betuminosos a alta temperatura.	IT.DCT.CA.094	NBR 14950/03
Dutilidade de materiais betuminosos	IT.DCT.CA.088	NBR 6293/01
Ponto de amolecimento de materiais betuminosos	IT.DCT.CA.090	NBR 6560/08
Pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland	IT.DCT.CA.091	NBR 11341/08
Solubilidade em tricloroetileno - teor de betume em cimentos asfálticos de petróleo	IT.DCT.CA.092	NBR 14855/02

Foi determinado também o índice de susceptibilidade térmica (IST) visando definir a faixa de temperatura em que as misturas asfálticas tem melhor trabalhabilidade. Segundo Bernucci *et al.* (2008), o índice de suscetibilidade térmica varia de -1,5 a 0 para a maioria dos cimentos asfálticos. Valores maiores que (+1) indicam asfaltos oxidados ou seja, pouco sensíveis a elevadas temperaturas e quebradiços e valores menores que (-2) indicam asfaltos muito sensíveis à temperatura, ou seja, amolecem rapidamente. O IST é obtido com a seguinte expressão:

$$IST = \frac{500 \times \log PEN + 20 \times T^{\circ}C - 1951}{120 - 50 \times \log PEN + T^{\circ}C} \quad (4.1)$$

Onde:

$\log PEN$ = penetração a 25°C, 100 g, 5 s;

$T^{\circ}C$ = ponto de amolecimento.

No CAP 85-100, além dos ensaios descritos na Tabela 4.1, foram realizados ensaios de caracterização e fracionamento químico no Instituto de Pesquisas Tecnológica (IPT) e ensaios de caracterização pelo fornecedor (Betunel) durante a construção das pistas experimentais e do núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó. As Tabelas 4.2 e 4.3 apresentam, respectivamente, a relação dos ensaios realizados e os métodos utilizados pelo IPT e pela Betunel.

O ensaio de fracionamento químico separa os componentes do CAP em duas frações: asfaltenos e maltenos. Os asfaltenos correspondem à fase sólida do CAP e são insolúveis no n-heptano. Os maltenos são constituídos de óleos (aromáticos e saturados) e resinas que são solúveis no n-heptano, constituindo a fase oleosa em que os asfaltenos ficam dispersos. No método Rostler-Sternberg os maltenos são separados em quatro frações: bases nitrogenadas, primeiras acidafinas, segundas acidafinas e saturados.

Tabela 4.2 Metodologias Utilizadas na Realização dos Ensaio de Caracterização e Fracionamento Químico do CAP no IPT.

Ensaio	Metodologia
Penetração a 25 °C	NBR 6576/2007
Viscosidade Brookfield	NBR 15184/2004
Viscosidade Saybolt Furol	NBR 14950/2003
Dutilidade a 25°C	NBR 6293/2001
Ponto de Amolecimento Anel e Bola	NBR 6560/2008
Ponto de Fulgor	NBR 11341/2008
Solubilidade em Tricloroetileno	NBR 14855/2002
Efeito do calor e ar (RTFOT)	NBR 15235/2009
Ductilidade a 25°C após RTFOT	NBR 6293/2001
Ponto de Amolecimento Anel e Bola após RTFOT	NBR 6560/2008
Penetração a 25 °C após RTFOT	NBR 6576/2007
Fracionamento Químico – Rostler-Sternberg	ASTM D 2006-65

Tabela 4.3 Metodologias Utilizadas na Realização dos Ensaio de Caracterização do CAP na Betunel.

Ensaio	Metodologia
Penetração a 25 °C	NBR 6576/2007
Ponto de Amolecimento Anel e Bola	NBR 6560/2008
Viscosidade Brookfield	NBR 15184/2004
Ponto de Fulgor	NBR 11341/2008
Efeito do calor e ar (RTFOT)	NBR 15235/2009
Dutilidade a 25°C	NBR 6293/2001

4.3 AGREGADOS

A pesquisa foi realizada utilizando-se basicamente os agregados empregados na construção do núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó. Os agregados da UHE Foz do Chapecó foram obtidos da britagem da rocha proveniente nas escavações obrigatórias com predominância de basalto denso de cor acinzentada.

Nos estudos preliminares do concreto asfáltico da UHE Foz do Chapecó e nas primeiras dosagens realizadas para a presente pesquisa, foram utilizados os agregados britados na obra e empregados na produção do concreto. Portanto, foram coletadas amostras de brita 19 mm, brita 9,5 mm e areia. A areia apresentava cerca de 20% de fíler.

Para a produção de concreto asfáltico, foi realizada uma britagem específica. O basalto foi britado na obra e dividido nas seguintes porções: 11 a 16 mm (brita 16 mm), 8 a 11 mm (brita 11 mm), 3 a 8 mm (brita 8 mm) e 0 a 3 mm (areia). Esses agregados foram depositados nas baias da usina e foram denominados de “agregados da baia da usina” e todos apresentavam uma parcela de fíler, principalmente a areia.

Durante a produção do concreto asfáltico, os agregados da baia da usina passaram pela secagem e por um repaneamento e foram divididos nas seguintes porções: 11 a 16 mm (brita 16 mm), 8 a 11 mm (brita 11 mm), 3 a 8 mm (brita 8 mm), 0,074 a 3 mm (areia) e 0 a 0,074 mm (fíler de basalto). Esses agregados foram depositados nos silos quentes da usina e foram denominados de “agregados dos silos quentes”.

Além do fíler de basalto, foram utilizados outros três tipos de fíleres: calcário fornecido pela Calfibra S.A e empregado na produção do concreto asfáltico da UHE Foz do Chapecó; cal hidratada CH1 (Cal Neve) e cimento Portland CP II F 32 (Votoratim). A Tabela 4.4 apresenta um resumo dos agregados utilizados na pesquisa.

Tabela 4.4 Relação dos Agregados Utilizados na Pesquisa.

Descrição	Data da coleta	Observação
Areia artificial Brita 9,5 mm Brita 19 mm	Abril de 2008	Utilizados nos estudos preliminares e nos estudos sobre a influência do tipo de CAP, temperatura e energia de compactação.
Areia 3 mm Bruta 8 mm Brita 11 mm Brita 16 mm Fíler basalto	Setembro de 2009	Utilizados durante a construção e nos estudos sobre a influência do tipo de fíler e da temperatura de ruptura.
Fíler calcário	Abril de 2008	Utilizado em todos os estudos.
Cal hidratada Cimento Portland	Dezembro de 2009	Utilizados nos estudos sobre a influência do tipo de fíler.

Os ensaios de caracterização dos agregados foram realizados antes e durante a construção da barragem de acordo com as prescrições das normas vigentes e as instruções de trabalho do Departamento de Tecnologia de Empreendimentos de Furnas. A Tabela 4.5 apresenta as metodologias que foram utilizadas para realizar os ensaios de caracterização dos agregados.

Tabela 4.5 Metodologias Utilizadas na Realização dos Ensaios de Caracterização dos Agregados.

Ensaio	Instrução de Trabalho	Metodologia
Análise granulométrica	IT.DCT.CA.167	NBR 7181/1984
Massa específica, específica aparente e absorção de água - grãos retidos na peneira de 4,8 mm	IT.DCT.CA.182	NBR 6458/1984
Massa específica real dos grãos de solo passados na peneira de 4,8 mm	IT.DCT.CA.172	NBR 6508/1984
Área específica – Método do permeâmetro de Blaine	IT.DCT.CA.117	NBR NM 76/1998
Determinação do índice de forma	IT.DCT.CA.034	DNIT-ME 086/1994
Adesividade a ligante betuminoso - agregado graúdo	IT.DCT.CA.016	DNIT-ME 078/1994
Teor de matéria orgânica	IT.DCT.CA.033	NBR NM 49/2001
Análise petrográfica	IT.DCT.CA.146	-
Exame estereoscópico	IT.DCT.CA.146	-
Microscopia eletrônica de varredura - análise da microestrutura	IT.DCT.CA.139	-
Difratometria de raios x	IT.DCT.CA.121	-
Granulometria a laser	IT.DCT.CA.103	-
Abrasão Los Angeles	IT.DCT.CA.027	NBR NM 51/2001
Sanidade ao ataque de sulfato de sódio	IT.DCT.CA.022	ASTM C 88/2005

Os ensaios de granulometria dos agregados (granulometria simples) foram realizados por peneiramento via úmida (os agregados foram lavados na peneira nº 200). Os ensaios de granulometria simples via úmida foram utilizados nos ensaios do controle tecnológico durante a construção da UHE Foz do Chapecó, inclusive para os fíleres de basalto e de calcário.

Para os fíleres, além dos ensaios de granulometria simples via úmida, foram realizados ensaios de granulometria simples via seca e utilizando-se o granulômetro a laser com e sem ultrassom. A análise microestrutural dos fíleres foi realizada utilizando-se três técnicas: observação em estereomicroscópio ou lupa binocular, difração de raios-X e microscopia eletrônica de varredura.

4.4 DOSAGEM MARSHALL

As propriedades do concreto asfáltico dependem das propriedades dos materiais (CAP, agregados e fíler) utilizados em sua composição e da proporção dos mesmos. Quando os materiais atendem às expectativas, as propriedades da mistura dependem principalmente da proporção e da granulometria dos materiais utilizados.

Para atender aos requisitos de concretos asfálticos para aplicação em núcleos de barragens, foi utilizada a curva de Füller com diâmetro máximo (D_{max}) igual a 15,9 mm. Com esses dados, obteve-se a curva granulométrica apresentada na Figura 4.1 sendo que os agregados foram compostos utilizando-se as peneiras e proporções apresentadas na Tabela 4.6.

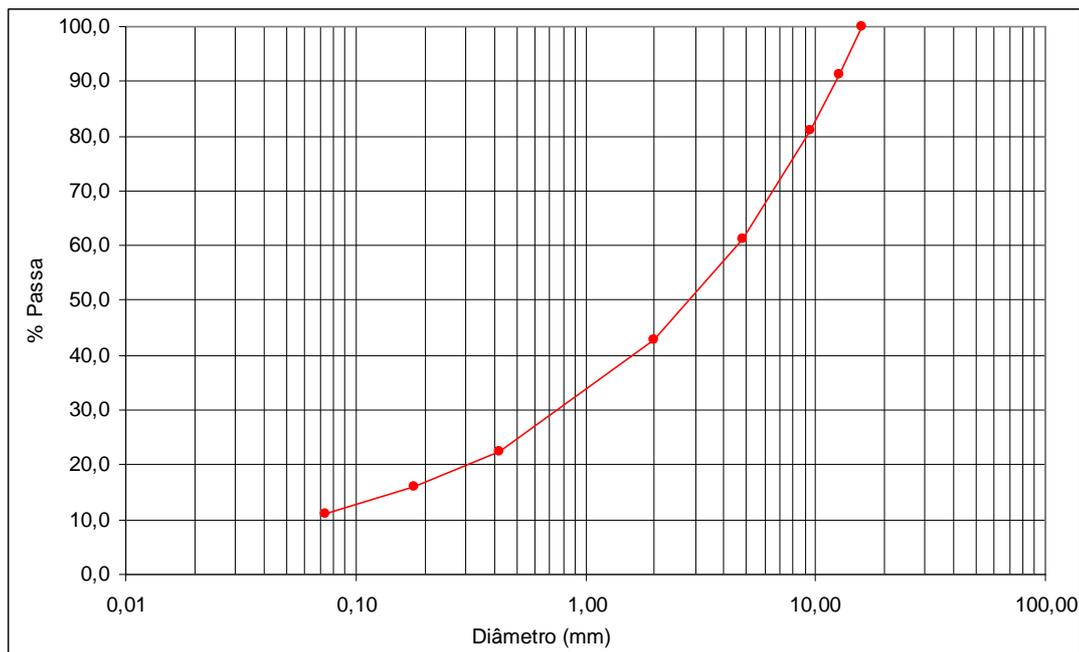


Figura 4.1 Curva Granulométrica Utilizada nas Dosagens (Curva de Füller com $D_{max} = 15,9$ mm).

Tabela 4.6 Peneiras e Proporções Utilizadas na Composição dos Agregados para as Dosagens Realizadas em Furnas.

Diâmetro (mm)	Peneira	% passa
15,9	5/8"	100,0
12,5	1/2"	90,6
9,5	3/8"	81,0
7,9	5/16"	75,1
4,8	Nº 4	61,2
2,0	Nº 10	42,7
1,2	Nº 16	34,7
0,6	Nº 30	26,1
0,3	Nº 50	19,6
0,15	Nº 100	14,8
0,074	Nº 200	11,1

As dosagens foram realizadas de acordo com as prescrições das normas vigentes e as instruções de trabalho do Departamento de Tecnologia de Empreendimentos de Furnas. A Tabela 4.7 apresenta as metodologias que foram utilizadas para realizar as dosagens.

Tabela 4.7 Metodologias Utilizadas nas Dosagens Realizadas em Furnas.

Ensaio	Instrução de Trabalho	Metodologia
Mistura betuminosa - Ensaio de dosagem de mistura betuminosa - Método Marshall	IT.DCT.CA.144	DNIT ME – 043/95 NBR 12891/93
Mistura betuminosa - Ensaio de determinação da massa específica aparente	IT.DCT.CA.143	NBR 8352/84

Nos itens a seguir, são descritos os detalhes das dosagens que avaliaram a influência do tipo de CAP e fíler e das dosagens realizadas para a definição da composição dos materiais utilizados durante a construção da UHE Foz do Chapecó.

4.4.1 Influência do Tipo de CAP

Foram realizadas duas dosagens pelo método Marshall: uma com o CAP 50-70 e a outra com o CAP 85-100. As temperaturas de aquecimento do CAP e agregados e de homogeneização e compactação da mistura foram definidas com base na curva viscosidade vs. temperatura. A Tabela 4.8 apresenta as faixas de viscosidade e temperaturas utilizadas.

Tabela 4.8 Variação da Viscosidade e Temperatura em Função do Tipo de CAP.

CAP	Viscosidade do CAP (sSF)		Temperatura (°C)		
	Mistura e Homogeneização	Compactação	CAP	Agregados	Compactação
50-70			149 ± 3	161 ± 5	141 ± 3
85-100	85 ± 10	140 ± 15	141 ± 3	154 ± 5	133 ± 3

Para a moldagem dos corpos-de-prova das duas dosagens, foram utilizados os agregados da UHE Foz do Chapecó (brita 19 mm, brita 9,5 mm e areia artificial) enquadrados na curva granulométrica apresentada na Tabela 4.6 (foi pesada, individualmente, a quantidade exata de material para cada peneira, obtendo-se então a granulometria exata). O fíler (material passado na peneira 200) foi composto com a fíler de basalto (5,6%) e fíler de calcário (5,5%). Os agregados peneirados nas peneiras especificadas na Tabela 4.6 foram secos em estufa por 24 h, pesados para compor o quantitativo referente às porcentagens de CAP definidas e aquecidos por mais 2 h antes de ser misturado ao CAP nas temperaturas especificadas na Tabela 4.8. A Figura 4.2 apresenta a sequência da moldagem dos corpos-de-prova.



Figura 4.2 Sequência da Moldagem dos Corpos-de-prova – Compactação Manual:
a) Aquecimento dos Agregados em Estufa, b) Adição do CAP aos Agregados, c) Homogeneização da Mistura, d) Homogeneização da Mistura no Molde, e) Compactação da Mistura, f) Medidas das Dimensões do Corpo-de-prova.

As dosagens foram realizadas utilizando-se cinco porcentagens de CAP: 5,5%, 6,0%, 6,5%, 7,0% e 7,5%. Definida a composição granulométrica e os teores de CAP, foram moldados três corpos-de-prova com aproximadamente 1.200 g para cada teor de CAP com aproximadamente 6,5 cm de altura e 10 cm de largura. Os procedimentos utilizados na

moldagem dos corpos-de-prova seguiram as recomendações da NBR 12891 (ABNT, 1993), porém com a modificação quanto à energia aplicada. Foram aplicados 30 golpes de cada lado em vez dos 50 ou 75 especificados na norma brasileira, utilizando-se um soquete de compactação manual. A diminuição do número de golpes visa simular a energia aplicada na compactação do núcleo de barragens (rolo de 7 a 10 kN).

Após a compactação, os corpos-de-prova foram colocados à temperatura ambiente até o resfriamento e, em seguida, retirados dos moldes e determinadas às alturas e diâmetros. Em seguida, determinou-se a massa seca (M_s) e a massa submersa (M_{sb}), seguindo-se os procedimentos da norma NBR 8352 (ABNT, 1984) para o cálculo da massa específica aparente (G_{mb}) de cada corpo-de-prova. A massa específica aparente média foi calculada considerando-se a média de, pelo menos, dois corpos-de-prova com variação máxima de $0,02 \text{ g/cm}^3$. A massa específica aparente (G_{mb}) é dada pela seguinte expressão:

$$G_{mb} = \frac{M_s}{M_s - M_{sb}} \quad (4.2)$$

Para determinar o volume de vazios dos corpos-de-prova, é necessário determinar a massa específica máxima (G_{mm}). Nessas dosagens, foi utilizado o método das ponderações das massas específicas reais, denominado também como densidade máxima teórica (DMT). A DMT representa a densidade da mistura supostamente sem vazios, sendo calculada com base nas porcentagens e na massa específica real e aparente dos materiais que compõem as misturas. Nos cálculos realizados, em função da considerável variação da densidade real dos materiais, optou-se por realizar os ensaios com os agregados compostos segundo a granulometria utilizada na moldagem dos corpos-de-prova e divididos em três porções:

- agregado graúdo (ag): retido na peneira de 4,8 mm (Nº 4);
- agregado miúdo (am): passado na peneira de 4,8 mm (Nº 4) e retido na peneira de 0,074 mm (Nº 200);
- fíler (f): passado na peneira de 0,074 mm (Nº 200).

Durante a caracterização dos agregados, verificou-se que os agregados graúdos apresentam absorção alta (acima de 1%) e, portanto, foi utilizada a massa específica efetiva, calculada de acordo com a expressão a seguir:

$$\rho_{ef} = \frac{\rho_s + 2 \times \rho_a}{3} \quad (4.3)$$

Onde:

ρ_{ef} = massa específica efetiva dos agregados;

ρ_s = massa específica real dos grãos;

ρ_a = massa específica aparente dos agregados.

A Tabela 4.9 apresenta os dados utilizados no cálculo da DMT, a qual é calculada com a seguinte expressão:

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{\rho_a} + \frac{\%f}{\rho_s f} + \frac{\%am}{\rho_s am} + \frac{\%ag}{\rho_{ef} ag}} \quad (4.4)$$

Onde:

DMT = densidade máxima teórica;

$\%a, \%f, \%am$ e $\%ag$ = porcentagens de asfalto, fíler, agregado miúdo e agregado graúdo;

$\rho_a, \rho_s f$ e $\rho_s am$ = massas específicas reais do asfalto (CAP), fíler e agregado miúdo;

$\rho_{ef} ag$ = massa específica efetiva do agregado graúdo.

Tabela 4.9 Dados Utilizados no Cálculo da DMT – Influência do Tipo de CAP.

Material	CAP		Calcário	Agregado Miúdo	Agregado Graúdo
	50-70	85-100			
Massa específica real (g/cm ³)	1,000	1,012	2,699	2,931	2,990
Massa específica aparente (g/cm ³)	-	-	-	-	2,832
Massa específica efetiva (g/cm ³)	-	-	-	-	2,885

Determinada a massa específica aparente (Gmb), média de três corpos-de-prova por teor de CAP com variação máxima de 0,02 g/cm³ entre eles, e a massa específica máxima ($Gmm = DMT$), calculou-se os parâmetros volumétricos, conforme descrito a seguir:

- Volume de vazios (Vv): é a relação, em porcentagem, entre o volume de vazios da mistura (volume de ar) e o seu volume total. É calculado com a seguinte expressão:

$$Vv = \frac{V_{ar}}{V_{total}} = \frac{Gmm - Gmb}{Gmm} \times 100 \quad (4.5)$$

- Vazios Cheios de Betume (VCB): é em porcentagem, o volume da mistura ocupada com CAP (betume), ou seja, é dado pela soma dos vazios dos agregados cheios de CAP (CAP absorvido pelo agregado) e o volume de CAP disponível para a mistura. É calculado com a seguinte expressão:

$$VCB = \frac{Gmb \times \% CAP}{\rho_{CAP}} \quad (4.6)$$

- Vazios do Agregado Mineral (VAM): representam, em porcentagem, o volume que não é ocupado pelos agregados na mistura. É calculado com a seguinte expressão:

$$VAM = V_v + VCB \quad (4.7)$$

- Relação Betume Vazios (RBV): é a relação entre o volume ocupado pelo betume, expresso como porcentagem do volume total da mistura, e a porcentagem de vazios do agregado mineral. É calculado com a seguinte expressão:

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} \times 100 \quad (4.8)$$

Após a determinação das medidas volumétricas, foram determinadas a estabilidade Marshall e a fluência. Os corpos-de-prova foram imersos em água (banho-maria) a 60°C por 30 minutos. Após este período, eles foram retirados, secos, acomodados no molde de compressão e levados à prensa. A ruptura foi realizada utilizando-se uma velocidade constante de 0,8 mm/s. O deslocamento na vertical correspondente à carga máxima é a fluência. A carga máxima resistida corresponde à estabilidade lida, que foi corrigida em função da altura do corpo-de-prova utilizando-se a seguinte equação:

$$f = 927,23 \times h^{-1,64} \quad (4.9)$$

Onde:

f = estabilidade corrigida, em kgf;

h = altura do corpo-de-prova.

Os resultados de estabilidade e fluência não são utilizados no estudo de concretos asfálticos para núcleos de barragens, mas as rupturas foram realizadas, pois os corpos-de-prova estavam compactados e pode-se comparar os valores obtidos com resultados de amostras obtidas em pesquisas de pavimentação. A Figura 4.3 apresenta a sequência do ensaio de estabilidade Marshall.

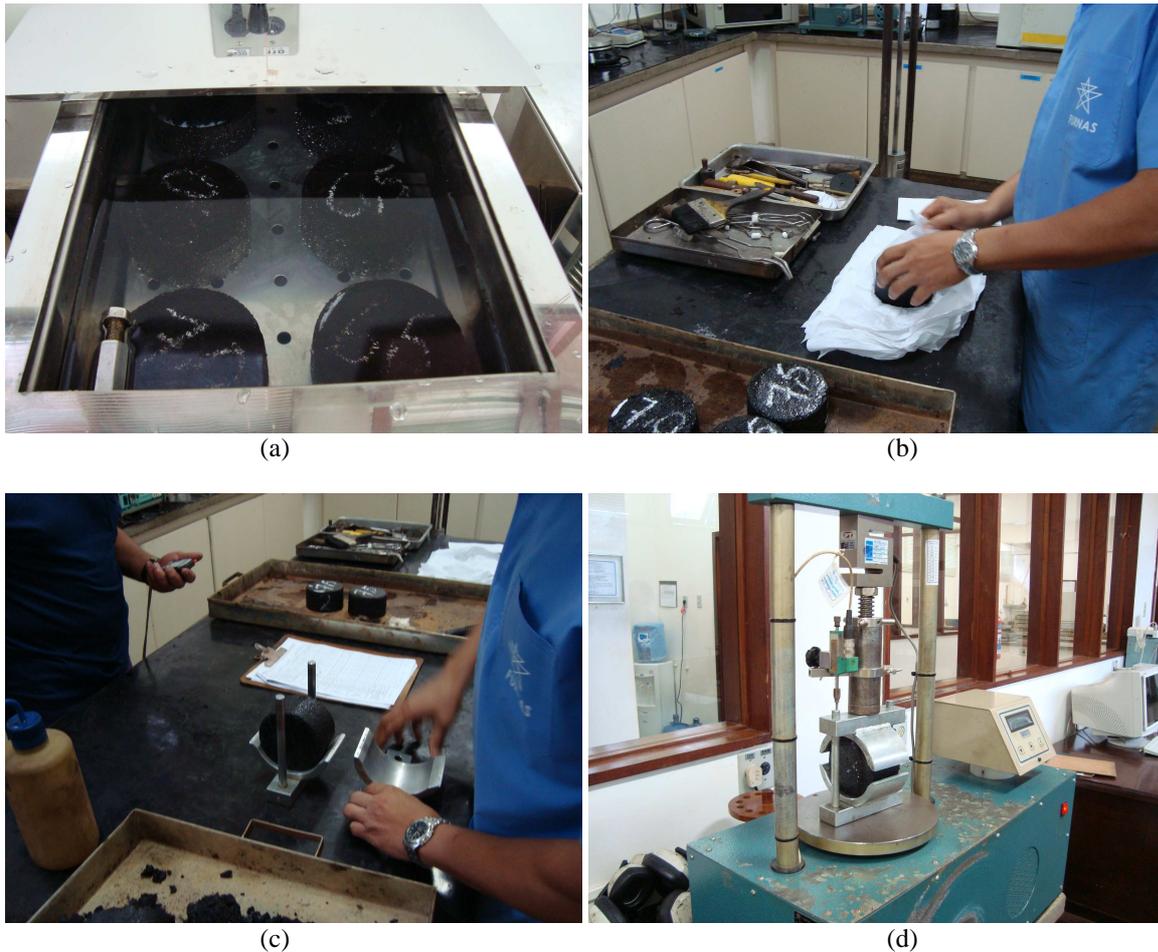


Figura 4.3 Sequência do Ensaio Marshall:

a) Corpos-de-prova Submersos em Água a 60°C, b) Secagem do Corpo-de-prova, c) Preparação do Corpo-de-prova no Molde, d) Ruptura do Corpo-de-prova.

4.4.2 Influência do Tipo de Fíler

Foram realizadas cinco dosagens pelo método Marshall utilizando-se o CAP 85/100 e variando-se o tipo de fíler, conforme relacionado na Tabela 4.10. As dosagens foram realizadas utilizando-se as temperaturas de aquecimento, homogeneização e compactação apresentadas na Tabela 4.8.

Tabela 4.10 Dosagens Realizadas com Diferentes Fíleres.

Dosagem Nº	1	2	3	4	5
Composição fíler	11,1% basalto	11,1% calcário	5,55% basalto e 5,55% calcário	11,1% cal	11,1% cimento

A moldagem dos corpos-de-prova seguiu os procedimentos descritos no item 4.4.1, porém foi utilizado soquete mecânico. A Figura 4.4 apresenta o soquete utilizado.



Figura 4.4 Soquete Mecânico Utilizado na Compactação das Misturas com Diferentes Fíleres.

A massa específica aparente (G_{mb}) de cada corpo-de-prova foi determinada de acordo com o descrito no item 4.4.1. A massa específica máxima (G_{mm}) nessas dosagens foi determinada utilizando-se o método a vácuo (*Rice Test*) segundo as recomendações da norma ASTM 2041 (2003). A G_{mm} foi determinada em um corpo-de-prova por teor de CAP após a ruptura. Utilizando-se os dados da massa específica aparente (G_{mb}), da massa específica máxima (G_{mm}), teor e densidade do CAP, determinou-se os parâmetros volumétricos utilizando-se as Equações 4.5 a 4.8. A estabilidade Marshall e fluência foram determinadas utilizando os procedimentos descritos no item 4.4.1.

4.5 INFLUÊNCIA DA ENERGIA E TEMPERATURA DE COMPACTAÇÃO

Utilizando-se os resultados da dosagem especificada no item 4.4.1 (influência do tipo de CAP) foram realizados ensaios para avaliar a influência da energia e temperatura de compactação nas propriedades do concreto asfáltico (variação dos parâmetros volumétricos e das propriedades mecânicas e hidráulicas). Em função dos resultados obtidos nas dosagens, definiu-se o teor de CAP igual a 6,5%, pois esse atende à recomendação quanto ao volume de vazios (menor que 2,0%) e corresponde ao teor no qual os parâmetros volumétricos são semelhantes para os dois CAPs.

A pesquisa seria realizada utilizando-se os dois tipos de CAP (CAP 50-70 e CAP 85-100), porém em função da semelhança dos resultados obtidos nas dosagens para avaliar a influência do tipo de CAP (CAP 50-70 e 85-100) e da dificuldade em obter o CAP 85-100, optou-se por

realizar a avaliação somente com o CAP 50-70. Foram realizadas onze combinações de energia e temperatura de compactação, conforme apresentado na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 Descrição da Variação da Temperatura, Energia e Número de Corpos-de-Prova Utilizados na Avaliação da Influência da Energia e Temperatura de Compactação.

Estudo	Ensaio N°	N° Golpes (Energia)	Temperatura (°C)	Ensaio – N° de Corpos-de-prova		
				RT	Permeabilidade	Triaxial
Temperatura	1	30	106	2	2	4
	2	30	111	2	2	4
	3	30	126	2	2	4
	4	30	141	2	2	4
	5	30	156	2	2	4
	6	30	171	2	2	4
Energia	1	10	141	2	2	4
	2	20	141	2	2	4
	3	30	141	2	2	4
	4	40	141	2	2	4
	5	50	141	2	2	4
	6	75	141	2	2	4

Avaliou-se os parâmetros volumétricos e resistência à tração (corpos-de-prova RT), a permeabilidade (corpos-de-prova permeabilidade) e os parâmetros de resistência e módulos (corpos-de-prova triaxial). A seguir, serão descritas as características das moldagens e dos ensaios realizados.

4.5.1 Resistência a Tração Por Compressão Diametral

A moldagem (compactação) dos corpos-de-prova para realização dos ensaios de tração seguiu a metodologia empregada na dosagem Marshall descrita no item 4.4.1 (altura e diâmetro com aproximadamente 10 cm, massa de concreto asfáltico com aproximadamente 2000 g e uma camada). No entanto, variou-se o número de golpes e a temperatura de compactação da mistura de acordo com exposto na Tabela 4.11.

Após a compactação, os corpos-de-prova foram colocados à temperatura ambiente até o resfriamento e, em seguida, retirados dos moldes e determinados os parâmetros volumétricos. Os ensaios de resistência à tração foram realizados utilizando-se as recomendações da norma DNIT -ME 138 (1994).

Para realizar os ensaios de resistência à tração por compressão diametral, os corpos-de-prova (dois por combinação) foram colocados em banho-maria a 25°C por um período de 2 h. Após esse período, os mesmos foram colocados no molde de ensaio e levados à prensa, onde foram submetidos a uma carga progressiva com velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s até a ruptura. A Figura 4.5 apresenta detalhes de um corpo-de-prova no molde e após a ruptura.



(a) (b)
Figura 4.5 Ensaio de Resistência a Tração por Compressão Diametral:
a) Corpo-de-prova colocado no Molde de Ensaio, b) Detalhe do Corpo-de-prova após Ruptura.

A resistência a tração na compressão é calculada utilizando a carga de ruptura, de acordo com a seguinte expressão:

$$\sigma_r = \frac{2 \times f}{\pi \times D \times h} \quad (4.10)$$

Onde:

σ_r = resistência à tração;

f = carga de ruptura;

D = diâmetro do corpo-de-prova;

h = altura do corpo-de-prova.

4.5.2 Ensaio de Permeabilidade

Os corpos-de-prova para os ensaios de permeabilidade foram compactados utilizando-se a metodologia empregada na dosagem Marshall descrita no item 4.4.1, o número de golpes e temperatura de compactação apresentados na Tabela 4.11 e as adaptações do equipamento propostas por Falcão (2003). Os corpos-de-prova utilizados nos ensaios de permeabilidade foram moldados com as características descritas na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 Características dos Corpos-de-prova Utilizados nos Ensaios de Permeabilidade – Influência da Temperatura e Energia de Compactação.

Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Massa de concreto asfáltico (g)	Nº de camadas	Golpes por camada
10	10	2000	1	Variável – Tabela 4.11

Não existe norma específica para realizar ensaio de permeabilidade em corpos-de-prova de concreto asfáltico para núcleos asfálticos. Conforme relatado no Capítulo 2, Höeg (1993) e Saxegaard (2009) descrevem que os ensaios são realizados em corpos-de-prova moldados com método Marshall e sob uma pressão de 10 bar (1000 kPa). Segundo Saxegaard (2009), a pressão de 10 bar é obtida com a aplicação de incrementos de 1 bar em 10 minutos (1 bar por minuto). A amostra é submetida a essa pressão (10 bar) por duas horas e a água que passa pelo corpo-de-prova é medida em uma proveta e o coeficiente de permeabilidade determinado com essa vazão.

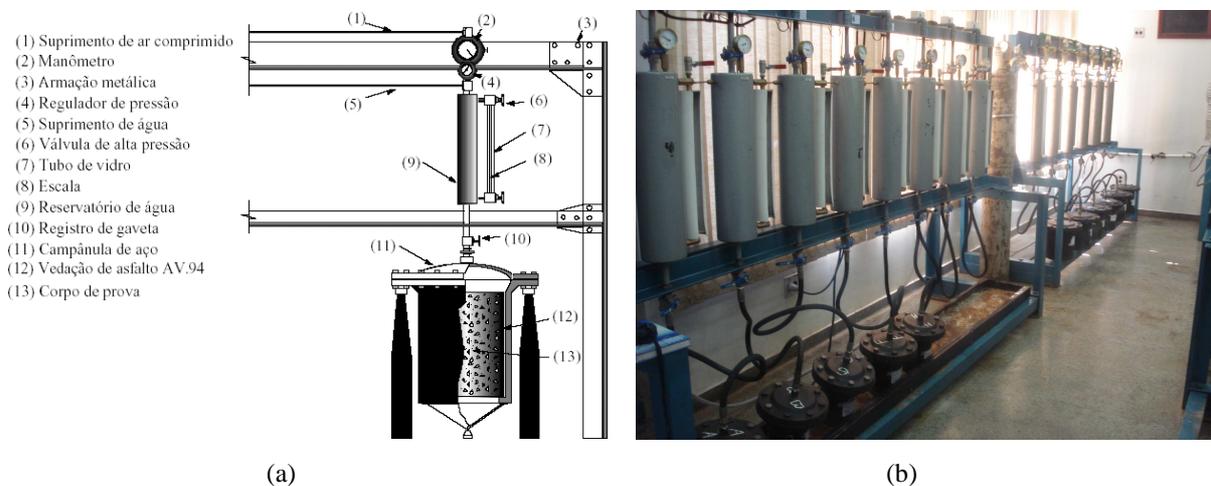
A norma da ABNT que descreve a metodologia para determinar o coeficiente de permeabilidade de concreto endurecido, NBR 10786 (ABNT, 1989), recomenda aplicar pressão de 2000 kPa em incrementos de 400 kPa a cada 30 minutos. Após atingir essa pressão, o ensaio é realizado continuamente por aproximadamente 500 horas e o coeficiente de permeabilidade é calculado utilizando-se a tangente à curva no trecho de fluxo uniforme.

Os ensaios desta pesquisa foram realizados utilizando-se considerações das duas metodologias descritas anteriormente, conforme apresentado a seguir.

O equipamento utilizado para execução dos ensaios é normalmente empregado na realização de ensaios de concreto endurecido e está descrito na Instrução de Trabalho IT.DCT.PP.107 (Determinação do Coeficiente de Permeabilidade à Água) do Departamento de Tecnologia de Empreendimentos de Furnas e na NBR 10786. A pressão utilizada no ensaio foi garantida por um tubo de nitrogênio gasoso. A Figura 4.6 mostra um desenho esquemático e uma visão geral do equipamento utilizado.

Os corpos-de-prova são colocados sobre a base da campânula que apresenta um furo de aproximadamente 9 cm de diâmetro e uma saliência para fixação e manutenção do mesmo na posição vertical e o mais centralizado possível. Para a fixação do corpo-de-prova na base é utilizado gesso. Após, é colocada uma folha de cartolina no topo do mesmo e o espaço entre o corpo-de-prova e a parede da campânula é preenchido com uma mistura selante aquecida (85% de asfalto oxidado e 15% de breu, a aproximadamente 230°C) até próximo ao topo. Após o resfriamento, retira-se a folha de proteção (cartolina), coloca-se uma manta de algodão de

aproximadamente 3 mm de espessura e uma camada de cascalho. A Figura 4.7 apresenta alguns detalhes da montagem dos corpos-de-prova.



(a) (b)
 Figura 4.6 Equipamento Utilizado para Realizar os Ensaios de Permeabilidade:
 a) Desenho Esquemático do Permeâmetro; b) Visão Geral do Equipamento.



(a) (b)
 Figura 4.7 Montagem dos Corpos-de-prova na Campânula:
 a) Corpo-de-prova dentro da Campânula Aguardando Material Selante; b) Corpo-de-prova dentro da Campânula com Material Selante.

Os ensaios para os primeiros corpos-de-prova (10, 20, 30 e 40 golpes) foram realizados aplicando-se pressão de 500 kPa por um período de 24 h. Após 24 h, anotou-se o desnível inicial no indicador do reservatório (leitura inicial). O ensaio foi realizado continuamente por, no mínimo, 120 horas, realizando-se as leituras uma vez ao dia.

Após esse período, foi avaliada a vazão e, no caso de estabilização (vazão praticamente nula), aplicou-se pressão de 750 kPa e realizou-se o procedimento descrito anteriormente. Após esse carregamento, aplicou-se pressão de 1000 kPa e realizou-se o ensaio continuamente por, no mínimo, 120 h.

Em alguns corpos-de-prova, observou-se a deformação do mesmo na base da campânula (Figura 4.8), portanto os ensaios desses foram cancelados. Em função dessas deformações nos demais corpos-de-prova foi adotada a metodologia descrita anteriormente, no entanto o primeiro carregamento foi de 250 kPa. Portanto, os ensaios foram realizados com pressões de 250 kPa (utilizada também no carregamento inicial de 24 h), 500 kPa, 750 kPa e 1000 kPa. Mesmo após a alteração do procedimento, alguns corpos-de-prova apresentaram deformação na base da campânula e foram cancelados. A Tabela 4.13 apresenta a relação dos corpos-de-prova que romperam.



Figura 4.8 Detalhe da Deformação do Corpo-de-prova na Base da Campânula.

Tabela 4.13 Relação dos Corpos-de-prova que Romperam Durante os Ensaios de Permeabilidade – Influência da Temperatura e Energia de Compactação.

Dados	Relação dos Corpos-de-Prova					
	2 – 111°C	2 – 126°C	1 – 20 golpes	2 – 20 golpes	2 – 30 golpes	2 – 40 golpes
Vv (%)	1,8	1,7	1,4	1,4	0,6	1,2
Pressão ruptura (kPa)	500	1000	750	750	750	1000

Os ensaios foram realizados à temperatura ambiente, sendo que a temperatura variou de 19,4°C a 24,8°C. A vazão utilizada no cálculo foi a vazão acumulada para cada pressão aplicada. O coeficiente de permeabilidade foi calculado utilizando-se a seguinte equação:

$$k = \frac{Q \times L}{A \times H} \quad (4.11)$$

Onde:

k = coeficiente de permeabilidade, em cm/s;

Q = vazão acumulada para cada pressão aplicada, em cm^3/s ;

A = área da seção transversal do corpo-de-prova, em cm^2 ;

H = altura da coluna d'água correspondente à pressão aplicada, em cm.

4.5.3 Ensaios Triaxiais

A moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios triaxiais foi realizada utilizando-se a metodologia exposta no item 4.4.1, o número de golpes e temperatura de compactação, apresentados na Tabela 4.11, e as adaptações do equipamento propostas por Falcão (2003). Os corpos-de-prova utilizados nos ensaios triaxiais foram moldados com as características descritas na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 Características dos Corpos-de-prova Utilizados nos Ensaios Triaxiais – Influência da Temperatura e Energia de Compactação.

Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Massa de concreto asfáltico (g)	Nº de camadas	Golpes por camada
20	10	4000	1	Variável – Tabela 4.11

Os ensaios triaxiais foram realizados utilizando-se a metodologia descrita na Instrução de Trabalho IT.DCT.PP.007 (Ensaio de Compressão Triaxial Adensado e Drenado) do Departamento de Tecnologia de Empreendimentos de Furnas. Os corpos-de-prova foram montados na célula utilizando-se membrana de borracha. Após a montagem, iniciou-se o confinamento (consolidação) por aproximadamente 24 horas. A fase de cisalhamento começou logo após a estabilização das leituras de variação volumétrica da fase de confinamento.

Os ensaios foram realizados com tensões confinantes de 150, 300, 600 e 900 kPa. A ruptura dos corpos-de-prova foi efetuada com velocidade de deformação constante de 0,067 mm/min (2% de deformação por hora) e os ensaios foram conduzidos até uma deformação específica axial mínima da ordem de 18%.

Os ensaios foram realizados à temperatura ambiente (23,0 a 25,7°C). A temperatura dos ensaios triaxiais foi medida com auxílio de um béquer com água colocado no mesmo ambiente dos ensaios e a temperatura foi monitorada utilizando-se um termômetro com precisão de 0,1°C. No capítulo de apresentação de resultados, serão apresentadas as temperaturas médias obtidas para cada corpo-de-prova durante a ruptura. A variação da temperatura durante a ruptura foi, no máximo, de $\pm 0,5^\circ\text{C}$.

4.6 INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA DE RUPTURA

Verificou-se, nos resultados obtidos nos estudos realizados (influência do tipo de CAP, influência do tipo de fíler e influência da energia de compactação e temperatura de moldagem), uma baixa influência da variação dessas variáveis, com exceção do tipo de fíler, nos parâmetros obtidos nos diversos ensaios. Essa baixa influência deve estar ligada aos valores de RBV adotados nos corpos-de-prova da pesquisa. Todos os corpos-de-prova apresentaram RBV acima de 90%.

Os módulos obtidos nos ensaios triaxiais realizados nestes estudos foram inferiores aos obtidos em outros estudos apresentados na bibliografia. Uma das possíveis causas é a diferença entre a temperatura dos ensaios realizados nesta pesquisa, em torno de 20°C, e os resultados apresentados na bibliografia, que foram rompidos com temperaturas em torno de 5°C.

A Figura 4.9 apresenta dados da temperatura da água. Esses foram obtidos no reservatório da UHE Corumbá, localizada próxima à cidade de Caldas Novas em Goiás, entre 2006 e 2008.

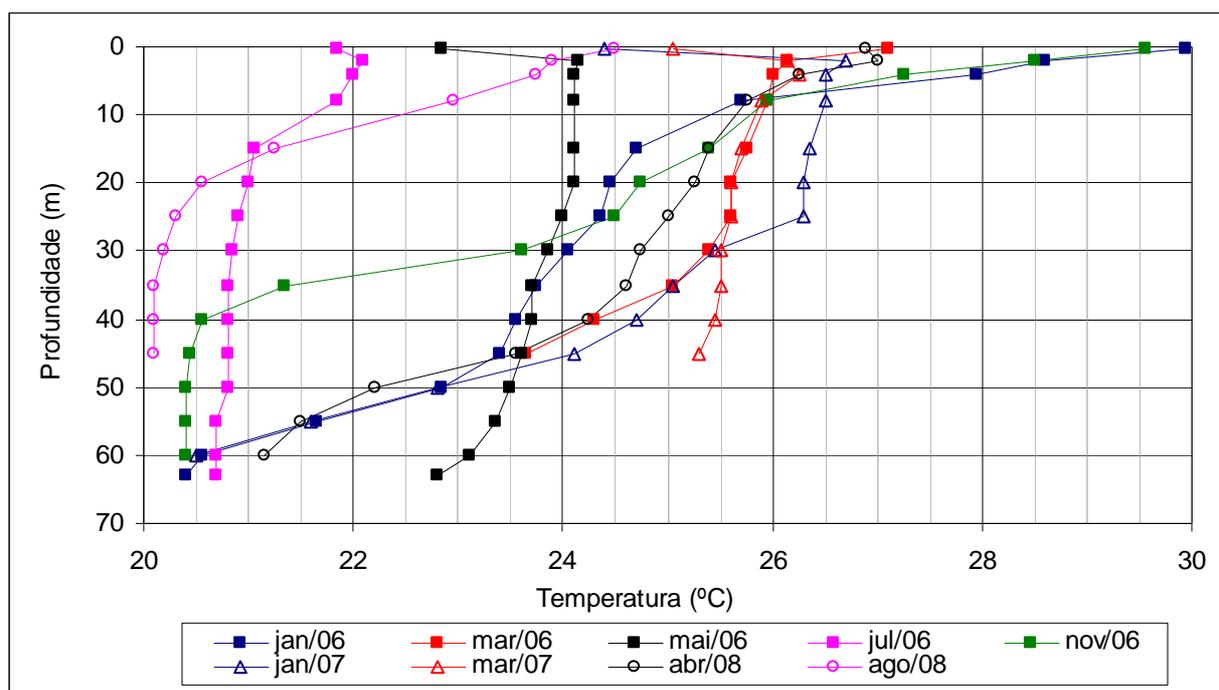


Figura 4.9 Variação da Temperatura da Água do Reservatório da UHE Corumbá entre 2006 e 2008.

