



Universidade Federal  
do Rio de Janeiro

---

Escola Politécnica

## CONCRETO ASFÁLTICO PARA NÚCLEO DE BARRAGEM - CASO DA UHE JIRAU, RO.

Francisco Alberto David Duarte de Souza Neto

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadores:

Prof.<sup>a</sup> Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D. Sc.

Rio de Janeiro

Agosto de 2013  
CONCRETO ASFÁLTICO PARA NÚCLEO DE BARRAGEM - CASO DA UHE  
JIRAU, RO.

Francisco Alberto David Duarte de Souza Neto

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

---

Prof.<sup>a</sup> Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc

---

Prof. Marcos Barreto de Mendonça, D. Sc

---

.Prof. Marcos Antonio Fritzen, M.Sc

---

Prof. Mauricio Ehrlich, D. Sc.

Rio de Janeiro

Agosto de 2013

Neto, Francisco Alberto David Duarte de Souza

Concreto Asfáltico para Núcleo de Barragem - Caso da UHE Jirau, RO/ Francisco Alberto David Duarte de Souza Neto. – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013. x, 131 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Laura Maria Goretti da Motta e Marcos Barreto de Mendonça

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 128-131.

1. Barragem. 2. Concreto asfáltico. 3. Características do núcleo. 4. Controle tecnológico.  
I. Laura Maria Goretti da Motta. II. Marcos Barreto de Mendonça. III. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. IV. Título.

## ***Agradecimentos***

À minha mãe Márcia Pini, por todo amor e carinho que sempre dedicou a mim e aos meus irmãos, por conseguir fazer-se presente em todos os momentos e por ser um exemplo de humanidade e dedicação à causa do bem.

Ao meu pai César Augusto, por toda a dedicação e pelo estímulo aos estudos que me motivaram à busca pelo conhecimento desde cedo.

Aos meus familiares que apesar da distância jamais deixaram de me apoiar e incentivar a concluir essa jornada. Nesses anos de faculdade, foram poucas as oportunidades em que podíamos nos reunir, mas amor que tenho por cada um de vocês cresce a cada dia.

Ao meu amigo e engenheiro Afonso Portela, pela amizade e por toda a ajuda, que foi essencial para a realização deste trabalho.

À engenheira Ana Lúcia Maiolino, por ter me recebido tão bem na PCE e por ter me ajudado com materiais e informações valiosas.

A todos os meus colegas de trabalho da PCE, pela constante troca de experiências, e por me ensinarem a cada dia um pouco mais sobre a prática de projetos de Engenharia Civil.

Aos meus orientadores, Prof.<sup>a</sup> Laura Motta e Prof. Marcos Barreto, pelo exemplo de dedicação, pelo apoio e competência na transmissão dos conhecimentos. Agradeço aos dois pela paciência e zelo nas correções e revisões, o que certamente enriqueceu este trabalho.

À TECHDAM, pelo relatório do controle tecnológico realizado na barragem principal da UHE Jirau.

À BETUNEL pela amostra de CAP 85-100 e à HOLCIM pela amostra de calcário.

À PCE, por todo o material referente aos Estudos de Viabilidade da UHE Jirau.

A todas as pessoas que fazem parte do Laboratório de Pavimentação da COPPE, pela boa vontade e paciência com que me ajudaram.

Aos meus amigos e colegas da UFRJ, pela amizade sincera e pelo bom humor que marcaram estes longos anos de graduação. Ao final desta jornada, tenho a certeza de que fiz amigos para a vida toda.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

## CONCRETO ASFÁLTICO PARA NÚCLEO DE BARRAGEM - CASO DA UHE JIRAU, RO.

Francisco Alberto David Duarte de Souza Neto

Agosto/2013

Orientadores: Laura Maria Goretti da Motta  
Marcos Barreto de Mendonça

Curso: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta as principais características do concreto asfáltico utilizado em núcleo de barragens de enrocamento. Durante a elaboração deste trabalho, fez-se uma revisão bibliográfica a fim de se entender melhor as características das barragens com materiais betuminosos. No Brasil esse tipo de barragem é uma novidade, tendo sido construídas apenas duas barragens deste tipo no país, sendo elas a UHE Foz do Chapecó, na fronteira entre os Estados de Santa Catarina e o Rio Grande do Sul, e a UHE Jirau, no Estado de Rondônia. Neste trabalho são apresentados os processos construtivos empregados na barragem principal da UHE Jirau, bem como os dados do controle tecnológico do núcleo. Foi realizado ainda um pequeno programa experimental para reproduzir em laboratório a mistura asfáltica da UHE Jirau. Não foi possível obter os agregados utilizados na obra de Jirau. Ainda assim, utilizando o CAP 85-100, foram produzidos corpos de prova análogos aos usados na obra, usando dois tipos de compactação, permitindo verificar a influência do impacto ou do amassamento nas propriedades volumétricas e mecânicas do concreto asfáltico.

Palavras-chave: Barragem, enrocamento, concreto asfáltico, núcleo asfáltico.

Abstract of Undergraduation Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

## ASPHALTIC CONCRETE FOR DAM CORE - UHE JIRAU'S DAM

Francisco Alberto David Duarte de Souza Neto

Agosto/2013

Advisors: Laura Maria Goretti da Motta  
Marcos Barreto de Mendonça

Course: Civil Engineering

This work presents the main characteristics of asphaltic concrete used on rockfill dams core. During the elaboration of this work, a literature review was done for a better understanding of dams with bituminous materials. In Brazil, this type of dam is a novelty; only two dams of this type have been constructed in the country, which are the UHE Foz do Chapecó, located at the border between the States of Rio Grande do Sul and Santa Catarina, and the UHE Jirau located at the State of Rondônia. This work presents the construction processes used in the main dam of UHE Jirau and the core's technology control data as well. It was also realized a small experimental program to reproduce in the laboratory the asphalt mixture of UHE Jirau. It was not possible to get the aggregates used in the construction of Jirau. Nevertheless, using CAP 85-100, specimens analogous to those used in the construction were produced, using two types of compaction, allowing to verify the influence of impact or kneading in the asphaltic concrete's volumetric and mechanical properties.

Keywords: Dams, rockfill, asphaltic concrete, asphaltic core.

# Sumário

## Conteúdo

|   |           |
|---|-----------|
| <b>1 INTRODUÇÃO .....</b>   | <b>1</b>  |
| <b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>   | <b>3</b>  |
| 2.1 INTRODUÇÃO .....  | 3         |
| 2.2 BARRAGENS COM MATERIAIS BETUMINOSOS .....   | 3         |
| 2.3 BARRAGENS COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO.....                                       | 5         |
| 2.3.1 <i>Características Geométricas</i> .....  | 8         |
| 2.3.2 <i>Materiais Utilizados</i> .....   | 10        |
| 2.3.2.1 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP).....  | 10        |
| 2.3.2.2 Agregados .....   | 12        |
| 2.3.3 <i>Caracterização dos Materiais</i> .....   | 15        |
| 2.3.3.1 Caracterização dos agregados.....   | 15        |
| 2.3.3.2 Caracterização do CAP .....   | 17        |
| 2.3.4 <i>Concreto Asfáltico</i> .....   | 19        |
| 2.3.5 <i>Transição</i> .....  | 26        |
| 2.3.6 <i>Enrocamento</i> .....  | 27        |
| 2.3.7 <i>Dosagens Utilizadas no Projeto do Concreto Asfáltico</i> .....                   | 27        |
| 2.3.7.1 Dosagem Marshall.....   | 28        |
| 2.3.7.2 Dosagem Superpave.....  | 30        |
| 2.3.8 <i>Processos e Detalhes Construtivos</i> .....                                      | 34        |
| 2.3.8.1 Laje de Concreto na Base do Núcleo (Plinto) .....                                 | 36        |
| 2.3.8.2 Interface entre a Laje de Concreto e a Base do Núcleo de Concreto Asfáltico ..... | 37        |
| 2.3.8.3 Construção do Núcleo de Concreto Asfáltico - Fase Manual .....                    | 38        |
| 2.3.8.4 Construção do Núcleo de Concreto Asfáltico - Fase Mecânica.....                   | 39        |
| 2.3.9 <i>Controle de Qualidade</i> .....  | 41        |
| 2.3.10 <i>Ensaio Mecânicos</i> .....  | 42        |
| 2.3.10.1 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral .....                    | 42        |
| 2.3.10.2 Ensaio de Módulo de Resiliência .....  | 45        |
| 2.3.11 <i>Vantagens das Barragens de Enrocamento com Núcleo Asfáltico</i> .....           | 49        |
| <b>3 CASO ESTUDADO - UHE JIRAU .....</b>  | <b>52</b> |
| 3.1 INTRODUÇÃO .....  | 52        |
| 3.2 CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS .....  | 54        |
| 3.3 HIDROLOGIA.....   | 55        |
| 3.4 ASPECTOS GERAIS DA GEOLOGIA LOCAL .....   | 56        |
| 3.5 BARRAGEM PRINCIPAL COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO .....                             | 56        |
| 3.5.1 <i>Projeto Geométrico da Barragem</i> .....   | 56        |
| 3.5.2 <i>Projeto do Concreto Asfáltico</i> .....  | 61        |
| 3.5.3 <i>Pistas Experimentais</i> .....   | 62        |
| 3.5.4 <i>Construção da Barragem Principal</i> .....                                       | 64        |



|  |            |
|--|------------|
| 3.5.4.1 Planejamento da Construção .....   | 64         |
| 3.5.4.2 Escavação e Regularização da Fundação .....  | 66         |
| 3.5.4.3 Laje de Concreto (Plinto).....   | 67         |
| 3.5.4.4 Tratamento da Fundação.....  | 68         |
| 3.5.4.5 Ligação do Plinto com a Base do Núcleo de Concreto Asfáltico .....                               | 69         |
| 3.5.4.6 Construção do Núcleo Asfáltico e Transição Fina .....  | 69         |
| 3.5.5 Dados do Controle Tecnológico da Barragem de Enrocamento de Núcleo Asfáltico da UHE Jirau          | 76         |
| <b>4 ANÁLISE EXPERIMENTAL E RESULTADOS OBTIDOS .....</b>   | <b>90</b>  |
| 4.1 INTRODUÇÃO .....   | 90         |
| 4.2 MATERIAIS UTILIZADOS NAS DOSAGENS.....   | 90         |
| 4.2.2 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP).....   | 90         |
| 4.2.1 Agregados.....   | 91         |
| 4.3 CURVA GRANULOMÉTRICA .....   | 91         |
| 4.4 MOLDAGEM DO CONCRETO ASFÁLTICO .....   | 96         |
| 4.4.1 Dosagem Marshall.....  | 96         |
| 4.4.1.1 Procedimentos de Mistura da Massa Asfáltica .....  | 96         |
| 4.4.1.2 Procedimentos de Compactação dos Corpos de Prova.....  | 99         |
| 4.4.1.3 Determinação da Massa Específica Máxima (Gmm) pelo Método Rice.....                              | 103        |
| 4.4.2 Moldagem Superpave.....  | 106        |
| 4.4.2.1 Procedimentos de Mistura da Massa Asfáltica .....  | 106        |
| 4.4.2.2 Procedimentos de Compactação dos Corpos de Prova.....  | 106        |
| 4.4.3 Resultados dos Parâmetros Volumétricos das Moldagens Marshall e Superpave.....                     | 110        |
| 4.4.3.1 Análise dos Resultados dos Parâmetros Volumétricos Obtidos nas Moldagens Marshall e Superpave .. | 114        |
| 4.5 RESULTADO DOS ENSAIOS MECÂNICOS REALIZADOS .....   | 115        |
| 4.5.1 Resultados do Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral.....                         | 115        |
| 4.5.1.1 Análise dos Resultados do Ensaio de Resistência à Tração por compressão Diametral .....          | 118        |
| 4.5.2 Resultados do Ensaio de Módulo de Resiliência .....  | 119        |
| 4.5.2.1 Análise dos Resultados do Ensaio de Módulo de Resiliência .....                                  | 124        |
| <b>5 CONCLUSÃO .....</b>   | <b>126</b> |
| <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>   | <b>128</b> |

## 1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos o Brasil tem construído novas usinas hidrelétricas para atender a crescente demanda por energia no país. O potencial hidrelétrico brasileiro está estimado em 248,9 GW, sendo que somente 34,8% estão em operação e 2,0% em construção (ELETROBRAS, 2011). A maior parte do potencial hidrelétrico a ser explorado encontra-se na bacia do Rio Amazonas que representa cerca de 40% de todo o potencial hidrelétrico nacional.

Para que o potencial hidrelétrico da Região Norte do Brasil (bacia do Rio Amazonas) seja explorado é necessário atentar para as características da região tais como a variabilidade geológica, o alto índice pluviométrico, a predominância de planícies e a grande diversidade biológica. Para viabilizar a construção de usinas hidrelétricas nessa região, novas soluções devem ser empregadas a fim de se diminuir os impactos ambientais gerados.

A construção de barragens com núcleo de concreto asfáltico pode ser vista como uma solução para a construção de usinas na Região Norte do Brasil. Este tipo de barragem ganhou maior relevância a partir da década de 1960 quando equipamentos mecânicos específicos para o lançamento do concreto asfáltico foram desenvolvidos. Este tipo de barragem possui a vantagem de aproveitar a grande quantidade de enrocamento disponível nas escavações obrigatórias, adaptar-se a vários tipos de fundações, possuir um processo construtivo rápido, não ter necessidade de exploração de jazidas de argila e podem ser construídas em regiões com alto índice pluviométrico.

No Brasil a construção de barragens com materiais betuminosos é algo novo, tendo sido construídas apenas duas barragens deste tipo no país, a UHE Foz do Chapecó em 2010 na Região Sul e a UHE Jirau em 2012 na Região Norte.

Este trabalho tem por objetivo apresentar as diversas características das barragens de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico, apresentando um estudo experimental onde se buscou representar a massa asfáltica utilizada no núcleo da barragem da UHE Jirau, utilizando o método Marshall e o método Superpave na compactação dos corpos de prova.

O capítulo 2 do presente trabalho consiste de uma revisão bibliográfica da aplicação de materiais betuminosos em barragens, destacando a aplicação em barragens com núcleo de concreto asfáltico.

O capítulo 3 apresenta as principais características da UHE Jirau e os processos construtivos empregados na construção do núcleo de concreto asfáltico da barragem principal. Neste capítulo também estão apresentados os dados de controle tecnológico do núcleo da barragem principal da UHE Jirau.

O capítulo 4 apresenta os procedimentos adotados e os resultados obtidos nas moldagens Marshall e Superpave realizadas, bem como a metodologia e os resultados dos ensaios mecânicos realizados.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões e considerações finais.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 INTRODUÇÃO**

O uso do concreto asfáltico como elemento impermeabilizante de barragens vem ganhando popularidade à medida que as vantagens desse material começam a ficar evidentes, principalmente nos casos onde materiais para a construção de barragens de terra e enrocamento são escassos, ou quando as condições climáticas não são favoráveis à construção com esses materiais.

O concreto asfáltico, por ser um material viscoelastoplástico e também possuir capacidade de autocicatrização, aceita melhor a ocorrência de recalques diferenciais o que constitui uma vantagem no caso de fundações compressíveis quando em comparação com as barragens de concreto (arco ou gravidade) e as de enrocamento com face de concreto.

O concreto asfáltico como elemento impermeabilizante, pode ser utilizado tanto na face da barragem, como no núcleo. Em ambos os casos o concreto asfáltico atende aos altos graus de segurança requeridos, devido à sua flexibilidade, resistência à erosão e por se configurar em um elemento virtualmente impermeável quando bem executado (HÖEG, 1993). Além disso, a fabricação do concreto asfáltico pode ocorrer no próprio local da obra, o que possibilita ajuste às particularidades de cada projeto.

Os custos associados a este tipo de barragem são reduzidos em comparação com outros tipos, pois apresenta elevada velocidade de construção e pequenas limitações das condições meteorológicas, sob as quais pode ser lançado e compactado.

Esta revisão bibliográfica tem por objetivo apresentar as características gerais de barragens com concreto asfáltico, tais como os materiais utilizados, métodos construtivos, controle de qualidade, etc. Serão destacadas as barragens de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico.

### **2.2 BARRAGENS COM MATERIAIS BETUMINOSOS**

De acordo com o Boletim 114 do ICOLD (CBDB, 1999), o uso de misturas betuminosas como elemento impermeabilizante em barragens teve seu início em 1910 com a construção da barragem Central nos Estados Unidos. Teve em seguida maior desenvolvimento em países da Europa dos quais se destacam Alemanha, Noruega e Itália. A mistura de agregados e asfalto comumente utilizada é um concreto asfáltico rico em ligante e com curva granulométrica concordante com a curva de Füller.

As barragens que utilizam o concreto asfáltico como elemento de impermeabilização, estão divididas em dois tipos, de acordo com o local de aplicação do concreto asfáltico:

- Barragens com face de concreto asfáltico: onde o concreto asfáltico é aplicado na face de montante da barragem na forma de uma membrana (Figura 2.1).

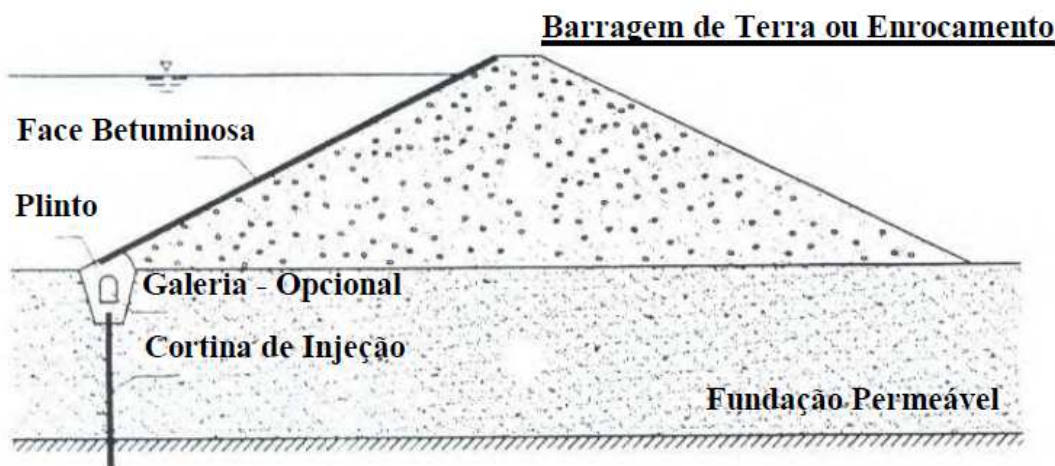
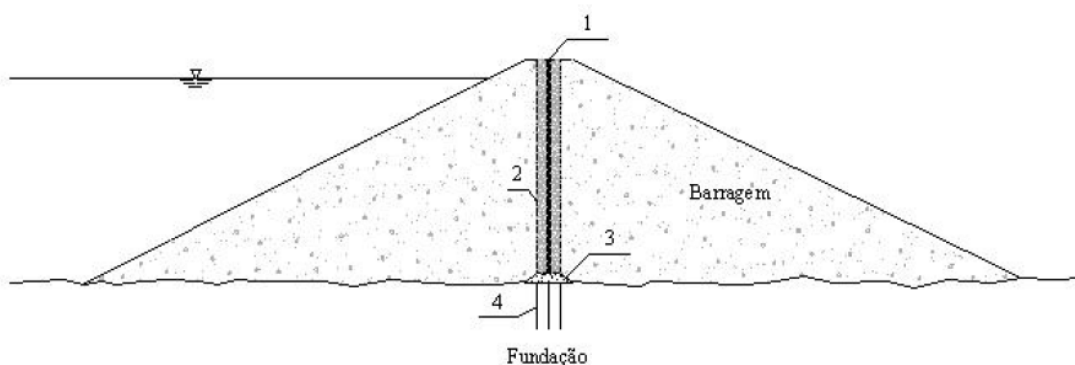