Os dados apresentados na Figura 4.9 demonstram que a temperatura varia com a profundidade. A tendência é diminuir com a profundidade, e com o clima na região, as menores temperaturas foram obtidas em julho e agosto, período mais frio na região. As temperaturas variaram de 20,1 a 30,0°C.

Com o objetivo de avaliar a influência da temperatura de ruptura, foram realizados ensaios triaxiais utilizando-se três temperaturas de ruptura: 17, 20 e 25°C. Os laboratórios

utilizados na pesquisa não propiciam realizar ensaios triaxiais com temperaturas inferiores a 17°C, portanto a temperatura inferior foi limitada aos recursos existentes. A UHE Foz do Chapecó está em uma região mais fria que a UHE Corumbá, portanto limitou-se a temperatura superior a 25°C. Acredita-se que a faixa utilizada, 17 a 25°C, seja representativa da temperatura da água do reservatório da UHE Foz do Chapecó e boa parte dos reservatórios do Brasil.

A moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios triaxiais foi realizada utilizando-se a metodologia exposta no Item 4.5.3, utilizando-se a granulometria segundo a curva de Füller com $D_{máx} = 15,9$ mm. O fíler das misturas foi composto com basalto (5,55%) e calcário (5,55%). Neste estudo, foram avaliados também a influência do tipo de CAP (CAP 50-70 Vs CAP 85-100) e o teor de CAP para avaliar a influência do RBV (corpos-de-prova com 5,5% de CAP – RBV < 90,0% e corpos-de-prova com 6,5% de CAP – RBV > 90,0%). Todos os ensaios foram realizados utilizando-se uma tensão confinante de 500 kPa. A Tabela 4.15 apresenta a relação dos corpos-de-prova ensaiados.

Tabela 4.15 Descrição dos Corpos-de-prova Utilizados na Avaliação da Influência da Temperatura de Ruptura.

Corpo-de-prova N°	Temperatura de Ruptura (°C)	Teor de CAP (%)	Tipo de CAP	N° Golpes Compactador manual	Temperatura moldagem (°C)
1	17				
2	20	5,5			
3	25				
4	17		85-100	30 por camada 4 camadas	133 ± 3
5	20	6,5			
6	25				
7	17				
8	20	5,5			
9	25				
10	17		50-70	30 por camada 4 camadas	141 ± 5
11	20	6,5			
12	25				

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, serão apresentados os resultados e as análises dos ensaios de caracterização dos CAPs, dos agregados que foram utilizados na composição dos concretos asfálticos e das dosagens realizadas para a pesquisa e durante a construção da UHE Foz do Chapecó. Também serão apresentados os resultados dos ensaios realizados para avaliar o comportamento hidráulico e mecânico, ou seja, ensaios de permeabilidade e ensaios triaxiais do tipo consolidado e drenado (CD). Os ensaios foram realizados em corpos-de-prova compactados no laboratório.

5.2 CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO

As Tabelas 5.1 e 5.2 apresentam, respectivamente, os resultados dos ensaios de caracterização dos CAPs realizados em Furnas e no IPT antes da construção da barragem e os limites das características especificadas pela Agência Nacional de Petróleo (ANP, 2005).

Verifica-se nas Tabelas 5.1 e 5.2 que todos os resultados ficaram de acordo com a especificação. Os resultados do CAP 85-100 obtidos nos dois laboratórios, com exceção da penetração, ficaram muito próximos.

Tabela 5.1 Resultados dos Ensaios de Caracterização dos CAPs Realizados em Furnas.

Ensaio	Unidade	CAP 50-70		CAP 85-100	
		Especificação	Resultado	Especificação	Resultado
Massa específica a 25°C	g/cm ³	-	1,000	-	1,012
Penetração (100 g, 5 s, 25°C)	0,1 mm	50-70	56	85-100	96
Ponto de Amolecimento	°C	Mínimo 46	48	Mínimo 43	44
Viscosidade Saybolt-Furol a 135°C	sSF	Mínimo 141	175	Mínimo 110	115
Viscosidade Saybolt-Furol a 150°C	sSF	Mínimo 50	86	Mínimo 43	58
Ponto de Fulgor	°C	Mínimo 235	350	Mínimo 235	302
Solubilidade em tricloroetileno	% massa	Mínimo 99,5	99,9	Mínimo 99,5	99,8
Ductilidade a 25°C	cm	Mínimo 60	71 - 26,0°C	Mínimo 100	140 - 24,7°C
Índice de Suscetibilidade Térmica	-	- 1,5 a + 0,7	-1,5	- 1,5 a + 0,7	-1,2

OBS: (1) A especificação da ductilidade é referente ao ensaio realizado a 25°C. No laboratório não foi possível colocar o ensaio a 25°C, portanto é apresentada juntamente com o resultado a temperatura em que os ensaios foram realizados.

Tabela 5.2 Resultados dos Ensaios de Caracterização Realizados no IPT (IPT 2009 a).

Ensaio	Unidade	CAP 85-100	
		Especificação	Resultado
Penetração (100 g, 5 s, 25°C)	0,1 mm	85-100	88
Ponto de Amolecimento	°C	Mínimo 43	46
Viscosidade Brookfield a 135°C, SP 21, 20 rpm, 4,3% de torque	cP	Mínimo 214	215
Viscosidade Brookfield a 150°C, SP 21, 100 rpm, 11,4% de torque	cP	Mínimo 97	113
Viscosidade Brookfield a 177°C, SP 21, 100 rpm, 4,5% de torque	cP	28 a 114	45
Viscosidade Saybolt-Furol a 135°C	sSF	Mínimo 110	118
Viscosidade Saybolt-Furol a 150°C	sSF	Mínimo 43	44,5
Viscosidade Saybolt-Furol a 177°C	sSF	15 a 60	25,5
Ponto de Fulgor	°C	Mínimo 235	298
Ductilidade a 25°C	cm	Mínimo 100	> 100
Solubilidade em tricloroetileno	% massa	Mínimo 99,5	99,9
Índice de Suscetibilidade Térmica ⁽¹⁾	-	- 1,5 a + 0,7	-0,9
Efeito do calor e ar (RTFOT) a 163°C, 85 min – Variação em massa	% massa	Máximo 0,5	-0,27
Ductilidade a 25°C após RTFOT	cm	Mínimo 50	> 100
Ponto de Amolecimento após RTFOT	°C	Aumento < 8	50 Aumento = 4
Penetração a 25 °C após RTFOT – Penetração retida	0,1 mm	Mínimo 55%	61 – 69%

OBS: (1) Calculado utilizando a Equação 4.1.

Comparando os resultados do CAP 85-100 com os resultados do CAP aplicado na Barragem Maopingxi na China (Tabela 2.8), verifica-se que o CAP aplicado na UHE Foz do Chapecó apresenta maior penetração e valores similares de ponto de amolecimento, ductilidade e massa específica. A utilização de CAP menos viscoso, com maior penetração, proporciona melhor comportamento para concretos asfálticos aplicados em núcleos de barragens, pois aumenta a capacidade de auto-cicatrização e permite a adoção de menores temperaturas de compactação.

A Figura 5.1 apresenta a variação da viscosidade com a temperatura. Essa variação foi utilizada na dosagem Marshall, pois a mistura com agregado foi realizada com a temperatura do CAP correspondente a uma viscosidade de 85 ± 10 sSF e a compactação da mistura em uma temperatura em que o CAP apresenta uma viscosidade de 140 ± 15 sSF. Verifica-se, na Figura 5.1, que a compactação das misturas utilizando-se o CAP 85-100 pode ser realizada em temperatura inferior à compactação das misturas com o CAP 50-70 (em torno de 133°C para o CAP 85-100 e em torno de 141°C para o CAP 50-70).

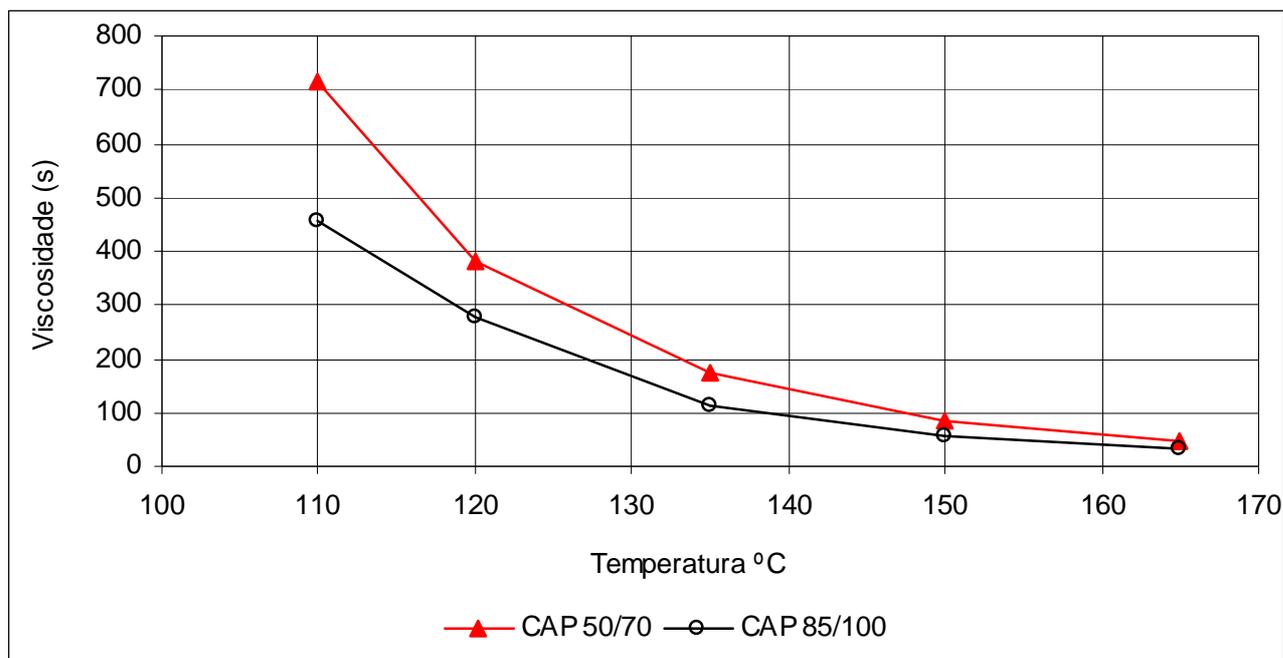


Figura 5.1 Variação da Viscosidade com a Temperatura.

A Tabela 5.3 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de fracionamento químico do CAP 85-100 realizado nos laboratórios do IPT. Segundo Shell (2003) *apud* Bernucci *et al.* (2008), em geral, os asfaltenos constituem de 5 a 25% do CAP e essa quantidade tem grande efeito nas características reológicas do CAP, sendo que maiores porcentagens de asfaltenos implicam ligantes mais duros e mais viscosos e conseqüentemente menos suscetíveis a variações de temperatura. Os autores destacam que a forma dos asfaltenos também influencia na reologia, sendo maior o efeito para partículas esféricas. Verifica-se, na Tabela 5.3, que o CAP 85-100 utilizado apresenta porcentagem intermediária ao geralmente encontrado.

Tabela 5.3 Resultados dos Ensaios de Fracionamento Químico Realizados no IPT (IPT 2009 b).

Ensaio Realizado	Asfaltenos (%)	Bases nitrogenadas (%)	Primeiros acidafins (%)	Segundos acidafins (%)	Parafinas (%)
Fracionamento Químico	16,2	34,8	11,0	24,8	13,2

Os carregamentos de CAP 85-100 utilizados na fabricação do mástique e do concreto asfáltico da barragem principal foram ensaiados pelo fornecedor (Betunel) e pelo laboratório da obra. Durante a construção da barragem, foram recebidos 116 carregamentos de CAP. As Tabelas 5.4 e 5.5 apresentam, respectivamente, os resultados dos ensaios de caracterização dos CAPs realizados durante a construção do núcleo asfáltico no laboratório da obra e pela Betunel e os limites das características especificadas pela ANP.

Tabela 5.4 Resultados dos Ensaios de Caracterização dos CAPs Realizados no Laboratório da Obra.

Ensaio	Unidade	Especificação	Resultado		
			Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
Massa específica a 25°C	g/cm ³	-	1,012	0,012	1,2
Penetração (100 g, 5 s, 25°C)	0,1 mm	85-100	92	3,7	4,0
Viscosidade Saybolt-Furol a 135°C	sSF	Mínimo 110	119	4,8	4,1
Viscosidade Saybolt-Furol a 150°C	sSF	Mínimo 43	72	1,2	2,5
Ponto de Fulgor	°C	Mínimo 235	325	1,5	0,5

Tabela 5.5 Resultados dos Ensaios de Caracterização Realizados pela Betunel.

Ensaio	Unidade	Especificação	Resultado		
			Média	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação (%)
Penetração (100 g, 5 s, 25°C)	0,1 mm	85-100	88	2,8	3,2
Ponto de Amolecimento	°C	Mínimo 43	45	1,2	2,6
Viscosidade Brookfield a 135°C, SP 21, 20 rpm, 4,3% de torque	cP	Mínimo 214	256	17,3	6,7
Viscosidade Brookfield a 150°C, SP 21, 100 rpm, 11,4% de torque	cP	Mínimo 97	133	7,7	5,8
Viscosidade Brookfield a 177°C, SP 21, 100 rpm, 4,5% de torque	cP	28 a 114	52	2,7	5,2
Ponto de Fulgor	°C	Mínimo 235	> 235	-	-
Dutilidade a 25°C	cm	Mínimo 100	> 100	-	-
Índice de Suscetibilidade Térmica ⁽¹⁾	-	- 1,5 a + 0,7	-1,0	0,4	34,9
Efeito do calor e ar (RTFOT) a 163°C, 85 min – Variação em massa	% massa	Máximo 0,5	0,36	0,09	25,4
Ponto de Amolecimento após RTFOT	°C	Aumento < 8	5,3	1,4	27,0
Penetração a 25 °C após RTFOT – Penetração retida	0,1 mm	Mínimo 55%	58	1,0	1,7

OBS: (1) Calculado utilizando a Equação 3.1.

Todos os resultados dos ensaios realizados e, conseqüentemente, a média dos resultados obtidos ficaram dentro da faixa especificada pela ANP. Verifica-se, nas Tabelas 5.4 e 5.5, que o desvio padrão e o coeficiente de variação são baixos, indicando baixa variabilidade do CAP utilizado na construção do núcleo asfáltico da barragem principal da UHE Foz do Chapecó. É essencial utilizar um CAP com baixa variabilidade que apresente uma faixa de variação menor que o especificado pela ANP, pois a faixa especificada pela ANP é ampla, o que pode alterar as propriedades do concreto asfáltico produzido.

A Figura 5.2 apresenta o comparativo das viscosidades obtidas antes e durante a construção. Verifica-se baixa variação da viscosidade obtida nas duas etapas.

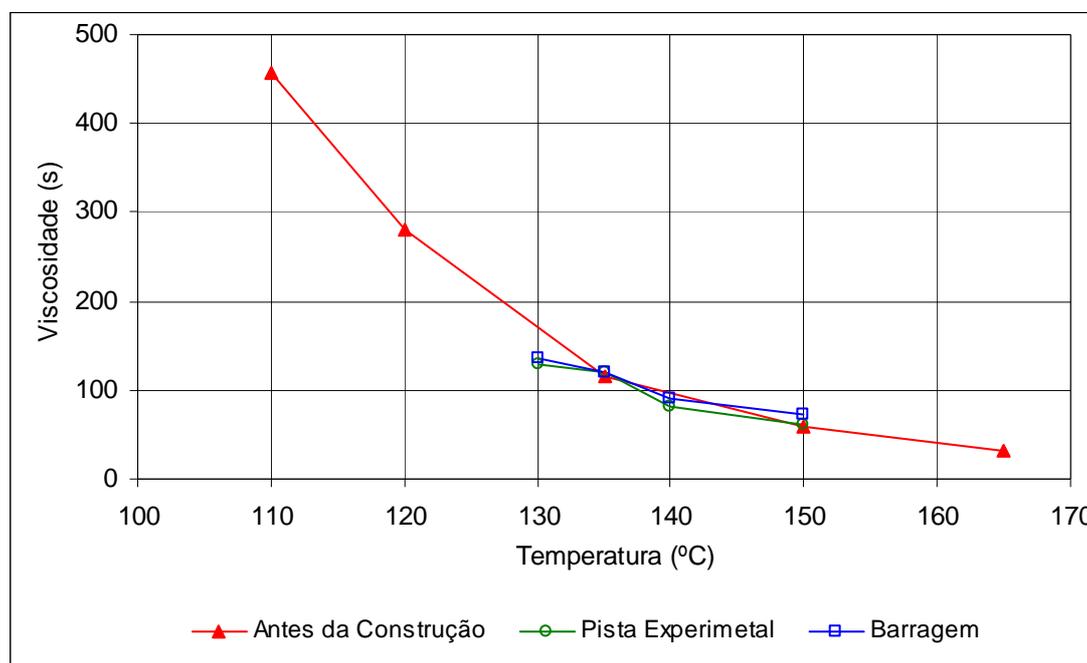


Figura 5.2 Variação da Viscosidade com a Temperatura do CAP 85/100 Antes e Durante a Construção.

A prática apresentada na bibliografia (Item 2.3.5.1) recomenda realizar ensaios de penetração, viscosidade e densidade de todos os carregamentos de CAP para verificar suas propriedades. No caso de utilizar métodos diretos para determinar a massa específica máxima (ex: *Rice Test*), não é necessário determinar a densidade aparente.

O ensaio de penetração é um ensaio muito suscetível a erros sistemáticos, portanto sugere-se que, no controle tecnológico realizado no laboratório da obra, durante a construção, seja realizado somente o ensaio de viscosidade. No entanto, o fornecedor de CAP deve apresentar o certificado de todos os carregamentos com os resultados dos ensaios especificados pela ANP.

5.3 AGREGADOS

5.3.1 Caracterização Agregados

Para avaliar os agregados utilizados na composição do concreto asfáltico, quanto às especificações técnicas da UHE Foz do Chapecó, amostras de agregados foram coletadas nas baias do britador, em setembro de 2009, e enviadas para o Laboratório de Furnas em Aparecida de Goiânia. A Tabela 5.6 apresenta os resultados obtidos. A especificação técnica da UHE Foz do Chapecó (CNEC, 2007) preconiza limites para a resistência (abrasão Los Angeles), índice de

forma, durabilidade (sanidade ao ataque de Na₂SO₄) e adesividade. Além dessas propriedades, foram avaliados o peso específico dos grãos, absorção, ciclagem e teor de matéria orgânica.

Tabela 5.6 Resultados dos Ensaio de Caracterização dos Agregados.

Propriedade	Especificação (CNEC, 2007)	Materiais				
		Mistura Britas 8 a 16 mm	Areia 3 mm	Brita 8 mm	Brita 11 mm	Brita 16 mm
Abrasão Los Angeles (%)	< 50	19,0 (grad B)	-	-	-	-
Índice de forma	> 0,5	0,8	-	-	-	-
Sanidade ao ataque de Na ₂ SO ₄ (%)	< 12	-	3,77	0,90	0,76	0,86
Peso específico dos grãos (kN/m ³)	-	-	28,17	28,70	29,33	29,20
Absorção (%)	-	-	2,0	1,8	2,1	1,8
Ciclagem acelerada etileno glicol (%)	-	0,21	-	-	-	-
Teor de matéria orgânica (+/- clara)	-	-	+ clara	-	-	-
Adesividade	Satisfatória	Satisfatória	-	-	-	-

Verifica-se, na Tabela 5.6, que os agregados atendem à especificação quanto à forma, resistência, durabilidade e adesividade. Os parâmetros da especificação (CNEC, 2007) são parâmetros comuns das especificações de agregados para concretos asfálticos empregados em pavimentos no Brasil. Segundo Wang e Höeg (2009), os requisitos dos agregados aplicados em barragens podem ser menos rigorosos que em pavimentação, portanto os agregados aplicados na UHE Foz do Chapecó apresentam propriedades acima do recomendado.

Na especificação e na bibliografia, não são relatados requisitos para a absorção, no entanto, valores acima de 1% são considerados altos (DNIT, 1997 a). Segundo Bernucci *et al.* (2008), agregados porosos absorvem maior quantidade de ligante, consumindo parte do ligante necessário para dar coesão à mistura asfáltica, sendo necessário incorporar uma quantidade adicional de ligante. Verifica-se, na Tabela 5.6, que os agregados da UHE Foz do Chapecó apresentam alta absorção.

Além da alta absorção, verificou-se, durante as dosagens das misturas para a UHE Foz do Chapecó, que os agregados apresentam peso específico dos grãos e absorção (porosidade) variável. Esse fato dificulta o estabelecimento do teor de ligante e pode resultar em excesso ou falta do mesmo. Durante a construção da barragem, observou-se, em algumas camadas, excesso de ligante e conseqüentemente exsudação.

Foi realizada análise petrográfica macroscópica e microscópica da brita 16 mm. Todos os agregados são provenientes da mesma rocha, portanto a análise realizada para a brita 16 mm representa a maioria dos agregados utilizados na pesquisa e na construção da UHE Foz do

Chapecó. Os resultados do exame macroscópico são apresentados na Tabela 5.7 e do microscópico na Figura 5.3.

Tabela 5.7 Resultados da Análise Petrográfica – Exame Macroscópico.

Natureza	Classificação	Cor	Estrutura
ígnea	basalto	cinza escuro	maciça

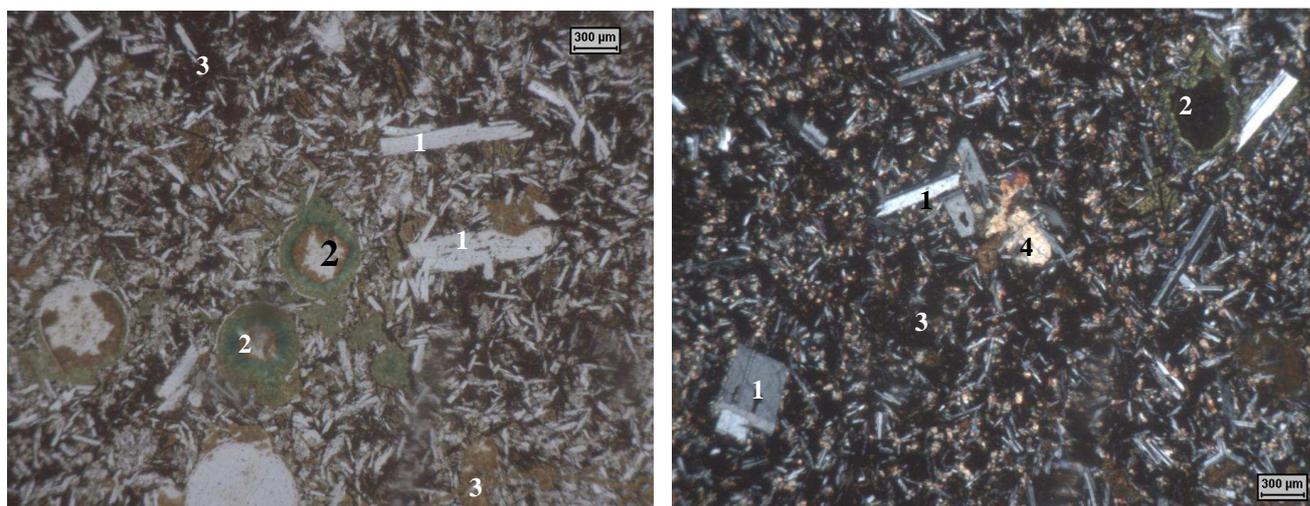


Figura 5.3 Resultados da Análise Petrográfica – Exame Microscópico.

Legenda: (1) microfenocristais de plagioclásio; (2) amígdalas preenchidas por cloroféita; (3) Opacos e vidro vulcânico parcialmente desvitrificado intersticiais; (4) agregado de piroxênio.

Na análise, verificou-se que a composição mineralógica e as relações texturais da rocha basáltica encontram-se bem preservadas. A composição mineralógica estimada foi: feldspato (plagioclásio): 40 a 45%; piroxênio: 30 a 35%; vidro vulcânico: 5 a 10%; opacos: 5 a 10% e cloroféita: 5 a 10%.

Durante a construção do núcleo asfáltico da barragem principal da UHE Foz do Chapecó, o controle dos agregados foi realizado utilizando-se ensaios de granulometria dos agregados coletados após a britagem (agregados britador), na baía da usina (agregados da baía da usina) e no silo quente da usina (agregados dos silos quentes). A Figura 5.4 apresenta as curvas médias obtidas para os agregados durante a construção (brita 16 mm, brita 11 mm, brita 8 mm e areia) e a Figura 5.5 a imagem dos mesmos. Na Figura 5.4, não é apresentada a curva granulométrica média do fíler basalto, pois a mesma será apresentada no Item 5.2.2.

A granulometria dos agregados foi alterada durante o processo de secagem do material na usina, pois a maioria do fíler foi retirado e armazenado em um silo específico. As britas coletadas no silo quente da usina são ligeiramente mais grossas que as demais, pois tem-se a retirada dos finos no queimador e filtro de manga. A areia apresentou a maior variação

granulométrica entre a baía e o silo quente da usina, pois, é o material que possui a maior parcela de finos.

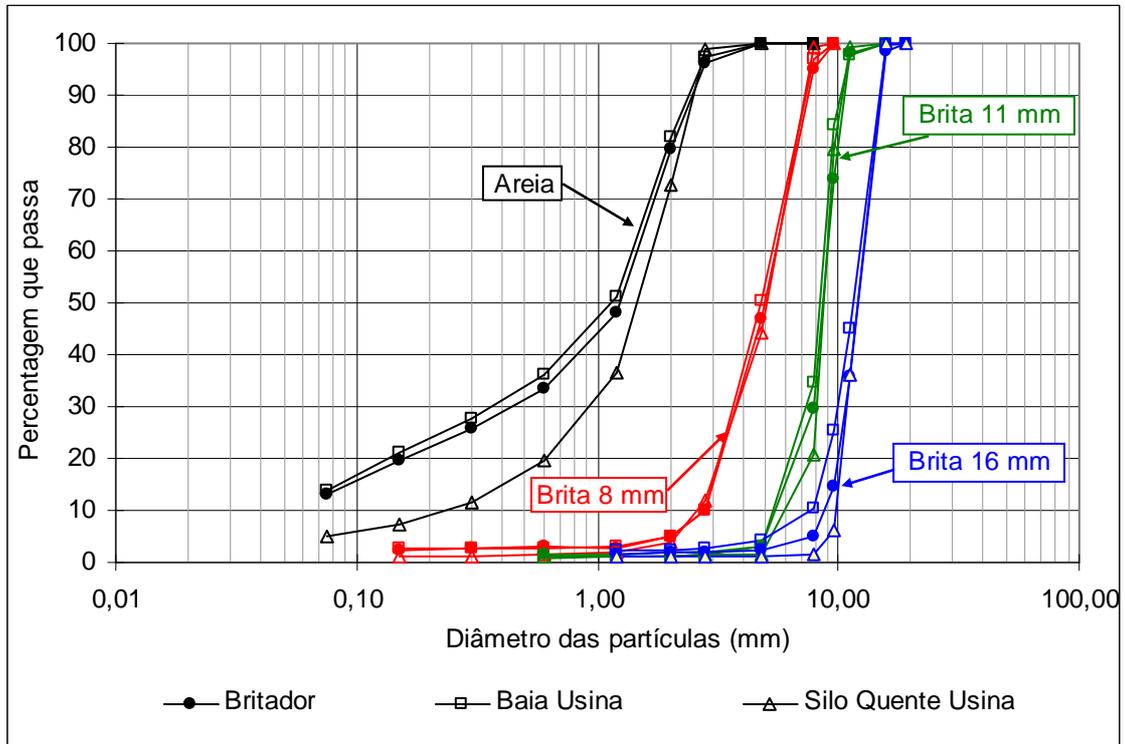


Figura 5.4 Variação da Granulometria dos Agregados Utilizados na Produção do Concreto Asfáltico.



Figura 5.5 Agregados Utilizados na Pesquisa.

Além da diferença observada entre a granulometria dos materiais coletados no britador e no silo quente da usina, verificou-se, durante a construção da barragem, uma variação significativa da granulometria. A Tabela 5.8 apresenta os resultados de granulometria obtidos em amostras coletadas no silo quente da usina durante a construção da barragem. As amostras foram coletadas uma vez ao dia, portanto os resultados da Tabela 5.8 representam o resumo de mais de cem ensaios por material.

Tabela 5.8 Resultado de Granulometria dos Agregados Coletados no Silo Quente da Usina.

Brita 16 mm	Diâmetro (mm)	19,0	15,9	11,2	9,5	7,9	4,8	2,8	2,4	1,2
	% Passa - Média	100,0	100,0	36,1	6,0	1,5	1,3	1,3	1,2	1,1
	Coefficiente de Variação (%)	0,0	0,0	21,8	37,0	45,0	47,4	48,3	45,5	46,0
Brita 11 mm	Diâmetro (mm)	15,9	11,2	9,5	7,9	4,8	2,8	2,0	1,2	0,6
	% Passa - Média	100,0	99,3	79,5	20,6	1,6	1,4	1,2	1,1	1,1
	Coefficiente de Variação (%)	0,0	0,5	5,6	19,8	38,6	40,6	41,8	43,9	44,8
Brita 8 mm	Diâmetro (mm)	9,5	7,9	4,8	2,8	2,0	1,2	0,6	0,3	0,15
	% Passa - Média	100,0	99,2	44,4	12,1	3,9	1,9	1,4	1,3	1,2
	Coefficiente de Variação (%)	0,0	0,5	27,4	43,9	60,8	39,4	37,6	38,2	38,4
Areia 3 mm	Diâmetro (mm)	9,5	4,8	2,8	2,4	1,2	0,6	0,3	0,15	0,075
	% Passa - Média	100,0	99,9	99,0	72,5	36,7	19,7	11,7	7,3	4,9
	Coefficiente de Variação (%)	0,0	0,1	0,6	11,7	30,7	43,0	45,6	47,9	50,4
Fíler Basalto	Diâmetro (mm)	-	-	-	2,0	1,2	0,6	0,3	0,15	0,075
	% Passa - Média	-	-	-	100,0	100,0	99,7	98,1	91,2	79,7
	Coefficiente de Variação (%)	-	-	-	0,0	0,1	0,2	1,2	3,2	5,8

A dispersão dos resultados é função da rocha matriz utilizada, do grau de alteração da rocha utilizada na britagem e de uma possível segregação durante a estocagem. O basalto utilizado na produção de brita e areia apresenta uma capa de alteração de coloração vermelha que resulta em material pulverulento. A quantidade de material pulverulento e conseqüentemente da variação da granulometria depende da concentração dessa capa de alteração.

O nível de alteração está relacionado com a composição mineralógica obtida na análise petrográfica microscópica (Figura 5.3). Alguns minerais descritos na análise petrográfica apresentam maior suscetibilidade ao intemperismo, podendo-se destacar em ordem decrescente de suscetibilidade os seguintes minerais: clorofeíta, vidros vulcânicos, opacos (ilmenita) e piroxênio.

Na areia do silo quente, a variação é função principalmente do controle do processo de separação dos finos na usina (quantidade de vácuo utilizado). Verifica-se, na Tabela 5.8, coeficientes de variação altos para todos os materiais o que influenciou na curva granulométrica da mistura, sendo que a mesma apresentou pontos fora da faixa em alguns ensaios. A influência de cada material na variação da granulometria das misturas de concreto asfáltico é descrita a seguir:

- Areia 3 mm: a maior variação e, conseqüentemente a influência na granulometria das misturas, foi evidenciada para os grãos menores que 1,2 mm;
- Brita 8 mm: apesar de apresentar coeficientes de variação altos para os grãos menores que 2 mm, essa variação tem baixa influência na mistura, pois as porcentagens dos materiais menores que essa dimensão são muito baixas, normalmente menores que 2%. As variações para as dimensões de 2,8 mm e 4,8 mm tiveram influência significativa na curva granulométrica da mistura;
- Brita 11 mm: apesar de apresentar coeficientes de variação altos para os grãos menores que 4,8 mm, essa variação tem baixa influência na mistura, pois as porcentagens dos materiais menores que essa dimensão são muito baixas, normalmente menores que 3%. As variações para as dimensões de 7,9 mm e 9,5 mm tiveram influência significativa na curva granulométrica da mistura;
- Brita 16 mm: apesar de apresentar coeficientes de variação altos para os grãos menores que 7,9 mm, essa variação tem baixa influência na mistura, pois as porcentagens dos materiais menores que essa dimensão são muito baixas, normalmente menores que 3%. As variações para as dimensões de 9,5 mm e 11,2 mm tiveram influência significativa na curva granulométrica da mistura.

Durante a construção do núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó, verificou-se que o processo de produção e estocagem dos agregados tem muita influência na granulometria da mistura. Deve-se sempre homogeneizar as pilhas de estoque e evitar a segregação dos mesmos. O processo de peneiramento da usina também influencia na granulometria da mistura, portanto é essencial o controle de abastecimento dos silos (velocidade de entrada dos agregados nos silos quentes) de forma a manter uma continuidade do processo. Após a realização desses processos, verificou-se uma menor variação da granulometria dos agregados e conseqüentemente na curva granulométrica do concreto asfáltico produzido na usina e aplicado na barragem.

Além da granulometria, foram coletadas amostras dos agregados no silo quente da usina, uma por mês, para avaliar a forma, resistência, durabilidade e adesividade e foi determinada a

composição dos agregados segundo a curva granulométrica da dosagem utilizada. Também foram realizados ensaios para determinar o peso específico e a umidade, cerca de nove determinações por mês. A Tabela 5.9 apresenta os resultados obtidos. Verifica-se, na Tabela 5.9, que os resultados dos ensaios dos agregados obtidos durante a construção quanto à forma, à resistência, à durabilidade e à adesividade são muito semelhantes aos obtidos na caracterização inicial (Tabela 5.6).

Tabela 5.9 Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Agregados Durante a Construção.

Propriedade	Especificação (CNEC, 2007)	Materiais			
		Mistura Britas 8 a 16 mm		Composição agregados	
		Média	CV (%)	Média	CV (%)
Abrasão Los Angeles (%)	< 50	22,8 (grad B)	46,9	-	-
Índice de forma	> 0,5	0,8	0,0	-	-
Sanidade ao ataque de Na ₂ SO ₄ (%)	< 12	0,8	18,6	-	-
Adesividade	Satisfatória	Satisfatória	-	-	-
Peso específico dos grãos (kN/m ³)	-	-	-	28,97	0,8
Umidade (%)	-	-	-	0,18	22,8

Legenda: CV = Coeficiente de variação.

Durante a construção, verificou-se uma variação significativa da massa específica aparente (G_{mb}) e da massa específica máxima (G_{mm}) do concreto asfáltico, portanto, realizou-se alguns ensaios de peso específico dos grãos com os agregados na composição utilizada na mistura. Verifica-se, na Tabela 5.9, que a média do peso específico dos grãos é alta e o coeficiente de variação baixo, porém o mesmo variou de 28,73 a 29,95 kN/m³, indicando, portanto, a influência da variação do peso específico dos grãos na massa específica aparente e máxima do concreto asfáltico.

Em função da ocorrência de chuva durante a construção do núcleo e da falta de proteção dos agregados, pois os mesmos ficavam expostos ao ambiente, foram realizados ensaios de umidade dos agregados coletados no silo quente da usina. Os resultados apresentados na Tabela 5.9 demonstram uma umidade média muito baixa, sendo que a umidade máxima obtida foi de 0,28%. Apesar da baixa umidade obtida nos agregados do silo quente, a falta de proteção dos agregados provocou, após a ocorrência de chuvas, a interrupção da produção da mistura ou a perda de misturas, pois não se obtinham misturas com a temperatura especificada. Em função dessas interrupções, recomenda-se que os agregados sejam estocados em local protegido.

5.3.2 Caracterização dos Fíleres

O fíler é uma parcela dos agregados que tem grande influência nas propriedades do concreto asfáltico, pois normalmente melhora a trabalhabilidade, a adesividade do CAP com os agregados e diminui o volume de vazios, consequentemente melhora o desempenho mecânico, reológico e de sensibilidade à água do concreto asfáltico, entretanto aumenta o consumo de ligante.

Um dos objetivos desta pesquisa é avaliar a influência do tipo de fíler no comportamento do concreto asfáltico. Para isso, foram selecionados quatro tipos de fíler: fíler de basalto e calcário utilizados na produção do concreto asfáltico da UHE Foz do Chapecó, cal hidratada CH1 e cimento Portland CP II F 32. A Figura 5.6 apresenta os resultados obtidos na granulometria simples via úmida dos quatro fíleres e a Tabela 5.10 apresenta a diferença da porcentagem passada na peneira N° 200 obtida nos ensaios de granulometria simples via úmida e seca.

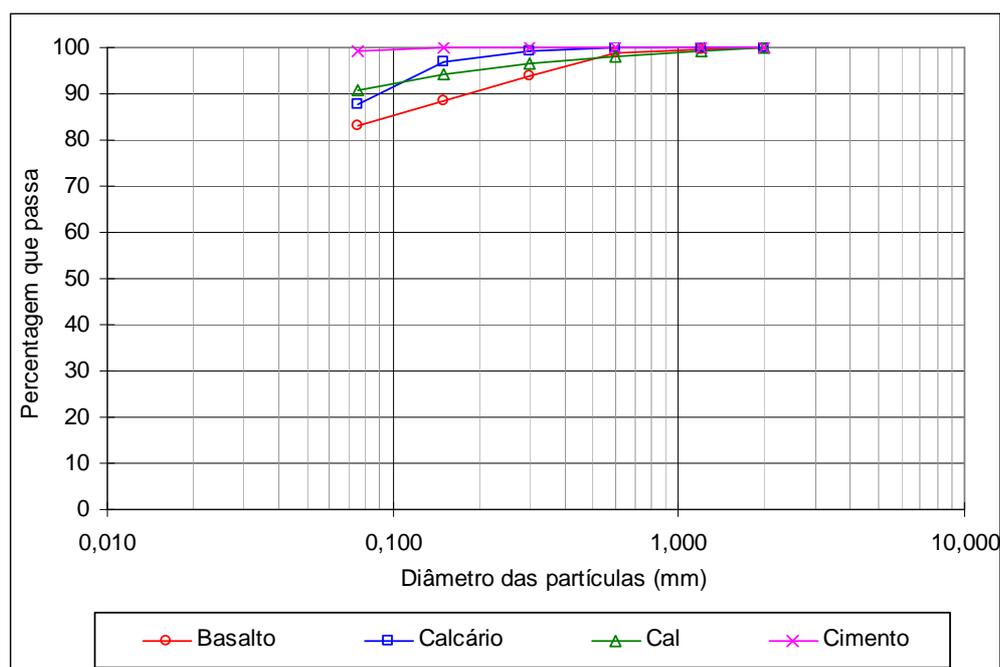


Figura 5.6 Granulometria Simples dos Fíleres.

Tabela 5.10 Diferença entre a Porcentagem Passante na Peneira N° 200 dos Ensaio de Granulometria Simples.

Fíler	Porcentagem de material que passa na peneira N° 200	
	Ensaio via úmida	Ensaio via seca
Basalto	82,9	80,0
Calcário	87,8	84,8
Cal	90,8	80,7
Cimento	99,1	98,6

Verifica-se, pela granulometria simples, que o fíler de basalto, que apresenta 82,9% passado na peneira N° 200, é o agregado mais grosso. Como ele é superior aos 65% preconizados na norma DNER-ES 313 do DNIT (DNIT, 1997 b), todos os fíleres utilizados na pesquisa atendem a essa recomendação.

O tipo de ensaio, via úmida ou seca, não tem influência significativa nos resultados dos fíleres de basalto, calcário e cimento. A diferença máxima foi de 3%, enquanto a diferença para a cal chegou a 10,1%. Em função dessa diferença é importante avaliar a influência do processo de realização do ensaio de granulometria nos resultados obtidos e padronizar o mesmo. Recomenda-se utilizar o processo via úmida, pois facilita a retirada das partículas aderidas aos grãos maiores que 0,075 mm e conseqüentemente na obtenção da porcentagem real passada na peneira N° 200 (menor que 0,075 mm).

Durante a construção da UHE Foz do Chapecó, verificou-se que os dois fíleres utilizados apresentaram baixa variação granulométrica. A Tabela 5.11 apresenta um resumo dos resultados obtidos durante a construção. Além da baixa variação, o maior coeficiente de variação obtido foi de 5,8%, verifica-se que a porcentagem média passada na peneira 200 dos dois fíleres utilizados na construção são muito próximas das porcentagens apresentadas na Tabela 5.10.

Tabela 5.11 Resultado de Granulometria dos Fíleres (Basalto e Calcário) Realizados Durante a Construção.

Fíler Basalto	Diâmetro (mm)	2,0	1,2	0,6	0,3	0,15	0,075
	% Passa - Média	100,0	100,0	99,7	98,1	91,2	79,7
	Coeficiente de Variação (%)	0,0	0,1	0,2	1,2	3,2	5,8
Fíler Calcário	Diâmetro (mm)	2,0	0,42	0,15	0,075	-	-
	% Passa - Média	100,0	99,7	96,6	87,1	-	-
	Coeficiente de Variação (%)	0,0	0,2	0,5	2,1	-	-

A granulometria simples é o processo utilizado no controle tecnológico. Apesar disso, não permite identificar as parcelas do fíler que influenciam no comportamento da mistura. Segundo Lucena *et al.* (2004), são considerados fíler agregado os grãos entre 40 e 75 μm e fíler ativo os grãos menores que 20 μm . Para verificar a porcentagem de grãos menores que 20 μm , foram realizados ensaios de granulometria a laser com e sem ultrassom. A Tabela 5.12 apresenta a porcentagens dos grãos maiores que 40 μm (fíler agregado) e menores que 20 μm (fíler ativo) obtidos nos ensaios realizados com e sem ultrassom; a Figura 5.7 apresenta as curvas granulométricas obtidas nos ensaios realizados com ultrassom.

Verifica-se na Tabela 5.12, com exceção da cal, uma dispersão dos resultados realizados com e sem ultrassom. Esperava-se que os resultados com ultrassom apresentassem maior quantidade de finos, pois o mesmo pode provocar a quebra de grãos. Essa diferença pode estar ligada a variabilidade da amostra ou da metodologia.

Tabela 5.12 Porcentagem de Fíler Agregado e Fíler Ativo – Ensaio de Granulometria a Laser.