Figura 2.1: Seção Transversal de uma Barragem de Enrocamento com Face Betuminosa (ICOLD, 1999 - Modificado)

- Barragens com núcleo de concreto asfáltico (barragens ACC - Asphalt Concrete Core): o concreto asfáltico está posicionado no núcleo da barragem (Figura 2.2).



Legenda: 1. Núcleo de Concreto Asfáltico; 2. Transições; 3. Plinto; 4. Tratamento da Fundação.

Figura 2.2: Seção Transversal de uma Barragem de enrocamento com Núcleo de Concreto Asfáltico (ICOLD 1999).

A Alemanha foi um dos primeiros países europeu a utilizar misturas asfálticas como elemento impermeabilizante em barragens, construindo, a partir da década de 1930 as primeiras barragens com face de montante de concreto asfáltico. A aplicação da membrana de concreto asfáltico mostrou-se muito eficiente, o que incentivou o

projeto e a construção de diversas outras barragens deste tipo na Alemanha e em outros países ao redor do mundo. No final da década de 1940, foram construídas as primeiras barragens com núcleo de concreto asfáltico, porém, apenas como uma medida adicional de segurança. A Figura 2.3 mostra a vista da barragem Sulby construída em 1982 no Reino Unido, que utiliza face de concreto asfáltico.

A partir da década de 1960, foram desenvolvidas novas técnicas e equipamentos para aplicação do concreto asfáltico em barragens, o que aumentou o número de barragens com o uso de misturas betuminosas construídas no mundo.



*Figura 2.3: Barragem de Sulby (WALO UK Ltd)*

### **2.3 BARRAGENS COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO**

O uso de concreto asfáltico no núcleo de barragens teve início em Portugal com a construção da barragem Vale do Gaio em 1949. Nessa barragem foi aplicada uma camada de mástique na forma de cortina com espessura variando de 0,10 a 0,20 m com inclinação de 1,0V:0,8H. No entanto a cortina de material betuminoso não era o único elemento impermeabilizante, visto que o paramento de montante era constituído de material argiloso. O mástique foi aplicado manualmente utilizando-se a metodologia BMC (Bituminus Mastic Core), o que faz dessa barragem a única construída com esta metodologia (ICOLD,1992).

Na Alemanha em 1962 foi construída a barragem Duhn Outer, sendo esta a primeira com núcleo central de concreto asfáltico como único elemento impermeabilizante. Na construção dessa barragem foi empregada a metodologia DAC (Dense Asphaltic Concrete Core) onde o concreto asfáltico foi aplicado por

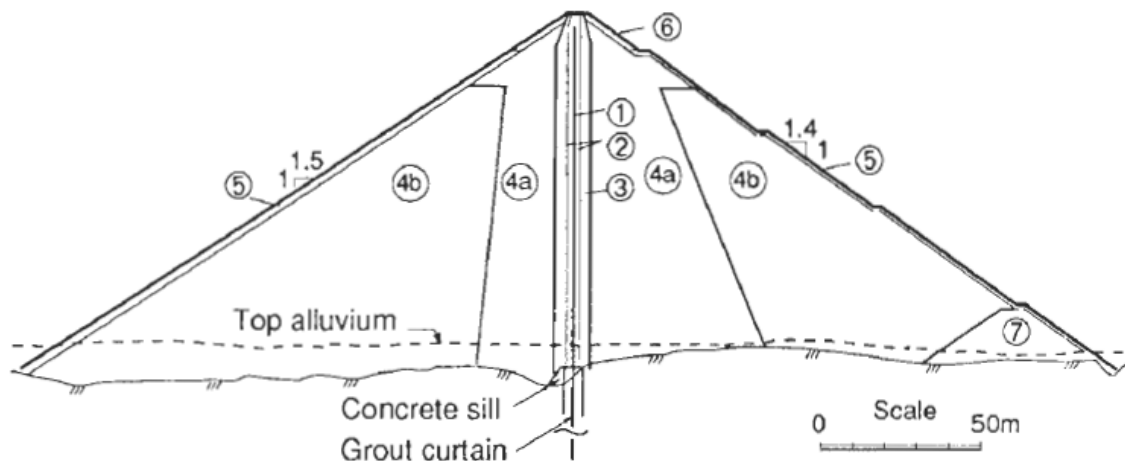
meio de um equipamento mecânico. Após a construção da Duhnn Outer, 89 barragens foram construídas com essa técnica, 36 estão em construção e 7 estão em fase de projeto (Guimarães, 2012).

A Noruega é outro país que se destaca atualmente na construção de barragens com núcleo de concreto asfáltico, sendo que até 1970 optava-se por se construir apenas barragens de enrocamento com núcleo argiloso central. Porém, devido à escassez de materiais nos pátios noruegueses, optou-se em 1978 pela construção da primeira barragem norueguesa com núcleo de concreto asfáltico. A maior barragem deste tipo construída no país é a barragem Storglomvatn, com um núcleo de 125 m de altura, sendo este o mais alto núcleo de concreto asfáltico construído no mundo até o ano de 2011.

A Figura 2.4 mostra uma vista da crista da barragem Storglomvatn e na Figura 2.5 encontra-se representada uma seção transversal típica dessa barragem.



*Figura 2.4: Barragem Storglomvatn (NGI Annual Report, 2009)*



Legenda: 1 - Núcleo de Concreto Asfáltico; 2 - Filtro/Transição Fina; 3 - Transição Grossa; 4a - Enrocamento Fino; 4b - Enrocamento Grosso; 5 - Enrocamento de Proteção; 6 - Rip-Rap.  
 Figura 2.5: Seção transversal da barragem Storglomvatn (HÖEG, 1993)

A barragem Fiesternal na Austrália é uma das barragens mais altas já construídas empregando-se concreto asfáltico como núcleo apresentando altura máxima de 150 m. No entanto o núcleo de concreto asfáltico possui altura menor, alcançando 98 m de altura (Falcão, 2003).

Desde 1960 a metodologia DACC que utiliza equipamentos da 3ª geração, permitindo o lançamento simultâneo do concreto asfáltico e da transição fina é a mais empregada para a construção de barragens ACC (ICOLD, 1992). No entanto 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 (ICOLD, 1992).

No Brasil, barragens de enrocamento com núcleo asfáltico ainda são uma novidade, tendo a primeira barragem sido construída apenas no ano de 2010. Trata-se da UHE Foz do Chapecó (Figura 2.6) localizada no Rio Uruguai na fronteira entre os Estados de Santa Catarina e o Rio Grande do Sul. A UHE Foz do Chapecó possui potência instalada de 855 MW e altura média de 48,00 m.

A segunda barragem deste tipo construída no Brasil foi a UHE Jirau, localizada no Rio Madeira no Estado de Rondônia. A construção da UHE Jirau será abordada com detalhes no capítulo 3 deste trabalho por ser o foco desta análise.





Figura 2.6: UHE Foz do Chapecó, vista aérea de montante (Camargo Corrêa, 2010)

### 2.3.1 Características Geométricas

Segundo Höeg (1993), a espessura do núcleo de concreto asfáltico deve ser tal que o mesmo possa se ajustar às deformações do enrocamento e aos recalques diferenciais na fundação da barragem. O núcleo ainda deve ser capaz de suportar possíveis desvios de construção do enrocamento, enchimento do reservatório, flutuações no nível do reservatório e possíveis abalos sísmicos e movimentos de falhas.

O critério normalmente adotado para o dimensionamento da espessura do núcleo é função da altura da barragem. Considera-se que a espessura do núcleo deve ser cerca de 1% da altura da barragem, tipicamente.

O ICOLD (1992) recomenda que em barragens com mais de 30 m de altura, a espessura do núcleo deve estar entre 60 cm e 100 cm, e que a diminuição gradual da espessura do núcleo de baixo para cima, usualmente adotada, não é recomendada devido aos múltiplos esforços aos quais o elemento impermeabilizante está submetido.

No entanto, segundo Höeg (1993), a adoção de uma espessura constante para o núcleo não se justifica do ponto de vista da segurança, e no caso de barragens de grande altura, devido ao alto custo do concreto asfáltico, a economia gerada com redução do volume de material utilizada no núcleo é significativa.