Fíler	Fíler Agregado - % maior que 40 μm		Fíler Ativo - % menor que 20 μm	
	Com ultrassom	Sem ultrassom	Com ultrassom	Sem ultrassom
Basalto	0,1	0,0	78,4	86,6
Calcário	15,6	4,4	48,0	54,0
Cal	0,0	0,0	97,4	99,3
Cimento	10,1	3,2	69,0	82,1

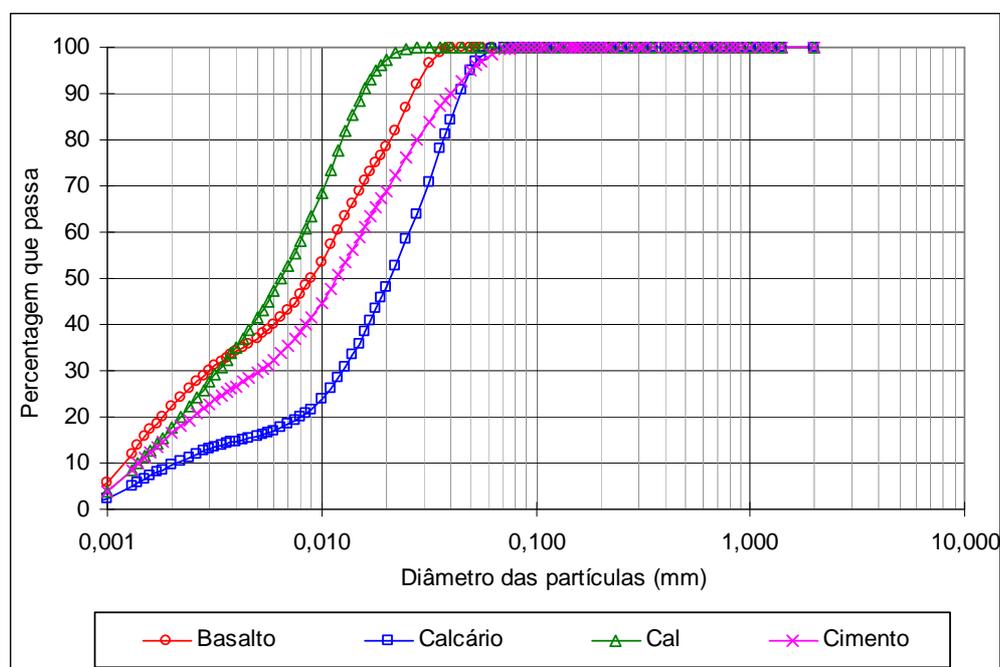


Figura 5.7 Granulometria a Laser com Ultrassom dos Fíleres.

Para a análise da influência do fíler nas propriedades do concreto asfáltico serão considerados os resultados de granulometria a laser com ultrassom. Essa metodologia representa melhor a possível quebra dos agregados durante a compactação e desagrega as partículas durante o ensaio melhorando a repetibilidade do mesmo.

Na granulometria simples a relação crescente do tamanho dos grãos é: cimento < cal < calcário < fíler de basalto, enquanto na granulometria a laser a relação é: cal < fíler de basalto < cimento < calcário. Essa diferença pode estar ligada a desagregação diferenciada entre as duas

metodologias, sendo que na granulometria a laser com ultrasson a desagregação apresenta menor influência do operador.

A cal apresentou porcentagem de fíler ativo ($\% < 20 \mu\text{m}$) superior ao cimento, contudo, em uma pesquisa realizada por Cavalcante e Soares (2001), os dois materiais apresentaram porcentagens praticamente iguais e, em outra pesquisa realizada por Ribeiro Filho *et al.* (2001), o cimento apresentou maior porcentagem de fíler ativo. Esses resultados demonstram que mesmo os fíleres artificiais podem apresentar diferenças significativas e que, portanto, não se pode generalizar as propriedades obtidas com os mesmos.

Segundo o *Highway Research Board* (1955) *apud* Coelho (1992), a utilização de fíleres bem graduados proporciona a redução do volume de vazios dos agregados minerais (VAM) e conseqüentemente do volume de vazios do concreto asfáltico, além de aumentar a estabilidade Marshall das misturas. Verifica-se, na Figura 5.7, que os fíleres calcário e cimento são mais bem graduados que os outros dois fíleres (cal e basalto). A cal é o fíler mais uniforme e o calcário o mais desuniforme.

A Tabela 5.13 apresenta os resultados de peso específico dos grãos e área específica. Verifica-se que a cal apresenta resultados de peso específico muito inferior e área específica muito superior aos demais fíleres. O valor inferior de peso específico apresentado pela cal pode influenciar nos valores de densidade aparente e o valor superior de área específica pode influenciar no consumo de CAP dos concretos asfálticos obtidos com esse fíler. Os resultados de área específica obtidas nos ensaios são coerentes com a granulometria a laser.

Tabela 5.13 Resultados de Peso Específico dos Grãos e Área Específica.

Fíler	Peso específico dos grãos (kN/m^3)	Área específica (cm^2/g)
Basalto	28,59	3.360
Calcário	27,92	1.500
Cal	24,47	11.720
Cimento	30,02	4.300

Os valores de peso específico dos grãos obtidos na presente pesquisa para a cal e o cimento são semelhantes aos valores obtidos por Cavalcante e Soares (2001), no entanto se diferenciam dos valores obtidos por Ribeiro Filho *et al.* (2001). Quanto aos valores de área específica, os valores obtidos por Ribeiro Filho *et al.* (2001), para o cimento, são semelhantes; para a cal, são cerca de sete vezes menor.

Visando entender melhor os fíleres utilizados, foram realizadas análises microscópicas, cujos resultados são apresentados nos sub-itens a seguir.

5.3.2.1 Exame Estereoscópico

Os exames estereoscópico utilizando-se lupa binocular foram realizados com o material retido na peneira N° 100, portanto não foram realizados exames do cimento. A Figura 5.8 apresenta as imagens obtidas, e a Tabela 5.14 apresenta as principais características observadas nas imagens obtidas.

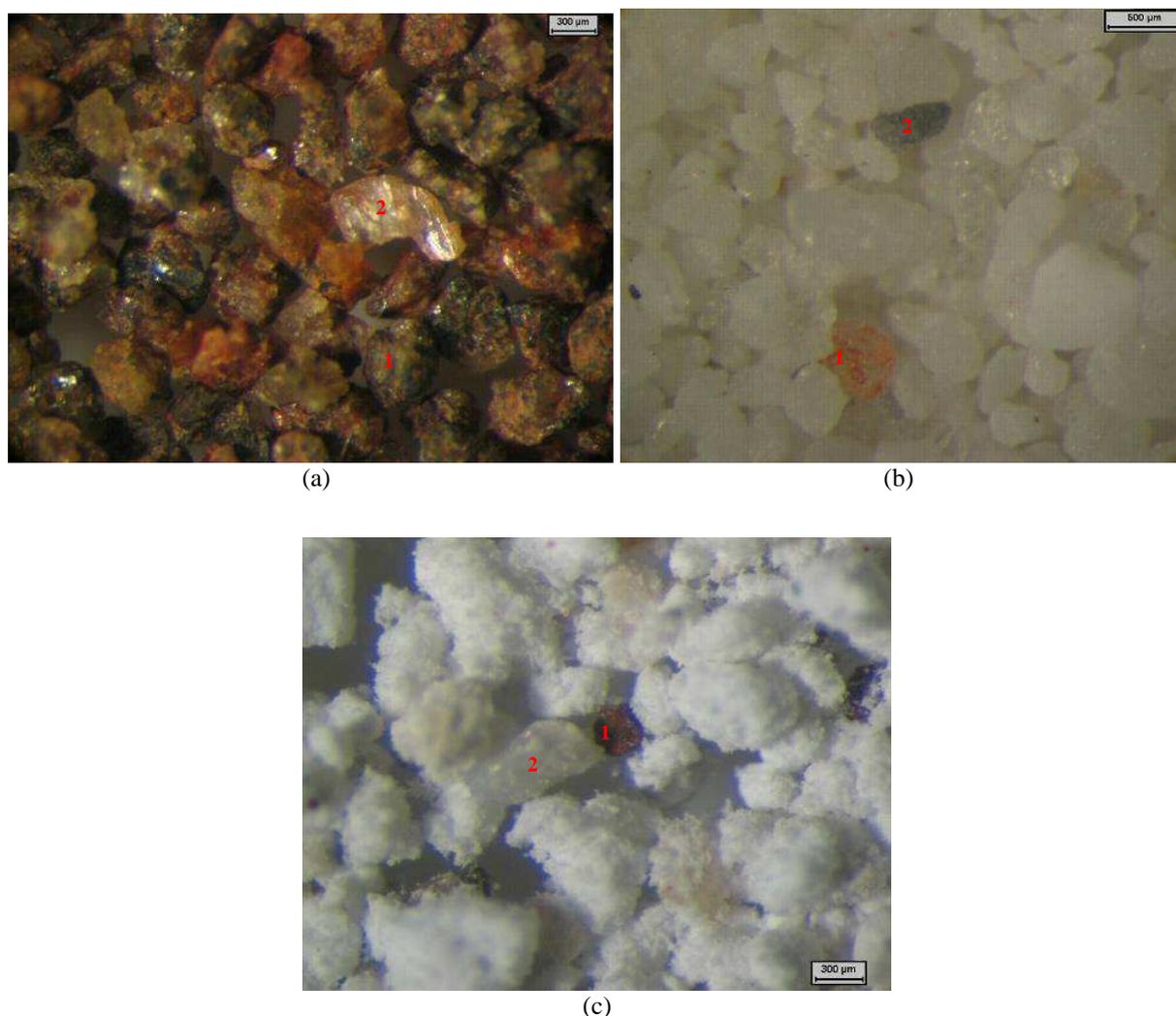


Figura 5.8 Imagem obtida em Lupa Binocular:

a) Basalto: 1) cristais de piroxênio e 2) feldspato; b) Calcário: 1) grão com cobertura ferruginosa e 2) grão de cor cinza; c) Cal: 1) impureza argilo-limonítica e 2) cristal de calcita não transformado em hidróxido.

Tabela 5.14 Principais Características Observadas nos Exames Estereoscópicos.

Fíler	Cor	Grau de arredondamento	Esfericidade	Superfície
Basalto	Marrom	Angulosos a subangulosos	Baixa	Rugosa fosca
Calcário	Branca	Angulosos a subangulosos	Baixa	Rugosa fosca
Cal	Branca	Subarredondados	Média	Rugosa fosca

O calcário apresenta quartzo incolor ($\leq 5\%$) e impurezas ($\leq 1\%$) ferruginosas de cor avermelhada e outras cinza que não foram identificadas. Alguns grãos apresentam superfície lisa. A cal apresenta alguns grãos de carbonato ou sílica duros e também cristais pretos que se desagregam com facilidade.

5.3.2.2 Difração de Raios-X

As difrações de raios-X foram realizadas com o material retido na peneira N° 100 e passado na peneira N° 200. A Tabela 5.15 apresenta os minerais identificados nos quatro fíleres.

Tabela 5.15 Minerais Identificados nas Análises de Difração de Raios-X.

Fíler	Material Retido na Peneira N° 100			Material Passado na Peneira N° 200		
	Mineral Principal	Minerais Subordinados	Minerais Traços	Mineral Principal	Minerais Subordinados	Minerais Traços
Basalto	Feldspatos ¹ e piroxênios ²	Montmorillonita ³ , espinélio, hematita e quartzo	Anfibólios ⁴ e talco ⁵	Feldspatos ¹ e piroxênios ²	Montmorillonita ³ , espinélio, hematita e quartzo	-
Calcário	Dolomita	Quartzo	-	Dolomita	Quartzo	-
Cal	Calcita	Hidróxido de cálcio	Quartzo	Calcita	Hidróxido de cálcio	-
Cimento	-	-	-	C3S, Iarnita, gipsita e silicato de Fe e Mg	Periclásio, brownmillerita e C3A	Tobermorita

OBS: 1) labradorita e microclínio, 2) augita, 3) expansiva, 4) hornblenda e 5) como produto de alteração.

Verifica-se, na Tabela 5.15, que os minerais encontrados na fração passada e retida na peneira N° 200 e 100 são muito semelhantes. A cal e o cimento são materiais artificiais, portanto, apresentam os minerais típicos desses produtos industrializados. O calcário é do tipo dolomítico com predominância da dolomita.

Segundo Frascá e Sartoni (1998), a mineralogia essencial do basalto é plagioclásio cálcico (labradorita: 35 a 50%, augita: 20 a 40% e ilmetita: 5 a 15%). Os autores afirmam ainda que o material vítreo acha-se transformado (devitrificado) em argilominerais (especialmente do grupo da montmorillonita). Verifica-se, na Tabela 5.15, que o fíler de basalto apresenta essas características.

5.3.2.3 Microscopia Eletrônica de Varredura

As imagens obtidas nas análises utilizando-se a técnica de microscopia eletrônica de varredura (MEV) representam as amostras de pó dos quatro fíleres estudados e demonstram os aspectos visuais em diferentes aumentos.

A Figura 5.9 apresenta as imagens obtidas do fíler basalto com aumento de 500 e 2000 vezes. Observam-se, nas imagens, partículas de diversas dimensões e formas (angulosos, subangulosos, arredondados e tabulares). A diversidade de formas é consequência dos minerais do basalto que se individualizaram em função da moagem. Existem partículas muito pequenas aderidas às partículas maiores e, em alguns casos, essas partículas finas formam aglomerados.

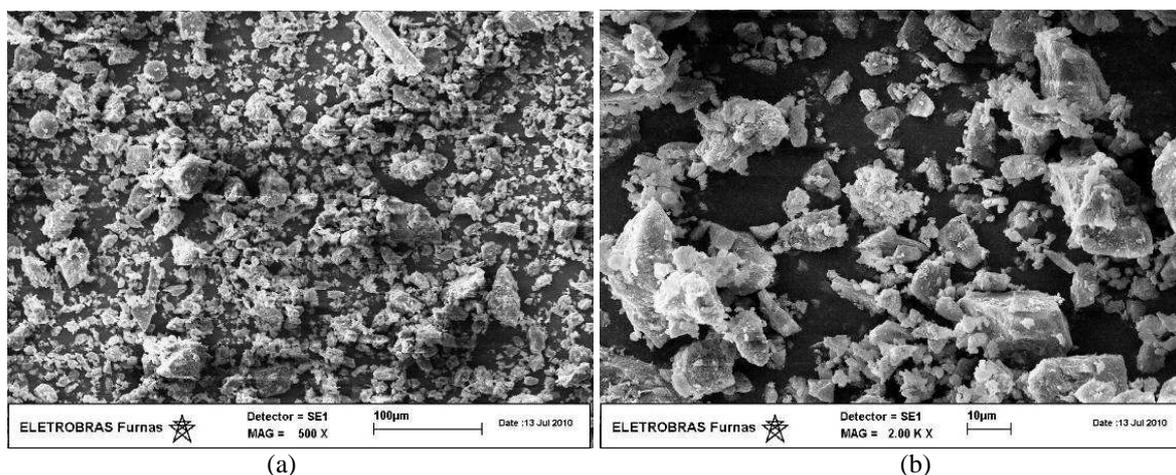


Figura 5.9 Imagem da Amostra de Pó de Basalto: a) Ampliação de 500X.; b) Ampliação de 2000X.

A Figura 5.10 apresenta as imagens obtidas do fíler de calcário com aumento de 500 e 2000 vezes. Observam-se cristais maciços individualizados de dolomita com um padrão de arredondamento variando de anguloso a subanguloso. Na Figura 5.10 b, percebe-se que as superfícies dos cristais estão livres de partículas muito finas em relação ao padrão da amostra. Elas apresentam predominantemente partículas com dimensões de aproximadamente 15 µm, porém é possível se observar partículas de maiores dimensões.

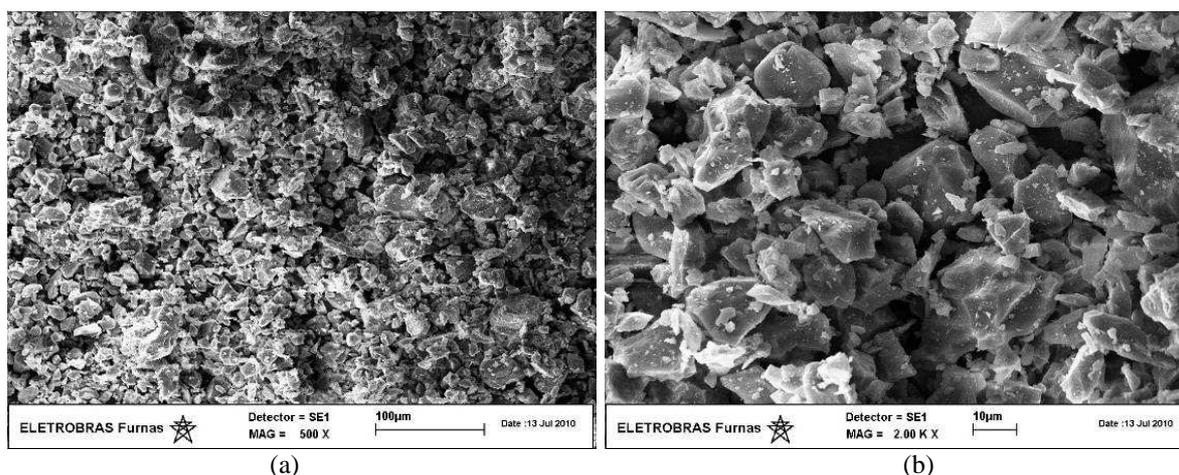


Figura 5.10 Imagem da Amostra de Pó de Calcário: a) Ampliação de 500X.; b) Ampliação de 2000X.

A Figura 5.11 apresenta as imagens obtidas da cal com aumento de 1000 e 5000 vezes. Observam-se partículas não individualizadas formando flocos. Estas partículas possuem formas

irregulares e mesmo floculadas apresentam dimensões inferiores a 10 μm , como mostra a Figura 5.11 b.

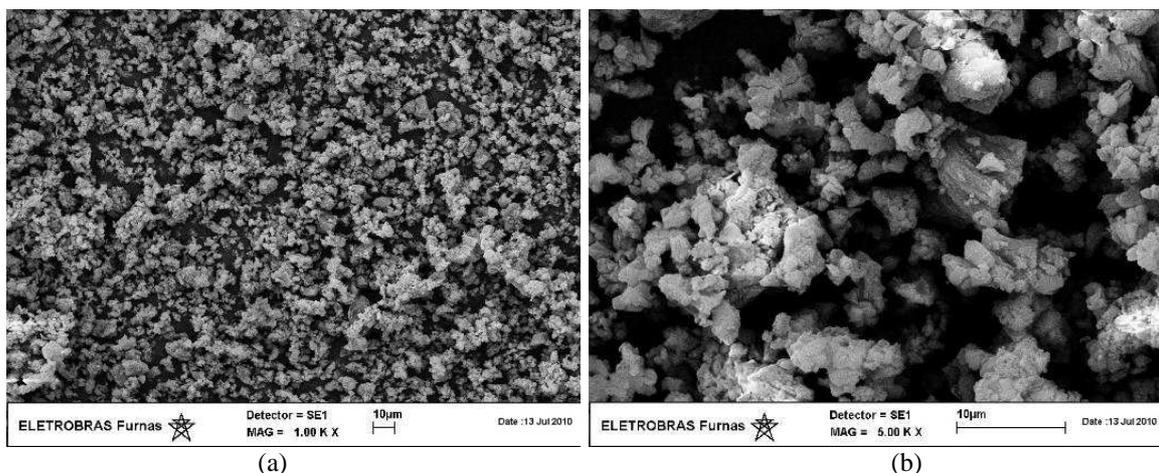


Figura 5.11 Imagem da Amostra de Pó de Cal: a) Ampliação de 1000X.; b) Ampliação de 5000X.

A Figura 5.12 apresenta as imagens obtidas do cimento com aumento de 500 e 2000 vezes. Observam-se partículas irregulares com diversas dimensões. A amostra é composta por partículas de dimensões maiores (silicatos de cálcio e magnésio) em meio a partículas de dimensões menores. Verifica-se, na imagem, a presença de material pulverulento proveniente provavelmente do composto silicato de cálcio e magnésio.

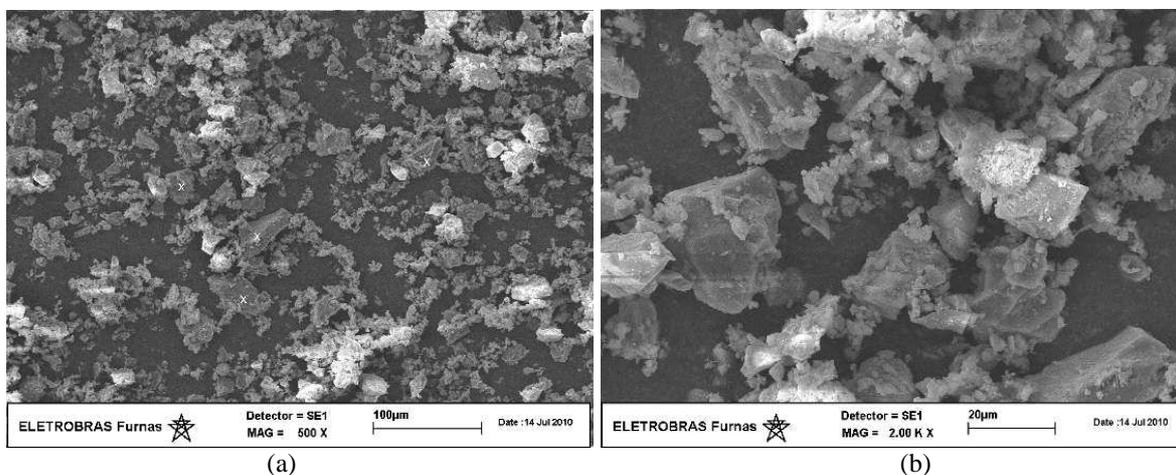


Figura 5.12 Imagem da Amostra de Pó de Cimento: a) Ampliação de 500X.; b) Ampliação de 2000X.

As duas parcelas dos fíleres, fíler agregado e fíler ativo, têm duas funções básicas: preencher os vazios entre os agregados grão e miúdos – fíler agregado, e aumentar a viscosidade do ligante e conseqüentemente a rigidez - fíler ativo. A avaliação da influência do fíler depende, dentre outros fatores, da granulometria e da forma dos grãos. No entanto, nos ensaios de granulometria simples, não é possível determinar as porcentagens menores que 40 e 20 μm , e normalmente a forma do mesmo não é avaliada.

Para analisar o fíler aplicado em misturas asfálticas, é necessário aprimorar as metodologias atualmente adotadas para sua caracterização e avaliar também as atividades físico-químicas com o CAP. Além da avaliação do fíler antes da aplicação em concretos asfálticos, é importante o controle da produção do mesmo durante a britagem dos agregados, no caso de fíler natural, e durante a separação do mesmo na usina. Variações no processo de produção, britador e usina, podem provocar variação na granulometria, prejudicando o ajuste da mistura e conseqüentemente as propriedades esperadas.

5.4 DOSAGEM MARSHALL

Todas as dosagens e as misturas utilizadas na UHE Foz do Chapecó foram realizadas utilizando-se como referência o critério de Füller com D_{max} igual a 15,9 mm. Deste modo, a porcentagem de agregado graúdo (maior que 4,8 mm) nos concretos asfálticos estudados nesta pesquisa é da ordem de 39% em relação ao material granular. Além disso, todas as misturas foram realizadas utilizando-se o mesmo agregado graúdo (basalto obtido nas escavações obrigatórias da UHE Foz do Chapecó), portanto os resultados obtidos não devem ter influência do tipo, formato e natureza do agregado graúdo.

O parâmetro que define o teor ideal de ligante nas dosagens utilizadas em núcleos de barragens é o volume de vazios. Buzatti (1983) publicou uma pesquisa avaliando a influência da variação das grandezas básicas no cálculo do volume de vazios. Ele adotou o coeficiente de variação (CV) normalmente admitido pelas especificações para a densidade dos agregados (CV = 0,2%), densidade da mistura compactada (CV = 0,6%), densidade do CAP (CV = 0,3%) e teor de CAP (CV = 6,16%) e verificou que o coeficiente de variação do volume de vazios seria igual a 8,89%. Considerando esse coeficiente de variação, Buzatti (1983) verificou que, em uma mistura com volume de vazios de projeto igual a 4%, este índice poderia variar de 3,3 a 4,7%.

Segundo Coelho (1992), em 1948, o *Corps of Engineers* desenvolveu um estudo para determinar o número de corpos-de-prova necessários para conferir confiabilidade aos resultados do ensaio Marshall e verificou que a variabilidade dos parâmetros volumétricos (densidade aparente, volume de vazios e relação betume vazios) é relativamente baixa, porém a variabilidade dos parâmetros mecânicos (fluência e estabilidade) é relativamente alta. A Tabela 5.16 apresenta o limite de tolerância estabelecido pelo *Corps of Engineers* e a quantidade mínima de corpos-de-prova sugeridos para obterem resultados dentro desses limites de tolerância.

Tabela 5.16 Número de Corpos-de-prova e Limites de Tolerância Sugeridos pelo *Corps of Engineers* para Concretos Asfálticos (COELHO, 1992 – Modificado).

Descrição	Parâmetro		
	Densidade aparente	Fluência	Estabilidade
Limites de tolerância (%)	± 0,4	± 5	± 10
Nº de corpos-de-prova	2	7	10

Conforme descrito no Capítulo 4, nas dosagens apresentadas nesse item, foram utilizados três corpos-de-prova para cada teor de CAP e a densidade média foi calculada utilizando-se os resultados de, pelo menos, dois corpos-de-prova com variação máxima de 0,02 g/cm³. Portanto as dosagens realizadas nesta pesquisa atenderam, quanto ao número de corpos-de-prova, a recomendação do *Corps of Engineers* para a densidade aparente; contudo não atenderam ao número de corpos-de-prova sugeridos para fluência e estabilidade e nem aos limites de tolerância dos três parâmetros.

5.4.1 Influência do Tipo de CAP

A Tabela 5.17 apresenta os resultados dos parâmetros volumétricos obtidos nas dosagens realizadas com os dois tipos de CAP. Conforme relatado no Capítulo 4, a massa específica máxima foi calculada, portanto a diferença entre os dois CAPs é função da variação da massa específica dos mesmos (CAP 50-70 = 1,000 g/cm³ e CAP 85-100 = 1,012 g/cm³).

Tabela 5.17 Resultados dos Parâmetros Volumétricos Obtidos nas Dosagens com CAPs 50-70 e 85-100 - Influência do Tipo de CAP.

Parâmetro	Unidade	Tipo de CAP	Porcentagem de CAP				
			5,5	6,0	6,5	7,0	7,5
Gmb	g/cm ³	CAP 50-70	2,592	2,577	2,552	2,532	2,512
		CAP 85-100	2,569	2,566	2,555	2,533	2,503
Gmm	g/cm ³	CAP 50-70	2,625	2,602	2,580	2,559	2,538
		CAP 85-100	2,630	2,605	2,586	2,564	2,543
Volume de Vazios	%	CAP 50-70	1,3	1,0	1,1	1,1	1,0
		CAP 85-100	2,3	1,5	1,2	1,2	1,6
VCB	%	CAP 50-70	14	15	17	18	19
		CAP 85-100	14	15	16	18	19
VAM	%	CAP 50-70	16	16	18	19	20
		CAP 85-100	16	17	18	19	20
RBV	%	CAP 50-70	92	94	94	94	95
		CAP 85-100	86	91	93	94	92

Legenda: Gmb = massa específica aparente; Gmm = massa específica máxima; VCB = vazios cheios de betume; VAM = vazios do agregado mineral; RBV = relação betume vazios.

A massa específica aparente (Gmb) apresentada na Tabela 5.17 representa a média de três corpos-de-prova que apresentaram variação máxima de $0,02 \text{ g/cm}^3$ e coeficiente de variação máximo de 0,2%. A Figura 5.13 apresenta a comparação da massa específica aparente obtida com a variação do teor de CAP.

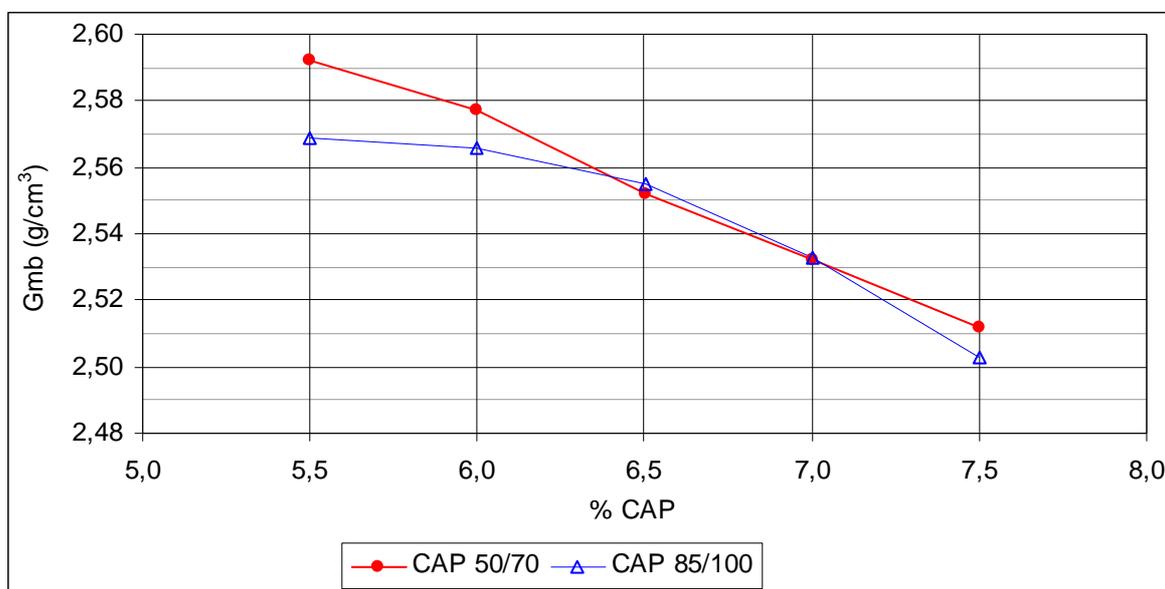


Figura 5.13 Variação da Massa Específica Aparente com o Teor de CAP: CAP 50-70 vs CAP 85-100.

Foi utilizado o programa “*statistica*” para análise estatística dos dados e verificou-se, na análise de variância (ANOVA) com nível de significância (α) igual a 0,05 (95% de confiança), que o tipo e teor de CAP são estatisticamente significantes no valor da massa específica do concreto asfáltico. Os testes (teste de Fisher) demonstraram que as duas séries de dados pertencem a populações diferentes. A Tabela 5.18 apresenta um resumo dos resultados obtidos.

Tabela 5.18 Análise de Variância Realizada com os Dados de Massa Específica – Influência do Tipo de CAP.

Parâmetro	Variância	Graus de liberdade	MS	F ₀	F _c	% influência
Tipo de CAP	0,0004	1	0,0004	26,00	4,35	99,9946
Teor de CAP	0,0213	4	0,0053	329,00	2,87	100,0000

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F₀ = Valor observado, F_c = valor crítico.

Os dados, apresentados na Figura 5.13 e na Tabela 5.18, demonstram que a massa específica da mistura tem relação direta com o teor de CAP, ou seja, tendência de diminuição com o aumento do teor de CAP, independentemente do tipo de CAP. Na análise de agrupamento de médias homogêneas (método de Duncan’s), verificou-se que os valores médios de massa específica obtida para cada teor de CAP, independentemente do tipo de CAP, são

estatisticamente diferentes. Essa relação era esperada, pois a massa específica dos agregados é maior que a massa específica dos CAPs, portanto a massa específica da mistura diminuiu com o aumento do teor de CAP.

Na avaliação da influência do tipo de CAP, verifica-se que a massa específica média da mistura com os dois tipos de CAP, independentemente do teor de CAP, pertencem a populações diferentes, sendo que a massa específica do CAP 85-100 tende a ser menor que a do CAP 50-70. Esperava-se que a massa específica das misturas que utilizaram o CAP 85-100 fosse maior, pois o mesmo apresenta maior massa específica.

A massa específica aparente do concreto asfáltico depende, entre outros fatores, da viscosidade do CAP, pois ligantes mais viscosos podem proporcionar um filme de ligante mais espesso recobrando os grãos e conseqüentemente uma menor massa específica aparente. As duas misturas foram compactadas para uma mesma faixa de viscosidade, ou seja, temperaturas diferentes. Portanto, nesse caso, a viscosidade do CAP teria pouca influência nesse parâmetro. Entretanto, a diferença de massa específica entre os dois CAPs é muito pequena (diferença de $0,012 \text{ g/cm}^3$), portanto uma pequena variação na temperatura durante a compactação dos corpos-de-prova, provocaria uma variação na viscosidade e conseqüentemente na massa específica da mistura.

A análise estatística indicou significância do tipo de CAP na massa específica aparente das misturas, todavia a diferença entre as massas específicas com os dois tipos de CAP foi superior a $0,02 \text{ g/cm}^3$ (valor adotado na prática na eliminação de corpos-de-prova de dosagens) exclusivamente para 5,5%. Para os demais teores de CAP, a diferença entre a massa específica aparente para os dois tipos de CAP foi inferior a $0,02 \text{ g/cm}^3$. Na análise de agrupamento de médias homogêneas, verificou-se que, para os teores de 6,5 e 7,0%, as duas séries de dados apresentaram valores semelhantes de Gmb para os dois tipos de CAP.

O volume de vazios depende da massa específica aparente e da massa específica máxima, portanto, na análise de variância ($\alpha = 0,05$), verificou-se que o tipo e teor de CAP são estatisticamente significantes no valor do volume de vazios. Os testes demonstraram que as duas séries de dados pertencem a populações diferentes (Tabela 5.19).

Tabela 5.19 Análise de Variância Realizada com os Dados de Volume de Vazios – Influência do Tipo de CAP.

Parâmetro	Variância	Graus de liberdade	MS	F ₀	F _c	% influência
Tipo de CAP	1,6	1	1,59	65	4,35	100,0000
Teor de CAP	1,7	4	0,43	18	2,87	99,9998

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F₀ = Valor observado, F_c = valor crítico.

A Figura 5.14 apresenta a variação do volume de vazios em função do tipo e teor de CAP. Verifica-se nessa figura que o volume de vazios obtido para o CAP 50-70 é menor que o volume de vazios obtido para o CAP 85-100. Na análise de agrupamento de médias homogêneas, verificou-se que os valores médios do volume de vazios obtidos para os dois tipos de CAP, independentemente do teor de CAP, são estaticamente diferentes.

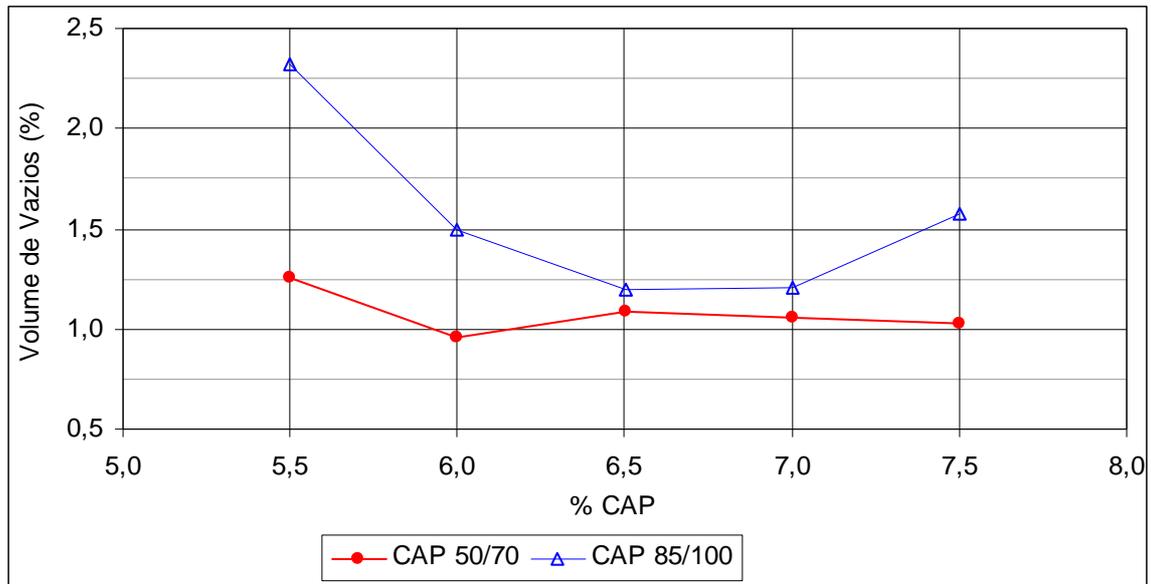


Figura 5.14 Variação do Volume de Vazios com o Teor de CAP: CAP 50-70 vs CAP 85-100.

Na avaliação da influência do teor de CAP, não é observada uma relação com o volume de vazios. A análise de agrupamento de médias homogêneas corrobora essa análise, pois não foi observada uma diferença entre a média dos volumes de vazios obtidos para as porcentagens de 6,0 a 7,5%, independentemente do tipo de CAP. A maior dispersão foi observada para o volume de vazios obtido para 5,5% de CAP 85-100.

O volume de vazios é o principal parâmetro na definição do teor de CAP de projeto, sendo recomendado volume de vazios menor que 3%. Saxegaard (2009) recomenda que, nos estudos laboratoriais, o volume de vazios seja menor ou igual a 2%.

Não se recomendam baixos valores de teor de CAP, pois o concreto asfáltico pode apresentar alta rigidez. Brenth & Arslan (1990) recomendam misturas com teores variando de 6 a 8%. Verifica-se, na Figura 5.14, que o teor de ligante de projeto para os dois tipos de CAP, para atender a essa recomendação e ao volume de vazios máximo de 2,0%, deve ser maior que 6,0%. No entanto, a utilização do CAP 85-100 implica algumas vantagens:

- a utilização de ligante menos viscoso demanda menores temperaturas de produção e aplicação, diminuindo os custos. A diferença de temperatura pode chegar, no caso dos CAPs estudados, a 10°C;

- um dos fatores que provocam envelhecimento do material é a utilização de altas temperaturas durante a produção do concreto asfáltico. A utilização de menores temperaturas implica na diminuição da oxidação do ligante e conseqüentemente do envelhecimento do concreto asfáltico;
- ligante com menor viscosidade e maior ductilidade implicam em misturas de menor rigidez e maior flexibilidade para as temperaturas de serviço. Essas características proporcionam aos núcleos de barragens um melhor ajuste as deformações dos aterros evitando o aparecimento de fissuras.

A Figura 5.15 apresenta a relação entre o teor de ligante e os vazios do agregado mineral (VAM), e a Figura 5.16 mostra a relação entre o teor de ligante e a relação betume vazios (RBV).

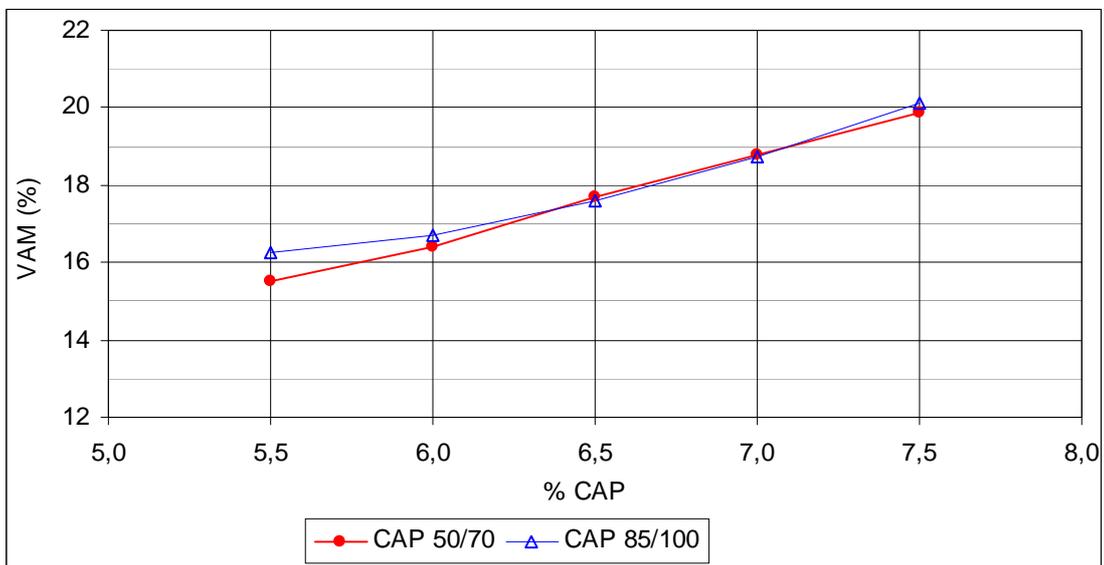


Figura 5.15 Variação dos Vazios do Agregado Mineral (VAM) com o Teor de CAP: CAP 50-70 vs CAP 85-100.

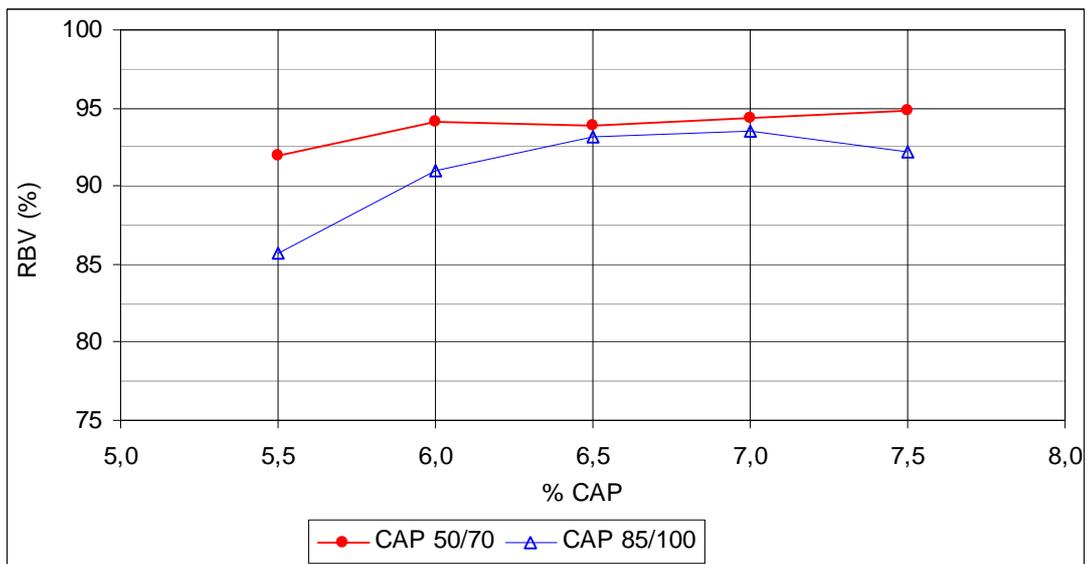


Figura 5.16 Variação da Relação Betume Vazios (RBV) com o Teor de CAP: CAP 50-70 vs CAP 85-100.

Verifica-se, na Figura 5.15, que os valores do VAM obtidos para os dois tipos de CAP são similares e que o mesmo aumenta com o teor de CAP. Analisando-se os dados de VCB (vazios cheios de betume) apresentados na Tabela 5.17, observa-se o mesmo comportamento.

Apesar de a RBV ter relação com o VAM e VCB, verifica-se, na Figura 5.16, que as misturas apresentaram uma tendência de estabilização para teores de CAP maiores que 6,0%. Essa estabilização foi observada também no volume de vazios (Figura 5.14). A tendência de estabilização do volume de vazios e RBV está ligada ao elevado teor de fluido (CAP) na amostra quando essa apresenta RBV superior a 90%. Para RBV acima de 90%, parte da energia de compactação aplicada se transfere para o fluido impedindo a compactação e consequente impedindo também a diminuição do volume de vazios e o aumento da RBV. Nesse caso, mesmo com a alteração da energia aplicada (aumento do número de golpes), não se tem uma diminuição do volume de vazios, pois os vazios da amostra estão saturados, ou seja, ocupados com o fluido (CAP) e as bolhas de ar ocluso. Em função dessa característica, nesta tese as amostras com RBV superior a 90% serão denominadas como “amostras com vazios saturados”.

Após a utilização dos corpos-de-prova para definição dos parâmetros volumétricos, optou-se por realizar os ensaios de ruptura Marshall para determinar a estabilidade e a fluência. As Figuras 5.17 e 5.18 apresentam os gráficos de variação da estabilidade e da fluência com o teor e tipo de CAP. Os resultados apresentados nos gráficos representam a média de três corpos-de-prova para cada teor de ligante. Verificou-se que os dois parâmetros apresentaram uma dispersão significativa. O coeficiente de variação da estabilidade chegou a 20%, e o da fluência, a 16%.

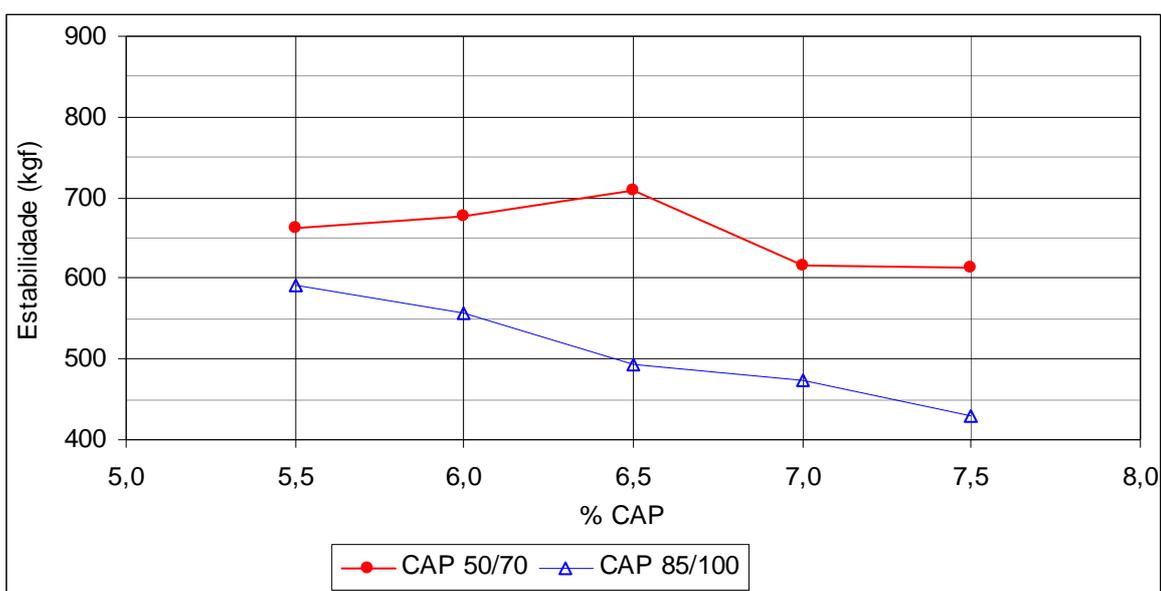


Figura 5.17 Variação da Estabilidade com o Teor de CAP: CAP 50-70 vs CAP 85-100.

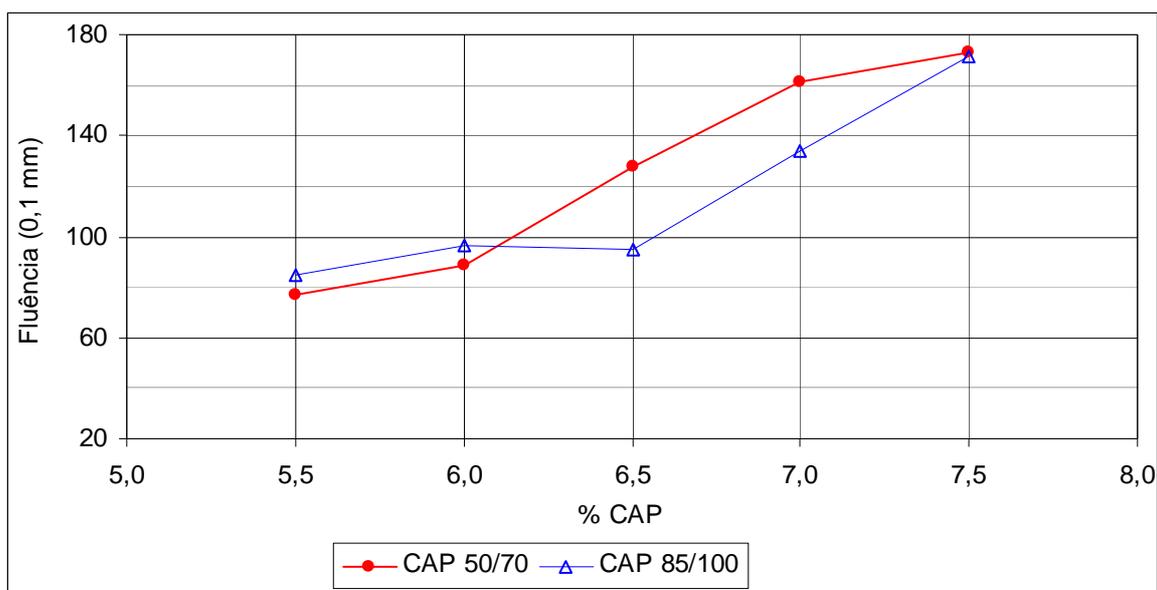


Figura 5.18 Variação da Fluência com o Teor de CAP: CAP 50-70 vs CAP 85-100.

Pesquisas publicadas pelo *Corps of Engineers*, em 1948, avaliaram a influência do tipo de ligante nos resultados dos parâmetros obtidos no ensaio Marshall e concluíram que o mesmo influencia somente na estabilidade (COELHO, 1992). Na análise de variância ($\alpha = 0,05$) realizada para os dados apresentados nas Figuras 5.17 e 5.18, verificou-se que o tipo de CAP é estatisticamente significativo no valor da estabilidade e da fluência. Nessa análise, verificou-se que o teor de CAP é estatisticamente significativo somente para a fluência. Em uma análise com $\alpha = 0,01$ (99% de confiança), verificou-se que o tipo de CAP não é estatisticamente significativo para a fluência, corroborando a pesquisa publicada pelo *Corps of Engineers* em 1948. A Tabela 5.20 apresenta os dados da análise de variância.

Tabela 5.20 Análise de Variância Realizada com os Dados de Estabilidade e Fluência – Influência do Tipo de CAP.

Parâmetro	Efeito	Variância	Graus de liberdade	MS	F ₀	F _c	% influência
Estabilidade	Tipo de CAP	160659	1	160659	33,62	4,35	99,9989
	Teor de CAP	51993	4	12998	2,72	2,87	94,1283
Fluência	Tipo de CAP	609	1	609	5,52	4,35	97,0759
	Teor de CAP	34838	4	8710	78,84	2,87	100,0000

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F₀ = Valor observado, F_c = valor crítico.

A análise de agrupamento de médias homogêneas e os resultados apresentados nas Figuras 5.17 e 5.18 demonstraram que os valores médios da estabilidade e fluência obtidos para os dois tipos de CAP, independentemente do teor de CAP, são estaticamente diferentes e são menores para o CAP 85-100. Quanto à influência do teor de CAP, a estabilidade apresenta uma

tendência de queda com o aumento do teor de CAP, no entanto a maioria dos valores estão dentro da mesma ordem de grandeza (estatisticamente pertencem a uma mesma população independentemente do teor de CAP). A fluência tende a aumentar como teor de CAP.

Os ensaios de estabilidade e fluência foram realizados a 60°C independentemente do tipo de CAP, portanto a viscosidade do CAP pode influenciar nos valores obtidos. Para a temperatura de 60°C, a viscosidade do CAP 50-70 pode ser até 50% superior à viscosidade do CAP 85-100. Os valores superiores de estabilidade para as misturas com CAP 50-70 devem estar ligadas à maior rigidez do CAP 50-70.

Os resultados de fluência obtidos nos ensaios apresentaram comportamento atípico, pois a mistura com menor volume de vazios e maior estabilidade (mistura com CAP 50-70) apresentou maior fluência. A análise estatística corrobora os resultados, ou seja, o tipo de ligante não influenciou na fluência. Esse comportamento atípico pode estar relacionado à saturação dos vazios das amostras. Segundo o *Highway Research Board* (1955) *apud* Coelho (1992), misturas com RBV superiores a 90% produzem misturas asfálticas instáveis. A saturação dos vazios nessas misturas (RBV > 90%) implica a formação de películas mais espessas de ligante, que envolvem os agregados, provocando a diminuição do atrito entre os grãos e, conseqüentemente, a diminuição da estabilidade e da rigidez e o aumento das deformações e da fluência.

Durante a realização dos ensaios de laboratório observou-se que a menor viscosidade do CAP 85-100 proporciona uma melhor trabalhabilidade e a possibilidade de utilização de temperaturas menores para a homogeneização e compactação. A Tabela 5.21 apresenta um resumo da análise da influência do tipo de CAP para 95% e 99% de confiança nos parâmetros volumétricos e mecânicos das dosagens analisadas.

Tabela 5.21 Resumo da Influência do Tipo de CAP nos Parâmetros Obtidos nas Dosagens.

Confiança (%)	Massa Específica	Volume de Vazios	Estabilidade	Fluência
95	Sim	Sim	Sim	Sim
99	Sim	Sim	Sim	Não

5.4.2 Influência do Tipo de Fíler

A Tabela 5.22 apresenta os resultados dos parâmetros volumétricos obtidos nas dosagens realizadas com os quatro tipos de fíleres. Os resultados apresentados na Tabela 5.22 representam a média de três corpos-de-prova que apresentaram variação máxima de 0,02 g/cm³ entre os mesmos, com exceção do basalto 6,0% e cal 5,5, 6,0 e 6,5% que representam a média

de dois corpos-de-prova, pois um apresentou variação superior a 0,02 g/cm³ em relação aos demais.

Tabela 5.22 Resultados dos Parâmetros Volumétricos Obtidos nas Dosagens com Diferentes Fileres - Influência do Tipo de Fíler.

Parâmetro	Unidade	Tipo de Fíler	Porcentagem de CAP				
			5,5	6,0	6,5	7,0	7,5
Gmb	g/cm ³	1 - Basalto	2,530	2,549	2,543	2,529	2,516
		2 - Calcário	2,559	2,553	2,540	2,513	2,500
		1 + 2	2,528	2,540	2,539	2,528	2,499
		3 - Cal	2,302	2,281	2,341	2,407	2,437
		4 - Cimento	2,582	2,566	2,553	2,530	2,507
Gmm	g/cm ³	1 - Basalto	2,617	2,595	2,591	2,563	2,558
		2 - Calcário	2,620	2,594	2,584	2,553	2,542
		1 + 2	2,616	2,587	2,580	2,560	2,537
		3 - Cal	2,575	2,551	2,545	2,534	2,488
		4 - Cimento	2,631	2,600	2,573	2,554	2,545
Volume de Vazios	%	1 - Basalto	3,3	1,8	1,9	1,3	1,6
		2 - Calcário	2,3	1,6	1,7	1,6	1,7
		1 + 2	3,4	1,8	1,6	1,3	1,5
		3 - Cal	10,6	10,6	8,0	5,0	2,0
		4 - Cimento	1,9	1,3	0,8	0,9	1,5
VCB	%	1 - Basalto	14	15	16	17	19
		2 - Calcário	14	15	16	17	19
		1 + 2	14	15	16	17	19
		3 - Cal	13	14	15	17	18
		4 - Cimento	14	15	16	18	19
VAM	%	1 - Basalto	17	17	18	19	20
		2 - Calcário	16	17	18	19	20
		1 + 2	17	17	18	19	20
		3 - Cal	23	24	23	22	20
		4 - Cimento	16	17	17	18	20
RBV	%	1 - Basalto	81	89	90	93	92
		2 - Calcário	86	91	91	92	92
		1 + 2	80	89	90	93	93
		3 - Cal	54	56	65	77	90
		4 - Cimento	88	92	95	95	93

Legenda: Gmb = massa específica aparente; Gmm = massa específica máxima; VCB = vazios cheios de betume; VAM = vazios do agregado mineral; RBV = relação betume vazios.

demais. Desconsiderando-se as misturas com a cal, verificou-se que os demais fíleres, com exceção do teor de CAP igual a 5,5%, apresentam a tendência de aumento da massa específica com a diminuição do teor de CAP. Conforme analisado no item 5.3.1, esse é o comportamento esperado, pois a massa específica dos agregados é maior que a massa específica dos CAPs, portanto, a massa específica da mistura deve tender a diminuir com o aumento do teor de CAP.

Na análise de agrupamento de médias homogêneas (método de Duncan's), desconsiderando-se os dados das misturas com cal, verificou-se que os valores médios de massa específica obtida para cada teor de CAP com exceção de 5,5% de CAP, independentemente do tipo de fíler, são estaticamente diferentes.

Na avaliação da influência do tipo de fíler com ou sem os dados das misturas com cal, verificou-se que a massa específica média das misturas com cal, basalto + calcário, cimento e das misturas com basalto e calcário, independentemente do teor de CAP, pertencem a populações diferentes. As misturas com basalto e calcário pertencem à mesma população, ou seja, apresentam valores médios de massa específica estatisticamente iguais.

A maior massa específica foi obtida para as misturas com cimento e as menores com a cal. Um dos fatores que pode influenciar no valor da massa específica aparente é a massa específica dos agregados e do CAP. As misturas foram realizadas utilizando-se o mesmo CAP (CAP 85-100). Os agregados com exceção da cal e cimento (a cal apresenta o menor valor e o cimento o maior) apresentaram peso específico dos grãos semelhantes (Tabela 5.13), portanto as massas específicas obtidas têm uma relação com peso específico dos grãos.

Verifica-se, na Figura 5.19, que as misturas com mais de 6,0% de CAP não apresentam diferenças significativas na prática (a diferença entre as massas específicas é, no máximo, da ordem de $0,02 \text{ g/cm}^3$). A mistura com a cal apresenta grande dispersão em relação a outras misturas, sendo que somente a variação do peso específico não explica essa diferença. Essa variação pode estar ligada à área específica da cal, pois essa apresenta valor muito superior aos demais fíleres. A maior área específica provoca um maior consumo de CAP.

Todas as misturas apresentaram comportamento esperado para a massa específica máxima, ou seja, tendência de diminuição com aumento do teor de CAP. Verifica-se, na Tabela 5.22, que as misturas com a cal apresentam os menores valores e que as com cimento, os maiores valores, confirmando a relação com o peso específico dos grãos. Observa-se também que a diferença dos valores obtidos para as misturas com cal é menor que a obtida para a massa específica aparente.

A Figura 5.20 apresenta a variação do volume de vazios com o teor de CAP. Verifica-se que a mistura com cal apresenta volume de vazios bem superior ao recomendado ($V_v \leq 2,0\%$), obtendo esse valor somente para teor de CAP igual a 7,5%.

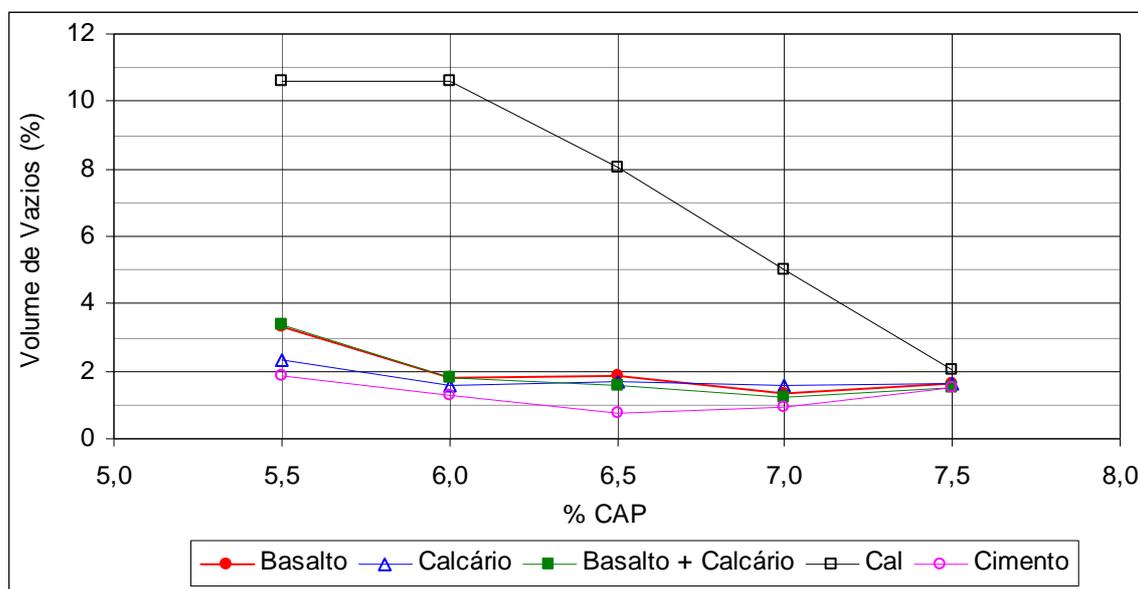


Figura 5.20 Variação do volume de vazios com o Teor de CAP: Influência do Fíler.

O volume de vazios depende da massa específica aparente e da massa específica máxima, portanto foram realizadas duas análises de variância ($\alpha = 0,05$): uma utilizando todas as misturas e outra sem os dados das misturas com a cal. Nas duas análises, verificou-se que o tipo de fíler é estatisticamente significante no valor do volume de vazios, no entanto, como na apreciação da massa específica aparente, a variância diminuiu nas análises com a retirada das misturas com cal. A Tabela 5.24 apresenta um resumo dos resultados obtidos.

Tabela 5.24 Análise de Variância Realizada com os Dados de Volume de Vazios – Influência do Tipo de Fíler.

Análise	Efeito	Variância	Graus de liberdade	MS	F_0	Fc	% influência
Todas as Misturas	Tipo de Fíler	298,8837	4	74,7209	1323,68	2,57	100,0000
	Teor de CAP	64,5523	4	16,1381	285,89	2,57	100,0000
Sem Misturas com Cal	Tipo de Fíler	4,41	3	1,47	34,70	2,85	100,0000
	Teor de CAP	15,69	4	3,92	92,60	2,61	100,0000

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F_0 = Valor observado, Fc = valor crítico.

Na análise de agrupamento de médias homogêneas, considerando-se ou desconsiderando-se os dados das misturas com cal, verificaram-se quatro agrupamentos em ordem crescente de volume de vazios: cimento < calcário e basalto+calcário < basalto+calcário e basalto < cal.

O teor de CAP também influencia no volume de vazios, independentemente do tipo de fíler, no entanto não apresenta uma tendência. A análise de agrupamento de médias

homogêneas sem as misturas com cal corrobora essa análise, pois não foi observada uma diferença estatística entre as médias obtidas para as porcentagens de 6,0 a 7,5%.

Verifica-se, na Figura 5.20, que todas as misturas, com exceção da mistura com cal, apresenta volume de vazios abaixo do recomendado ($V_v \leq 2,0\%$) e uma tendência de estabilização para teores de CAP iguais ou superiores a 6,0%.

Os altos valores do volume de vazios obtidos para as misturas com cal devem estar relacionados à área específica e porcentagem de fíler ativo. A cal apresenta área específica muito superior aos demais fíleres (quase três vezes superior à do cimento), necessitando de maior quantidade de CAP para recobrir as partículas. Essa apresenta também a maior quantidade de fíler ativo (97,4%), sendo que o mesmo é incorporado pelo CAP, aumentando a viscosidade e conseqüentemente diminuindo a eficiência da compactação.

Os demais fíleres, com exceção do cimento, também apresentam essa tendência com a granulometria, ou seja, quanto mais fino o fíler (material apresenta maior porcentagem de fíler ativo) maior o volume de vazios. Cavalcante & Soares (2001) realizaram uma pesquisa variando o tipo de fíler e encontraram essa tendência para algumas misturas.

De acordo com o exposto anteriormente, a utilização de cal implica um consumo de CAP superior aos demais fíleres, o qual pode aumentar em mais de 1,5%. A Figura 5.21 apresenta uma foto com a imagem dos corpos-de-prova compactados com a cal. Verifica-se a falta de CAP (agregados sem cobertura) para teores inferiores a 6,5%, implicando baixa coesão e resistência.



Figura 5.21 Vista dos Corpos-de-prova Compactados Utilizando Cal.

A partir das considerações anteriores, conclui-se que todas as misturas, com exceção da composição com cal, apresentaram volume de vazios compatível para aplicação em núcleos de barragens para teores de CAP iguais ou superiores a 6,0%. O cimento pode ser aplicado também com 5,5% de CAP.

Os melhores resultados em termos de volume de vazios foram obtidos para as misturas que utilizaram cimento, calcário e basalto+calcário. O basalto é um fíler que pode ser obtido no local da obra e o calcário apresenta custo inferior ao cimento, portanto na análise da mistura mais econômica podem ser avaliadas as duas opções: utilização de fíler cimento com diminuição de 0,5% de CAP ou utilização do fíler basalto+calcário.

A Figura 5.22 apresenta a relação entre o teor de ligante e os vazios do agregado mineral (VAM) e a Figura 5.23 com a relação betume/vazios (RBV). Com exceção da mistura com cal, as demais misturas apresentaram valores de VAM similares. Em função da variação do VAM das misturas com cal, a relação betume vazios (RBV) também apresenta grande dispersão em relação às outras misturas. Verifica-se na Figura 5.23 que todas as misturas, com exceção da mistura com a cal, apresentaram comportamento similar ao observado nos estudos com os dois diferentes CAP, ou seja, uma tendência de estabilização para teores de CAP maiores que 6,0%. Essa estabilização deve estar ligada a saturação dos vazios da mistura para RBV superior a 90%.

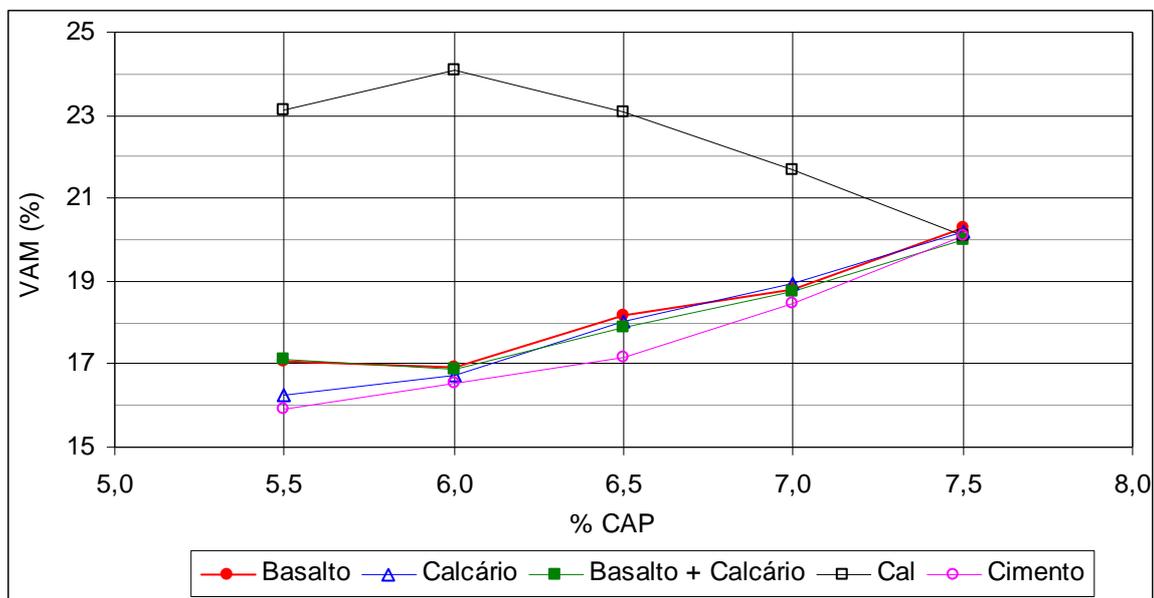


Figura 5.22 Variação dos Vazios do Agregado Mineral (VAM) com o Teor de CAP: Influência do Fíler.

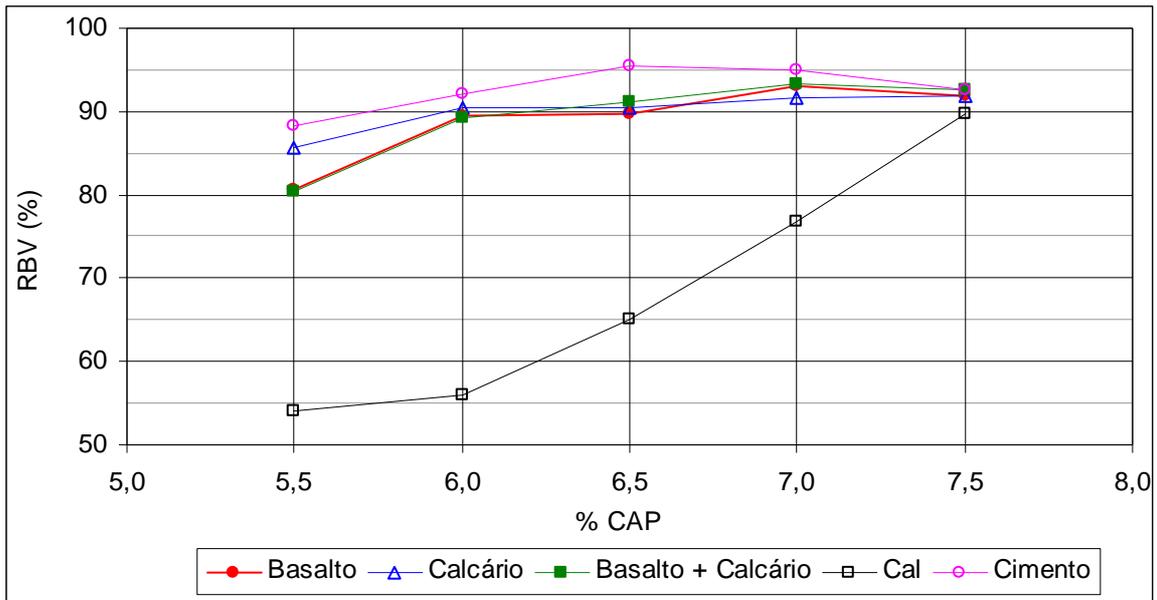


Figura 5.23 Variação da Relação Betume Vazios (RBV) com o Teor de CAP: Influência do Fíler.

O início dessa estabilização, diminuição da inclinação da reta ou valor superior a 90%, pode ser considerado na análise do teor de CAP de projeto, pois coincide com a estabilização do volume de vazios. A partir desse ponto, percebe-se que não há diminuição do volume de vazios, pois parte da energia aplicada é transmitida para o CAP.

As Figuras 5.24 e 5.25 apresentam os gráficos de variação da estabilidade e fluência com o tipo de fíler e teor de CAP. Verificou-se que os dois parâmetros apresentaram uma dispersão significativa. O coeficiente de variação da estabilidade chegou a 28%, e o da fluência, a 33%.

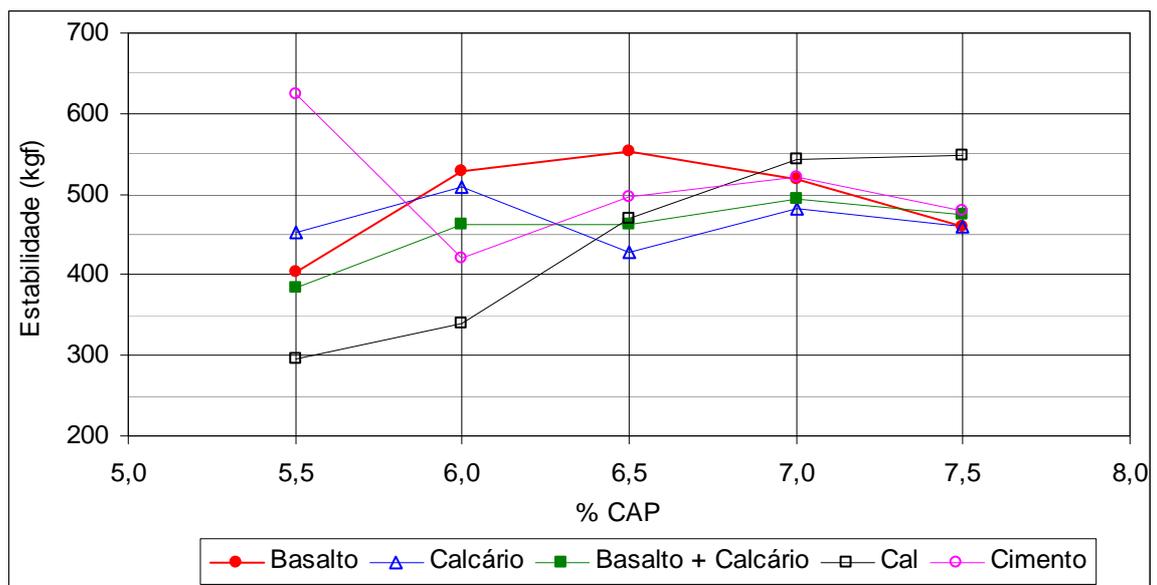


Figura 5.24 Variação da Estabilidade com o Teor de CAP: Influência do Fíler.

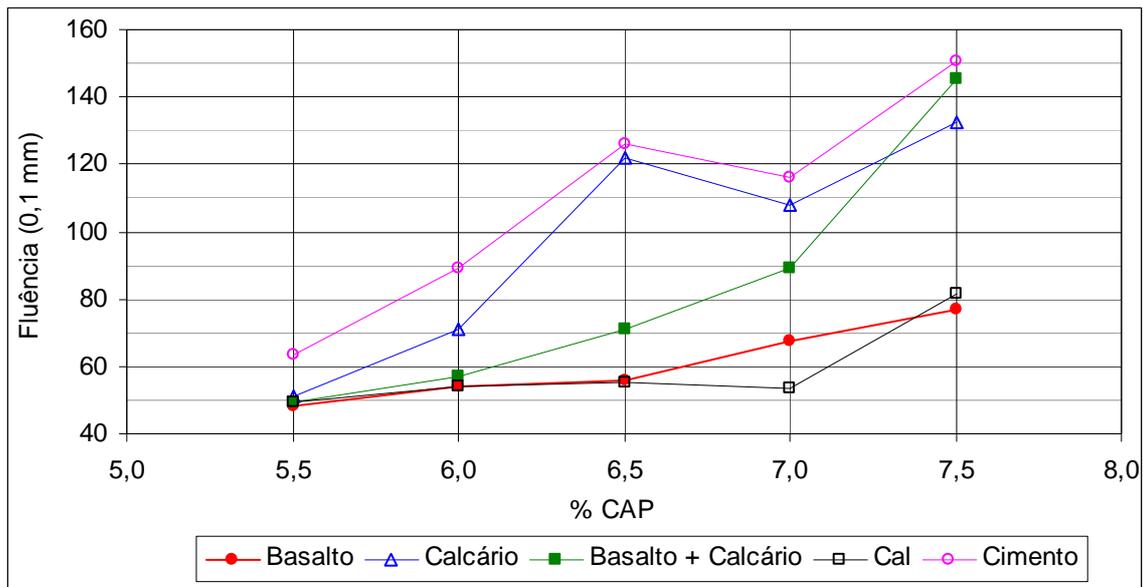


Figura 5.25 Variação da Fluência com o Teor de CAP: Influência do Fíler.

Na análise de variância ($\alpha = 0,05$) realizada para os dados apresentados nas Figuras 5.24 e 5.25, verificou-se que o tipo de fíler é estatisticamente significativo no valor da estabilidade e da fluência, no entanto, na análise, desconsiderando-se as misturas com cal, o tipo de fíler passa a não ser estatisticamente significativo para a estabilidade. A Tabela 5.25 apresenta os dados da análise de variância.

Tabela 5.25 Análise de Variância Realizada com os Dados de Estabilidade e Fluência – Influência do Tipo de Fíler.

Parâmetro	Análise	Variância	Graus de liberdade	MS	F ₀	F _c	% influência
Estabilidade	Todas as Misturas	42256	4	10564	3,19	2,57	97,8602
	Sem mistura com cal	25694	3	8565	2,52	2,85	92,8274
Fluência	Todas as Misturas	26704	4	6676	21,36	2,57	100,0000
	Sem mistura com cal	18584	3	6195	18,48	2,85	100,0000

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F₀ = Valor observado, F_c = valor crítico.

Os valores de variância apresentados na Tabela 5.25 são muito altos, comprovando a grande dispersão dos valores obtidos para esses parâmetros. A análise de agrupamento de médias homogêneas e os resultados apresentados na Figura 5.24 demonstram que os valores médios da estabilidade obtidos para os diferentes tipos de fíler não são estaticamente diferentes. Em relação ao aumento do teor de CAP, também não se observa nenhuma tendência.

A análise de agrupamento de médias homogêneas e os resultados apresentados na Figura 5.25 demonstram uma tendência de aumento da fluência com o teor de CAP,

independentemente do tipo de Fíler, entretanto não é verificada uma tendência com a variação do fíler. A análise de agrupamento de médias homogêneas demonstrou que as misturas são divididas nos seguintes grupos (apresentam valores estatisticamente iguais) em ordem crescente de fluência: cal e basalto < basalto+calcário < calcário e cimento.

A formação desses grupos tem uma relação com a granulometria dos fíleres, isto é, quanto mais fino o fíler, menor a fluência. Essa análise corrobora a avaliação realizada para o volume de vazios, ou seja, atesta que a maior quantidade de fíler ativo é incorporada pelo CAP aumentando a viscosidade da mistura e conseqüentemente diminuindo a fluência.

De acordo com essa avaliação, não é recomendada a utilização de fíler muito fino, pois implica um aumento da viscosidade da mistura, diminuindo a eficiência de compactação e capacidade de absorção de deformações pela mistura. Essa análise deve ser ponderada com um estudo utilizando-se ensaios triaxiais para avaliar a influência da granulometria do fíler no comportamento tensão-deformação da mistura.

Nessa avaliação, não é possível chegar a uma conclusão somente com a realização de granulometria simples, pois, neste ensaio, não é obtida a distribuição granulométrica dos grãos inferiores a 0,075 mm. Wesseling *et al.* (2003) avaliaram o comportamento de misturas em concretos asfáltico com diferentes tipos de fíleres e também concluíram que é necessária a avaliação da parcela menor que 0,075 mm (distribuição granulométrica e atividade dos finos) para avaliar o comportamento das misturas.

A Tabela 5.26 apresenta um resumo da análise da influência do tipo de fíler para 95% e 99% de confiança nos parâmetros volumétricos e mecânicos das dosagens analisadas.

Tabela 5.26 Resumo da Influência do Tipo de Fíler nos Parâmetros Obtidos nas Dosagens.

Confiança (%)	Massa Específica	Volume de Vazios	Estabilidade	Fluência
95	Sim	Sim	Não	Sim
99	Sim	Sim	Não	Sim

5.4.3 Análise das Dosagens Semelhantes e Parâmetros Volumétricos Obtidos Durante a Construção do Núcleo Asfáltico da UHE Foz do Chapecó

Para realizar esta pesquisa e durante os estudos da misturas que seriam aplicadas na UHE Foz do Chapecó, foram realizadas algumas dosagens que apresentavam características quanto aos materiais utilizados e à granulometria adotada. Nesse item, serão apresentados e analisados os principais parâmetros obtidos nessas dosagens. A Tabela 5.27 apresenta a relação das dosagens que serão analisadas e suas principais características.

Tabela 5.27 Resumo das Dosagens com Características Semelhantes.

Dosagem	Tipo de CAP	Fíler (%)	Tipo de Fíler	Compactador	Nº Golpes (cada lado)	Temperatura compactação (°C)
Influência CAP Item 5.3.1	85-100	11,1	Basalto+calcário	Manual	30	130 a 135
Influência Fíler Item 5.3.2	85-100	11,1	Basalto+calcário	Mecânico	30	130 a 135
Dosagem 1 Item 3.5.1	85-100	11,1	Basalto+calcário	Manual	30	130 a 135
Dosagem 3 Item 3.5.1	85-100	12,2	Basalto+calcário	Mecânico	30	140 a 145

Nesta análise, serão avaliados também os parâmetros volumétricos obtidos durante a construção do núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó. A Figura 5.26 apresenta a curva granulométrica das dosagens apresentadas na Tabela 5.27 (a curva de Füller representa as dosagens dos Itens 5.3.1, 5.3.2 e Dosagem 1) e a curva granulométrica da dosagem utilizada para a produção do concreto asfáltico aplicado no núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó.

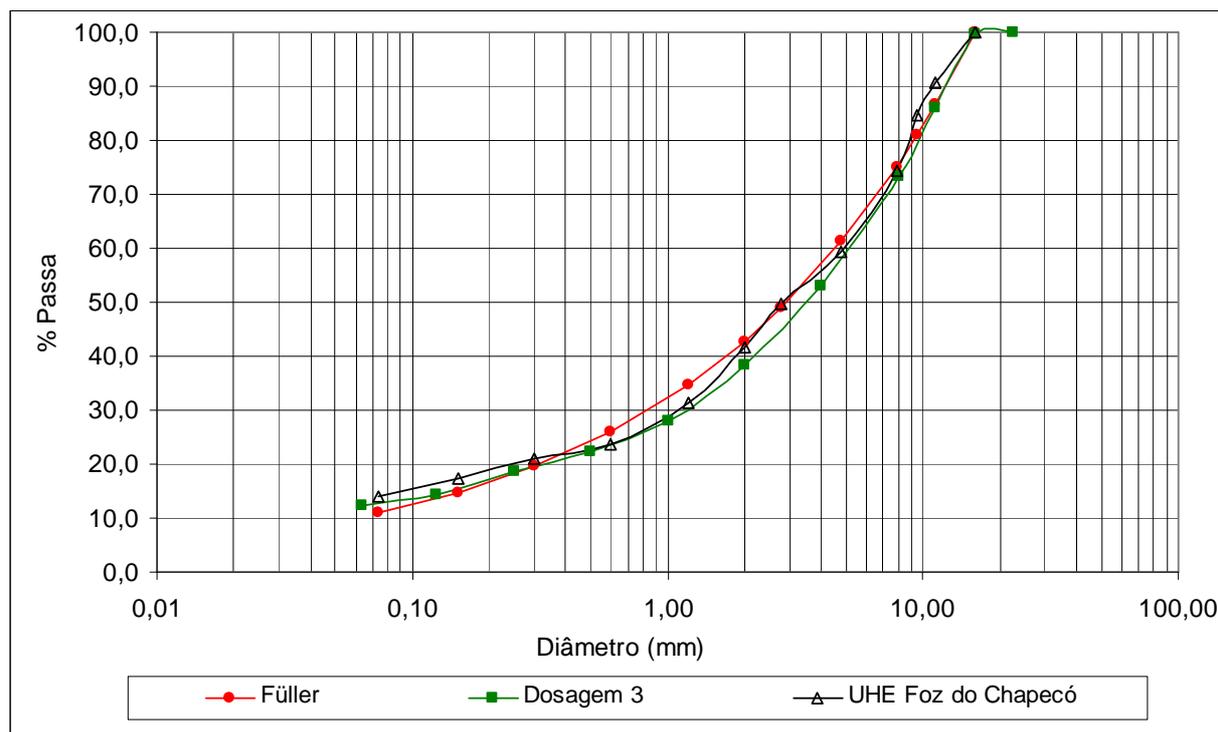


Figura 5.26 Curvas Granulométricas das Dosagens Analisadas.

A Figura 5.27 apresenta a faixa granulométrica da dosagem utilizada para a produção do concreto asfáltico aplicado no núcleo asfáltico, a curva média e a variação de ± 2 desvios padrões obtidos durante o controle tecnológico. Verifica-se, na Figura 5.27, que a curva média obtida durante a construção ficou muito próxima da curva especificada. A variação também foi baixa, sendo que a faixa de ± 2 desvio padrão ficou dentro da faixa especificada.

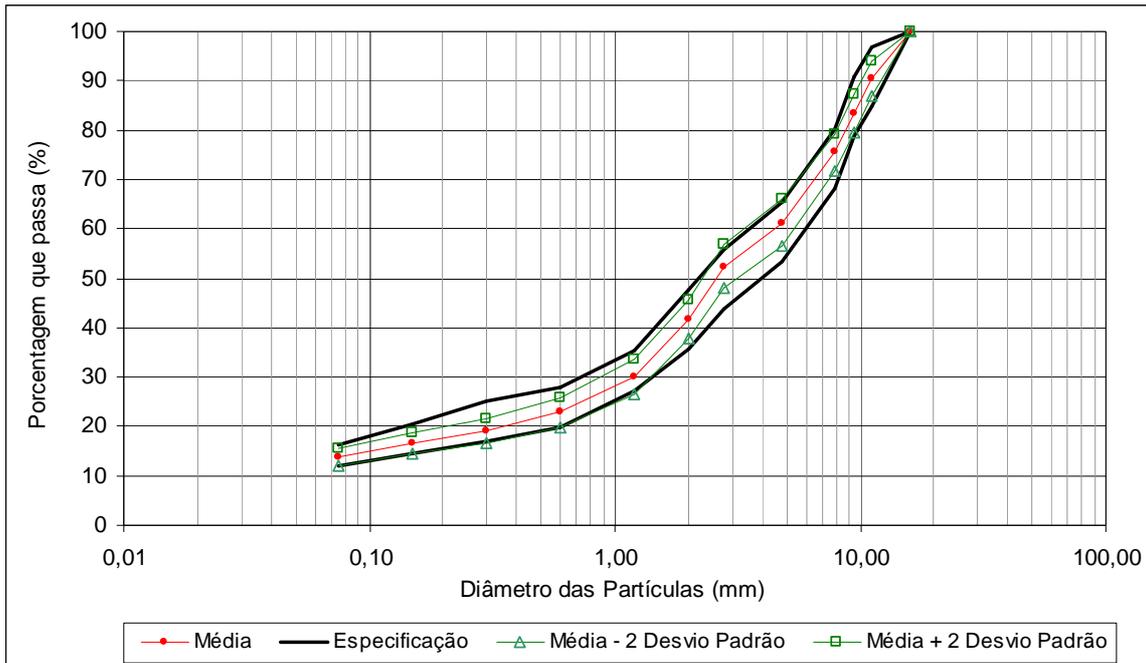


Figura 5.27 Curvas Granulométricas Obtidas Durante a Construção do Núcleo Asfáltico.

A Figura 5.28 apresenta a comparação da massa específica aparente obtida nas quatro dosagens analisadas e os pontos médios obtidos durante a construção com a variação do teor de CAP (resultados apresentados na Tabela 3.14).

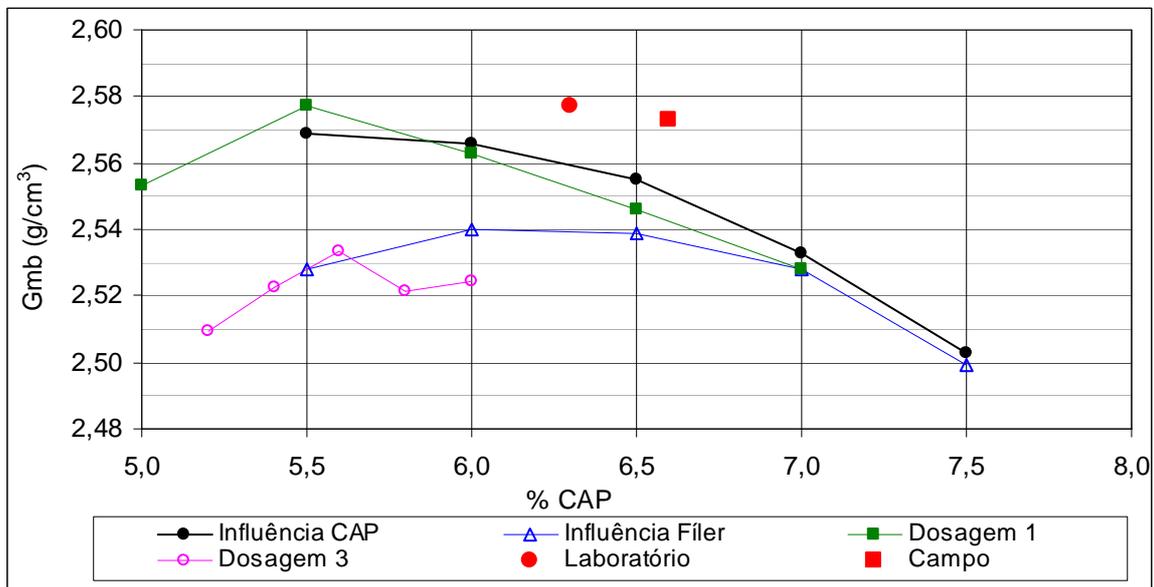


Figura 5.28 Variação da Massa Específica Aparente com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.