De acordo com Höeg (1993), baseado na experiência norueguesa, nos processos modernos de construção e os rigorosos controles de qualidade adotados, a espessura mínima do núcleo recomendada é de 0,5 m e máxima de 1,0m e que

espessuras superiores devem ser adotadas apenas em casos especiais (regiões sujeitas a abalos sísmicos e fundações compressíveis). O autor afirma ainda que a espessura do núcleo pode sofrer redução da base para o topo, em etapas de 0,10 m. Os equipamentos mais modernos são capazes de produzir uma variação gradual do núcleo sem necessidade de paradas.

A posição normalmente adotada para o núcleo é no centro da barragem devido ao melhor comportamento dessa zona com relação às deformações. O núcleo na maioria das barragens é construído na vertical, pois o custo adicional de construção e de materiais para inclinação do núcleo não se mostra vantajoso. O núcleo vertical, além de ser de mais fácil execução, apresenta maior facilidade de reparo (HÖEG, 1993). No caso de barragens com mais de 60 m de altura, o núcleo pode ser inclinado para jusante, a fim de se evitar separação do enrocamento de montante e do núcleo na região da crista (ICOLD, 1992).

O núcleo e a transição fina são lançados simultaneamente por meio de um equipamento, e a largura da transição costuma ter entre 1,2 e 2,0 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 2.1 apresenta a característica de algumas barragens construídas pelo mundo com núcleo de concreto asfáltico.

*Tabela 2.1 - Barragens com núcleo de concreto betuminoso (HÖEG, 1993, ICOLD, 1992 e VEIDEKKE, 2011)*

| Nome do Barramento | País      | Altura da Barragem (m) | Comprimento de Crista (m) | Período de construção | Espessura do Núcleo (m) |
|--------------------|-----------|------------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Kleine Dhuenn      | Alemanha  | 35                     | 265                       | 1962                  | 0,7/0,6/0,5             |
| Eberlaste          | Áustria   | 28                     | 475                       | 1968                  | 0,6/0,4                 |
| Legadadi           | Etiópia   | 26                     | 35                        | 1969                  | 0,6                     |
| Wiehl              | Alemanha  | 53                     | 360                       | 1971                  | 0,6/0,6/0,4             |
| Jiulikeng          | China     | 44                     | 107                       | 1977                  | 0,5/0,3                 |
| High Island West   | Hong Kong | 95                     | 720                       | 1977                  | 1,2/0,8                 |
| High Island East   | Hong Kong | 105                    | 420                       | 1978                  | 1,2/0,8                 |
| Finstertal         | Austria   | 100                    | 652                       | 1980                  | 0,7/0,6/0,5             |
| Vestredal          | Noruega   | 32                     | 500                       | 1980                  | 0,5                     |
| Kleine Kinzig      | Alemanha  | 70                     | 345                       | 1982                  | 0,7/0,5                 |
| Shichigashuko      | Japão     | 37                     | 300                       | 1985                  | 0,5                     |
| Storvatn           | Noruega   | 100                    | 1472                      | 1987                  | 0,8/0,5                 |
| Feistritzbach      | Austria   | 88                     | 380                       | 1990                  | 0,7/0,6/0,5             |
| Storglomvatn       | Noruega   | 128                    | 830                       | 1997                  | 0,95/0,5                |

### **2.3.2 Materiais Utilizados**

Os materiais utilizados para a composição do concreto asfáltico tem grande influência no desempenho do núcleo como elemento impermeabilizante. A mistura usada para compor o núcleo da barragem é composta de cimento asfáltico de petróleo (CAP) e agregados.

Atualmente existem dois tipos de misturas usadas na composição do concreto asfáltico. O primeiro é o concreto ciclópico (*Stone Asphalt*) onde agregados de rocha de grandes dimensões são imersos e vibrados em uma argamassa rica em CAP (30 a 40% em peso da mistura). O segundo tipo é o concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), similar ao utilizado nas faces betuminosas, composto por CAP (normalmente entre 5,0 e 7,0% em peso na mistura), fíler (parcela do material onde pelo menos 65% das partículas é menor que 0,075 mm correspondente a peneira nº200 e 100% é maior que 0,42 mm correspondente a peneira nº40) e agregado com dimensão máxima da ordem de 16 mm, obedecendo aos critérios da curva de "Füller".

O concreto ciclópico é pouco utilizado atualmente em função do alto teor de ligante da mistura, e é pouco recomendado para barragens de grande altura por apresentar possíveis caminhos preferenciais de percolação (ICOLD, 1992). O CBUQ é o mais utilizado na construção das barragens com núcleo de concreto asfáltico e que fazem uso da metodologia DACC.

#### **2.3.2.1 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)**

A obtenção de asfalto é realizada através da destilação de tipos específicos de petróleo, na qual as frações leves (gasolina, diesel e querosene) são retiradas no refino. O produto resultante deste processo, quando enquadrado em critérios especificados, passa a ser chamado de cimento asfáltico de petróleo (CAP) e é composto por cerca 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). O CAP é um líquido viscoso, semi-sólido ou sólido à temperatura ambiente, que apresenta comportamento termoplástico, tornando-se líquido se aquecido e retornando ao estado original semi-sólido após resfriamento até a temperatura ambiente.

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 (GUIMARÃES, 2012).

A Tabela 2.2 apresenta as especificações para a classificação do CAP quanto à penetração vigentes nas normas brasileiras da ANP (Agência Nacional do Petróleo) desde 2005 para todas as refinarias e eventuais importações.

Tabela 2.2 Especificações do CAP para classificação por penetração (BERNUCCI et al., 2008)

| Características                                | Unidade | Limites         |                 |                 |                 | Métodos   |        |
|--|---------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------|--------|
|  |         | CAP 30-45       | CAP 50-70       | CAP 85-100      | CAP 150-200     | ABNT      | ASTM   |
| Penetração (100g, 5s, 25°C)                    | 0,1mm   | 30 a 45         | 50 a 70         | 85 a 100        | 150 a 200       | NBR 6576  | D 5    |
| Ponto de amolecimento, mín.                    | °C      | 52              | 46              | 43              | 37              | NBR 6560  | D 36   |
| Viscosidade Saybolt-Furol                      |         |                 |                 |                 |                 |           |        |
| a 135°C, mín.                                  | s       | 192             | 141             | 110             | 80              | NBR 14950 | E 102  |
| a 150°C, mín.                                  |         | 90              | 50              | 43              | 36              |           |        |
| a 177°C  |         | 40 a 150        | 30 a 150        | 15 a 60         | 15 a 60         |           |        |
| Viscosidade Brookfield                         |         |                 |                 |                 |                 |           |        |
| a 135°C, mín.<br>SP 21, 20rpm, mín.            | cP      | 374             | 274             | 214             | 155             | NBR 15184 | D 4402 |
| a 150°C, mín.                                  |         | 203             | 112             | 97              | 81              |           |        |
| a 177°C, SP 21                                 |         | 76 a 285        | 57 a 285        | 28 a 114        | 28 a 114        |           |        |
| Índice de Suscetibilidade Térmica              |         | (-1,5) a (+0,7) | (-1,5) a (+0,7) | (-1,5) a (+0,7) | (-1,5) a (+0,7) | -         | -      |
| Ponto de fulgor, mín.                          | °C      | 235             | 235             | 235             | 235             | NBR 11341 | D 92   |
| Solubilidade em tricloroetileno, mín.          | % massa | 99,5            | 99,5            | 99,5            | 99,5            | NBR 14855 | D 2042 |
| Dutilidade a 25°C, mín.                        | cm      | 60              | 60              | 100             | 100             | NBR 6293  | D 113  |
| Efeito do calor e do ar a 163°C por 85 minutos |         |                 |                 |                 |                 |           |        |
| Varição em massa, máx.                         | % massa | 0,5             | 0,5             | 0,5             | 0,5             |           | D 2872 |
| Dutilidade a 25°C, mín.                        | cm      | 10              | 20              | 50              | 50              | NBR 6293  | D 113  |
| Aumento do ponto de amolecimento, máx.         | °C      | 8               | 8               | 8               | 8               | NBR 6560  | D 36   |
| Penetração retida, mín. (*)                    | %       | 60              | 55              | 55              | 50              | NBR 6576  | D 5    |

A viscosidade e a penetração do CAP influenciam no comportamento das misturas utilizadas nos núcleos de barragens do tipo DACC. Os CAPs utilizados no

concreto asfáltico para núcleo de barragens são os mesmos utilizados na pavimentação, e geralmente possuem penetração de 80 a 100.

De acordo com Höeg (1993), o uso de CAP menos viscoso, aumenta a capacidade de autocicatrização do núcleo e permite uma adoção de menores temperaturas durante a compactação.

### **2.3.2.2 Agregados**

O desempenho dos agregados utilizados na produção do concreto asfáltico depende das propriedades geológicas da rocha de origem. São de mais alta importância informações sobre o tipo de rocha: composição mineralógica, composição química, grau de alteração, tendência à degradação, abrasão ou fratura e o potencial de adesão do ligante asfáltico em sua superfície.

O critério de aceitação dos agregados para uso no concreto asfáltico segue os mesmos critérios dos agregados utilizados para pavimentação. No entanto, Höeg (1993) afirma que esses critérios são muito rigorosos no caso do núcleo de concreto asfáltico, pois o mesmo não está sujeito a abrasão e variações significativas de temperatura. Por outro lado o núcleo de concreto asfáltico, no caso de barragens de grande altura, pode estar sujeito a um nível alto de tensões estáticas.

Como os agregados representam cerca de 94% em peso da composição do concreto asfáltico, suas propriedades têm grande influência no comportamento da mistura. 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.