Verificam-se, na Figura 5.28, diferenças significativas (superiores a $0,02 g/cm^3$) da massa específica obtida nas dosagens para teores de ligante inferiores a 6,5%. Destacam-se dois grupos diferentes: Grupo 1 = influência CAP e Dosagem 1; Grupo 2 = influência fíler e Dosagem 3. Essa diferença deve estar relacionada à metodologia de compactação utilizada: no

grupo 1, foi utilizado compactador manual e, no grupo 2, compactador mecânico. Segundo Coelho (1992), em uma pesquisa interlaboratorial realizada nos Estados Unidos e Canadá pelo *The Pennsylvania Transportation Institute* em 1988, foram apontados alguns fatores que causam a variabilidade nos resultados do ensaio Marshall e, dentre vários, o autor destaca o tipo de soquete, manual ou mecânico..

Aldigueri *et al.* (2001) avaliaram, em uma pesquisa, os fatores que contribuem para a obtenção de densidades maiores em corpos-de-prova compactados manualmente quando comparados aos compactados automaticamente e concluíram que o fator que mais influencia é a frequência de aplicação dos golpes. Os autores obtiveram diferenças comparando resultados obtidos utilizando um compactador automático com frequência de 1 Hertz e um compactador manual com frequência de 1,79 Hertz. Quando foi utilizada a mesma frequência nos dois compactadores, obtiveram-se densidades semelhantes. Na presente pesquisa, verificou-se que a frequência do compactador automático é de cerca de 0,4 Hertz e da compactação manual de 1,4 Hertz. Aldigueri *et al.* (2001) recomendam a padronização da frequência de compactação.

A média dos resultados obtidos no campo está muito próxima da média dos resultados obtidos em laboratório, variação de $0,004 \text{ g/cm}^3$, evidenciando que a compactação utilizada no laboratório da obra (compactação manual com 30 golpes de cada lado) simula a compactação de campo quanto aos parâmetros volumétricos.

Verifica-se que as massas específicas do grupo 1 estão dentro da faixa de erro da massa específica aparente, ou seja, apresentam uma variação próxima a $0,02 \text{ g/cm}^3$, quando comparadas às obtidas na obra. Apesar disso, os valores obtidos no campo são superiores. Essa diferença pode estar ligada à temperatura de compactação das misturas: nas dosagens do grupo 1 foi utilizada temperatura na faixa de 130 a 135°C, no laboratório da obra entre 147 e 153 °C e no campo entre 140 e 173°C. Essa diferença deve estar relacionada à maior temperatura de compactação utilizada na obra.

A Figura 5.29 apresenta a comparação da massa específica máxima obtida nas quatro dosagens utilizadas e os pontos médios obtidos durante a construção com a variação do teor de CAP. As dosagens e os resultados obtidos no campo também apresentaram diferenças significativas da massa específica máxima. A maior diferença é observada nos valores obtidos na Dosagem 3, em que os resultados são muito menores que nos demais. A diferença é aproximadamente $0,07 \text{ g/cm}^3$ menor que os resultados obtidos na obra.

A Figura 5.19 apresenta a comparação da massa específica aparente obtida com os diferentes fíleres em função da variação do teor de CAP. O coeficiente de variação máximo para todos os fíleres, com exceção da cal, foi de 0,4%. A mistura com a cal apresentou coeficiente de variação máximo igual a 0,8%.

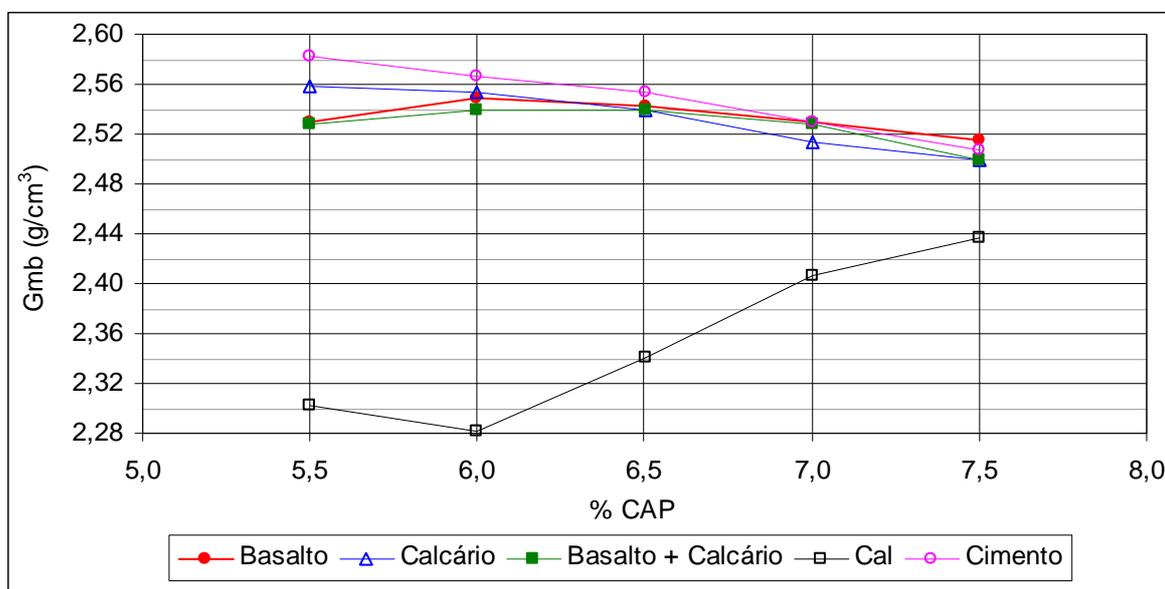


Figura 5.19 Variação da Massa Específica Aparente com o Teor de CAP: Influência do Fíler.

Em função da grande dispersão dos resultados obtidos com as misturas com a cal, foi realizada uma análise de variância (ANOVA) com nível de significância de 0,05 utilizando-se todas as misturas, e outra sem os dados das misturas com a cal. Nas duas análises, verificou-se que o tipo de fíler é estatisticamente significativo no valor da massa específica do concreto asfáltico, no entanto a variância diminuiu nas análises com a retirada das misturas com cal. A Tabela 5.23 apresenta um resumo dos resultados obtidos.

Tabela 5.23 Análise de Variância Realizada com os Dados de Massa Específica – Influência do Tipo de Fíler.

Análise	Efeito	Variância	Graus de liberdade	MS	F ₀	F _c	% influência
Todas as Misturas	Tipo de Fíler	0,322	4	0,080	2178,01	2,57	100,0000
	Teor de CAP	0,001	4	0,000	7,60	2,57	99,9914
Sem Misturas com Cal	Tipo de Fíler	0,003	3	0,0011	40,95	2,85	100,0000
	Teor de CAP	0,018	4	0,0046	162,90	2,61	100,0000

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F₀ = Valor observado, F_c = valor crítico.

Os dados apresentados na Figura 5.19 e Tabela 5.23 demonstram que a massa específica da mistura tem influência do teor de CAP, mas não tem uma relação direta com o mesmo. Essa relação depende também do tipo de fíler, pois a cal apresentou comportamento inverso aos

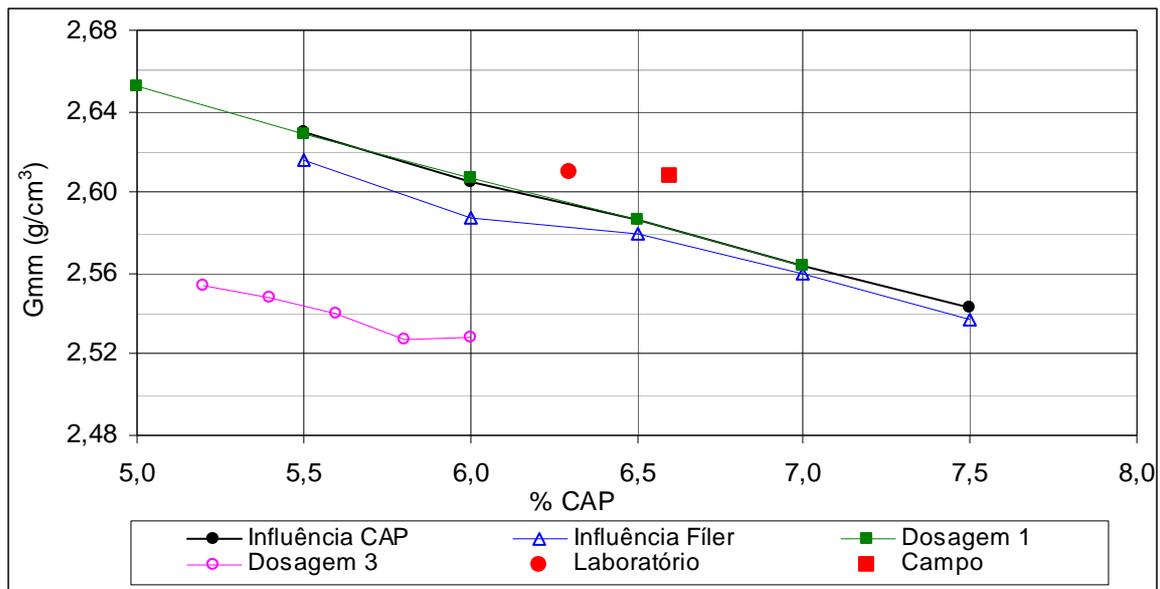


Figura 5.29 Variação da Massa Específica Máxima com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.

A massa específica das dosagens “Influência CAP” e “Dosagem 1” foram realizadas utilizando-se método teórico (DMT), conforme descrito no Capítulo 4, e os resultados obtidos no campo foram determinados pelo método a vácuo (*Rice test*). A pequena diferença entre os resultados obtidos nessas dosagens e as médias de campo demonstra que os dados de massa específica dos agregados, fileres e CAP utilizados estão coerentes.

A diferença entre os resultados obtidos na Dosagem 3 e as demais poderia ser explicado pela diferença de metodologia adotada, porém no estudo da influência do fíler e na obra foram adotados o mesmo método empregado pela Kolo Veidekke (método a vácuo *Rice test*, seguindo as recomendações da ASTM D 2041).

Visando avaliar a influência do procedimento de determinação da massa específica de misturas asfálticas, Marques *et al.* (2004) realizaram uma pesquisa com três misturas asfálticas de concreto asfáltico variando o tipo de ligante (CAP 20, CAP 40 e CAP 50-60), o teor de ligante (3,5 a 8,0%) e o tipo de agregado (agregado pouco absorvivo – absorção em torno de 0,6%: granito-gnaisse; e agregado muito absorvivo – absorção de 4,5%: escória de aciaria).

Na análise comparativa, foi calculada a densidade máxima teórica (DMT), considerando-se a densidade real e efetiva dos agregados segundo a metodologia tradicional e a densidade real dos agregados como ensaio realizado utilizando vácuo (densidade real com vácuo) e a densidade máxima medida (DMM) pelo método *Rice test* (ASTM D 2041). Os autores concluíram que a densidade real dos grãos determinada utilizando-se vácuo, é maior que as obtidas pelo método tradicional. A densidade real dos agregados pouco absorvivos aumentou na

média em $0,015 \text{ g/cm}^3$ (0,6%). Essa diferença implica variação dos valores calculados da densidade máxima teórica em função da densidade dos agregados adotada.

Marques *et al.* (2004) concluíram que os valores da DMT calculada utilizando-se a densidade efetiva pelo método do vácuo são superiores à DMM. Caso se utilize a DMT calculada com a densidade efetiva, a DMM será superior. As diferenças são maiores para os agregados porosos.

A Tabela 5.28 apresenta uma análise realizada com os dados apresentados por Marques *et al.* (2004) para as misturas que utilizaram 6,0% de CAP 50-60 e maior porcentagem de fíler. Verifica-se, na Tabela 5.28, que a diferença no cálculo da DMT pode apresentar variação dependendo da análise realizada. As variações apresentadas na Tabela 5.28 implicam diferenças significativas no cálculo do volume de vazios, podendo resultar em variações superiores a 100% para agregados porosos.

Tabela 5.28 Análise da Variação da DMT em Função da Densidade dos Agregados Considerada.

Agregado	DMM – DMT1		DMM – DMT2		DMM – DMT3	
	(g/cm^3)	(%)	(g/cm^3)	(%)	(g/cm^3)	(%)
Granito-gnaiss	0,001	0,04	0,009	0,36	-0,008	-0,32
Escória	0,064	2,4	-	-	-0,035	-1,3

Legenda: DMM = densidade máxima medida; DMT1 = densidade máxima teórica calculada utilizando densidade real pelo método tradicional; DMT2 = densidade máxima teórica calculada utilizando densidade efetiva; DMT3 = densidade máxima teórica calculada utilizando densidade real pelo método do vácuo.

Comparando os dados da Tabela 5.28, verifica-se que os resultados da Dosagem 3 apresentam variação duas vezes superiores às maiores variações obtidas por Marques *et al.* (2004), sendo que não é possível identificar a causa dessa variação. Em função dessas variações, optou-se por realizar duas análises com os parâmetros volumétricos: uma utilizando os dados apresentados em cada estudo e a outra realizando uma normalização pela média da massa específica obtida. A Figura 5.30 apresenta os resultados de campo e a massa específica normalizada.

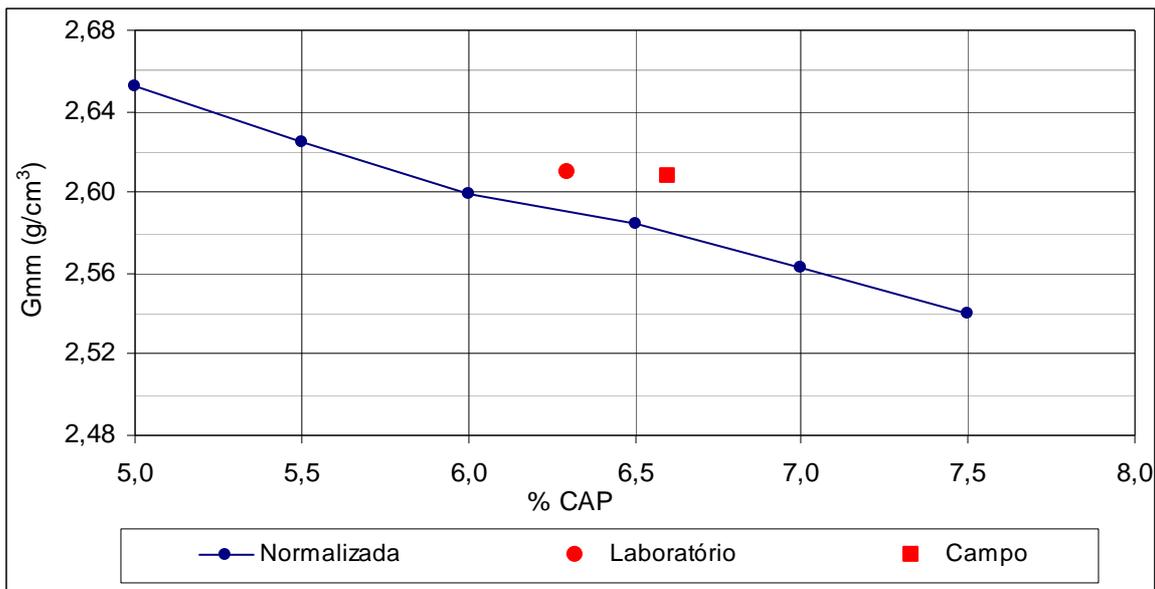


Figura 5.30 Variação da Massa Específica Máxima com o Teor de CAP Normalizada.

As Figuras 5.31 e 5.32 apresentam respectivamente os dados de volume de vazios calculados utilizando-se os dados da Figura 5.29 (volume de vazios original) e da Figura 5.30 (volume de vazios normalizado). Verifica-se, na Figura 5.31, que o volume de vazios de todas as dosagens, com exceção da Dosagem 3, ficou próximo aos resultados obtidos no campo. Na análise normalizada, verifica-se que a Dosagem 3 tende se a encaixar com os dados da dosagem “Influência fíler”, indicando que deve ter ocorrido uma distorção nos dados de massa específica máxima da Dosagem 3.

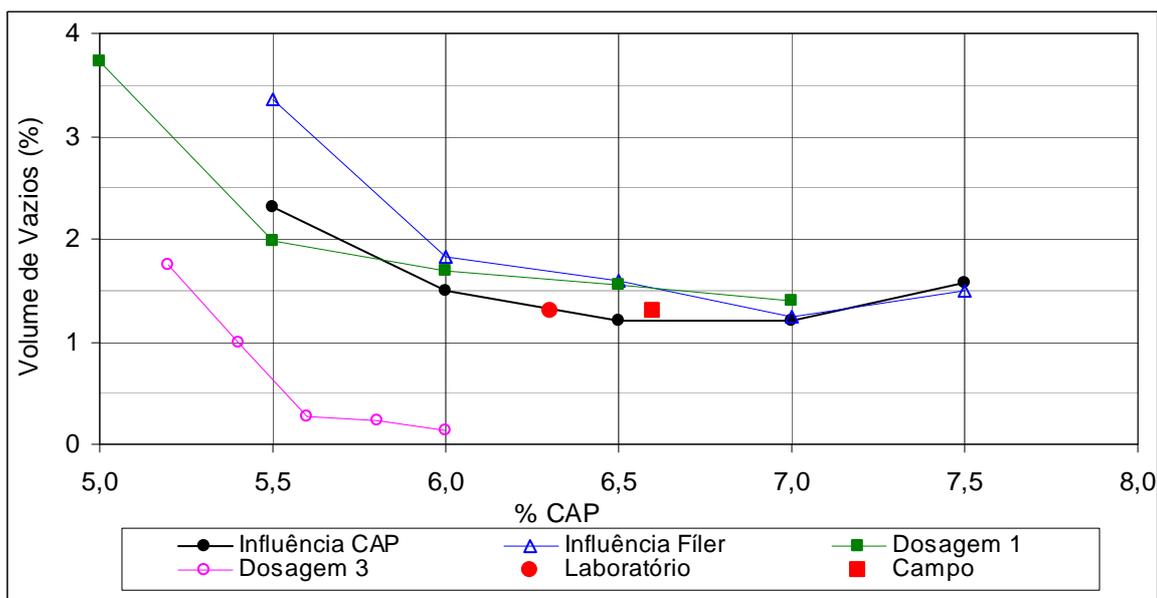


Figura 5.31 Variação do Volume de Vazios Original com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.

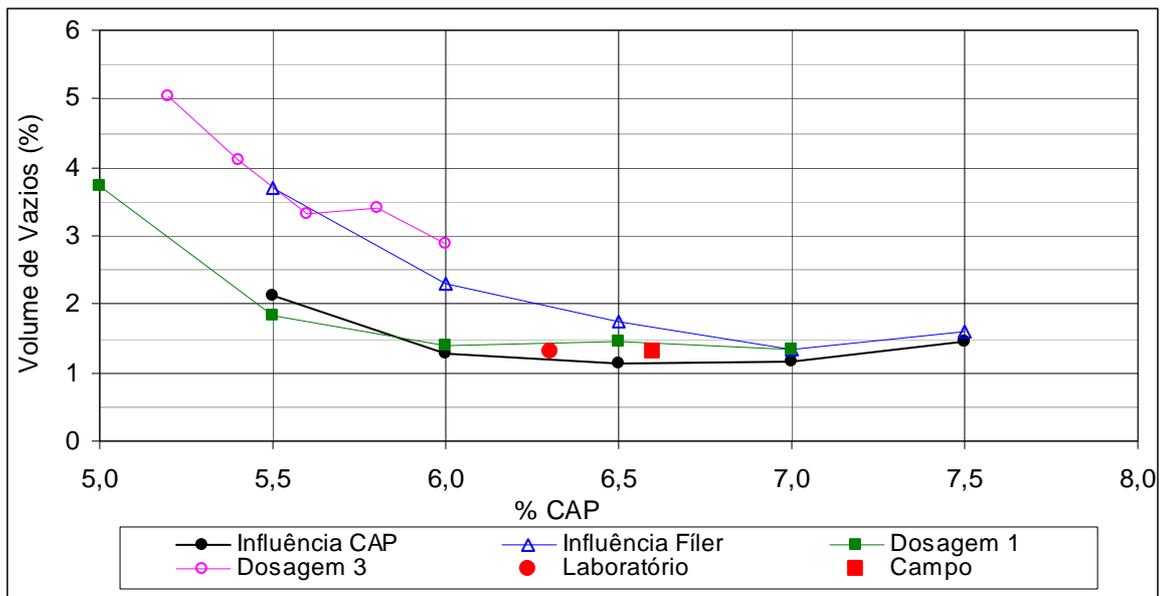


Figura 5.32 Variação do Volume de Vazios Normalizado com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.

As dosagens “Influência fíler” e Dosagem 3 normalizadas apresentaram volume de vazios acima das demais dosagens para 5,5 e 6,0% de CAP. Essa diferença deve-se ao método utilizado na compactação (compactador mecânico). A compactação manual se aproxima melhor da compactação de campo, pois a média do volume de vazios obtido no laboratório da obra foi igual à média obtida dos testemunhos extraídos e esses apresentaram valores similares aos obtidos nas dosagens que utilizaram compactação manual.

Analisando-se os dados das Figuras 5.31 e 5.32, conclui-se também que se obtém volume de vazios inferior a 2,0% com segurança para teores de CAP iguais ou superiores a 6,0%. Entre 5,5 e 6,0%, tem-se o risco de o volume de vazios apresentar valores superiores a 2,0%.

As Figuras 5.33 e 5.34 apresentam respectivamente os dados de relação betume vazios original e normalizado. Os dados apresentados, nestas figuras, corroboram a análise sobre o volume de vazios. As misturas apresentam uma tendência de estabilização quando se atinge RBV de 90%. Os valores apresentados pela Dosagem 3 acima de 95% indicam mais uma vez que os valores de Gmm encontrados não são coerentes com as características dessas misturas.

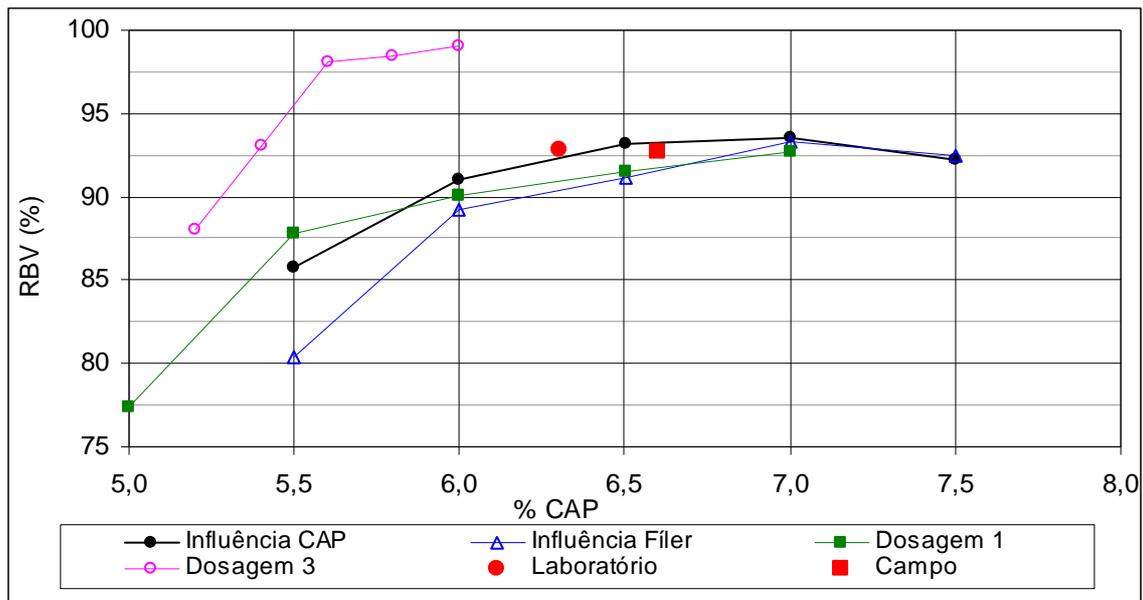


Figura 5.33 Variação da Relação Betume Vazios Original com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.

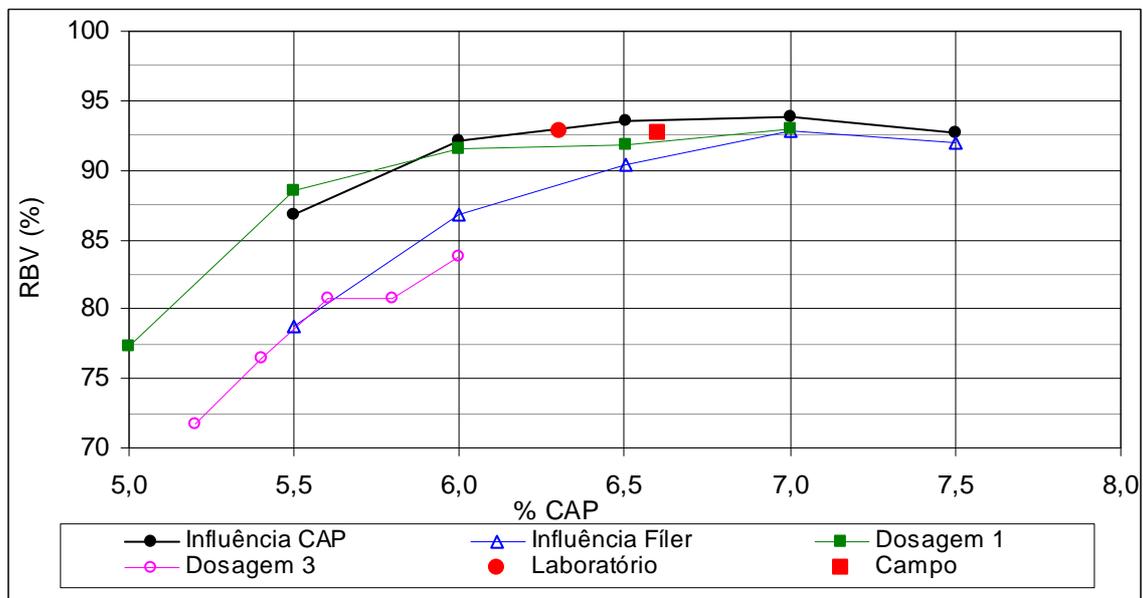


Figura 5.34 Variação da Relação Betume Vazios Normalizado com o Teor de CAP - Comparação Dosagens.

Os resultados apresentados anteriormente demonstram que, antes do controle tecnológico da construção de núcleos asfálticos, deve-se realizar pesquisas para verificar a compatibilidade dos dados obtidos no laboratório e no campo.

5.5 INFLUÊNCIA DA ENERGIA E TEMPERATURA DE COMPACTAÇÃO

Neste item, serão apresentados os resultados dos ensaios laboratoriais e das análises realizados para verificar a influência da energia e da temperatura de compactação nas propriedades do concreto asfáltico (variação dos parâmetros volumétricos e das propriedades mecânicas e hidráulicas).

5.5.1 Resistência à Tração por Compressão Diametral

Os resultados dos parâmetros volumétricos médios obtidos na avaliação da influência da energia e da temperatura de compactação dos corpos-de-prova utilizados para determinar a resistência à tração por compressão diametral são apresentados na Tabela 5.29. A Figura 5.35 apresenta a variação do volume de vazios média com a variação do número de golpes e temperatura de compactação.

Tabela 5.29 Resultados dos Parâmetros Volumétricos Médios Obtidos nos Corpos-de-prova dos Ensaio de Tração – Influência Energia e Temperatura de Compactação.

Influência da Energia (Nº de golpes)				Influência da Temperatura de Compactação			
Nº de Golpes	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	RBV (%)	Temperatura (°C)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	RBV (%)
10	2,545	1,3	92	106	2,549	1,2	93
20	2,538	1,6	91	111	2,544	1,4	92
30	2,540	1,5	92	126	2,543	1,4	92
40	2,555	1,0	94	141	2,541	1,5	92
60	2,551	1,1	94	156	2,554	1,0	94
75	2,549	1,2	93	171	2,533	1,8	90

Legenda: Gmb = massa específica aparente; Vv = Volume de vazios; RBV = relação betume vazios.

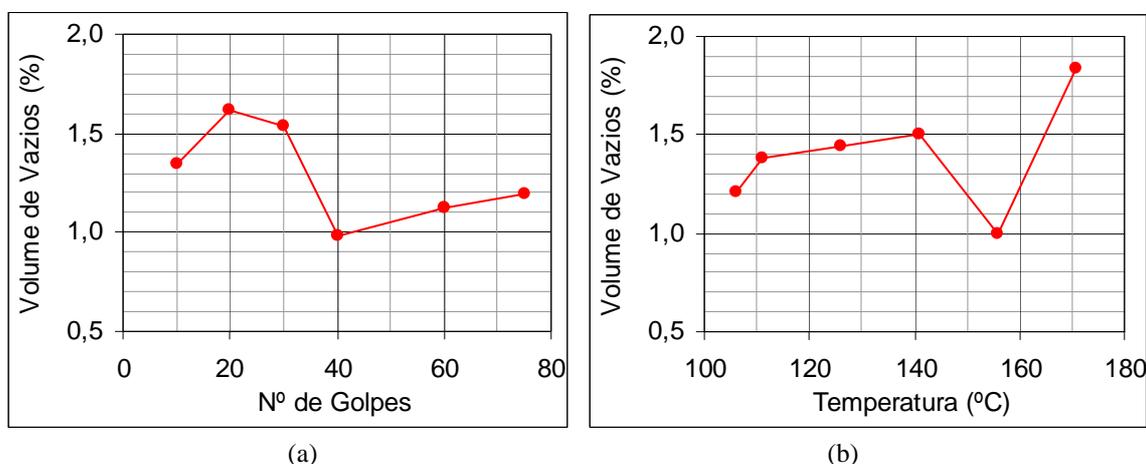


Figura 5.35 Variação do Volume de Vazios: a) Influência do Nº de Golpes; b) Influência da Temperatura de Compactação.

A faixa de variação da energia e da temperatura de compactação utilizada influenciou muito pouco nos parâmetros volumétricos obtidos. Observa-se, na Figura 5.35, uma pequena relação do volume de vazios com a variação do número de golpes e com variação da temperatura de compactação. O volume de vazios variou de 1,0 a 1,6% com a variação da energia, com uma tendência de diminuição com o aumento da energia até 40 golpes, e de 1,0 a

1,8% com a variação da temperatura e apresenta uma tendência de aumento com acréscimo da temperatura, com exceção da temperatura de 156°C.

Na análise de variância ($\alpha = 0,05$) realizada para os dados de massa específica aparente e volume de vazios obtidos em todos os corpos-de-prova, verificou-se que a temperatura não é estatisticamente significativa, no entanto o número de golpes é estatisticamente significativa para os dois parâmetros. A Tabela 5.30 apresenta os dados da análise de variância.

Tabela 5.30 Análise de Variância Realizada com os Dados de Massa Específica Aparente e Volume de Vazios – Influência Energia e Temperatura de Compactação.

Parâmetro	Efeito	Variância	Graus de liberdade	MS	F ₀	F _c	% influência
Massa Específica Aparente	Nº de Golpes	0,0004	5	0,0001	7,22	4,28	98,4
	Temperatura	0,001	5	0,0001	1,77	4,28	74,7
Volume de Vazios	Nº de Golpes	0,60	5	0,12	7,22	4,28	98,4
	Temperatura	0,801	5	0,16	1,77	4,28	74,7

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F₀ = Valor observado, F_c = valor crítico.

As análises de agrupamento de médias homogêneas demonstraram que o valor médio da massa específica aparente e do volume de vazios obtido com a variação do número de golpes e da temperatura não apresenta tendência definida e não é possível distinguir diferença entre o grupo de valores obtidos (são estaticamente iguais). A verificação da insignificância da variação de temperatura e energia na mistura analisada deve estar ligada aos altos valores de RBV obtidos. Verifica-se, na Tabela 5.29, que todas as amostras apresentaram RBV acima de 90%, indicando a saturação dos vazios das misturas.

Albuquerque *et al.* (2004) avaliaram a influência da energia de compactação e da temperatura de moldagem nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas atendendo à faixa B do DNER e composta de 5,4% de CAP 20 e agregado do Rio de Janeiro. Na avaliação, variou-se o número de golpes (30, 60 e 90) e a temperatura de compactação (90, 140 e 160°C). Os resultados apresentados por Albuquerque *et al.* (2004) demonstram que a energia de compactação influencia no volume de vazios. O volume de vazios variou de 4,35% para 2,35%, quando o número de golpes variou de 30 para 90 e a temperatura era de 160°C, no entanto para a temperatura de 90°C, observou-se pouca variação entre 60 e 90 golpes. Verificou-se também diferença significativa entre os resultados obtidos a 90 e 160°C, no entanto pouca diferença entre 140 e 160°C. Nesse caso, a influência está ligada à menor quantidade de CAP disponível na mistura (existem vazios que não estão saturados), portanto, tem-se uma maior eficiência com o aumento da energia de compactação.

As Figuras 5.36 e 5.37 apresentam os resultados obtidos nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral com a variação da energia e temperatura de compactação respectivamente. Verifica-se, nas Figuras 5.36 e 5.37, que não existe uma relação da resistência à tração com a variação da energia e da temperatura, corroborando os dados volumétricos obtidos nos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de resistência à tração. Verifica-se uma maior dispersão para a variação da energia.

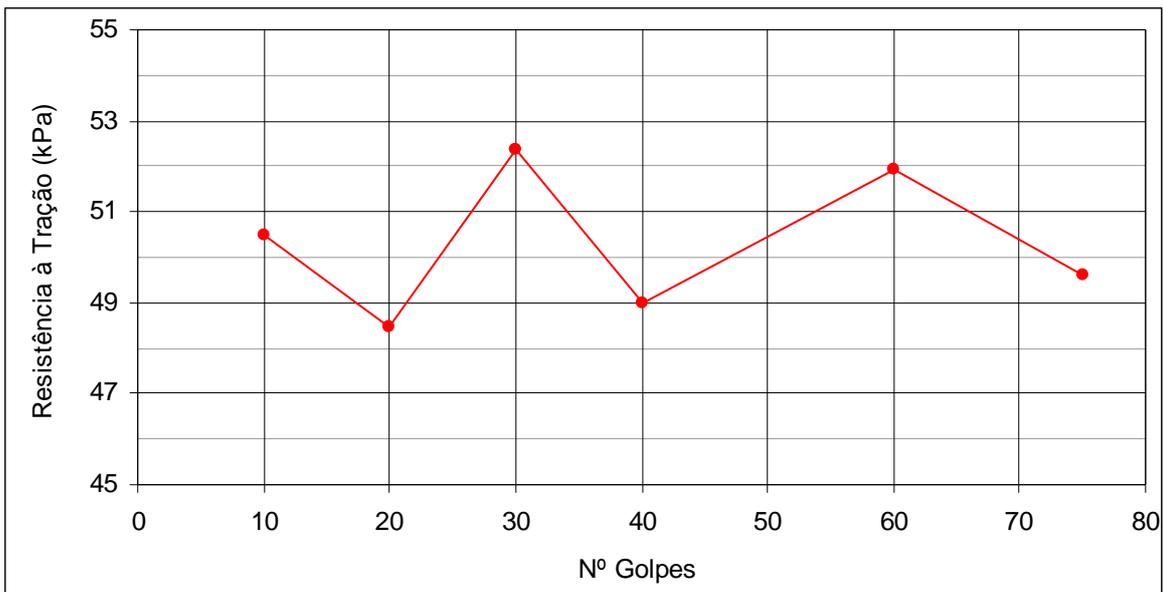


Figura 5.36 Resistência à Tração Vs Número de Golpes.

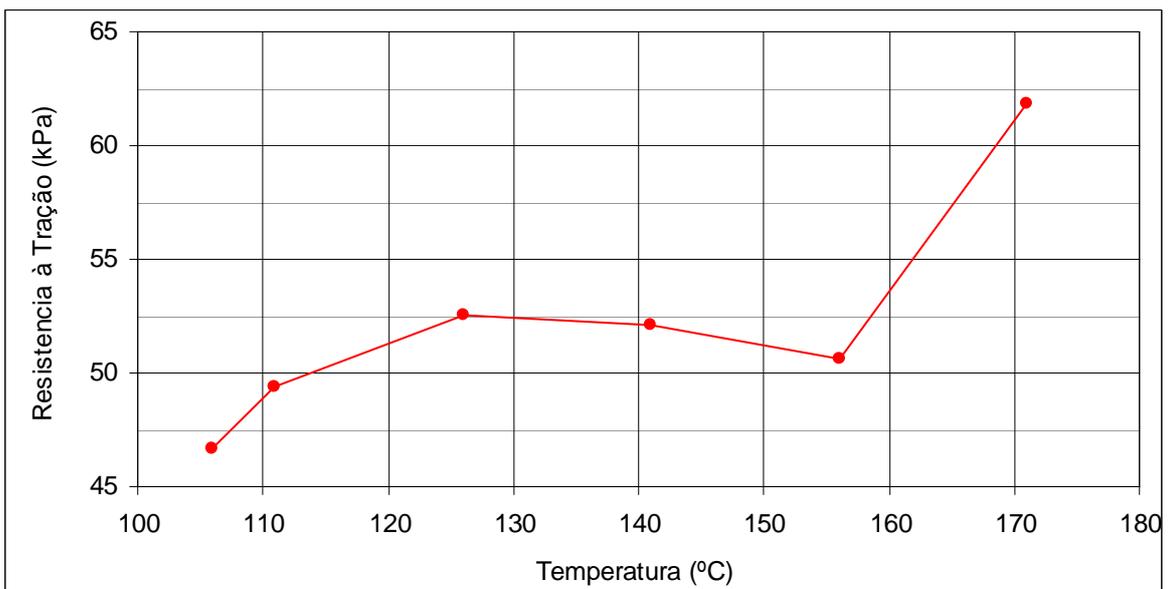


Figura 5.37 Resistência à Tração Vs Temperatura.

As análises estatísticas também comprovam a baixa relação da resistência à tração com a variação da energia e da temperatura de compactação, sendo que, na análise de variância ($\alpha = 0,05$), verificou-se que as mesmas são estatisticamente insignificantes nos resultados de resistência à tração, conforme dados apresentados na Tabela 5.31. As análises de agrupamento de médias homogêneas demonstraram que os resultados são estatisticamente iguais.

Tabela 5.31 Análise de Variância Realizada com os Dados de Resistência a Tração.

Efeito	Variância	Graus de liberdade	MS	F ₀	F _c	% influência
Nº de Golpes	25,1	5	5,0	0,89	4,28	46,1
Temperatura	268,7	5	53,7	1,86	4,28	76,4

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F₀ = Valor observado, F_c = valor crítico.

Na pesquisa realizada por Albuquerque *et al.* (2004), citada anteriormente, a variação do número de golpes de 30 para 60 proporcionou um aumento considerável da resistência à tração, cerca de 30%. No entanto, os autores observaram uma queda na resistência quando o número de golpes passou para 90, principalmente para temperatura de 90°C. Quanto à variação de temperatura, os autores verificaram que a variação de 140°C para 160°C não modificou a resistência à tração. No entanto, a variação de 90°C para 140°C provocou um aumento superior a 40% na resistência à tração.

Na mistura avaliada nesta pesquisa, verificou-se que a variação da energia e da temperatura de compactação não influenciou nos parâmetros volumétricos e na resistência à tração. Esse fato deve estar ligado à saturação dos vazios da mistura, pois a mesma apresenta RBV acima de 90%. O soquete tem mesma área do corpo-de-prova, portanto a pressão é transferida para o líquido (CAP) e não proporciona a diminuição do volume de vazios da mistura.

5.5.2 Ensaio de Permeabilidade

A Tabela 5.32 apresenta os resultados médios para parâmetros volumétricos e do coeficiente de permeabilidade para pressão de 1000 kPa obtidos na avaliação da influência da energia e temperatura de compactação. As Figuras 5.38 e 5.39 apresentam, respectivamente, a variação do coeficiente de permeabilidade com a energia e temperatura de compactação em função da pressão aplicada no ensaio.

Tabela 5.32 Resultados dos Parâmetros Volumétricos Médios e Coeficiente de Permeabilidade para Pressão de 1000 kPa – Influência Energia e Temperatura de Compactação.

Nº de Golpes	Influência da Energia (Nº de golpes)				Influência da Temperatura de Compactação				
	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	RBV (%)	k (m/s)	Temperatura (°C)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	RBV (%)	k (m/s)
10	2,544	1,4	92	$5,9 \times 10^{-12}$	106	2,539	1,6	91	$3,7 \times 10^{-12}$
20	2,543	1,4	92	Rompeu	111	2,537	1,7	91	0,0
30	2,561	0,8	96	0,0	126	2,537	1,7	91	$4,1 \times 10^{-12}$
40	2,551	1,1	94	$1,5 \times 10^{-12}$	141	2,564	0,6	96	$7,7 \times 10^{-13}$
60	2,544	1,4	92	$1,2 \times 10^{-12}$	156	2,543	1,4	92	$1,7 \times 10^{-12}$
75	2,542	1,5	92	$2,9 \times 10^{-12}$	171	2,543	1,4	92	$2,9 \times 10^{-12}$

Legenda: Gmb = massa específica aparente; Vv = Volume de vazios; RBV = relação betume vazios; k = coeficiente de permeabilidade.

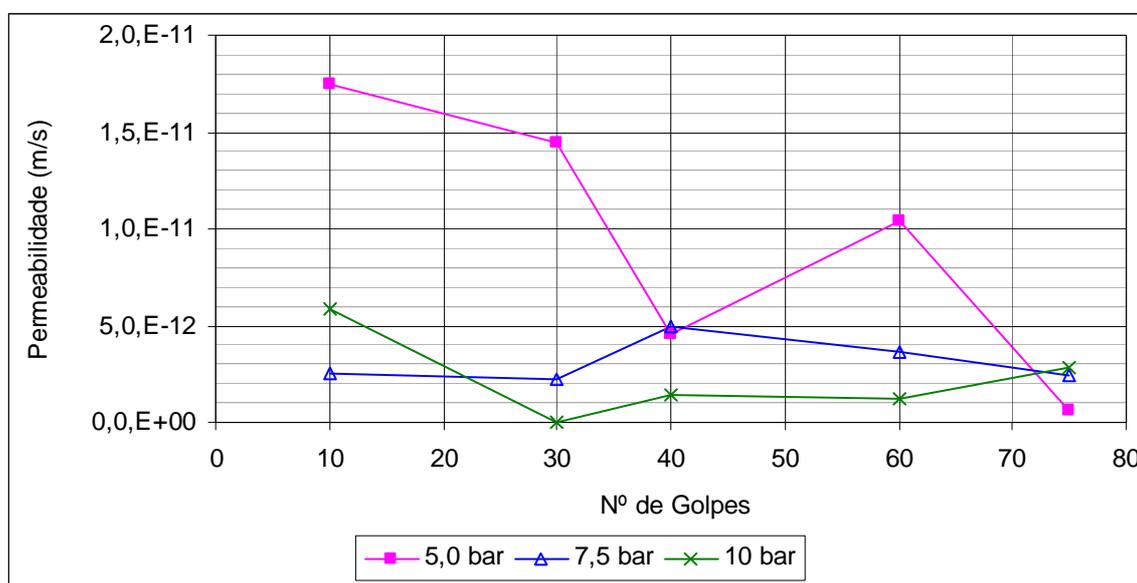


Figura 5.38 Coeficiente de Permeabilidade vs Nº de Golpes.