De forma geral, os agregados utilizados em barragens com núcleo de concreto asfáltico devem ter como origem rochas com propriedades estáveis. Os agregados devem possuir um índice de forma (*flakiness index*) menor que 1,45, indicando assim que o agregado possui forma menos alongada e mais próxima de um cubo (Höeg, 1993). No Brasil, o índice de forma é determinado de acordo com as recomendações da norma do DNER (DNER ME 035/98), e varia de 0 a 1, sendo que valor próximo de 1 indica ótima cubicidade. Outro requisito que os agregados devem atender é a de resistência ao impacto (*brittleness index*) cujo valor deve ser menor que 60 (HÖEG, 1993).

Os minerais nas partículas de agregados apresentam seus átomos dispostos em uma rede cristalina, onde os átomos da superfície exercem atração sobre átomos de gases, líquidos ou sólidos que com ela tenham contato, promovendo a adsorção química. Essa adsorção é o principal fator na adesividade entre o agregado e os ligantes asfálticos.

Os agregados de rochas classificadas como ácidas costumam apresentar problemas de adesividade, enquanto os de rochas classificadas como básicas costumam apresentar melhor adesividade ao ligante asfáltico visto que este é ácido. Segundo Wang & Höeg (2009) para uma boa adesão agregado-ligante, agregados alcalinos como o calcário são geralmente requeridos.

A maioria dos agregados silicosos tornam-se negativamente carregada na presença de água, enquanto materiais calcários conduzem carga positiva na presença de água.

Muitos agregados contêm ambas as cargas porque são compostos de minerais tais como sílica com carga negativa e também cálcio, magnésio, alumínio ou ferro com carga positiva. Agregados típicos que apresentam essa condição incluem basaltos e calcários silicosos. A dolomita é um exemplo de caso extremo de agregado eletropositivo e o quartzito um exemplo de agregado eletronegativo.

De forma geral, agregados negativamente carregados (ácidos) apresentam baixa adesividade e em muitos casos requerem o uso de aditivos para serem utilizados em obras de pavimentação rodoviária. A Tabela 2.3 apresenta a classificação de rochas ígneas de acordo com o teor de sílica.

*Tabela 2.3 Classificação das rochas quanto ao teor de sílica presente (BERNUCCI et al., 2008)*

| Classificação | % Sílica | Quatzo                         | Exemplo                     |
|---------------|----------|--------------------------------|-----------------------------|
| Ácida         | >65      | Presente                       | Granito, Riolito, Quatizito |
| Neutra        | 52 a 65  | Pouco ou Inexistente           | Sienito, diorito            |
| Básica        | 45 a 52  | Raríssimo                      | Basalto, gabro              |
| Ultrabásica   | <45      | Inexistente, feldspato escasso | Piroxenito                  |

Os fíleres (material de enchimento) têm grande influência nas propriedades do concreto asfáltico. Os materiais mais comumente usados como fíleres são a cal, o cimento Portland e o pó calcário.

A granulometria dos agregados utilizados na mistura é um dos principais fatores que afetam o comportamento do concreto asfáltico, principalmente no que diz

respeito à rigidez, estabilidade, durabilidade, trabalhabilidade e permeabilidade. O tamanho máximo do agregado pode afetar a mistura de várias formas, podendo tornar instáveis misturas asfálticas com agregados de tamanhos máximos excessivamente pequeno e prejudicar a trabalhabilidade e/ou provocar segregação em misturas asfálticas com agregados de tamanho máximo excessivamente grande para cada condição particular de utilização.

Na construção de barragens com núcleo de concreto asfáltico a composição de agregados deve seguir a curva de graduação de Füller, com diâmetro máximo variando entre 16 e 18 mm. Na busca de melhor trabalhabilidade da mistura, comumente adiciona-se areia obedecendo-se a curva de Füller que é dada pela Equação 2.1:

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

Onde:

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

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

Pesquisas em laboratório com o mesmo percentual de ligante 6,2% e agregados, porém diferentes granulometrias, mostram a necessidade de se satisfazer o critério da curva de Füller com uma margem razoável. A Figura 2.7 apresenta as duas faixas granulométricas utilizadas para compor corpos de prova com 6,2% de CAP, com diferentes comportamentos, segundo Guimarães (2012).

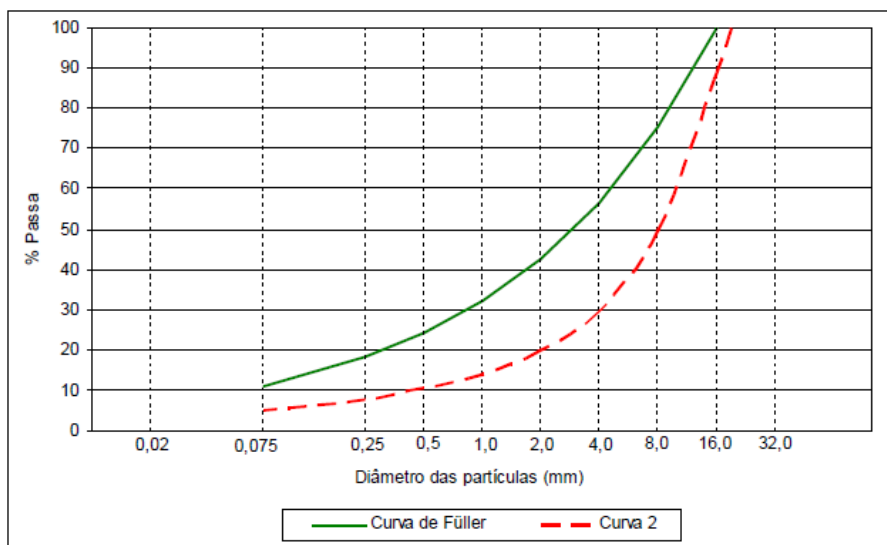


Figura 2.7: Faixas Granulométricas de Agregados para Concreto Asfáltico (GUIMARÃES, 2012)

### 2.3.3 Caracterização dos Materiais

O concreto asfáltico têm o seu comportamento afetado tanto pelas propriedades individuais do CAP como dos agregados que o constituem. O CAP atua como elemento de ligação entre as partículas e de impermeabilização, e deve atuar a formando uma massa coesa. Os agregados, independente da fonte, método de processamento ou mineralogia, devem ser resistentes (duros e duráveis) e resistir à aplicação de cargas repetidas (Motta *et al.*, 1996).

#### 2.3.3.1 Caracterização dos agregados

Os itens a seguir descrevem os ensaios de caracterização comumente realizados para a caracterização dos agregados que serão utilizados na produção do concreto asfáltico, conforme compilado por Ramos (2009).

##### a) Densidade do Agregado Graúdo e Absorção (DNER ME 081/98)

A densidade aparente é definida como a razão entre o peso, ao ar, da unidade de volume de um agregado (porção impermeável), a uma dada temperatura, e o peso, ao ar da massa de igual volume de água destilada, livre de gases, à mesma temperatura. A Equação 2.2 apresenta a fórmula de cálculo da densidade aparente:

$$D_{ap} = \frac{M_s}{M_h - M_{sub}} \quad (2.2)$$

onde:

$D_{ap}$ : densidade aparente;

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

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

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

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

A Equação 2.3 apresenta a fórmula para o cálculo da absorção:

$$a = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100 \quad (2.3)$$

onde:



a: absorção;

*Mh*: massa, ao ar do agregado na condição saturada superfície seca;

*Ms*: massa, ao ar, do agregado seco em estufa.

#### **b) Adesividade (DNER ME 078/94)**

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

Para a realização do ensaio utiliza-se 500g de material passando na peneira 19 mm e retido na de 12,7 mm. A amostra é lavada e posteriormente secada em estufa, a 120°C, durante duas horas. O CAP é aquecido a 120°C. Os 500g de agregado aquecido a 100°C, são misturados a 17,5 g de ligante. Após o resfriamento da mistura, a amostra é colocada em um recipiente de vidro e totalmente recoberta com água destilada. O recipiente com a amostra é colocado no banho Maria a 40°C e mantido em repouso durante 72 h.

Caso não haja deslocamento da película de ligante asfáltico ao fim das 72 h, o resultado é considerado satisfatório.

#### **c) Abrasão Los Angeles (DNER ME 035/98)**

Esse ensaio, conforme norma DNER-ME 035/98, consiste em obter certa quantidade de agregado de massa  $M_1$ , de cinco aproximadamente, satisfazendo a determinada granulometria, e submetê-la a choques e desgastes durante a rotação de um tambor metálico de 80 centímetros de diâmetro a uma velocidade de 30 a 33 rpm. O efeito é intensificado pela presença de esferas metálicas e o ensaio é concluído após 500 ou 1000 rotações a depender da faixa granulométrica.

Ao final do ensaio, os agregados são retirados do tambor e peneirados numa peneira com malha de abertura de 1,7 mm, restando uma massa  $M_2$  retida nesta peneira. O desgaste Los Angeles é calculado como a perda de massa percentual, dada pela Equação 2.4.

$$La = \frac{M - M_2}{M_1} \times 100 \quad (2.4)$$

onde:

*La*: abrasão los angeles em porcentagem;

*M1*: massa inicial;

*M2*: massa retida na peneira 1,7mm após a realização do ensaio.

Quanto menor o valor do desgaste Los Angeles, melhor é o material. No Brasil, os valores aceitáveis de abrasão Los Angeles é < 50% para uso em misturas de CBUQ em aplicações rodoviárias. Para aplicações hidráulicas não há uma preocupação muito grande com o valor obtido neste ensaio, uma vez que as solicitações impostas são bastante diferentes daquelas para aplicações rodoviárias (RAMOS, 2009)

#### **d) Determinação do Índice de Forma (DNER ME 086/98)**

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

Para cada fração que compõe a graduação D são determinadas, em relação ao seu peso inicial, as percentagens retidas em cada crivo redutor. O índice de forma é calculado pela Equação 2.5:

$$f = \frac{(P1 + P2) + 0,5(P2 + P4)}{100n} \quad (2.5)$$

Onde:

*f*: índice de forma;

*P1 + P3*: soma das percentagens retidas nos crivos I, de todas as frações que compõe a graduação;

*P2 + P4*: soma das percentagens retidas nos crivos II, de todas as frações que compõe a graduação;

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

#### **2.3.3.2 Caracterização do CAP**

Os itens a seguir descrevem os ensaios de caracterização comumente realizados para a caracterização do CAP utilizados na produção do concreto asfáltico, conforme compilado por Ramos (2009).

##### **a) Ensaio De Penetração (DNER ME 003/99)**

De acordo com a resolução da ANP – Agência Nacional do Petróleo, Gás e Biocombustíveis nº19 de 11/06/2005, contendo regulamento técnico nº3 de 2005, os asfaltos no Brasil, voltaram a ser classificados por penetração em CAP 30-45, CAP 50-70, CAP 85-100 e CAP 150-200. Essa classificação é baseada no ensaio de penetração (DNER ME 003/99) que se destina a medir a consistência do CAP. O ensaio consiste em determinar a profundidade, em décimos de milímetros, que uma agulha padrão (com carga padronizada de 100 g) penetra, durante cinco (5) segundos, em uma amostra de material asfáltico mantido à temperatura de 25° C.

#### **b) Determinação da Viscosidade Saybolt-Furol (DNER ME 004/94)**

Existem vários métodos para a determinação da viscosidade, sendo que no Brasil o mais utilizado ainda é o Saybolt-Furol, que consiste em um tubo de dimensões e formas padronizadas, com um orifício de diâmetro 3,15 mm. O tubo com o material a ser ensaiado é colocado em banho com óleo e com o orifício fechado. Quando a temperatura atingir o valor desejado para o experimento, abre-se o orifício e inicia-se a contagem de tempo. Quando o líquido alcança a marca de 60 ml, o valor da viscosidade é relacionado ao tempo necessário para que o líquido atinja esta marca, sendo dado em segundos Saybolt-Furol (sSF).

Também é utilizado o ensaio mais moderno feito num viscosímetro rotacional chamado Brookfield, cada vez mais frequente. Esta característica é importante porque define a temperatura de mistura agregado ligante e de compactação no campo

#### **c) Determinação da Densidade do CAP (DNER ME 009/98)**

A densidade absoluta é definida como sendo a massa (peso no vácuo) de um líquido por unidade de volume, expresso em unidades de massa (g) e volume (cm<sup>3</sup>) com a indicação da temperatura em que foi feita a determinação (por exemplo: g/cm<sup>3</sup> a 20° C).

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

### 2.3.4 Concreto Asfáltico

As propriedades do concreto asfáltico variam de acordo com o tipo e teor de CAP, tipo de agregado, e com a energia de compactação. O teor de ligante comumente utilizado é um pouco superior ao necessário para preencher quase totalmente os vazios entre os agregados, dessa forma a densidade da mistura fica próxima da máxima durante a compactação. Isso leva a um teor de ligante tipicamente em torno de 5,5 a 6% em peso, gerando volume de vazios menor que 3%. (HÖEG, 1993).

Um teor de ligante baixo leva a uma mistura com menor trabalhabilidade, mais difícil compactação e com alta permeabilidade. Um alto teor de ligante leva a uma mistura com um comportamento viscoelastoplástico mais pronunciado, apresentando também menor rigidez e menor resistência, porém menor permeabilidade.

A Tabela 2.4 mostra o resultado de ensaios de compressão triaxiais, realizados pelo NGI (Norwegian Geotechnical Institute) em 1992, 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  $5^\circ\text{C}$ . Foram utilizados três tipos de agregado, com diferentes qualidades: gabro (muito bom), gnaisse (bom) e calcário (ruim), mostrando a influência do tipo de agregado no desempenho quanto à resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas.

*Tabela 2.4 Influência do Tipo de Agregado no Comportamento do Concreto Asfáltico (HÖEG, 1993 - Modificado).*

| Teste N° | Tipo de Agregado | Tipo de CAP | % CAP | Tensão Confinante $\sigma_3$ (MPa) | Tensão Axial na Ruptura $\sigma_1$ (MPa) | $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Ruptura (MPa) | $\sigma_1/\sigma_3$ Ruptura (MPa) | $E_{\text{secante}} 1\%$ (MPa) $5^\circ\text{C}$ |
|----------|------------------|-------------|-------|------------------------------------|--|---|-----------------------------------|--|
| 1        | Gabro Britado    | B60         | 5,6   | 0,5                                | 4,7                                      | 2,10                                    | 9,4                               | 280  |
| 2        |                  |             |       | 1,0                                | 6,0                                      | 2,50                                    | 6,0                               | 290  |
| 3        |                  |             |       | 2,0                                | 8,6                                      | 3,30                                    | 5,3                               | 290  |
| 4        | Gnaisse Britado  | B60         | 5,9   | 0,5                                | 4,6                                      | 2,05                                    | 9,2                               | 290  |
| 5        |                  |             |       | 1,0                                | 6,0                                      | 2,50                                    | 6,0                               | 300  |
| 6        |                  |             |       | 2,0                                | 8,7                                      | 3,35                                    | 4,3                               | 300  |
| 7        | Calcário Britado | B60         | 6,0   | 0,5                                | 4,2                                      | 1,90                                    | 8,4                               | 250  |
| 8        |                  |             |       | 1,0                                | 5,5                                      | 2,25                                    | 5,5                               | 270  |
| 9        |                  |             |       | 2,0                                | 8,5                                      | 3,25                                    | 4,3                               | 260  |
| 10       | Gnaisse Britado  | B60         | 8,0   | 1,0                                | 4,4                                      | 1,70                                    | 4,4                               | 110  |
| 11       |                  |             |       | 2,0                                | 6,0                                      | 2,00                                    | 3,0                               | 110  |
| 12       | Gnaisse Britado  | B180        | 5,9   | 1,0                                | 4,3                                      | 1,65                                    | 4,3                               | 140  |
| 13       |                  |             |       | 2,0                                | 6,0                                      | 2,00                                    | 3,0                               | 90   |

Foram realizados ensaios triaxiais em corpos de prova de 100 x 200 mm compactados utilizando-se 125 golpes por camadas de 40 mm de altura. As tensões confinantes adotadas nos ensaios foram de 0,25, 0,5 e 1,0 MPa e rompidos com velocidade de 2% por hora e temperatura entre 20 a 25°C. A Tabela 2.5 apresenta o resultado dos ensaios triaxiais realizados nas misturas utilizando CAPs e agregados do Brasil, agrupados por Guimarães (2012) a partir dos resultados dos autores citados no parágrafo anterior.

*Tabela 2.5 Influência do Tipo de Agregado no Comportamento do Concreto Asfáltico – Agregados do Brasil (GUIMARÃES, 2012 - Modificado)*

| Tipo de Agregado        | Tipo de CAP       | % CAP (em peso) | Tensão Confinante $\sigma_3$ (MPa) | Tensão Axial na Ruptura $\sigma_1$ (MPa) | $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ Ruptura (MPa) | $\sigma_1/\sigma_3$ Ruptura (MPa) | $E_{\text{secante 1\%}}$ (MPa) 25°C |
|-------------------------|-------------------|-----------------|------------------------------------|--|---|-----------------------------------|-------------------------------------|
| Micaxisto (FALCÃO 2003) | 20 <sup>(1)</sup> | 5,50            | 0,25                               | 1,8                                      | 0,80                                    | 7,2                               | 112                                 |
|                         |                   |                 | 0,5                                | 3,1                                      | 1,30                                    | 6,3                               | 232                                 |
|                         |                   |                 | 1,0                                | 3,4                                      | 1,20                                    | 3,4                               | 243                                 |
| Micaxisto (FALCÃO 2003) | 20 <sup>(1)</sup> | 6,00            | 0,25                               | 1,6                                      | 0,70                                    | 6,5                               | 85                                  |
|                         |                   |                 | 0,5                                | 2,2                                      | 0,80                                    | 4,4                               | 98                                  |
|                         |                   |                 | 1,0                                | 2,9                                      | 0,90                                    | 2,9                               | 106                                 |
| Calcário (FALCÃO 2007)  | 50/70             | 5,50            | 0,25                               | 1,1                                      | 0,40                                    | 4,2                               | 13                                  |
|                         |                   |                 | 0,5                                | 1,5                                      | 0,50                                    | 3,0                               | 10                                  |
|                         |                   |                 | 1,0                                | 2,4                                      | 0,70                                    | 2,4                               | 24                                  |
| Calcário (FALCÃO, 2007) | 50/70             | 6,00            | 0,25                               | 1,3                                      | 0,50                                    | 5,3                               | 12                                  |
|                         |                   |                 | 0,5                                | 2,0                                      | 0,80                                    | 4,0                               | 18                                  |
|                         |                   |                 | 1,0                                | 2,6                                      | 0,80                                    | 2,6                               | 14                                  |
| Granito (FALCÃO, 2007)  | 50/70             | 5,00            | 0,25                               | 1,7                                      | 0,70                                    | 7,0                               | 85                                  |
|                         |                   |                 | 0,5                                | 2,3                                      | 0,90                                    | 4,7                               | 113                                 |
|                         |                   |                 | 1,0                                | 3,7                                      | 1,30                                    | 3,7                               | 162                                 |
| Granito (FALCÃO, 2007)  | 50/70             | 5,50            | 0,25                               | 2,2                                      | 1,00                                    | 8,7                               | 48                                  |
|                         |                   |                 | 0,5                                | 2,6                                      | 1,00                                    | 5,1                               | 45                                  |
|                         |                   |                 | 1,0                                | 3,9                                      | 1,50                                    | 3,9                               | 109                                 |
| Basalto (RAMOS, 2009)   | 50/70             | 5,50            | 0,25                               | 2,0                                      | 0,90                                    | 8,2                               | 50                                  |
|                         |                   |                 | 0,5                                | 2,9                                      | 1,20                                    | 5,8                               | 65                                  |
|                         |                   |                 | 1,0                                | 4,5                                      | 1,70                                    | 4,5                               | 69                                  |
| Basalto (RAMOS, 2009)   | 50/70             | 6,00            | 0,25                               | 1,7                                      | 0,70                                    | 7,0                               | 20                                  |
|                         |                   |                 | 0,5                                | 2,6                                      | 1,00                                    | 5,2                               | 25                                  |
|                         |                   |                 | 1,0                                | 4,0                                      | 1,50                                    | 4,0                               | 37                                  |