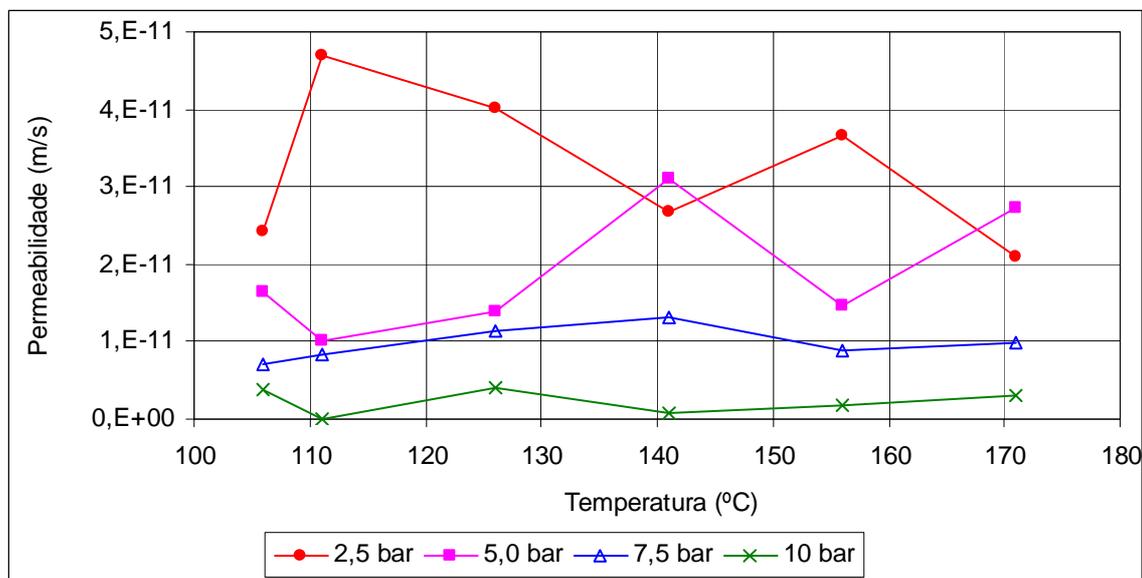


Figura 5.39 Coeficiente de Permeabilidade vs Temperatura de Compactação.

Os parâmetros volumétricos foram semelhantes para todos os corpos-de-prova, com exceção dos corpos-de-prova de 30 golpes na variação da energia e 141°C na variação da temperatura. As análises de agrupamento de médias homogêneas demonstraram que somente esses corpos-de-prova não são estatisticamente iguais. Os demais corpos-de-prova, independentemente da variação da energia ou temperatura de compactação, são estatisticamente iguais e apresentam variação inferior a 0,02 g/cm³ para a massa específica aparente e 0,3% para o volume de vazios.

Quanto ao coeficiente de permeabilidade, verifica-se que a energia e temperatura de compactação não influenciam nos resultados. As análises de agrupamento de médias homogêneas demonstraram que os coeficientes de permeabilidade obtidos são estatisticamente iguais, independentemente da variação da energia ou temperatura de compactação.

A análise de variância ($\alpha = 0,05$) comprovou a baixa relação do coeficiente de permeabilidade com a variação da temperatura de compactação e número de golpes. Utilizando-se os dados obtidos para a pressão de 1000 kPa, obtiveram-se os dados apresentados na Tabela 5.33. Verifica-se que a variação da temperatura de compactação e número de golpes são estatisticamente insignificantes nos resultados de coeficiente de permeabilidade do concreto asfáltico analisado.

Tabela 5.33 Análise de Variância Realizada com os Dados de Permeabilidade para Pressão de 1000 kPa.

Efeito	Variância	Graus de liberdade	MS	F ₀	F _c	% influência
Nº de Golpes	4,1 x 10 ⁻²³	4	1,0 x 10 ⁻²³	0,49	5,19	50,87
Temperatura	1,0 x 10 ⁻²³	3	3,5 x 10 ⁻²⁴	2,24	6,59	77,39

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F₀ = Valor observado, F_c = valor crítico.

Verifica-se, nas Figuras 5.38 e 5.39, que o aumento da pressão aplicada tende a diminuir o coeficiente de permeabilidade. Uma causa para essa queda pode ser a diminuição do volume de vazios em função do aumento da pressão. Após a finalização do ensaio de permeabilidade, não foi possível determinar o volume de vazios, pois, na desmontagem dos corpos-de-prova, tem-se o aquecimento da campânula e conseqüentemente deformação dos mesmos.

O coeficiente de permeabilidade, independentemente da variação da energia, da temperatura de compactação e da pressão aplicada ficou na faixa de 10⁻¹¹ a 10⁻¹² m/s e o volume de vazios variou de 0,6 a 1,7%. Höeg (1993) avaliou a variação do coeficiente de permeabilidade com o volume de vazios e obteve valores inferiores para volume de vazios semelhantes. Falcão (2007) realizou ensaios de permeabilidade com três agregados (micaxisto, calcário e granito) e obteve coeficiente desta ordem de grandeza para volume de vazios

semelhantes. Gsaenger (1973) realizou testes de estanqueidade com níveis de pressão de 80 a 160 kPa em um concreto asfáltico com volume de vazios de 1,2% e não registrou percolação de água. Neste estudo, o ensaio realizado para a temperatura de 111°C apresentou resultado semelhante.

A Figura 5.40 apresenta uma comparação dos resultados obtidos na pesquisa para a pressão de 10 bar (1000 kPa), uma curva de ajuste apresentada por Höeg (1993) e uma realizada por Falcão (2007) utilizando os dados obtidos por ele e Höeg (1993). Verifica-se, na Figura 5.40, que os coeficientes de permeabilidade obtidos na pesquisa ficaram abaixo da curva ajustada por Höeg (1993), ou seja, indicam coeficientes de permeabilidade superiores, no entanto se aproximam da curva de ajuste proposta por Falcão (2007). A curva ajustada por Falcão (2007) indica valores superiores ao limite máximo recomendado por Visser *et al.* (1970), ou seja 10^{-9} m/s, quando o volume de vazios é superior a 4,0%. Para esse volume de vazios, as duas curvas de ajuste apresentam coeficientes de permeabilidade semelhantes.

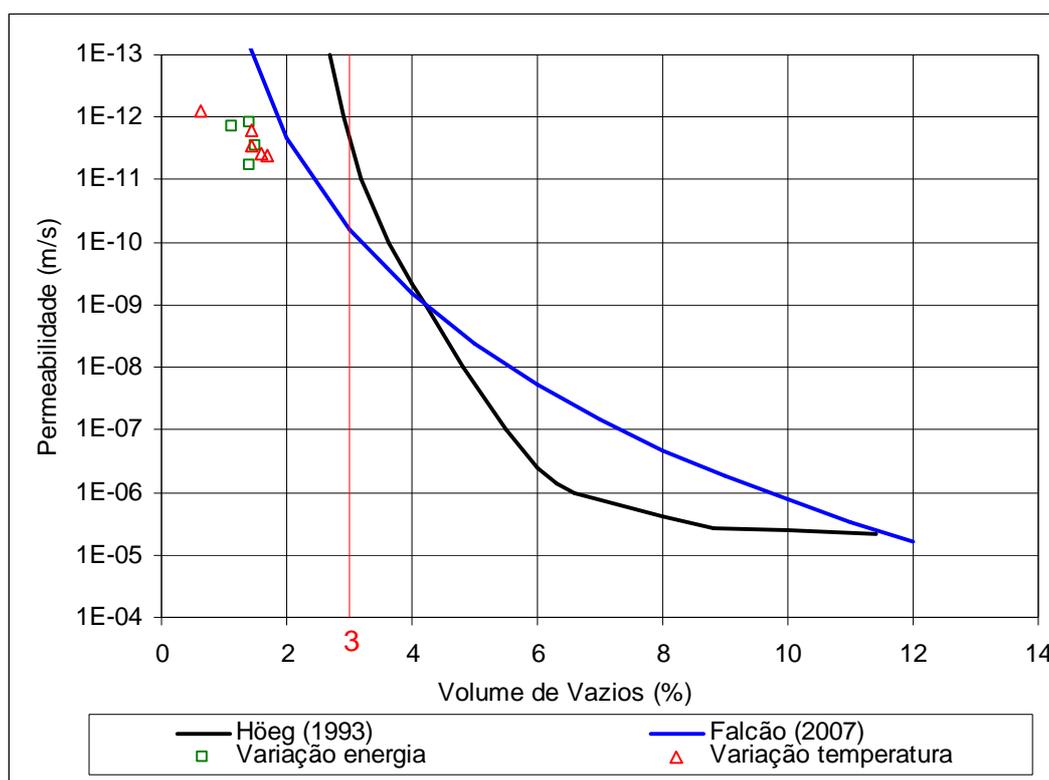


Figura 5.40 Comparação dos Resultados de Coeficiente de Permeabilidade Obtidos na Pesquisa e Curvas de Ajuste Apresentadas por Höeg (1993) e Falcão (2007).

Apesar de as curvas ajustadas por Höeg (1993) e Falcão (2007) indicarem que concretos asfálticos com volume de vazios inferiores a 4% atendem ao limite máximo recomendado por Visser *et al.* (1970), deve-se levar em conta algumas variações nos resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade:

- variação dos resultados: o coeficiente de variação dos resultados obtidos no ensaio pode ser superior a 70%;
- anisotropia obtida durante a compactação: os ensaios normalmente são realizados na direção perpendicular à compactação, ou seja, na direção em que se obtêm os menores coeficientes de permeabilidade. Quanto maior a lamelaridade do agregado, maior será essa influência;
- metodologia adotada: ainda não se tem uma metodologia padronizada para concretos asfálticos aplicados em barragens. Os resultados podem apresentar grande variação dependendo do equipamento, da pressão aplicada e do tempo de ensaio utilizado.

Em função dessas considerações, é prudente trabalhar com o volume de vazios recomendado pela bibliografia, ou seja, menor que 3,0%. Utilizando-se concretos asfálticos com volume de vazios inferior a 3,0% e a curva ajustada por Falcão (2007), verifica-se que o coeficiente de permeabilidade será inferior a 10^{-10} m/s.

5.5.3 Ensaio Triaxiais

Em função da quantidade de dados obtidos nos ensaios triaxiais, a análise da influência da temperatura e energia de compactação será realizada separadamente. A Tabela 5.34 apresenta os resultados dos parâmetros volumétricos e de resistência obtidos nos ensaios realizados com a variação da temperatura de compactação.

Tabela 5.34 Parâmetros Volumétricos e de Resistência – Influência da Temperatura de Compactação.

T (°C)	σ_3 (kPa)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	T _{Ensaio} (°C)	σ_1 (MPa)	Δv (%)	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (MPa)	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$	E _{secante1%} (MPa)	E _{secante50%} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
106	150	2,547	1,3	24,6	1,0	1,3	0,43	6,7	12	12	207	27
	300	2,551	1,1	24,0	1,6	1,2	0,66	5,4	15	15		
	600	2,546	1,3	24,4	2,2	0,2	0,82	3,7	13	13		
	900	2,548	1,2	24,7	2,7	-0,1	0,92	3,0	16	15		
111	150	2,552	1,1	24,7	1,1	1,9	0,45	7,1	11	10	222	27
	300	2,553	1,1	24,5	1,6	1,3	0,66	5,4	14	14		
	600	2,555	1,0	24,6	2,3	0,2	0,83	3,8	14	14		
	900	2,555	1,0	24,5	2,5	-0,1	0,81	2,8	11	11		
126	150	2,552	1,1	24,4	1,1	1,9	0,47	7,3	11	10	229	27
	300	2,555	1,0	23,6	1,6	1,4	0,67	5,5	14	14		
	600	2,554	1,0	24,0	2,3	0,2	0,86	3,9	13	13		
	900	2,556	0,9	24,1	2,9	0,0	1,01	3,2	16	15		

T (°C)	σ_3 (kPa)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	T _{Ensaio} (°C)	σ_1 (MPa)	Δv (%)	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (MPa)	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$	E _{secante1%} (MPa)	E _{secante50%} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
141	150	2,555	1,0	24,6	1,1	1,6	0,45	7,0	11	11	230	28
	300	2,554	1,0	24,8	1,7	1,1	0,70	5,6	17	17		
	600	2,555	1,0	24,9	2,5	0,6	0,97	4,2	20	20		
	900	2,552	1,1	25,3	3,1	0,1	1,10	3,5	20	19		
156	150	2,559	0,8	25,2	1,2	1,8	0,51	7,8	16	15	268	27
	300	2,559	0,8	24,0	1,8	1,5	0,74	5,9	18	18		
	600	2,561	0,7	24,2	2,7	0,6	1,06	4,5	21	20		
	900	2,556	0,9	23,2	3,2	0,1	1,15	3,6	20	19		
171	150	2,559	0,8	23,5	1,2	2,0	0,55	8,3	15	14	298	26
	300	2,559	0,8	23,3	1,8	1,4	0,73	5,9	16	16		
	600	2,555	1,0	23,6	2,6	0,4	0,99	4,3	18	18		
	900	2,552	1,1	24,7	3,2	0,1	1,15	3,6	18	18		

Legenda: T = temperatura; σ_3 = tensão confinante; Gmb = massa específica aparente; Vv = Volume de vazios; T_{Ensaio} = temperatura média durante a ruptura; σ_1 = tensão axial na ruptura; Δv = variação volumétrica na ruptura (compressão (-) e expansão (+)); E_{secante1%} = módulo secante para 1% de deformação; E_{secante50%} = módulo secante para 50% da carga de ruptura; c' = coesão; ϕ' = ângulo de atrito.

Os parâmetros volumétricos obtidos com diferentes temperaturas apresentaram o mesmo comportamento dos corpos-de-prova dos ensaios de tração e permeabilidade, ou seja, a variação da temperatura não influenciou os mesmos. A massa específica aparente apresentou média de 2,554 g/cm³ e coeficiente de variação de 0,2%; o volume de vazios médio foi de 1,0% e o coeficiente de variação de 15,5%; e a relação betume vazios média foi igual a 94%. A Figura 5.41 apresenta a variação do volume de vazios com a temperatura (média dos quatro corpos-de-prova).

Verifica-se, na Figura 5.41, que os valores de volume de vazios obtidos para temperaturas de 106 e 156°C apresentaram maior variação. No entanto, não é possível estabelecer uma relação entre o volume de vazios e a temperatura de compactação. As análises de agrupamento de médias homogêneas demonstraram que todos os corpos-de-prova, com exceção dos corpos-de-prova das temperaturas de 106 e 156°C, apresentam volume de vazios estatisticamente iguais.

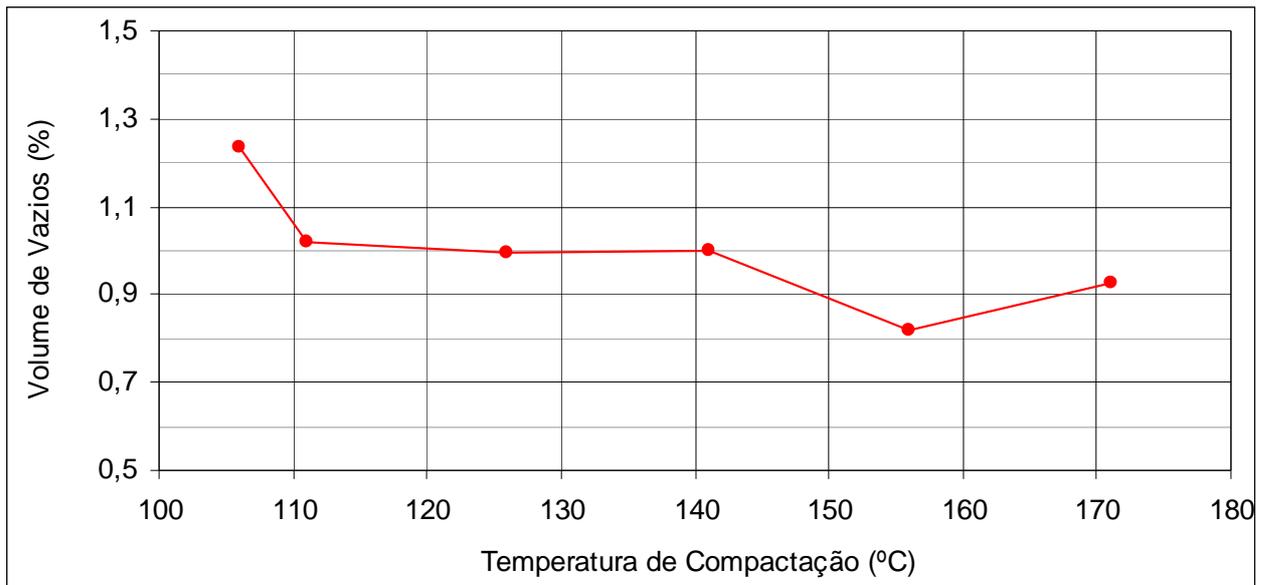


Figura 5.41 Volume de vazios Vs Temperatura de Compactação – Ensaios Triaxiais – Análise da Influência da Temperatura de Compactação.

Apesar de não influenciar os parâmetros volumétricos, a variação de temperatura influenciou a tensão axial máxima obtida nos ensaios. Verifica-se uma tendência de crescimento com o aumento da temperatura, principalmente para as maiores tensões confinantes (600 e 900 kPa). No entanto, não influenciou na deformação volumétrica na ruptura, conforme apresentado na Figura 5.42. Verifica-se, nessa figura, que a tensão axial máxima e a deformação volumétrica na ruptura são, respectivamente, diretamente e inversamente proporcionais à tensão confinante, corroborando o relatado na referência bibliográfica.

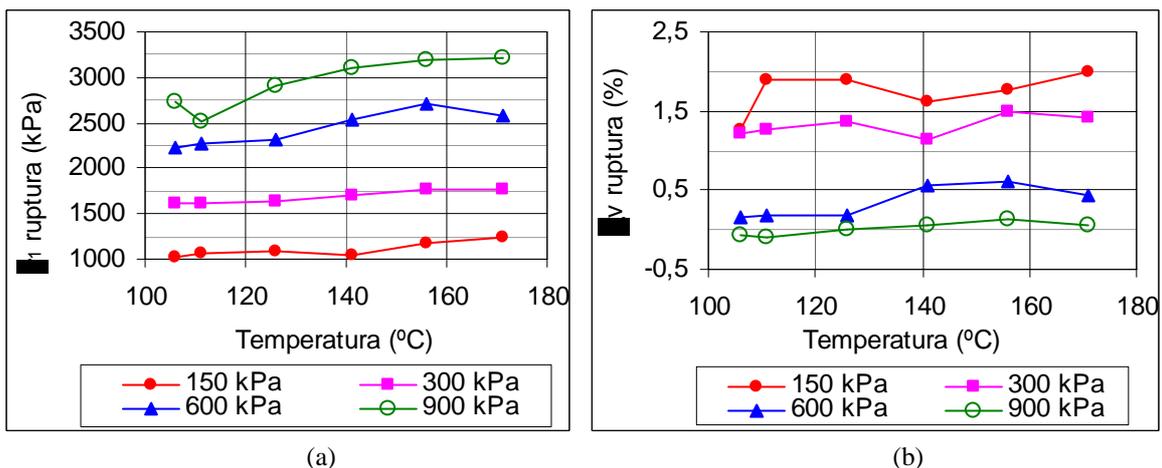


Figura 5.42 Tensão axial e Deformação Volumétrica na Ruptura em Função da Variação Temperatura de Compactação: a) Tensão Axial; b) Deformação Volumétrica (compressão (-) e expansão (+)).

A tensão axial máxima apresentou valores menores que os obtidos por Höeg (1993). Foi realizada uma comparação com os dados apresentados por Höeg (1993) para 6,0 e 8,0% de CAP (Tabela 2.9) e verificou-se que a diferença é de cerca de 50%. Comparando-se a tensão

desvio com as obtidas por Wang & Höeg (2002) para misturas com 6,7% de CAP B180 e tensão confinante de 1000 kPa (Tabela 2.11) e a tensão desvio para 900 kPa e 141°C (Tabela 5.34), verifica-se que os valores obtidos na pesquisa são cerca de 25% inferiores. Acredita-se que essa diferença está relacionada com a temperatura de realização dos ensaios, pois, nas pesquisas realizada por Höeg (1993) e Wang & Höeg (2002), os ensaios foram realizados a 5°C e, na presente pesquisa, a temperatura de ensaios ficou em torno de 24°C.

Comparando-se os dados com os obtidos por Falcão (2003 e 2007) e Ramos (2009) para 6,0% de CAP e 500 kPa de tensão confinante (Tabela 2.10), observam-se valores da mesma ordem de grandeza. Esses ensaios foram realizados à temperatura ambiente, entre 20°C e 25°C.

Os concretos asfálticos ensaiados apresentaram baixa deformação volumétrica na ruptura e tendência de pequena expansão, corroborando as pesquisas realizadas por Brenth & Arslan (1990) – Figura 2.8 – e Wang & Höeg (2002) – Tabela 2.11. Falcão (2003 e 2007) observou compressão da ordem de 2,0% e Ramos (2009) expansão da ordem de 1,3%.

O concreto asfáltico ensaiado apresentou comportamento flexível e dúctil (capacidade de absorver grandes deformações sem romper), independentemente da temperatura de compactação e tensão confinante. A ruptura ocorre para deformação axial superior a 10%. As Figuras 5.43 e 5.44 apresentam os gráficos da tensão axial e deformação volumétrica em função da deformação axial para a tensão confinante de 600 kPa.

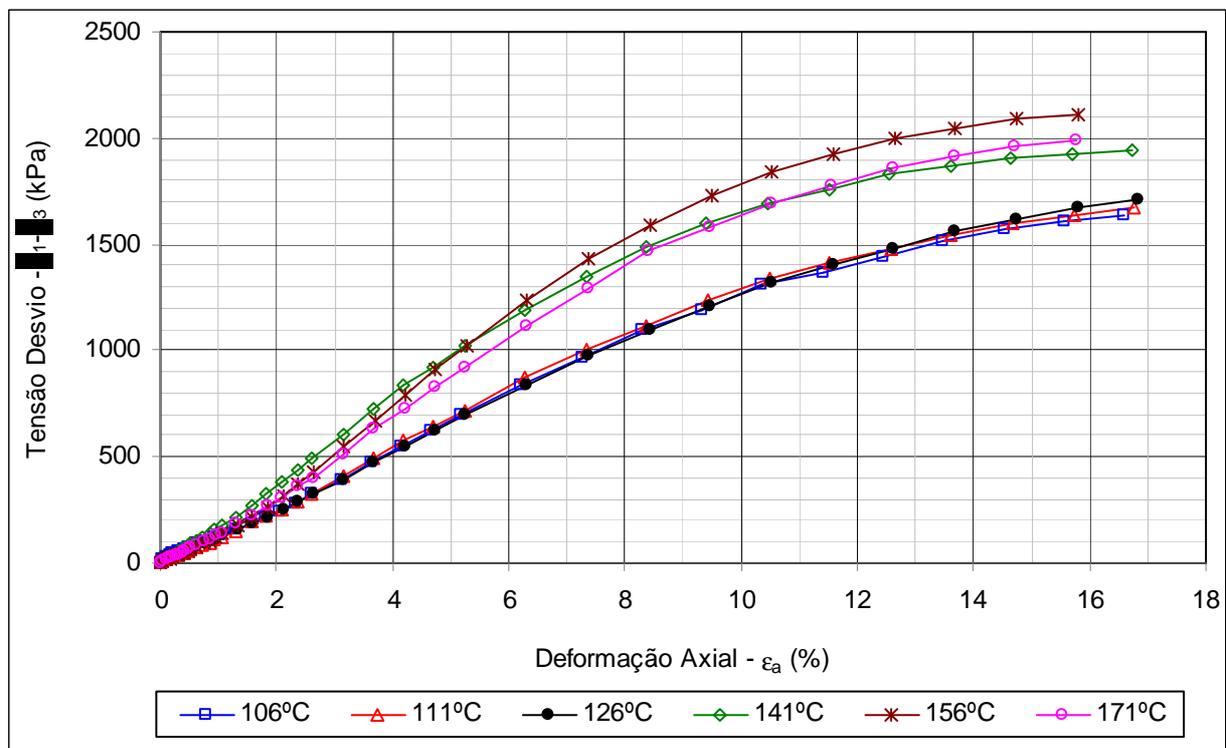


Figura 5.43 Tensão Desvio Vs Deformação Axial – Influência Temperatura.

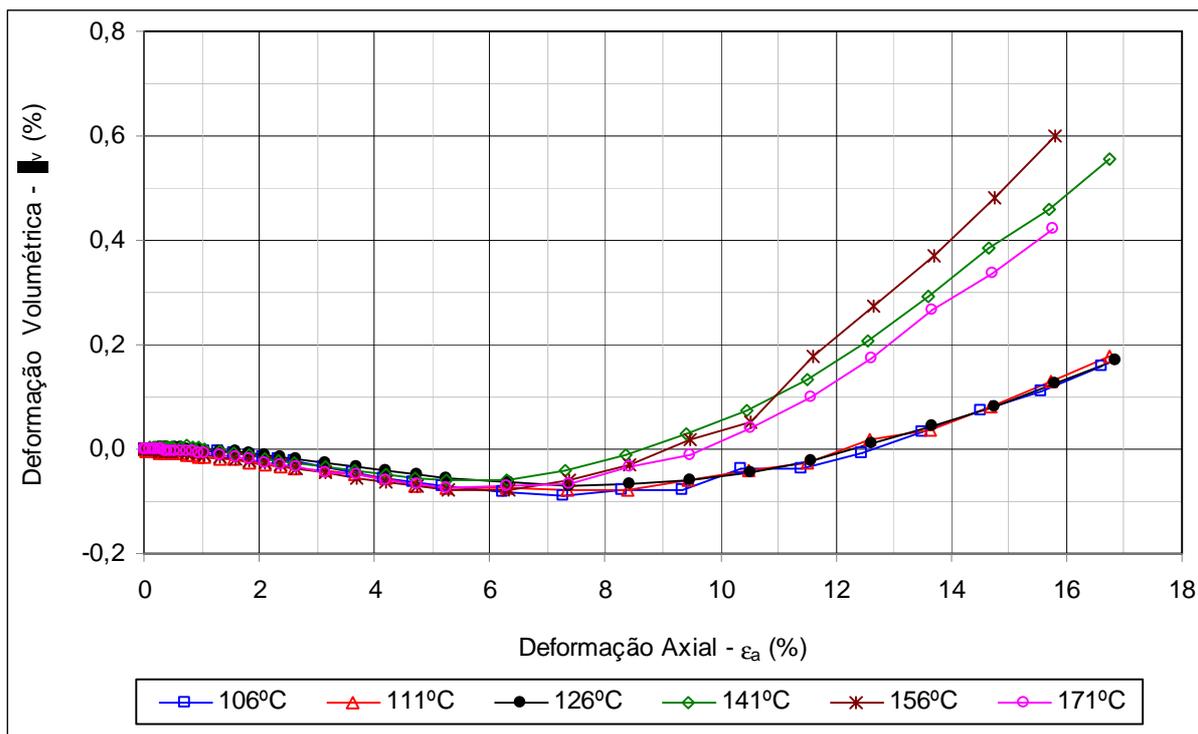


Figura 5.44 Deformação Volumétrica Vs Deformação Axial – Influência Temperatura (compressão (-) e expansão (+)).

Verifica-se, nas Figuras 5.43 e 5.44, dois grupos de comportamento: 1) temperatura de compactação de 106 a 126°C e 2) temperatura de compactação de 141 a 171°C. A diferença no comportamento da tensão desvio foi verificada principalmente para as tensões confinantes de 600 e 900 kPa, conforme demonstrado na Figura 5.42. Essa diferença de comportamento pode estar ligada à viscosidade do CAP e conseqüentemente à temperatura ideal de compactação da mistura, visto que, na dosagem, foi estabelecida a temperatura de 141°C para a compactação das misturas com o CAP utilizado nessa análise (CAP 50-70).

Quanto à variação volumétrica, apesar de se observar um comportamento também diferenciado, esse foi constatado somente para a tensão confinante de 600 kPa. Além disso, a variação entre os dois grupos é muito pequena, em torno de 0,3%. Verifica-se comportamento muito semelhante ao apresentado por Brenth & Arslan (1990).

O comportamento flexível e dúctil depende principalmente do teor de CAP e esse teor varia com o tipo de agregado. A Figura 5.45 foi construída utilizando-se dados apresentados por Falcão (2003) e Falcão (2007). Verifica-se, nessa figura, que a variação de 0,5% no teor de CAP pode alterar o comportamento do concreto asfáltico, portanto é essencial determinar o teor correspondente a essa mudança de comportamento.

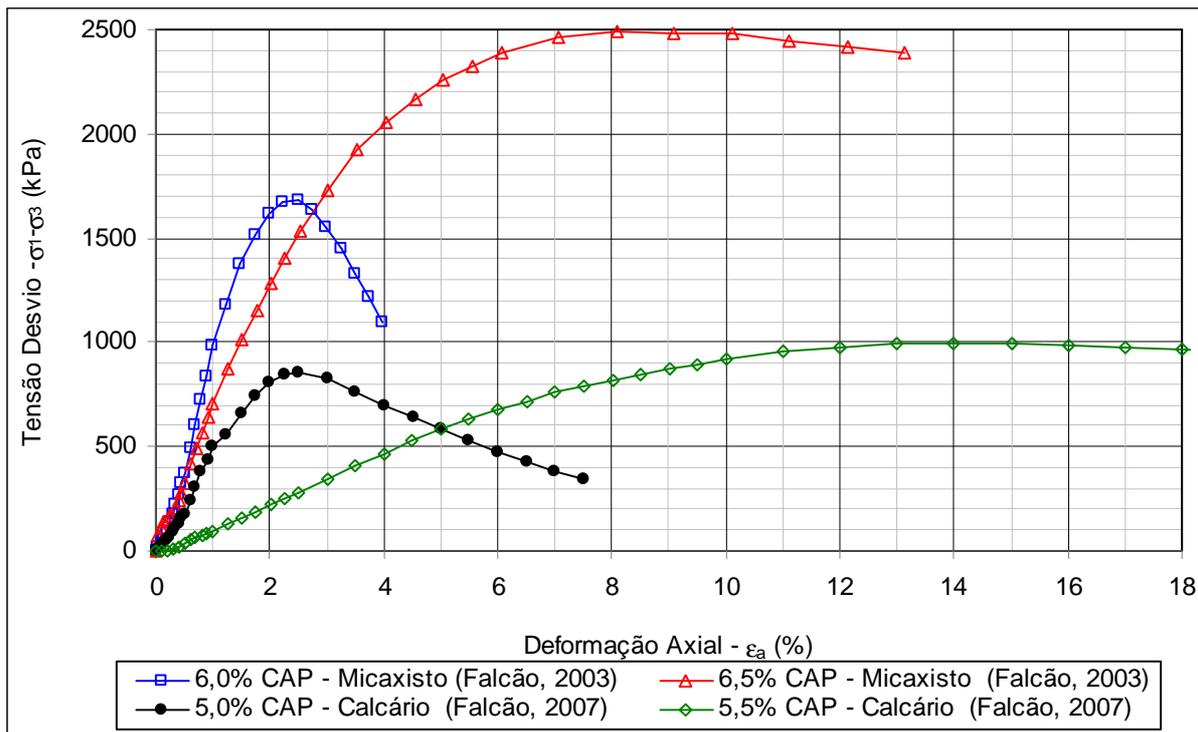


Figura 5.45 Variação da Tensão Desvio Vs Deformação Axial em Função da Variação do Teor de CAP.

Visando avaliar a influência da temperatura de compactação, foi determinado o módulo secante para 1% de deformação axial ($E_{\text{secante}1\%}$) e 50% da tensão de ruptura ($E_{\text{secante}50\%}$). As Figuras 5.46 e 5.47 apresentam os resultados obtidos em função da tensão confiante e da temperatura de compactação.

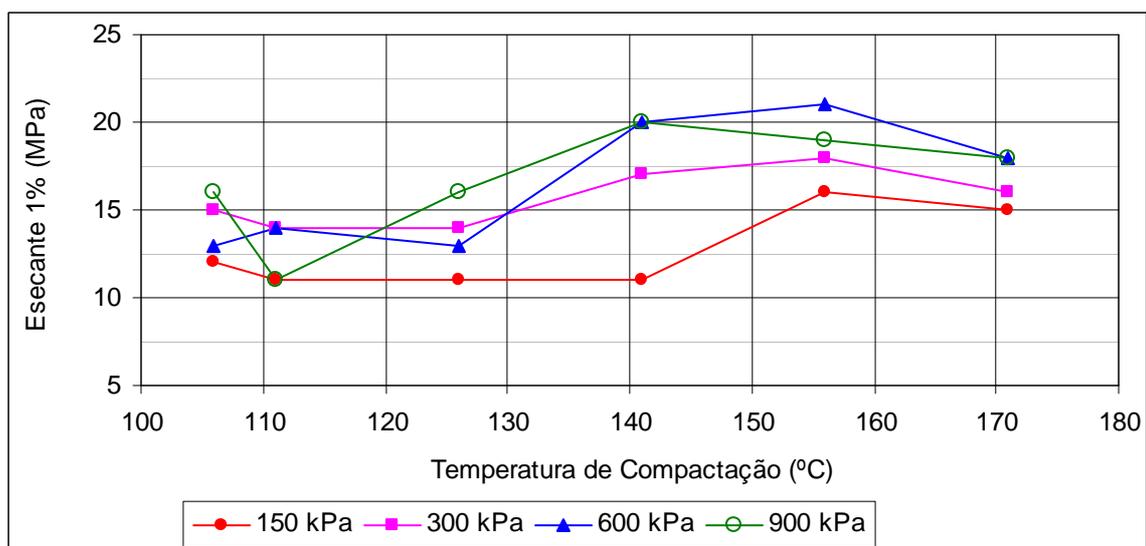


Figura 5.46 Variação do Módulo Secante para 1% de Deformação Axial – Influência da Temperatura de Compactação.

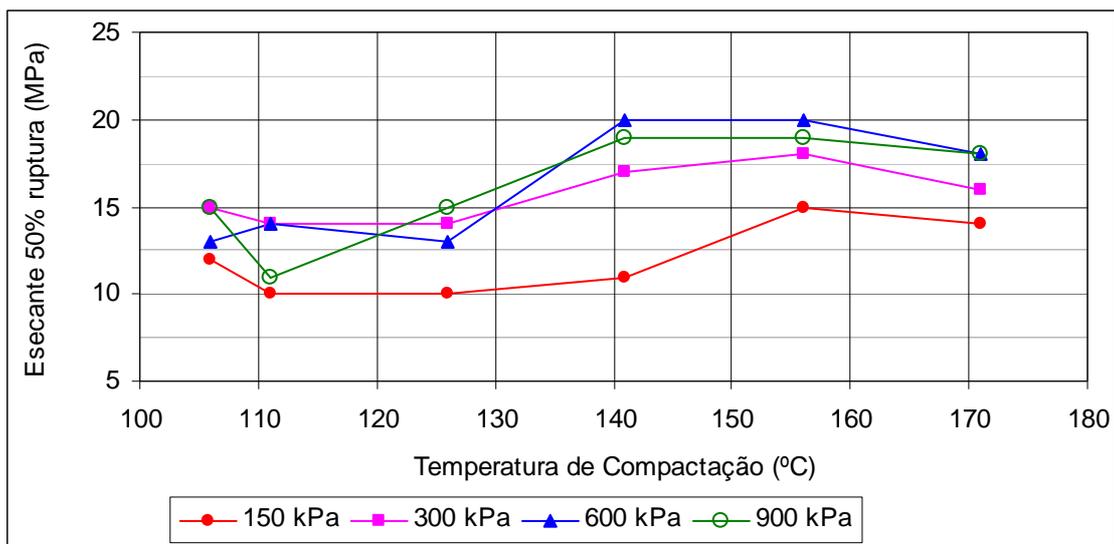


Figura 5.47 Variação do Módulo Secante para 50% da Carga de Ruptura – Influência da Temperatura de Compactação.

Na análise de variância ($\alpha = 0,05$) realizada para os dados apresentados nas Figuras 5.46 e 5.47, verificou-se que a variação da temperatura de compactação é estatisticamente significativa no valor do $E_{\text{secante}1\%}$ e $E_{\text{secante}50\%}$. A Tabela 5.35 apresenta os dados da análise de variância.

Tabela 5.35 Análise de Variância Realizada com os Dados de Módulos – Influência Temperatura de Compactação.

Parâmetro	Variância	Graus de liberdade	MS	F_0	Fc	% influência
$E_{\text{secante}1\%}$	111,88	5	22,38	3,81	2,77	98,4
$E_{\text{secante}50\%}$	104,0	5	20,80	3,53	2,77	97,2

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F_0 = Valor observado, Fc = valor crítico.

Apesar de ser estatisticamente significativa para $E_{\text{secante}1\%}$ e $E_{\text{secante}50\%}$, na análise de agrupamento de médias homogêneas, encontraram-se dois grupos com valores estatisticamente iguais: Grupo 1: 106, 111 e 126°C e Grupo 2: 141, 156 e 171°C, independentemente da tensão confinante. A maior variação é observada para a tensão de 600 kPa, com dois grupos bem definidos: Grupo 1: 106 a 126°C, com módulo na faixa de 13 MPa, e Grupo 2: 141 a 171°C, com módulo na faixa de 17 MPa.

Os módulos obtidos nesta pesquisa são da mesma ordem de grandeza que os obtidos por Falcão (2007), para o agregado calcário com 6,0% de CAP, e por Ramos (2009), para o agregado basalto com 6,0% de CAP. No entanto, são inferiores (cerca da metade do valor) aos obtidos por Wang & Höeg (2002), para um agregado calcário com 6,7% de CAP, e muito inferiores (de 5 a 10 vezes menor) aos obtidos por Falcão (2003), para o agregado micaxisto

com 6,0% de CAP, e por Höeg (1993), para os agregados xisto com 6,0% de CAP e gnaiss e com 8,0% de CAP.

Além dos parâmetros apresentados anteriormente, foram avaliados também os parâmetros de resistência. As Figuras 5.48 e 5.49 apresentam, respectivamente, a variação da coesão e ângulo de atrito com a variação da temperatura.

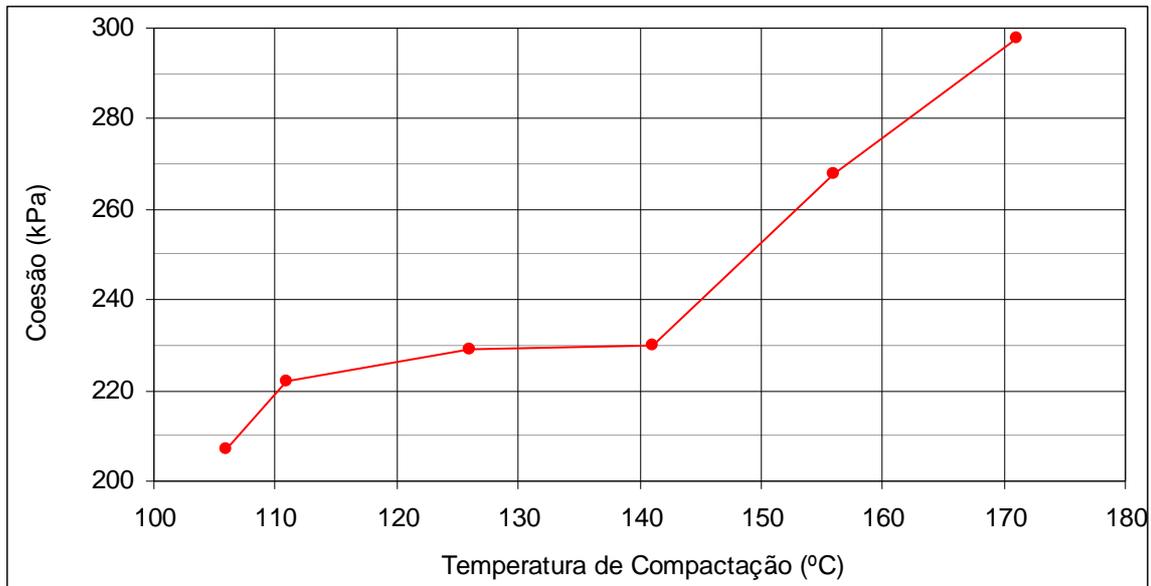


Figura 5.48 Variação da Coesão com a Temperatura de Compactação.

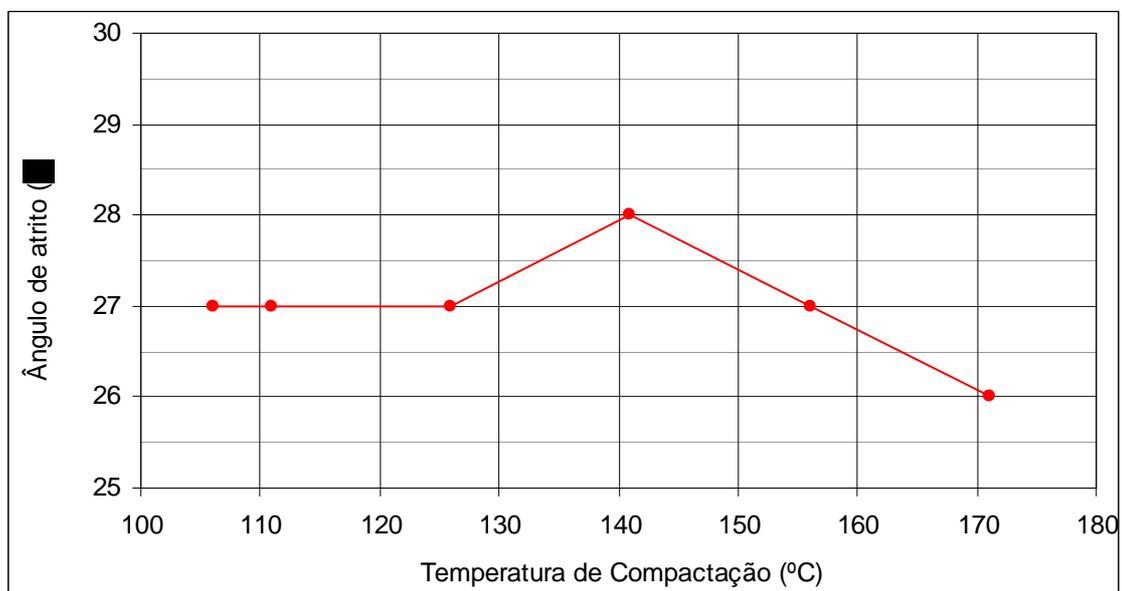


Figura 5.49 Variação do Ângulo de Atrito com a Temperatura de Compactação.

Verifica-se uma tendência de aumento da coesão com o aumento da temperatura de compactação, principalmente para temperaturas superiores a 141°C. No entanto, o ângulo de atrito apresenta valor praticamente constante, independentemente da temperatura de compactação. A menor influência da temperatura de compactação na coesão até 141°C deve

estar ligada à viscosidade do CAP e conseqüentemente ao bom envolvimento dos grãos, pois até 141°C, o CAP apresenta grande variação de viscosidade (Figura 5.1) e, a partir dessa temperatura, apresenta menor variação.

A Tabela 5.36 apresenta os resultados para parâmetros volumétricos e de resistência dos ensaios realizados com a variação da energia de compactação (número de golpes).

Tabela 5.36 Parâmetros Volumétricos e de Resistência – Influência da Energia de Compactação.

NG	σ_3 (kPa)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	T _{Ensaio} (°C)	σ_1 (MPa)	Δv (%)	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (MPa)	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$	E _{secante1%} (MPa)	E _{secante50%} (MPa)	c'	ϕ' (°)
10	150	2,544	1,4	24,8	1,1	1,3	0,48	7,4	17	14	240	27
	300	2,547	1,3	24,5	1,6	1,5	0,66	5,4	20	17		
	600	2,548	1,3	24,5	2,7	0,6	1,05	4,5	21	20		
	900	2,544	1,4	24,1	3,0	0,0	1,03	3,3	17	15		
20	150	2,548	1,2	24,5	1,2	2,0	0,52	7,9	19	16	238	28
	300	2,540	1,5	24,4	1,6	1,1	0,66	5,4	14	12		
	600	2,547	1,3	24,6	2,4	0,3	0,91	4,0	13	13		
	900	2,556	0,9	24,9	3,0	0,0	1,03	3,3	17	15		
30	150	2,557	0,9	24,2	1,1	1,9	0,45	7,0	10	10	196	29
	300	2,556	0,9	23,8	1,6	1,0	0,64	5,3	13	11		
	600	2,550	1,1	23,9	2,3	-2,0	0,87	3,9	16	13		
	900	2,552	1,1	23,9	2,8	0,1	0,96	3,1	19	16		
40	150	2,553	1,1	24,2	1,1	1,7	0,49	7,5	13	11	210	29
	300	2,557	0,9	24,3	1,6	1,0	0,63	5,2	12	11		
	600	2,553	1,1	24,4	2,4	0,4	0,90	4,0	14	14		
	900	2,556	0,9	23,7	2,8	0,1	0,97	3,2	22	18		
60	150	2,557	0,9	24,0	1,1	1,9	0,45	7,0	11	11	202	28
	300	2,557	0,9	24,1	1,6	1,3	0,65	5,3	13	12		
	600	2,556	0,9	24,3	2,3	0,3	0,87	3,9	16	14		
	900	2,548	1,2	24,3	2,8	0,0	0,93	3,1	13	13		
75	150	2,549	1,2	24,4	1,0	1,8	0,44	6,9	12	10	200	28
	300	2,553	1,0	24,2	1,5	1,1	0,61	5,1	12	11		
	600	2,554	1,0	24,3	2,3	0,2	0,84	3,8	13	13		
	900	2,552	1,1	24,6	2,7	-0,1	0,92	3,0	13	13		

Legenda: NG= número de golpes; σ_3 = tensão confinante; Gmb = massa específica aparente; Vv = Volume de vazios; T_{Ensaio} = temperatura média durante a ruptura; σ_1 = tensão axial na ruptura; Δv = variação volumétrica na ruptura (sinal positivo igual a dilatação e sinal negativo igual a contração); E_{secante1%} = módulo secante para 1% de deformação; E_{secante50%} = módulo secante para 50% da carga de ruptura; c' = coesão; ϕ' = ângulo de atrito.

Verifica-se uma tendência de aumento da massa específica a partir de 30 golpes, no entanto a variação é menor que $0,02 \text{ g/cm}^3$ e o coeficiente de variação igual a $0,2\%$. A massa específica aparente apresentou média de $2,552 \text{ g/cm}^3$, ou seja muito semelhante a média obtida para a variação de temperatura.

O volume de vazios médio foi de $1,1\%$, e o coeficiente de variação de $17,1\%$ foi muito semelhante aos valores obtidos com a variação de temperatura, e a relação betume vazios média foi igual a 94% , ou seja, igual aos valores obtidos com a variação de temperatura. A Figura 5.50 apresenta a variação do volume de vazios com a temperatura (média dos quatro corpos-de-prova). As análises de agrupamento de médias homogêneas demonstraram que todos os corpos-de-prova, com exceção dos corpos-de-prova das temperaturas de 10 e 20 golpes, apresentam volume de vazios estatisticamente iguais. Os corpos-de-prova de 20 golpes, segundo a análise de agrupamento de médias homogêneas, apresentam volume de vazios estatisticamente iguais aos corpos-de-prova de 75 golpes, ou seja, não é possível afirmar que o mesmo é estaticamente diferente dos demais.

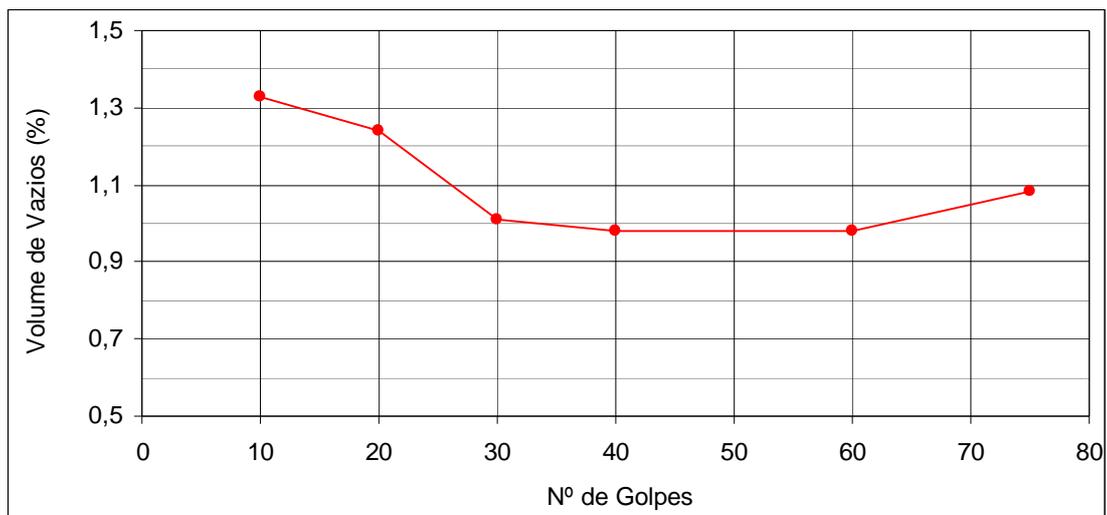


Figura 5.50 Volume de vazios Vs Energia de Compactação – Ensaios Triaxiais – Análise da Influência da Energia de Compactação.

A variação da energia de compactação também não influenciou na tensão axial máxima e na deformação volumétrica na ruptura. A Figura 5.51 apresenta os resultados obtidos para esses dois parâmetros em função da variação do número de golpes. Semelhante aos resultados obtidos com a variação de temperatura, verifica-se, nessa figura, que a tensão axial máxima e a deformação volumétrica na ruptura são, respectivamente, diretamente e inversamente proporcionais à tensão confinante, corroborando o relatado na referência bibliográfica. Na

Figura 5.51, não é apresentada a deformação volumétrica correspondente a 30 golpes e tensão confinante de 600 kPa, pois essa informação foi perdida durante a realização do ensaio.

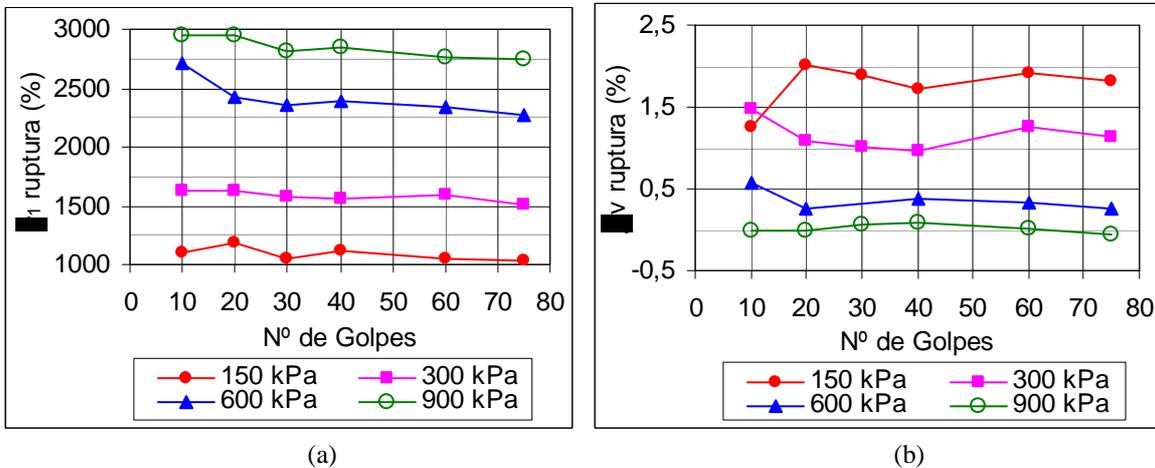


Figura 5.51 Tensão axial e Deformação Volumétrica na Ruptura em Função da Variação da Energia de Compactação: a) Tensão Axial; b) Deformação Volumétrica (compressão (-) e expansão (+)).

A tensão axial máxima apresentou valores semelhantes aos obtidos com a variação de temperatura, ou seja, também menores aos obtidos por Höeg (1993) e Wang & Höeg (2002), e baixa deformação volumétrica na ruptura e tendência de pequena expansão, corroborando também as pesquisas realizadas por Brenth & Arslan (1990) e Wang & Höeg (2002).

As Figuras 5.52 e 5.53 apresentam os gráficos da tensão axial e deformação volumétrica em função da deformação axial para a tensão confinante de 600 kPa.

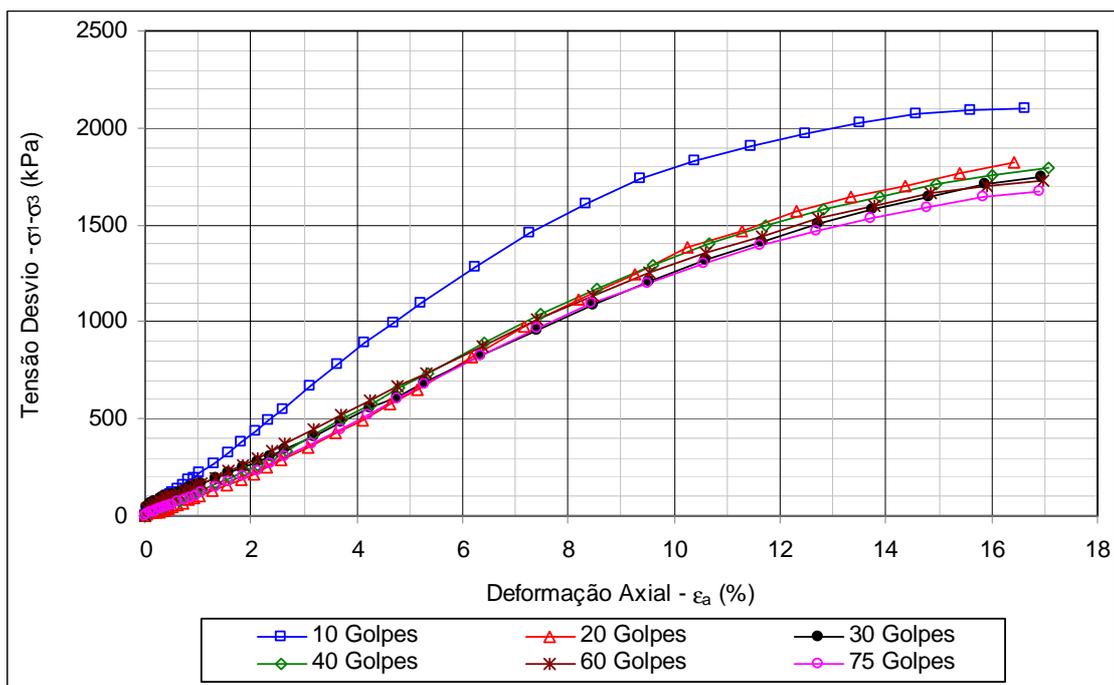


Figura 5.52 Tensão Desvio Vs Deformação Axial – Influência da Energia de Compactação.

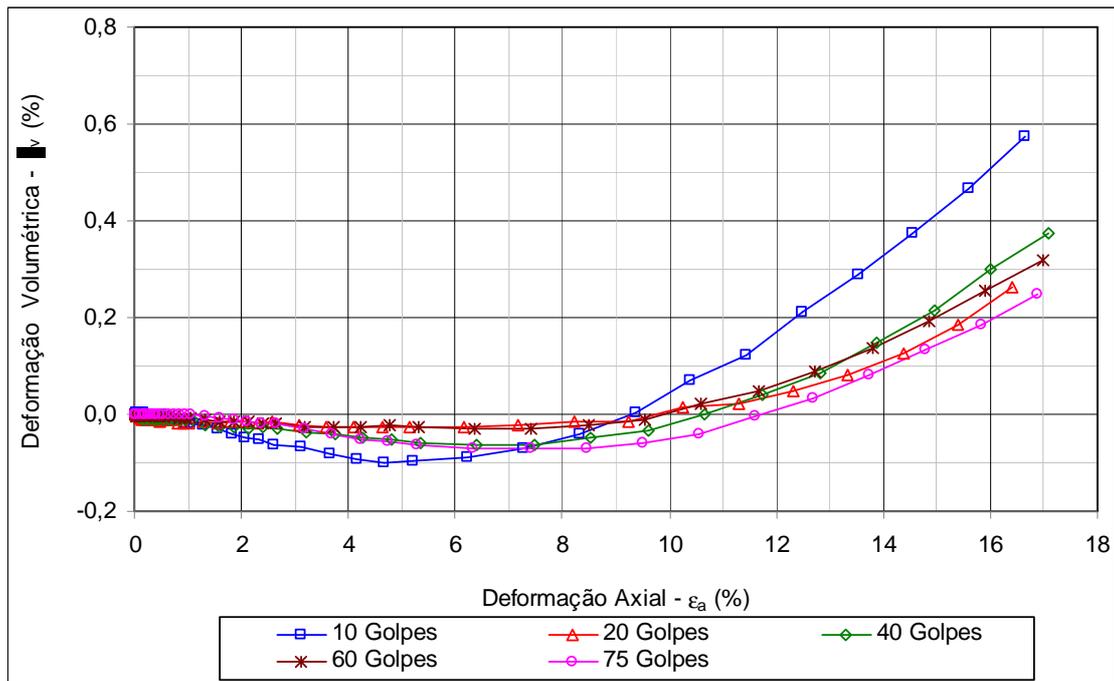


Figura 5.53 Deformação Volumétrica Vs Deformação Axial – Influência da Energia de Compactação (compressão (-) e expansão (+)).

O concreto asfáltico ensaiado com a variação de energia também apresentou comportamento flexível e dúctil (capacidade de absorver grandes deformações sem romper), independentemente da energia de compactação e tensão confinante. A ruptura ocorre para deformação axial superior a 10%. Verifica-se, nas Figuras 5.52 e 5.53, que somente o corpo-de-prova correspondente a 10 golpes apresenta tensão desvio e deformação volumétrica maiores. Verifica-se comportamento muito semelhante ao apresentado por Brenth & Arslan (1990).

Visando avaliar a influência da energia de compactação, foi determinado o módulo secante para 1% de deformação axial ($E_{\text{secante}1\%}$) e 50% da tensão de ruptura ($E_{\text{secante}50\%}$). As Figuras 5.54 e 5.55 apresentam os resultados obtidos em função da tensão confinante e da energia de compactação.

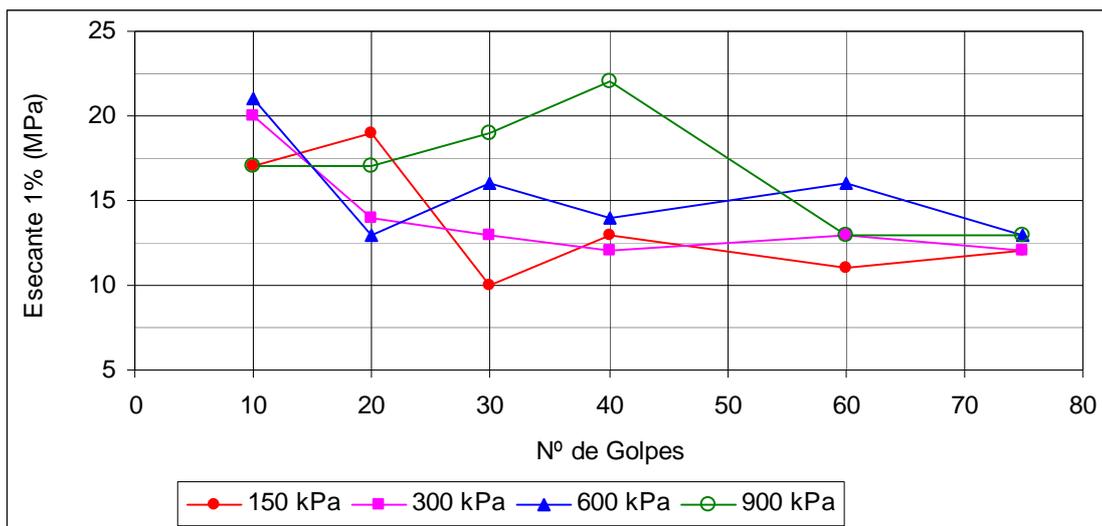


Figura 5.54 Variação do Módulo Secante para 1% de Deformação Axial – Influência da Energia de Compactação.

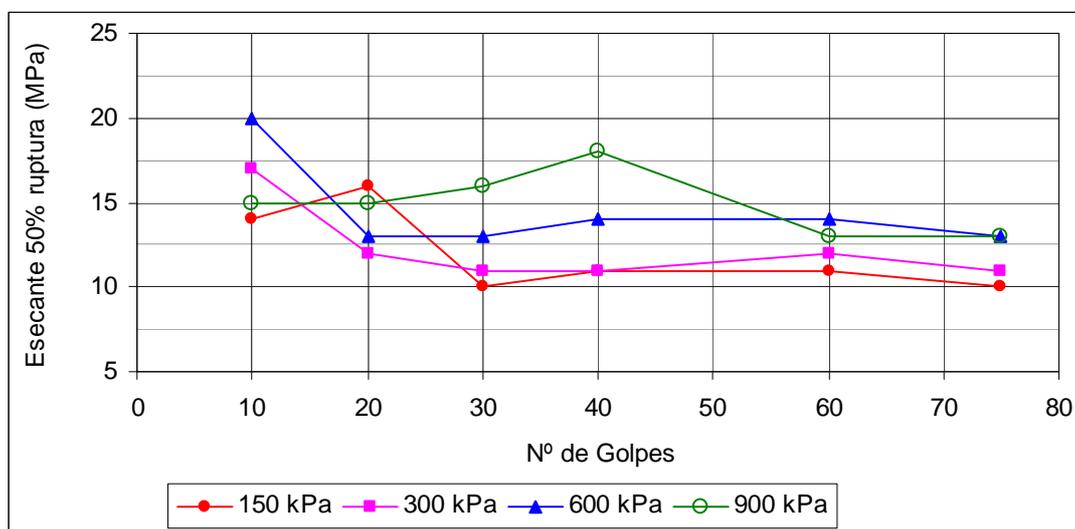


Figura 5.55 Variação do Módulo Secante para 50% da Carga de Ruptura – Influência da Energia de Compactação.

Na análise de variância realizada para os dados apresentados nas Figuras 5.54 e 5.55, verificou-se que a variação da energia de compactação não é estatisticamente significativa nos valores do $E_{\text{secante}1\%}$ e $E_{\text{secante}50\%}$. A Tabela 5.37 apresenta os dados da análise de variância. O módulo secante médio para as duas deformações consideradas é da ordem de 14 MPa, ou seja, da mesma ordem de grandeza aos obtidos para a variação da temperatura de compactação. O módulo obtido para 10 golpes foi superior aos demais, e a média foi de 18 MPa.

Tabela 5.37 Análise de Variância Realizada com os Dados de Módulos – Influência Energia de Compactação.

Parâmetro	Variância	Graus de liberdade	MS	F_0	Fc	% influência
$E_{\text{secante}1\%}$	97,00	5	19,40	2,22	2,77	90,3
$E_{\text{secante}50\%}$	57,21	5	11,44	2,13	2,77	89,1

Legenda: MS = Variância/Graus de liberdade; F_0 = Valor observado, Fc = valor crítico.

Além dos parâmetros apresentados anteriormente, foram avaliados também os parâmetros de resistência. As Figuras 5.56 e 5.57 apresentam respectivamente a variação da coesão e ângulo de atrito com a variação da energia de compactação. Verifica-se uma tendência de diminuição da coesão com o aumento da energia de compactação. No entanto, o ângulo de atrito apresenta valor praticamente constante, independentemente da temperatura de compactação. Os valores de ângulo de atrito aqui obtidos são coerentes entre eles e correspondem ao esperado, ou seja, a manutenção da constância. Já a redução da coesão com o aumento do número de golpes pode estar associada à alteração da estrutura. Nas pesquisas realizadas por Falcão (2003), Falcão (2007) e Ramos (2009) com teores de CAP variando de 6,0 a 6,5%, os autores obtiveram coesão entre 345 e 398 kPa e ângulo de atrito entre 15 e 33°.

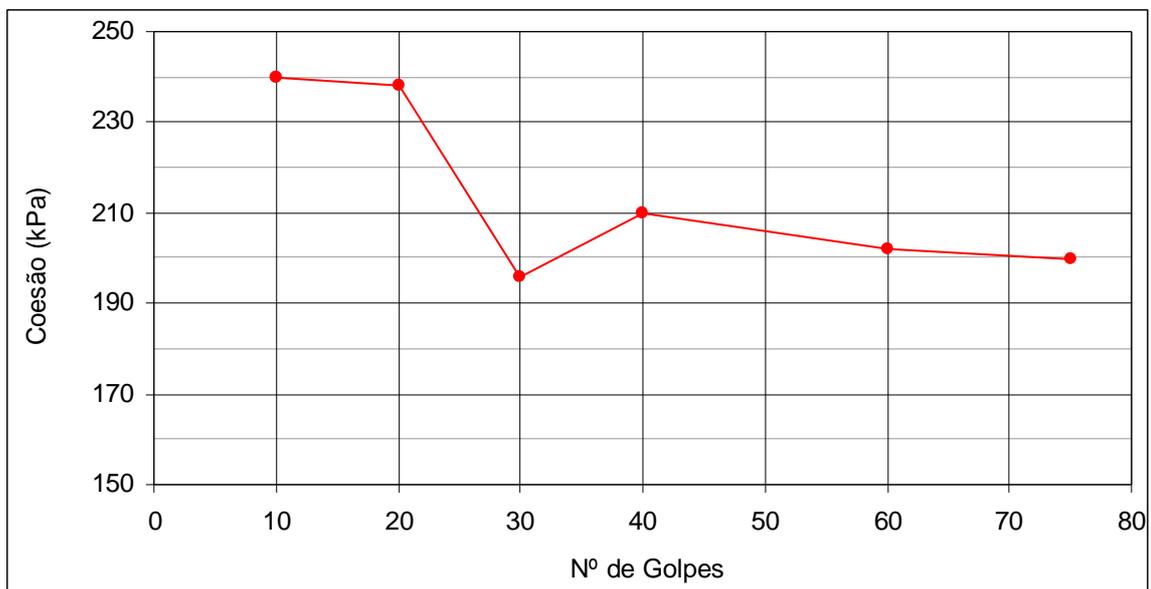


Figura 5.56 Variação da Coesão com a Energia de Compactação.

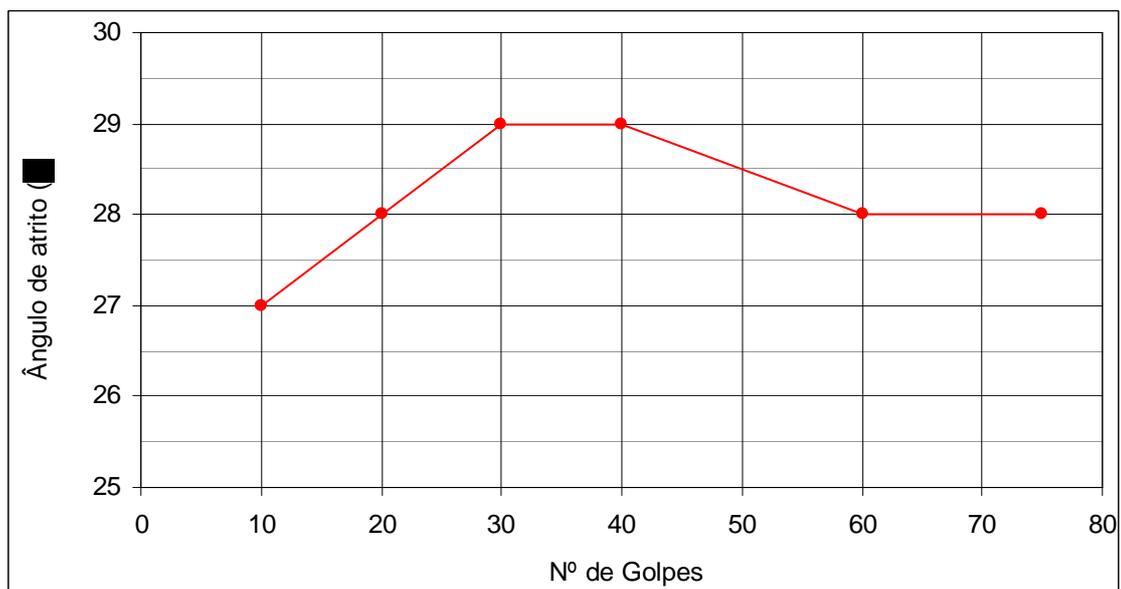


Figura 5.57 Variação do Ângulo de Atrito com a Energia de Compactação.

5.6 INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA DE RUPTURA

A Tabela 5.38 apresenta os resultados dos parâmetros volumétricos e de resistência obtidos nos ensaios realizados com a variação da temperatura de ruptura.

Tabela 5.38 Parâmetros Volumétricos e de Resistência – Influência da Temperatura de Ruptura.

CAP Tipo Teor (%)	CP Nº	T (°C)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	RBV (%)	T _{Ensaio} (°C)	σ_1 (MPa)	Δv (%)	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ (MPa)	$\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$	E _{secante1%} (MPa)	E _{secante50%} (MPa)
85-100 5,5	1	17	2,541	2,8	83	17,0	2,9	1,2	1,22	5,9	90	83
	2	20	2,538	2,6	84	19,7	2,9	1,1	1,22	5,9	93	78
	3	25	2,538	3,0	82	24,1	2,9	1,5	1,22	5,9	105	99
	Média	-	2,539	2,8	83	-	2,9	1,3	1,22	5,9	96	87
85-100 6,5	4	17	2,545	1,2	93	16,0	2,4	1,2	0,97	4,9	22	22
	5	20	2,549	1,4	92	19,3	2,5	1,2	1,00	5,0	22	22
	6	25	2,540	1,0	94	24,3	2,4	1,1	0,95	4,8	20	18
	Média	-	2,545	1,2	93	-	2,4	1,2	0,97	4,9	21	21
50-70 5,5	7	17	2,544	2,5	85	16,6	3,2	1,2	1,33	6,3	90	86
	8	20	2,563	1,8	88	19,6	3,0	1,0	1,27	6,1	88	75
	9	25	2,540	3,1	82	24,4	2,9	0,9	1,22	5,9	100	97
	Média	-	2,549	2,5	85	-	3,0	1,0	1,27	6,1	93	86
50-70 6,5	10	17	2,535	1,5	92	16,1	2,5	1,4	0,99	5,0	36	28
	11	20	2,532	1,2	93	19,4	2,4	1,4	0,97	4,9	22	20
	12	25	2,528	1,9	90	24,5	2,3	0,9	0,91	4,6	18	17
	Média	-	2,532	1,5	92	-	2,4	1,2	0,96	4,8	25	22

Legenda: T = temperatura; Gmb = massa específica aparente; Vv = Volume de vazios; RBV = Relação Betume Vazios; T_{Ensaio} = temperatura média durante a ruptura; σ_1 = tensão axial na ruptura; Δv = variação volumétrica na ruptura (compressão (-) e expansão (+)); E_{secante1%} = módulo secante para 1% de deformação; E_{secante50%} = módulo secante para 50% da carga de ruptura.

Os ensaios realizados para verificar a influência da temperatura de ruptura avaliaram também a influência do tipo e teor de CAP nessa variação. Portanto esse item será dividido considerando essas duas variáveis.

5.6.1 Tipo de CAP

Os parâmetros volumétricos obtidos (Gmb, Vv, RBV) apresentam a mesma ordem de grandeza dos resultados obtidos para 6,5% de CAP nos estudos anteriores (influência do tipo de CAP – Tabela 5.17). No entanto, para 5,5% de CAP apresentam diferença, principalmente o CAP 50-70. Nessa campanha, o CAP 50-70 com 5,5% de CAP apresentou valores de Gmb e RBV menores de volume de vazios maiores.

A massa específica aparente, o volume de vazios e a relação betume vazios apresentam valores similares para os dois tipos de CAP. Esses resultados corroboram a conclusão obtida após a análise dos resultados apresentados no item 5.3.1: O tipo de CAP, para os ligantes avaliados (CAP 50-70 e 85-100), apresenta baixa influência nos parâmetros volumétricos.

As Figuras 5.58 a 5.60 apresentam, respectivamente, a variação da tensão axial máxima e os módulos secante para 1% de deformação axial ($E_{\text{secante}1\%}$) e 50% da tensão de ruptura ($E_{\text{secante}50\%}$) com a temperatura de ruptura para os dois tipos de CAP. Verifica-se pouca influência do tipo de CAP na tensão axial máxima. Comparando-se os dados do CAP 50-70 para 6,5% de CAP, apresentados na Tabela 5.38, com os dados, apresentados na Tabela 5.34, para a tensão confinante de 600 kPa e temperatura de compactação de 141°C e, na Tabela 5.36, para a tensão confinante de 600 kPa e 30 golpes, verifica-se que a tensão axial média nos dois estudos são muito semelhantes, apresentando variação de 0,1 MPa. A tensão axial máxima das misturas com o CAP 85-100 não tem influência da temperatura de ruptura, enquanto as da mistura com o CAP 50-70 apresentam a tendência de diminuição.

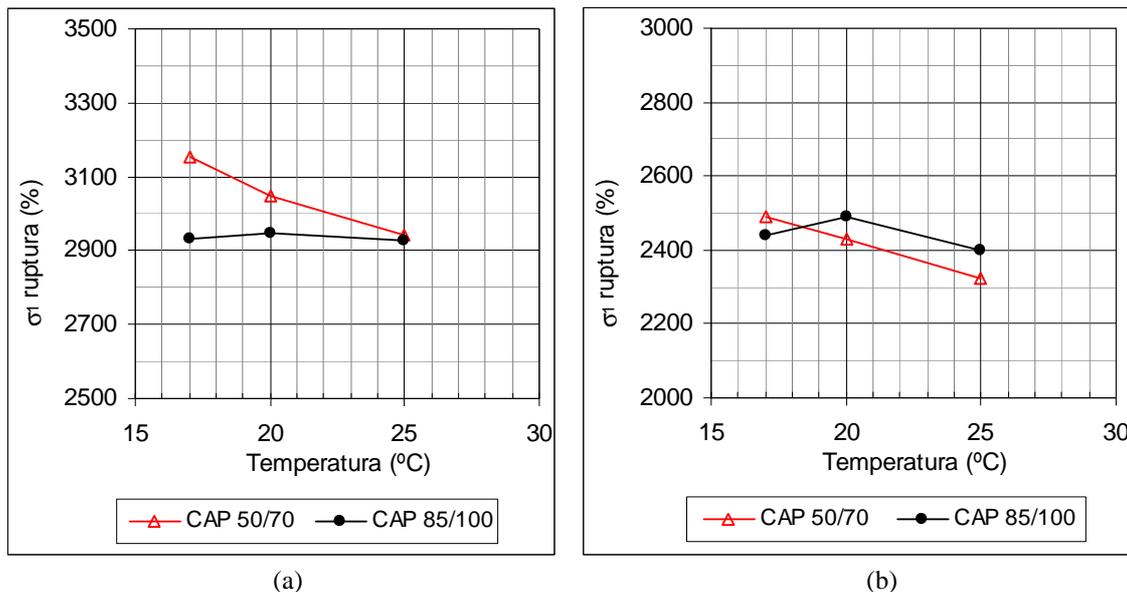


Figura 5.58 Tensão axial máxima Vs Temperatura de Ruptura – CAP 85-100 Vs CAP 50-70:
a) 5,5% de CAP, b) 6,5% de CAP.

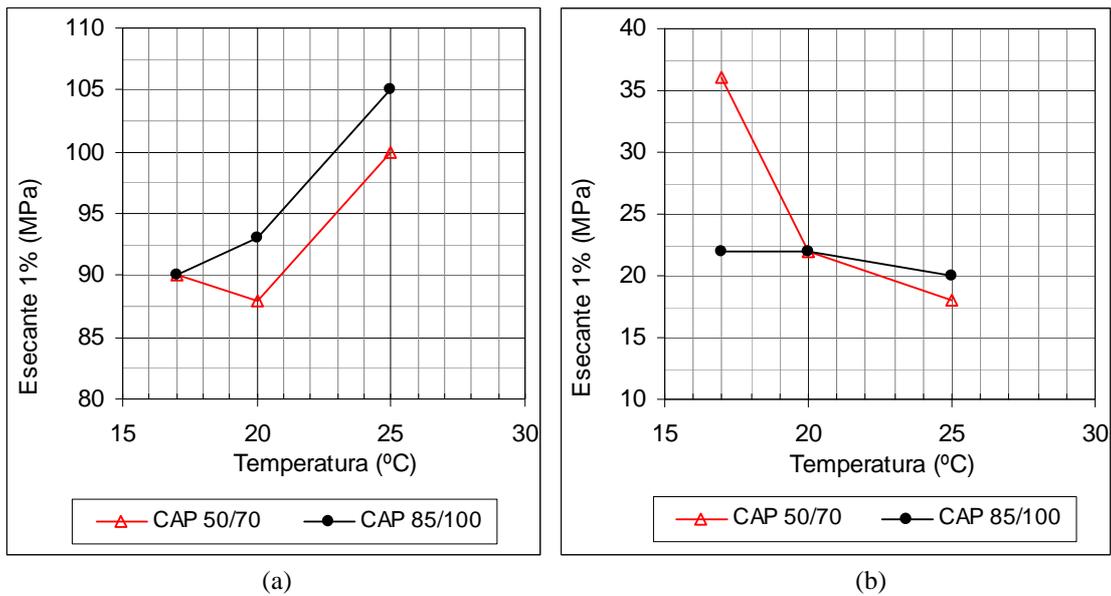


Figura 5.59 Módulo Secante para 1% Deformação Vs Temperatura de Ruptura – CAP 85-100 Vs CAP 50-70: a) 5,5% de CAP, b) 6,5% de CAP.

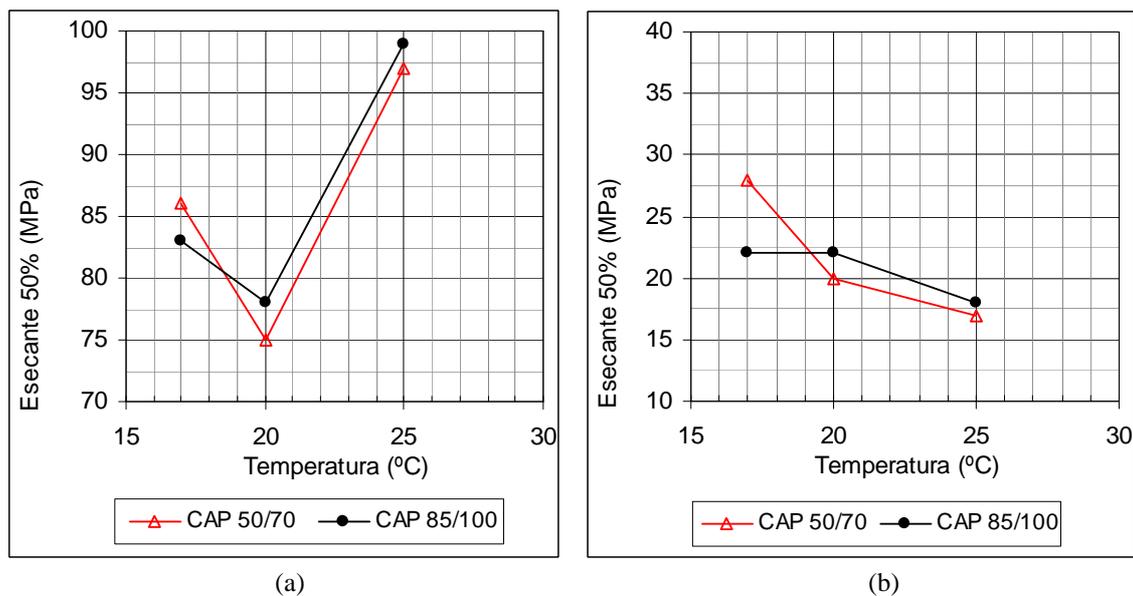


Figura 5.60 Módulo Secante para 50% Tensão Ruptura Vs Temperatura de Ruptura – CAP 85-100 Vs CAP 50-70: a) 5,5% de CAP, b) 6,5% de CAP.

O tipo de CAP também não influencia nos módulos obtidos. Comparando-se os dados do CAP 50-70 para 6,5% de CAP, apresentados na Tabela 5.38, com os dados, apresentados na Tabela 5.34, para a tensão confinante de 600 kPa e temperatura de compactação de 141°C e, na Tabela 5.36, para a tensão confinante de 600 kPa e 30 golpes, verifica-se que os módulos obtidos nessa campanha são superiores aos obtidos no estudo apresentado no item 5.4.

Não se verifica relação dos módulos obtidos com a temperatura de ruptura. Para 5,5% de CAP apresentaram tendência de aumento, contrariando o esperado: maior temperatura de ruptura implica menores módulos; e para 6,5% de CAP, tendência de queda.

O comportamento tensão deformação e de variação volumétrica dos dois tipos de CAP avaliados é muito similar, independentemente da temperatura de ruptura, conforme apresentado nas Figuras 5.61 e 5.62. Todos os corpos-de-prova, independentemente do tipo de CAP e temperatura de ruptura, apresentaram comportamento flexível e dúctil. Avaliando-se os dados apresentados anteriormente, pode-se concluir que o tipo de CAP tem pouca influência nos parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais.

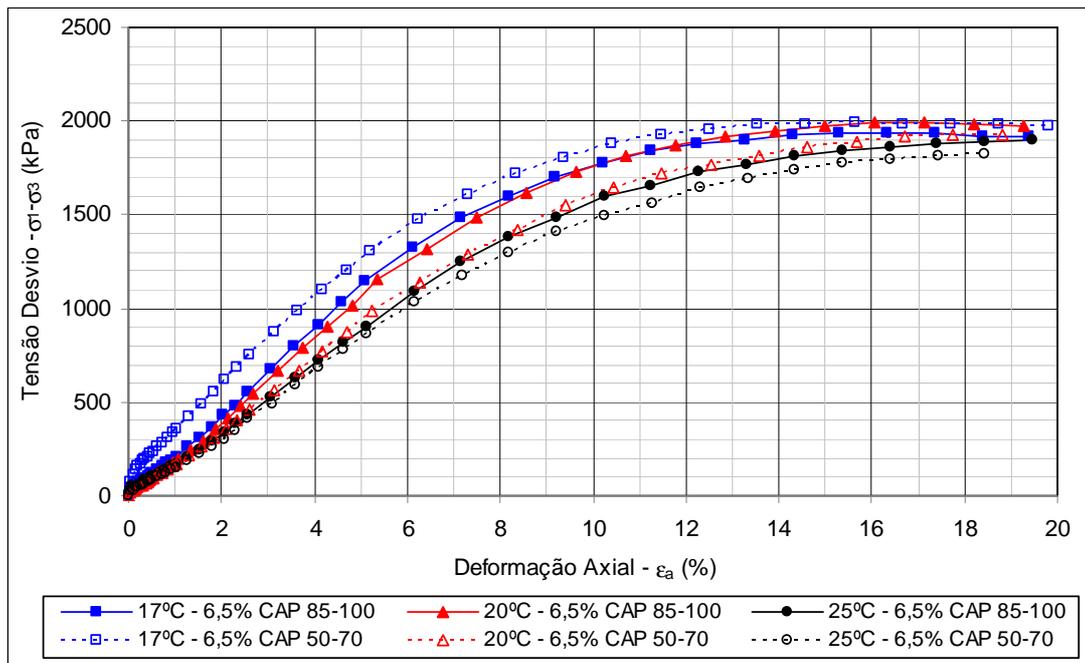


Figura 5.61 Tensão Desvio VS Deformação Axial – Influência da Temperatura de Ruptura – CAP 85-100 Vs CAP 50-70 com 6,5% de CAP.

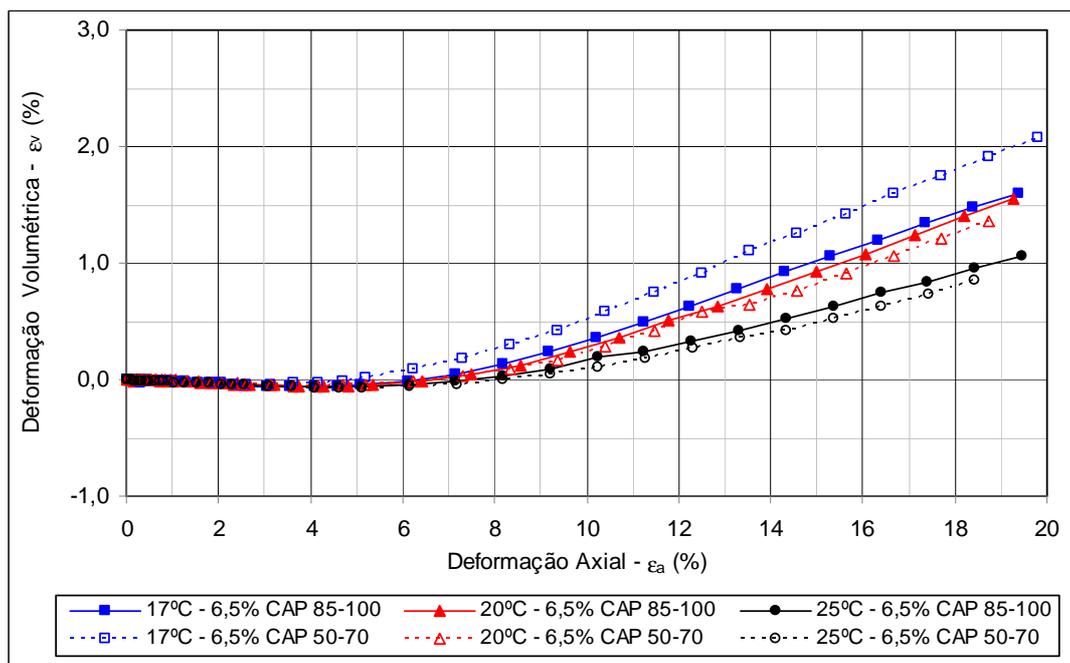


Figura 5.62 Deformação Volumétrica VS Deformação Axial – Influência da Temperatura de Ruptura – CAP 85-100 Vs CAP 50-70 com 6,5% de CAP.

5.6.2 Teor de CAP

As Figuras 5.63 e 5.64 apresentam a variação do volume de vazios e da relação betume vazios com o teor de CAP, para os dois tipos de CAP. O teor de CAP influencia nos parâmetros volumétricos obtidos independentemente do tipo de CAP. Misturas com RBV abaixo de 90% apresentam a tendência de apresentar volume de vazios acima de 2,0%.