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

Enquanto nas misturas estudadas por Höeg (1993) o tipo de agregado teve pouca influencia sobre o comportamento tensão-deformação do concreto asfáltico e na tensão de ruptura, as misturas com agregados brasileiros apresentaram variação considerável. O módulo secante para a tensão confinante de 0,5 MPa ( $\sigma_3 = 0,5$  MPa) e

5,5% de CAP variou de 10 MPa no calcário a 232 MPa no micaxisto, e a tensão máxima ( $\sigma_1$ ) variou de 1,5 a 3,1 MPa, quando comparados o micaxisto (agregado mais resistente) e o calcário (agregado menos resistente) conforme pode ser observado na Tabela 2.5.

A variação da quantidade e da viscosidade do CAP influencia de forma muito mais acentuada o comportamento do concreto asfáltico do que o tipo de agregado utilizado conforme os resultados da pesquisa realizada no NGI (Tabela 2.4).

Aumentando a quantidade de CAP e mantendo o agregado (testes 5 e 6 comparados com 10 e 11), verifica-se grande variação das propriedades mecânicas, por exemplo, o módulo secante passou de 300 quando o teor de CAP foi de 5,9 para 110 MPa, quando o teor de CAP aumentou para 8,0. 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), segundo Guimarães (2012).

É preciso considerar que os resultados das Tabelas 2.4 e 2.5 foram obtidos para temperaturas diferentes de ensaio, e este fator tem grande influência no comportamento do CAP e por conseguinte no comportamento do concreto asfáltico.

A Tabela 2.6 apresenta os resultados da pesquisa realizada por Falcão (2003, 2007) e por Ramos (2009), compiladas por este último autor citado, onde se observa que para um mesmo tipo de agregado, há tendência de aumento no valor da deformação axial na ruptura com o aumento do teor de ligante para a maioria das tensões confinantes ensaiadas. Este fato se justifica devido ao aumento da ductilidade da mistura asfáltica com o aumento do teor de ligante, levando a uma deformação axial maior antes de atingir a ruptura.

A influência do teor de CAP na deformação axial do concreto asfáltico foi estudada por Brenth & Arslan (1990) *apud* Guimarães (2012). Em sua análise os autores utilizaram CAP B80, em corpos de prova para realização de ensaios triaxiais com tensões confinantes de 0,25 e 0,75 MPa. Os resultados dos ensaios encontram-se na Figura 2.8, reproduzida por Guimarães (2012).

Tabela 2.6: Resumo dos módulos elásticos e deformações axiais (RAMOS, 2009 - Modificado)

| Mistura                       | Teor de Ligante (%) | Def Axial na Ruptura (H) (%) $\sigma_3 = 249\text{kPa}$ | Def Axial na Ruptura (H) (%) $\sigma_3 = 491\text{kPa}$ | Def Axial na Ruptura (H) (%) $\sigma_3 = 981\text{kPa}$ | Módulo de Young E(MPa) $\sigma_3 = 249\text{kPa}$ | Módulo de Young E(MPa) $\sigma_3 = 491\text{kPa}$ | Módulo de Young E(MPa) $\sigma_3 = 981\text{kPa}$ |
|-------------------------------|---------------------|---|---|---|---|---|---|
| CBUQ Calcário (Falcão, 2007)  | 50                  | 35  | 50  | 29  | 23  | 25  | 37  |
|                               | 55                  | 160   | 150   | 149   | 11  | 11  | 11  |
|                               | 60                  | 117   | 149   | 191   | 11  | 12  | 12  |
| CBUQ Micaxisto (Falcão, 2003) | 55                  | 17  | 15  | 97  | 101   | 292   | 263   |
|                               | 60                  | 22  | 25  | 27  | 79  | 92  | 103   |
|                               | 65                  | 69  | 81  | 89  | 58  | 70  | 132   |
| CBUQ Granito (Falcão, 2007)   | 50                  | 22  | 22  | 19  | 82  | 107   | 145   |
|                               | 55                  | 34  | 39  | 34  | 45  | 48  | 108   |
| CBUQ Basalto (Ramos, 2009)    | 50                  | 523   | -----   | 1.024   | 664   | -----   | 918   |
|                               | 55                  | 834   | 1.149   | 1.577   | 451   | 536   | 532   |
|                               | 60                  | 1.564   | 146   | 157   | 193   | 28  | 30  |

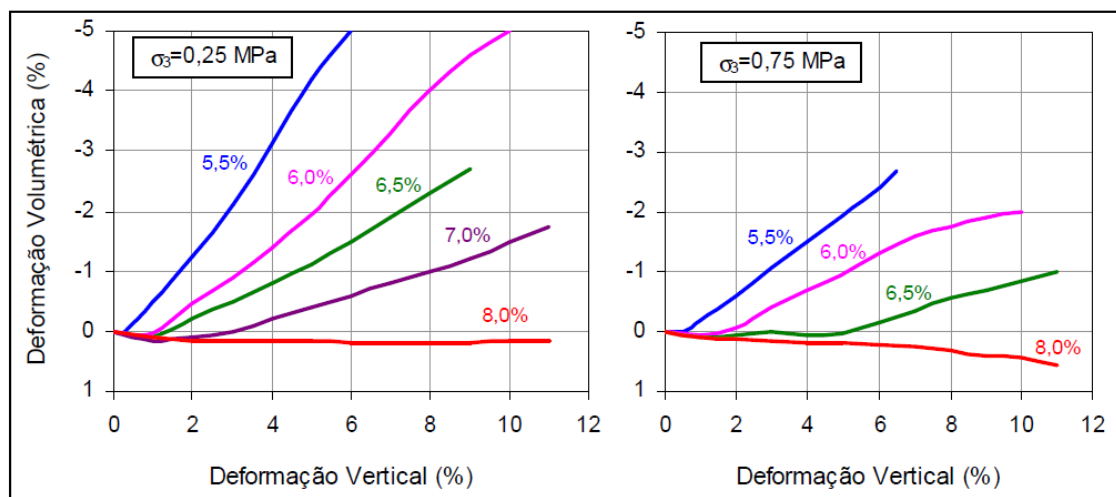


Figura 2.8: Variação Volumétrica em Função da Porcentagem de CAP B80 (GUIMARÃES, 2012)

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 (ICOLD, 1992).

A característica prioritária do núcleo de concreto asfáltico em barragens ACC é a permeabilidade, pois o mesmo é o único elemento impermeabilizante nesse tipo de barragem. Höeg (1993) afirma que coeficientes de permeabilidade da ordem de  $10^{-10}$  m/s são obtidos para volume de vazios menores que 3%.

Volume de vazios ( $V_v$ ): 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:

$$V_v = \frac{Var}{V_{total}} = \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \times 100 \quad (2.6)$$

onde:

$G_{mm}$ : massa específica máxima teórica;

$G_{mb}$ : massa específica aparente.

Ainda segundo Höeg (1993), em função da diferença de energia aplicada no laboratório (ensaio Marshall) e no campo (rolos), os volumes de vazios obtidos em ensaios em laboratório nas misturas especificadas para o núcleo devem ser inferiores a 2%.

Na Figura 2.9 esta apresentado um ajuste da curva permeabilidade versus volume de vazios para os resultados apresentados por Höeg (1993) e Falcão (2007), agrupados por este. Embora exista uma grande dispersão dos valores de permeabilidade, o ajuste elaborado mostra que para volumes de vazios menores que 2,5%, os valores da curva mostram coeficientes de permeabilidade menores que  $10^{-9}$  cm/s.