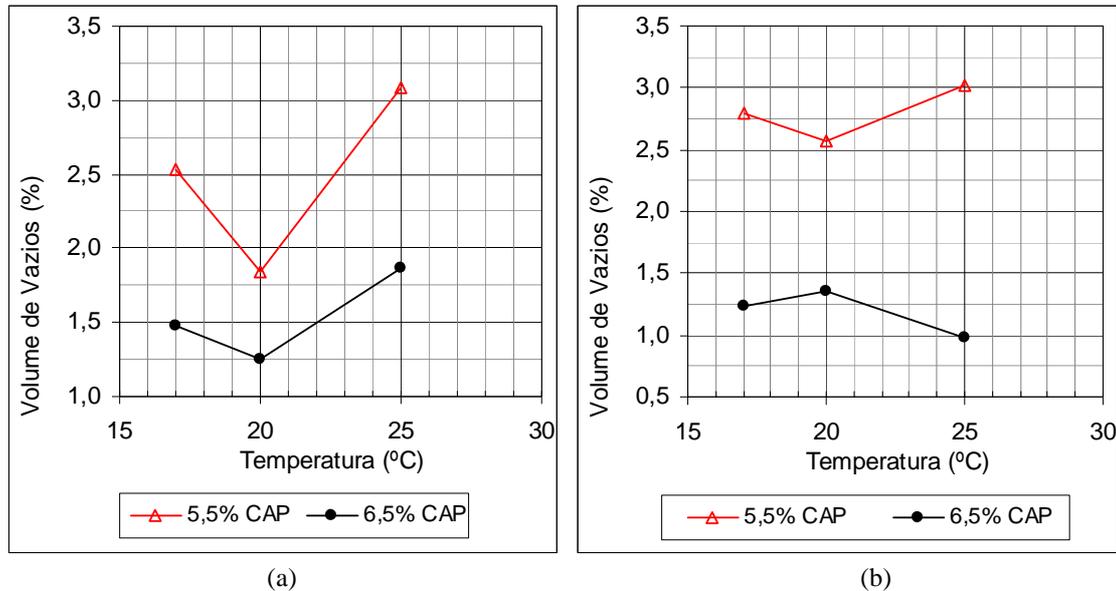


Figura 5.63 Volume de Vazios Vs Temperatura de Ruptura – 5,5% Vs 6,5% de CAP:
a) CAP 50-70, b) CAP 85-100.

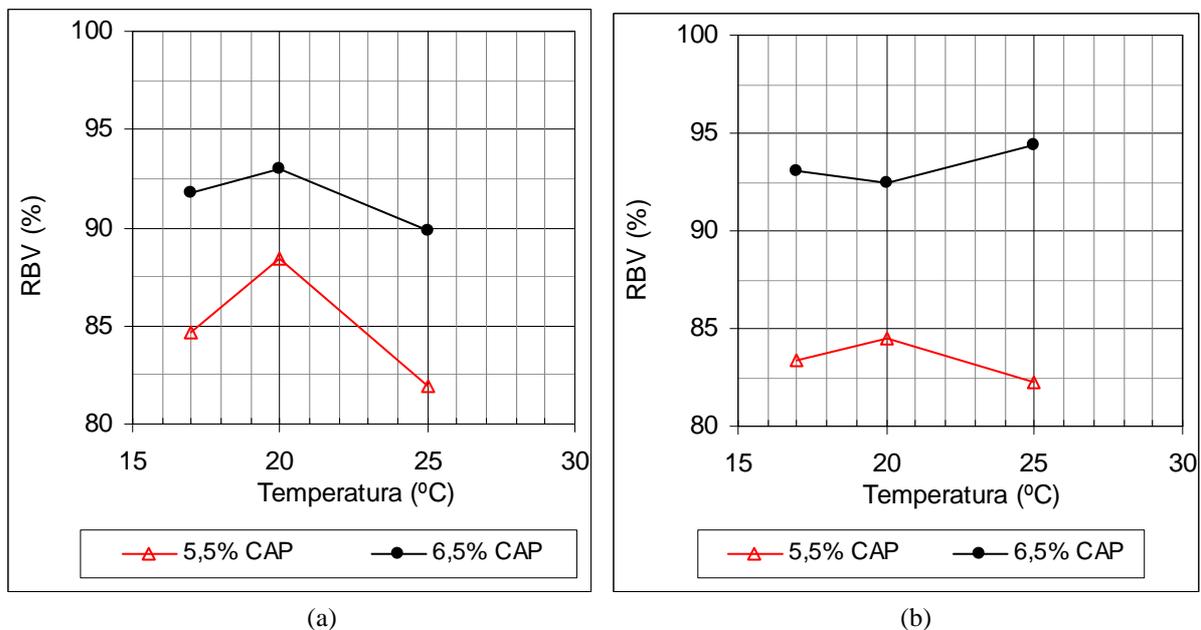


Figura 5.64 Relação Betume Vazios (RBV) Vs Temperatura de Ruptura – 5,5% Vs 6,5% de CAP:
a) CAP 50-70, b) CAP 85-100.

As Figuras 5.65 a 5.67 apresentam, respectivamente, a variação da tensão axial máxima e os módulos secante para 1% de deformação axial ($E_{\text{secante}1\%}$) e 50% da tensão de ruptura ($E_{\text{secante}50\%}$) com a temperatura de ruptura para os dois teores de CAP.

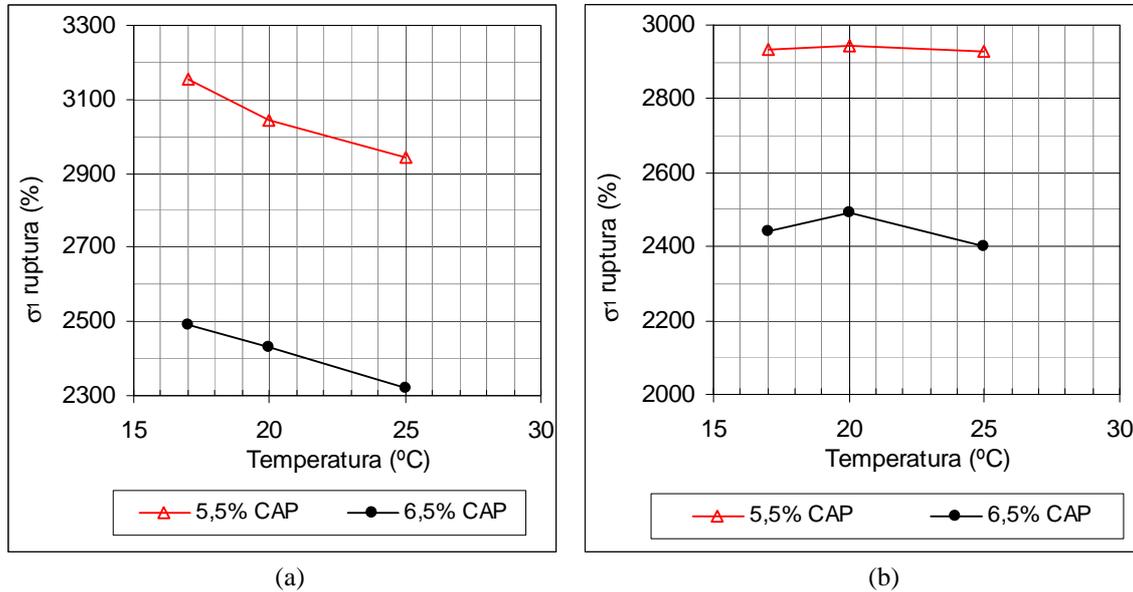


Figura 5.65 Tensão axial máxima Vs Temperatura de Ruptura – 5,5% Vs 6,5% CAP:
a) CAP 50-70, b) CAP 85-100.

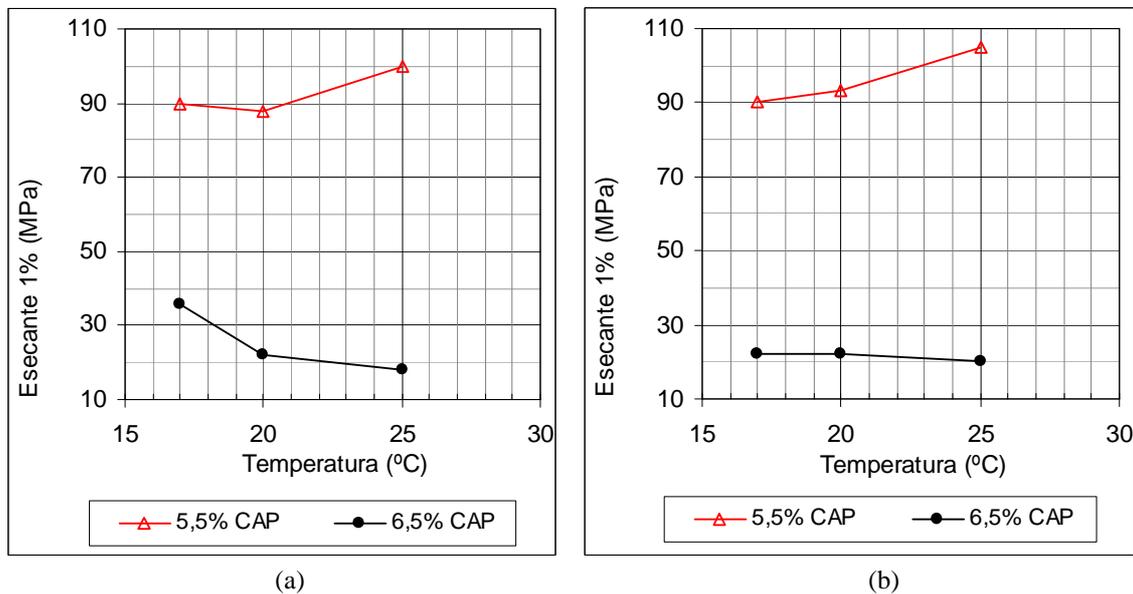


Figura 5.66 Módulo Secante para 1% Deformação Vs Temperatura de Ruptura – 5,5% Vs 6,5% CAP:
a) CAP 50-70, b) CAP 85-100.

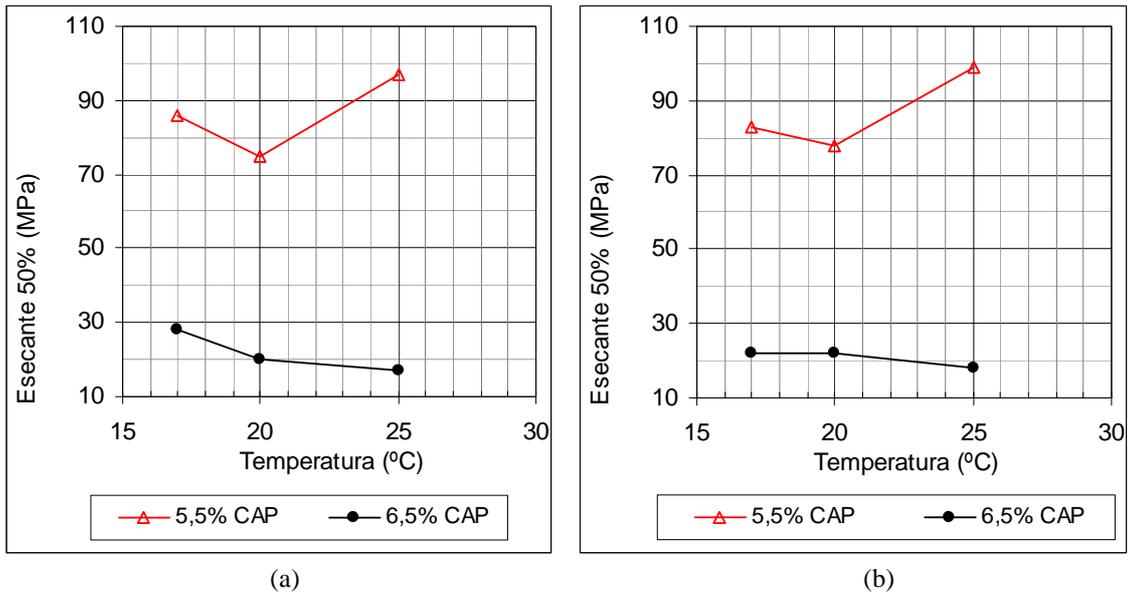


Figura 5.67 Módulo Secante para 50% Tensão Ruptura Vs Temperatura de Ruptura – 5,5% Vs 6,5% CAP: a) CAP 50-70, b) CAP 85-100.

O teor de CAP influencia nos parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais: maiores teores de CAP implicam em menores tensões de ruptura e módulos. Os módulos das misturas com RBV abaixo de 90% são cerca de 4 vezes superiores aos módulos das misturas com RBV acima de 90%.

Na faixa de variação de temperatura de ruptura estudada (17 a 25°C) verificou-se, com exceção das misturas com 5,5% de CAP 50-70 para a tensão axial máxima, baixa influência da mesma. As Figuras 5.68 e 5.69 apresentam as curvas tensão Vs deformação para os dois teores de CAP. Nessas figuras, observa-se também a baixa influência da variação da temperatura.

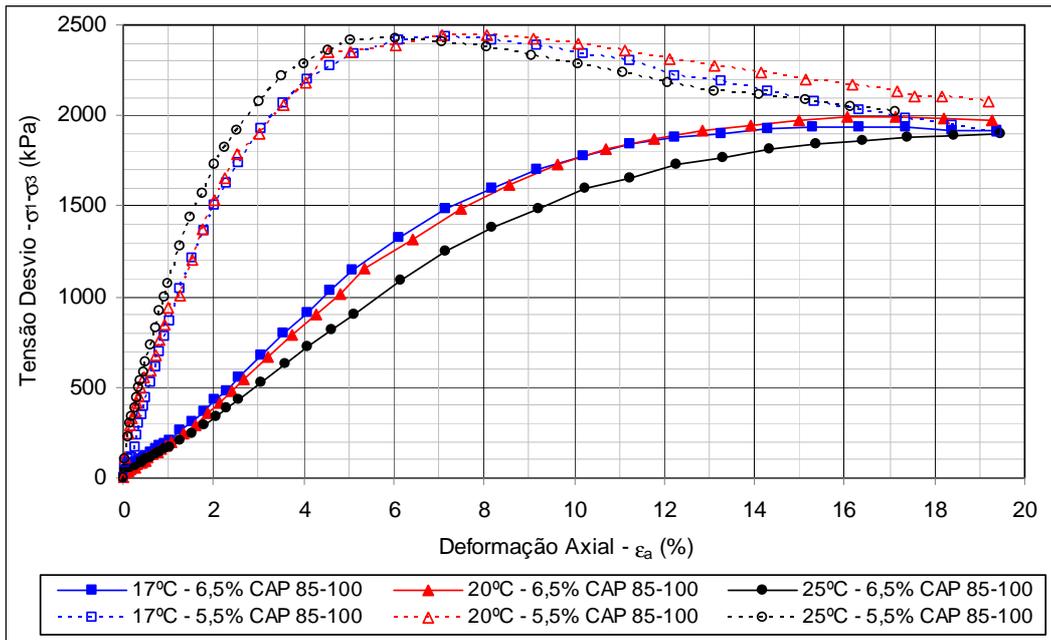


Figura 5.68 Tensão Desvio VS Deformação Axial – Influência da Temperatura de Ruptura – CAP 85-100: 5,5% Vs 6,5% de CAP.

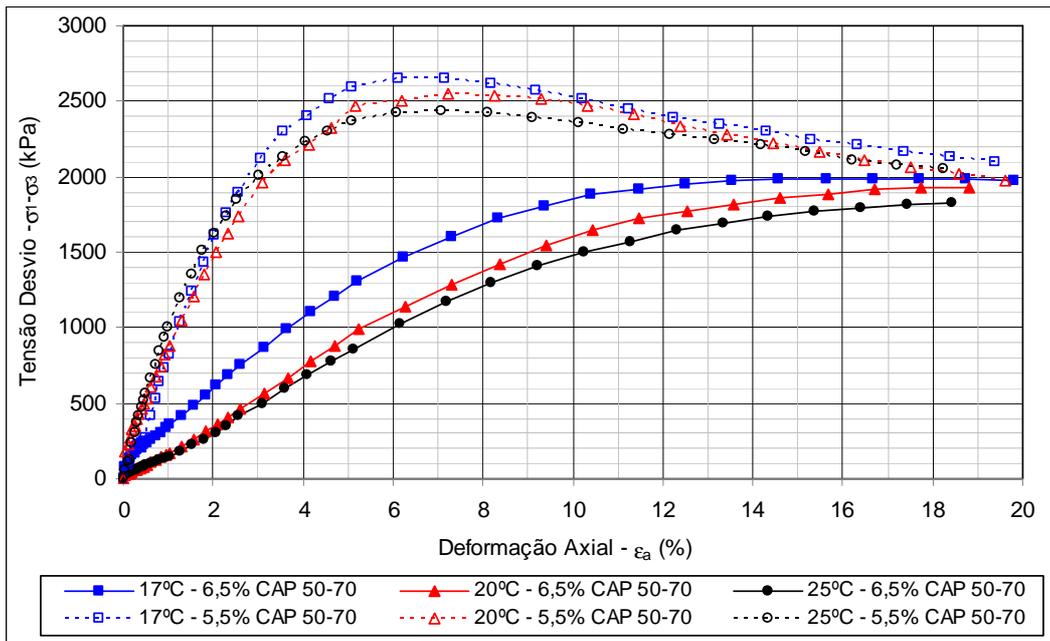


Figura 5.69 Tensão Desvio VS Deformação Axial – Influência da Temperatura de Ruptura – CAP 50-70: 5,5% Vs 6,5% de CAP.

O comportamento tensão deformação para os dois teores de avaliados é muito diferente, sendo que as misturas com RBV acima de 90% apresentam comportamento flexível e dúctil, e as misturas com RBV abaixo de 90% apresentam comportamento menos flexível, tendendo a frágil. O comportamento da deformação volumétrica é similar ao apresentado na Figura 5.62, independente do teor de CAP. Conclui-se, dos resultados, que o teor de CAP é que está mudando o comportamento nas curvas tensão x deformação.

6 CONCLUSÕES

Nesse capítulo são apresentadas as principais conclusões, recomendações e sugestões para pesquisas futuras.

6.1 CONCLUSÕES

A construção de barragens com núcleo de concreto asfáltico utilizando-se equipamentos de 3ª geração é relativamente simples, proporciona uma praça de trabalho sem muitas interferências e envolve poucas pessoas. A construção do núcleo asfáltico é realizada a uma velocidade considerável (da ordem de 120 m por hora), o que possibilita o cumprimento de cronogramas apertados. A experiência internacional, com a finalização até 2011 de 89 barragens em 20 países, tem demonstrado que esse sistema construtivo é tecnicamente e economicamente viável.

O comportamento do concreto asfáltico depende do tipo e da quantidade de CAP e das propriedades dos agregados, sendo a quantidade de CAP o fator que mais influencia. Os estudos apresentados na bibliografia e os realizados nesta pesquisa mostram a relação da variação dos parâmetros físicos, hidráulicos e mecânicos com o teor de CAP. Misturas com relação betume vazios (RBV) superior a 90% estão com os vazios saturados de CAP e apresentam pouca variação das propriedades mecânicas.

Nas dosagens dos estudos iniciais, a granulometria deve atender à curva de Füller. Os agregados utilizados nessas dosagens devem ser coletados no local da obra, pois pequenas variações na granulometria podem provocar variações significativas nos parâmetros volumétricos e conseqüentemente nos parâmetros mecânicos. Essa variação foi observada nas dosagens realizadas em Furnas e Kolo Veidekke, conforme apresentado no Item 3.5.1.1.

A construção de pistas experimentais é essencial para avaliar a usina, os materiais e as dosagens selecionadas para a construção do núcleo e para treinar a equipe nos procedimentos que são utilizados na produção e aplicação do concreto asfáltico.

O núcleo asfáltico da UHE Foz do Chapecó foi construído com uma taxa média de 72 cm/dia (lançamento de três camadas de 23,9 cm), ou seja, acima do normalmente utilizado e relatado na bibliografia. Chegou-se a lançar cerca de 100 cm em um dia (lançamento de quatro camadas com aproximadamente 25 cm). Mesmo com essa taxa, o volume de vazios ficou em média igual a 1,3%, indicando que, em casos críticos, pode-se lançar até quatro camadas por dia com espessura total da ordem de 1 m.

Deve-se evitar o processo manual, pois o mesmo, além de ter uma velocidade muito menor que o processo mecânico, implica maior quantidade de pessoal e em variações da quantidade de concreto asfáltico produzido na usina, o que pode impactar na homogeneidade da mistura.

A homogeneidade do concreto asfáltico é essencial para o sucesso de sua aplicação e para a obtenção dos parâmetros especificados. Essa homogeneidade depende de fatores que vão desde o controle do estoque dos materiais (deve-se evitar segregação das pilhas) até a velocidade de mistura dos agregados e CAP na usina. O controle da usina e dos materiais utilizados é primordial para a obtenção da homogeneidade da mistura. Deve-se evitar alterar a faixa granulométrica utilizada durante a construção do núcleo, no entanto, a composição dos materiais deve ser alterada invariavelmente em função da alteração da granulometria dos agregados e até da temperatura ambiente.

Durante a execução do núcleo, observou-se exsudação em várias camadas. Constatou-se que os principais fatores que influenciam na exsudação são:

- densidade dos agregados: a variação da densidade dos agregados altera o volume de agregados utilizados na mistura e conseqüentemente a superfície em contato com o CAP;
- temperatura ambiente e da mistura: aplicação do concreto asfáltico em dias mais quentes e a utilização do mesmo a temperaturas próximas do limite superior aceleram a exsudação.

O controle tecnológico utilizado na UHE Foz do Chapecó (Item 3.5.2.5) mostrou-se eficaz, portanto, sugere-se a aplicação da metodologia descrita nesta tese. A retirada de camadas que não atendem a especificação é um processo muito complicado. Com isso faz-se necessário maior rigor no controle tecnológico sendo proposto que:

- a coleta de amostra deve ser realizada diretamente no núcleo da barragem, após o lançamento na camada e deve ser representativa da extensão da camada;
- o número de golpes adotado na compactação dos corpos-de-prova e o tipo de compactador (manual ou mecânico) deve ser compatível com a energia aplicada no campo. Essa avaliação deve ser feita durante a construção das pistas experimentais e na primeira extração de testemunhos do núcleo;
- a massa específica máxima da mistura deve ser determinada pelo método Rice Test (determinação da massa específica da mistura). A adoção de metodologia baseada nas densidades dos agregados pode apresentar variações significativas e conseqüentemente influenciar na determinação do volume de vazios, que é o principal parâmetro utilizado na liberação das camadas;

- o teor de CAP deve ser determinado utilizando-se um processo rápido, pois essa determinação implica ajustes da usina;
- a granulometria deve ser determinada por via úmida, pois o processo por via seca apresenta geralmente variações significativas, em função do processo de obtenção dos agregados após a extração do ligante.

Os testemunhos extraídos do núcleo da barragem da UHE Foz do Chapecó apresentaram comportamento dúctil e baixa variação volumétrica no cisalhamento, comportamento esse esperado de misturas asfálticas aplicadas em núcleo de barragens. O módulo secante a 1% de deformação axial variou de 24 a 43 MPa, dentro da faixa obtida nos estudos preliminares. A variação dos módulos não teve relação com a temperatura de ruptura dos corpos-de-prova e teve baixa relação com o teor de CAP. Essa baixa relação deve estar relacionada ao alto valor da Relação Betume Vazios (RBV) apresentada pelos testemunhos, os quais apresentaram todos os valores acima de 90,0%.

Os CAPs utilizados na pesquisa e na construção da barragem apresentaram baixa variabilidade e atenderam às restrições especificadas pela ANP. É essencial utilizar um CAP com baixa variabilidade que apresente uma faixa de variação menor que o especificado pela ANP, pois a faixa especificada pela ANP é ampla, o que pode alterar as propriedades do concreto asfáltico e não atender às necessidades do projeto.

Os agregados utilizados na pesquisa e na construção apresentaram propriedades compatíveis com as especificadas para concretos asfálticos, no entanto, apresentaram alta absorção e variação granulométrica significativa, dificultando o controle do mesmo. A absorção é uma propriedade intrínseca da rocha e do seu grau de alteração, portanto, a mistura deve ser produzida levando-se em conta essa absorção. A variação granulométrica, nesse caso, também é intrínseca da rocha e do seu grau de alteração, no entanto, alguns processos, como um maior controle na seleção da rocha para a produção dos agregados e da estocagem dos agregados podem minimizar esse problema. Outro aspecto, embora não avaliado no âmbito desta tese, diz respeito à definição de uma técnica de britagem mais compatível com o tipo de rocha e seu grau de alteração e com as próprias especificidades da forma e tamanho de agregado desejado.

A avaliação da influência do fíler depende, dentre outros fatores, da granulometria, principalmente das parcelas maiores que 40 μm (fíler agregado) e menores que 20 μm (fíler ativo). No ensaio de granulometria simples, não é possível determinar essas parcelas, porém, é um processo simples e é prático para avaliações durante a construção.

O tipo de CAP, para os ligantes avaliados (CAP 50-70 e 85-100), apresentou baixa influência nos parâmetros volumétricos e mecânicos nas dosagens realizadas na pesquisa.

Conclui-se também que tipo de CAP tem pouca influência nos parâmetros obtidos nos ensaios triaxiais.

Mesmo apresentado baixa influência, a utilização de um CAP menos viscoso implica algumas vantagens:

- demanda menores temperaturas de produção e aplicação, diminuindo os custos. A diferença de temperatura pode chegar, no caso dos CAPs estudados, a 10°C;
- a utilização de menores temperaturas implica na diminuição da oxidação do ligante e consequentemente do menor envelhecimento do concreto asfáltico;
- proporciona aos núcleos de barragens um melhor ajuste as deformações dos aterros evitando o aparecimento de fissuras.

Na análise da influência do tipo de fíler verificou-se que os mesmos, com exceção das amostras que utilizaram cal, são estatisticamente influentes nos valores dos parâmetros volumétricos e de fluência, mas não influenciam significativamente a estabilidade. Verifica-se que essa influência diminui para amostras com RBV acima de 90,0%.

A utilização de fíleres mais finos (material que apresenta maior porcentagem de fíler ativo) implica em aumento do volume de vazios. Esse aumento pode estar ligado ao aumento da viscosidade da mistura, diminuindo a eficiência de compactação e a capacidade de absorção de deformações da mesma, portanto não é recomendada a utilização de fíler muito fino em concretos asfálticos para aplicação em núcleos de barragens.

O tipo de compactação em laboratório, manual ou mecânica, influencia nos resultados de densidade aparente obtidos. Essa variação depende da frequência utilizada na compactação. Antes do controle tecnológico da construção de núcleos asfálticos, deve-se realizar pesquisas para verificar a compatibilidade dos dados obtidos no laboratório e no campo.

A energia de compactação e a temperatura de moldagem não influenciaram nos parâmetros físicos e apresentaram baixa relação com a resistência à tração e coeficiente de permeabilidade. Essa baixa relação deve estar ligada aos altos valores de RBV (> 90%) das misturas avaliadas, pois em todas as combinações o volume de vazios foi inferior a 2,0%.

Apesar de não influenciar os parâmetros volumétricos, a variação da temperatura de moldagem influenciou a tensão axial máxima obtida nos ensaios triaxiais, no entanto, a variação da energia de compactação não influenciou. As duas variações não influenciaram no módulo secante, contudo, verificou-se que os módulos obtidos para temperaturas de moldagem acima de 141°C foram superiores aos obtidos em temperaturas menores. A baixa influência da energia de compactação e da temperatura de moldagem deve estar ligada aos altos valores de RBV (> 90%) das misturas avaliadas.

O teor de CAP depende muito da curva granulométrica adotada e da porosidade do agregado. Na UHE Foz do Chapecó, adotou-se uma curva semelhante à curva de Füller, entretanto, com maior quantidade de fíler e utilizando agregado poroso. O emprego de maior quantidade de fíler e, conseqüentemente de CAP, causou a exsudação de algumas camadas. A exsudação não provocou variação significativa no volume de vazios e, conseqüentemente também não nas propriedades mecânicas e hidráulicas, contudo implica aumento do custo do concreto asfáltico. É primordial determinar o teor mínimo de CAP para manter baixo o volume de vazios e o comportamento dúctil do concreto asfáltico.

Nos estudos que avaliaram a influência do teor de CAP, verificou-se que este influencia nos parâmetros volumétricos obtidos, independentemente do tipo de CAP e que misturas com RBV abaixo de 90% têm tendência a apresentar volume de vazios acima de 2,0%. Conclui-se que esse parâmetro pode ser utilizado na determinação do teor mínimo de CAP para aplicação em barragens: os concretos asfálticos utilizados em barragens devem apresentar RBV maior que 90%.

Os resultados obtidos nos ensaios triaxiais corroboram essa conclusão. As misturas com RBV acima de 90% apresentam comportamento flexível e dúctil e as misturas com RBV abaixo de 90% apresentam comportamento menos flexível, tendendo a frágil. O módulo de elasticidade também é influenciado pelo teor de CAP. Os módulos das misturas com RBV abaixo de 90% são cerca de 4 vezes superiores aos módulos das misturas com RBV acima de 90%.

Na faixa de variação de temperatura de ruptura estudada (17 a 25°C), verificou-se, para os controles adotados, com exceção das misturas com 5,5% de CAP 50-70 para a tensão axial máxima, baixa influência da temperatura de ruptura.

O controle realizado durante a construção da UHE Foz do Chapecó foi eficiente, com base nas propriedades obtidas nos testemunhos extraídos. Os parâmetros físicos obtidos na compactação realizada no laboratório foram semelhantes aos obtidos nos testemunhos, indicando que o método de compactação adotado representa a compactação de campo.

Como síntese final, os resultados mostrados nesta tese, apesar do tema requerer mais estudos e análises, apontam para o uso de núcleos de concreto betuminoso como uma alternativa técnica a ser sempre considerada nas análises envolvendo tempo de execução, condições climáticas de execução e impacto ambiental da construção.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Os agregados utilizados no núcleo de barragens não estão expostos às variações de temperatura, erosão e abrasão, comuns nos pavimentos, portanto os requisitos podem ser menos

rigorosos que os adotados para pavimentação. No entanto eles estão sujeitos à percolação de água na barragem. Sugere-se avaliar a influência deletéria da água, utilizando-se o ensaio Lottman (AASHTO 283/89) para diferentes agregados, e da adoção de requisitos menos rigorosos na avaliação dos agregados.

Verificou-se, durante a execução do núcleo da UHE Foz do Chapecó, que três fatores têm influência significativa na exsudação do núcleo asfáltico. Um deles é a quantidade de fíler. Sugere-se avaliar a incorporação de fibra de celulose no concreto asfáltico com o objetivo de variar o teor de CAP e fíler. A utilização da mesma pode reter o CAP, diminuir o teor de ligante na mistura e conseqüentemente diminuir a exsudação.

A metodologia utilizada na determinação do coeficiente de permeabilidade de corpos-de-prova de concreto asfáltico compactado em laboratório ou extraído da barragem apresenta grande dispersão e variação significativa dependendo do tempo utilizado. Sugere-se avaliar as principais metodologias adotadas e propor uma metodologia que não apresente grandes dispersões.

Verificou-se, nos estudos dos fíleres, uma dispersão razoável nos resultados obtidos nos ensaios de granulometria e não se tem uma metodologia para avaliar a forma dos mesmos. Sugere-se avaliar e aprimorar as metodologias atualmente adotadas na caracterização de fíleres e avaliar também as atividades físico-químicas com o CAP.

Verificou-se que a variação energia de compactação e a temperatura de moldagem tiveram baixa influência nos parâmetros obtidos nos ensaios de tração, permeabilidade e triaxial. Essa baixa influência deve estar ligada aos altos valores de RBV (> 90,0%). Sugere-se avaliar essa influência para misturas que apresentem RBV menores que 90%.

Além das pesquisas propostas anteriormente, sugere-se os seguintes estudos:

- Avaliar a evolução mineral dos agregados e a interferência dessa evolução na adesividade, buscando-se avaliar uma possível perda de adesividade com o tempo;
- Realizar ensaios triaxiais com diferentes velocidades de ruptura e fluência, com o objetivo de avaliar a influência da velocidade do ensaio triaxial;
- Avaliar a importância da transição no mecanismo de arqueamento e fluência do concreto asfáltico;
- Realizar ensaios de cisalhamento na ligação das camadas, para avaliar uma possível redução de resistência nas mesmas;
- Simular a influência da variação de permeabilidade no comportamento de deformação;

- Realizar simulações numéricas do comportamento mecânico, utilizando modelos visco-elásticos para o núcleo de concreto asfáltico, de modo a avaliar as transferências de carga entre o núcleo e as transições com o tempo;
- Realizar simulações numéricas do fluxo de água através do núcleo de concreto asfáltico, de modo a determinar os gradientes hidráulicos e averiguar o risco de ruptura hidráulica;
- Avaliar o poder de autocicatrização de trincas em amostras de concreto asfáltico com elevados índices de RBV ($RBV > 90\%$).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBURQUERQUE, A.P.F., PINTO, S., VIEIRA, A., VENTORINI, L.A. & LOPES, L.A.S. (2004). Influência da energia de compactação e da temperatura de moldagem nas propriedades mecânicas de corpos-de-prova de concreto asfáltico. 35ª Reunião Anual de Pavimentação. ABPv: Rio de Janeiro, RJ. CD Room.

ALDIGUERI, D.R., SILVEIRA, M.A. & SOARES, J.B. (2001). Estudo comparativo entre compactação manual e automática de misturas asfálticas. 33ª Reunião Anual de Pavimentação. ABPv: Florianópolis, SC. pp: 804-813.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). (2003). ASTM 2041: *Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures*. USA, 4 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). (2004). ASTM 6307: *Standard test method for asphalt content of hot-mix asphalt by ignition method*. USA, 4 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). (2005). ASTM C 88: *Standard test method for soundness of aggregates by use of sodium sulfate or magnesium sulfate*. USA, 5 p.

ANEEL - Agência Nacional de Energia Elétrica. (2011). Energia Hidráulica. Brasília. Disponível em: <http://www.aneel.gov.br/aplicacoes/Atlas/energia_hidraulica/4_5.htm>. Acesso em: 20 de setembro de 2011.

ANP - Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Bicombustível (2005). Resolução ANP Nº 19, 6 p. Disponível em: www.anp.gov.br. Acesso em: 15 mar. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (1984). NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (1984). NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (1984). NBR 7181: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (1984). NBR 8352: Misturas betuminosas - Determinação da densidade aparente. Rio de Janeiro, 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (1989). NBR 10786: Concreto Endurecido – Determinação do coeficiente de permeabilidade à água. Rio de Janeiro, 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (1993). NBR 12891: Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall. Rio de Janeiro, 12 p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (1998). NBR NM 76: Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine). Rio de Janeiro, 12 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2001). NBR 6293: Materiais betuminosos - Determinação da ductilidade. Rio de Janeiro, 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2001). NBR NM 49: Agregado fino - Determinação de impurezas orgânicas. Rio de Janeiro, 3 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2001). NBR NM 51: Agregado graúdo - Ensaio de abrasão "Los Angeles". Rio de Janeiro, 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2002). NBR 14855: Materiais betuminosos - Determinação da solubilidade em tricloroetileno. Rio de Janeiro, 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2003). NBR 14950: Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade Saybolt Furol. Rio de Janeiro, 10 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2004). NBR 6296: Produtos betuminosos semi-sólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa. Rio de Janeiro, 5 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2004). NBR 15184: Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional. Rio de Janeiro, 4 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2007). NBR 6576: Materiais asfálticos - Determinação da penetração. Rio de Janeiro, 7 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2008). NBR 6560: Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola. Rio de Janeiro, 6 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2008). NBR 11341: Derivados de petróleo - Determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland. Rio de Janeiro, 16 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). (2009). NBR 15235: Materiais asfálticos - Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional. Rio de Janeiro, 8 p.
- BERNUCCI, L.B., MOTTA, L.M.G., CERATTI, J.A.P. & SOARES, J.B. (2008). Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRÁS; ABDEA. 504 p.
- BRETH, H. & ARSLAN, U. (1990). *Asphaltic Concrete for Hydraulic Structures - Asphaltic Concrete Cores for Earth and Rockfill: "Stresses and strains inside the asphaltic concrete of core walls for high dams, explained by two examples"*. Alemanha: Strabag Bau-Ag - Schriftenreihe Nr 45. P. 9-52.

BUZATTI, D.J. (1983). Misturas asfálticas – Análise de erros. 18ª Reunião Anual de Pavimentação. ABPv: Porto Alegre-RS. pp: 181-197.

CAVALCANTE, V.T.F. & SOARES, J.B. (2001). O efeito do tipo e do teor de fíler nas propriedades mecânicas das misturas asfálticas. 33ª Reunião Anual de Pavimentação. ABPv: Florianópolis, SC. pp: 205-217.

CNEC Engenharia S.A. (2006). Usina Hidrelétrica Foz do Chapecó - Projeto Básico Consolidado. Relatório final - volume 1 – texto. 130 P.

CNEC Engenharia S.A. (2007). UHE Foz do Chapecó – Especificação técnica consolidada – Obras civis. 216 p.

COELHO, V. (1992). Considerações sobre o método Marshall. 26ª Reunião Anual de Pavimentação. ABPv: Aracaju-SE. pp: 233-298.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS – CBDB. (1999). Barragens de aterro com revestimento de concreto asfáltico: resumo e recomendações. Boletim 114, [S.l.]. 107 p. Tradução de João L. E. Merino.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). (1994). DNIT-ME 078: Agregado graúdo – Adesividade a ligante betuminoso. Rio de Janeiro, 3 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). (1994). DNIT-ME 086: Agregado – Determinação do índice de forma. Rio de Janeiro, 5 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. (1994). DNIT-ME 138: Misturas Betuminosas - Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral. Rio de Janeiro, RJ, 4 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). (1995). DNIT-ME 043: Misturas betuminosas a quente – Ensaio Marshall. Rio de Janeiro, 11 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. (1997 a). Manual de Pavimentação. Rio de Janeiro, RJ, 2ª edição, 320 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. (1997 b). DNIT-ES 313: Pavimentação – Concreto betuminoso. Rio de Janeiro, RJ, 16 p.

ELETROBRAS. (2011). Sistema de informação do potencial hidrelétrico brasileiro - SIPOT. Rio de Janeiro. Disponível em: <<http://www.eletronbras.com/ELB/data/Pages/LUMIS21D128D3PTBRIE.htm>>. Acesso em: 20 de dezembro de 2011.

FALCÃO, P.R.F. (2003). Aplicação de Misturas Betuminosas em Barragens de Terra e Enrocamento. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal. 106 p.

FALCÃO, P.R.F. (2007). Estudo das Propriedades Mecânica e Hidráulicas de Concreto Asfáltico para Aplicação em Barragens. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal. 167 p.

FRASCÁ, M.H.B.O. & SARTORI, P.L.P. (1998). Minerais e rochas. In: OLIVEIRA, A.M.S. & BRITO, S.N.A. (Edt.). Geologia de engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Capítulo 2, pp. 15-38.

GALLACHER, D. (1990). *Asphaltic Concrete for Hydraulic Structures - Asphaltic Concrete Cores for Earth and Rockfill: "Asphaltic central core at the Megget Dam in Scotland"*. Alemanha: Strabag Bau-Ag – Schriftenreihe Nr 45. pp. 53-83.

GSAENGER, A. (1973). *The asphalt sealing membrane of the dam of Lech power plant prem.* XI Congresso Internacional de Grandes Barragens, Madrid, Espanha, Q42 R16. pp. 265-280.

GUIMARÃES, R.C., REIS, C.A.S., ZERBINI, M.F. & REUSING, A. (2011 a). Características da construção do núcleo asfáltico da barragem de enrocamento da UHE Foz do Chapecó. XXVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, T 106 – A 02.

GUIMARÃES, R.C., REIS, C.A.S., MUSSI, C.C. & CORTEZ, C.M.M. (2011 b). Análise da construção das pistas experimentais de concreto asfáltico da UHE Foz do Chapecó. XXVIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, CT – A 03.

HÖEG, K. (1993). *Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams: Experience and Practice*. Noruega: Stikka Press, Norway. 88 p. ISBN 82-546-0163-1.

HÖEG, K. (2007). Comunicação Pessoal. Reunião com consultores na UHE Foz do Chapecó – 11 e 12 de dezembro de 2007.

HUMES, C. (2010). Análise comparativa de barragens de enrocamento. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado - RS. CD Room.

HUMES, C., VINCENZO, M. & RUIZ, A.P.T. (2010). O projeto de barragem com núcleo de concreto asfáltico: Exemplo da Barragem Foz do Chapecó. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado - RS. CD Room

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. (1982). Bituminous cores for earth and rockfill dams. Bulletin 42. Alemanha: ICOLD. 44 p.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. (1992). Bituminous cores for fill dams: State of the art. Bulletin 84. Paris: ICOLD. 91 p.

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas. (2009 a). Relatório Técnico Nº 112 507-205 – Ensaio de caracterização em amostra de cimento asfáltico de petróleo. 3 p.

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas. (2009 b). Relatório Técnico Nº 112 662-205 – Ensaio de fracionamento químico em amostra de cimento asfáltico de petróleo. 2 p.

JACINTHO, 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, Distrito Federal. 160 p.

LUCENA, A.E.F.L., RODRIGUES, J.K.G., LIMA, F.C.A.A.; NETO, P.N.S. (2004). Influência do tipo de filler em cimentos asfálticos de petróleo e em misturas asfálticas. In: 17º Encontro de Asfalto, 2004, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: IBP. p: 22 -29.

MARQUES, G.L.O., MOTTA, L.M.G. & BRANCO, V.T..F.C. (2004). Análise comparativa de procedimentos distintos para a determinação da massa específica de misturas asfálticas. 35ª Reunião Anual de Pavimentação. ABPv: Rio de Janeiro, RJ. CD Room.

RAMOS, P.P.M. (2009). Análise de Deformações Transientes em Misturas Asfálticas Aplicadas como Elemento Impermeabilizante em Barragens de Enrocamento. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal. 182 p.

RIBEIRO FILHO, A.A., MARINHO, A.D., MACÊDO, J.A.G. & MOTTA, L.M.G. (2001). Utilização de fíleres alternativos para fabricação de concreto betuminoso usinado a quente. 33ª Reunião Anual de Pavimentação. ABPv: Florianópolis, SC. pp: 294-310.

SAXEGAARD, H. (2000). *Asphalt concrete cores for embankment dams. International Water Power and Dam Construction*. Disponível em: www.waterpowermagazine.com. Acesso em: 09 set. 2009.

SAXEGAARD, H. (2009). Mix design documentation for the “Foz do Chapecó asphalt core dam”. Noruega: Kolo Veidekke, 14 p.

TANGJIN, X., SHENGXIANG, Y. & SHUANGHONG, Y. (2009). Design and Verification Analysis on the Maopingxi Asphaltic Concrete Core Wall Embankment Dam. 1st International Symposium on Rockfill Dams. Chengdu, China. pp: 159-167.

VEIDEKKE. (2011). *Listing dams with asphaltic concrete cores*. Disponível em: www.asphaltcoredams.com/incoming/article67802.ece/BINARY/ACC+dams++revised+jan+2011.pdf. Acesso em: 06 abr. 2011.

VISSER, W; SCHOENIAN, E. & POSKITT, F.F. (1970). *The application of bitumen for earth and rockfill dams*. X Congresso Internacional de Grandes Barragens, Montreal, Canadá, Q36 R38. pp. 631-659.

WANG, W. & HÖEG, K. (2002). *Effects of compactation method on the properties of asphalt concrete for hydraulic structures*. International Journal on Hydropower and Dams. 9 (6): 63-71.

WANG, W. & HÖEG, K. (2009). *The Asphalt Core Embankment Dam - A Very Competitive Alternative*. 1st International Symposium on Rockfill Dams. Chengdu, China. pp: 73-81.

WESSELING, D.H., SPECHT, L.P. & CERATTI, J.A.P. (2003). Estudo laboratorial do comportamento de misturas em concretos asfálticos com diferentes tipos de fíleres. 34ª Reunião Anual de Pavimentação. ABPv: Campinas, SP. pp: 307-321.