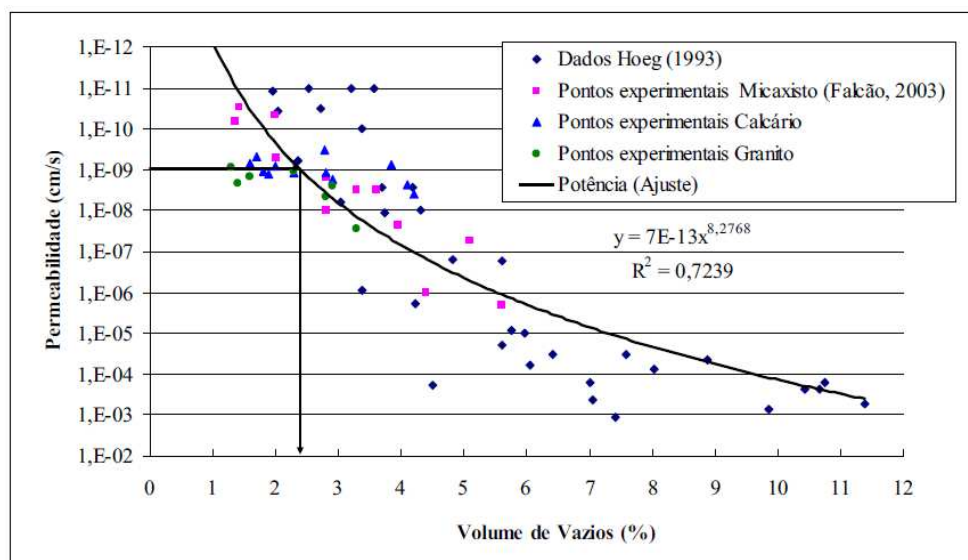


Figura 2.9: Coeficiente de permeabilidade x Volume de vazios para o concreto asfáltico, (FALCÃO, 2007)

Utilizando agregados de calcário e CAP B180 Wang & Höeg (2002) avaliaram a influência do tipo de compactação nas propriedades do concreto asfáltico aplicados em núcleos de barragens. A granulometria da mistura obedecia à curva de Füller com



diâmetro máximo dos grãos de 16 mm, 12% de fíler de calcário (<0,075 mm) e um teor de ligante de 6,7%. Os autores avaliaram 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 0,6 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 uma espessura após a compactação de camada de 20 cm. A compactação foi realizada com rolo vibratório de 800 kg utilizando-se três passadas com vibração e duas passadas sem vibração.

Por meio de ensaios triaxiais foi realizada a análise da influência do tipo de compactação. A comparação entre os tipos de compactação foi feita através dos valores de deformação volumétrica ( $\epsilon_{\text{volumétrica}}$ ), deformação axial ( $\epsilon_{\text{axial}}$ ), volume de vazios, vazios do agregado mineral (VAM) e relação betume vazios (RBV). O significado destes parâmetros bem como as expressões para o cálculo dos mesmos estão apresentados a seguir:

- 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:

$$VCB = \frac{Gmb \times \%CAP}{\rho CAP} \quad (2.7)$$

- Vazios do Agregado Mineral (VAM): representam, em porcentagem, o volume (total de vazios existentes entre o agregado mineral: vazios de ar + vazios cheios de CAP) que não é ocupado pelos agregados na mistura. É calculado com a seguinte expressão:

$$VAM = V_V + VCB \quad (2.8)$$

- 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:

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} \times 100 \quad (2.9)$$

A Tabela 2.7 apresenta os resultados obtidos no experimento citado. Pode-se observar que a compactação pelo método Marshall apresenta maior similaridade com a compactação de campo e que a maior variação ocorreu na comparação com o método giratório, conforme compilação apresentada por Guimarães (2012) do trabalho dos autores citados.

Tabela 2.7: Influência do Tipo de Compactação no Comportamento do Concreto Asfáltico (GUIMARÃES, 2012)

| Tipo de Compactação | Teste | Peso Específico Aparente (kN/m <sup>3</sup> ) | Volume de Vazios (%) | VAM (%) | RBV (%) | E <sub>secante 1%</sub> (MPa) | σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub> Ruptura (kPa) | ε <sub>axial</sub> Ruptura (%) | ε <sub>volumétrica</sub> 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                                |
| 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                                |

### 2.3.5 Transição

Para que se garanta condições de estabilidade ao enrocamento e suporte ao núcleo de concreto asfáltico, são necessárias zonas de transição a montante e a jusante do núcleo. As zonas de transição permitem melhor distribuição das tensões causadas pelo enrocamento, e com isso as deformações impostas ao núcleo ocorrem de forma mais uniforme, reduzindo o efeito de deformações diferenciais.

Segundo Höeg (1993), a parte da transição imediatamente em contato com o núcleo de concreto asfáltico, denominada de transição fina, deve ser bem graduada e apresentar  $d_{50} > 10$  mm e  $d_{15} < 10$  mm. A transição age não somente como elemento de suporte e uniformização de tensões, mas também auxilia no processo de autocicatrização no caso de abertura de trincas no núcleo asfáltico.

As camadas de transição adjacentes ao núcleo devem atender aos requisitos de filtro, de acordo com a Equação 2.10. O material utilizado como transição deve ser constituído de rocha britada com tamanho máximo dos grãos de 60 mm e deve atender às características expressas pela Equação 2.11 (ICOLD, 1992):

$$d_{100}\text{Núcleo} > d_{10}\text{Transição} \text{ e } d_{100}\text{Transição} > 1/4 d_{100}\text{Maciço} \quad (2.10)$$

$$d_{50}\text{Transição} > 10 \text{ mm e } d_{15}\text{Transição} < 10 \text{ mm} \quad (2.11)$$

A Figura 2.10 apresenta o lançamento simultâneo do concreto asfáltico e da transição fina.



Figura 2.10: Lançamento simultâneo da transição fina e do concreto asfáltico (KOLO VEIDEKKE)

As camadas de transição são compactadas com espessura igual ao do núcleo asfáltico, sendo adotadas espessuras da ordem de 20 a 25 cm por camada (ICOLD, 1992). 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.

### **2.3.6 Enrocamento**

O material usado como enrocamento em barragens de núcleo asfáltico é geralmente obtido das escavações obrigatórias executadas para a implantação do empreendimento. Em casos em que a quantidade de material escavado, ou qualidade da rocha não permitir a utilização da mesma como enrocamento, deve-se buscar material em pedreiras.

Para barragens assentes em rocha que apresentem rigidez elevada, os materiais nas transições e nos espaldares, o grau de compactação e a uniformidade e a inclinação dos taludes de enrocamento governam as deformações e distorções impostas ao núcleo asfáltico.

É recomendável que as zonas de enrocamento próximas às zonas de transição sejam especialmente bem compactadas. Com o objetivo de se obter um aumento no módulo de deformação, para essas áreas recomenda-se o uso de água na compactação com vibração e espessuras moderadas de material (Höeg, 1993).

Em barragens com um bom processo de compactação e fundação em rocha de boa capacidade de suporte, os taludes de enrocamento podem ter inclinações relativamente íngremes. Cruz P. *et al.* (2009) afirmam que as estruturas de enrocamento podem possuir taludes de montante e jusante com inclinação da ordem de 1,4H:1,0V a 1,5H:1,0V. Höeg (1993) afirma que mesmo com taludes com essa inclinação, os máximos recalques medidos em duas barragens de núcleo asfáltico com mais de 100 m de altura (Finterstal, 1980 e Storvatn, 1987) foram bem pequenos (da ordem de 50 cm), e as tensões no núcleo ficaram bem abaixo do admissível.

### **2.3.7 Dosagens Utilizadas no Projeto do Concreto Asfáltico**

A dosagem de uma mistura asfáltica consiste no emprego de procedimentos experimentais para a determinação de um teor ótimo de ligante, a partir de uma faixa

granulométrica de agregados pré-definida. O teor ótimo de ligante está relacionado com as características do projeto e, portanto sua definição é convencional.

O teor de ligante de projeto da mistura asfáltica varia de acordo com o tipo de dosagem, e é função de parâmetros como energia de compactação, temperatura, etc. A seguir serão apresentadas as duas dosagens mais utilizadas atualmente para misturas asfálticas.

### **2.3.7.1 Dosagem Marshall**

A seguir serão expostos os procedimentos adotados na dosagem Marshall para a obtenção dos parâmetros do concreto asfáltico. Os procedimentos foram extraídos de Bernucci *et al.* (2008) e estão de acordo com a norma NBR-12891.

1. Determinação das massas específicas reais do cimento asfáltico de petróleo (CAP) e dos agregados.
2. Seleção da faixa granulométrica a ser utilizada de acordo com a mistura asfáltica.
3. Escolha da composição dos agregados, de forma a enquadrar a sua mistura nos limites da faixa granulométrica estipulada, ou seja, é escolhido o percentual em massa de cada agregado para formar a mistura.
4. Escolha das temperaturas de mistura e de compactação, a partir da curva viscosidade-temperatura do ligante escolhido. Exemplos de curva viscosidade-temperatura de Saybolt-Furol estão apresentadas na Figura 2.11. A temperatura do ligante não deve ser inferior a 107°C e nem superior a 177°C. A temperatura dos agregados deve ser de 10 a 15°C superior a do ligante sem ultrapassar 177°C.
5. Adoção de teores de asfalto para os diferentes grupos de CPs a serem moldados. Cada grupo deve ter no mínimo 3 CPs.
6. Os corpos de prova são compactados aplicando-se 75 golpes do soquete por face do corpo de prova.
7. Após o resfriamento e a desmoldagem dos corpos de prova, obtêm-se as dimensões dos mesmos (diâmetro e altura). Determinam-se para cada corpo de prova suas massas seca ( $M_s$ ) e submersa em água ( $M_{sub}$ ). Com estes

valores é possível obter a massa específica aparente dos corpos de prova (Gmb), que, por comparação com a massa específica máxima teórica (DMT), vai permitir obter as relações volumétricas típicas.

8. A determinação da DMT é comumente realizada através de uma ponderação das massas específicas reais dos materiais que compõem a mistura asfáltica (brita 3/4", areia de campo, pó-de-pedra e asfalto, por exemplo). O ensaio de massa específica (correspondente numericamente à densidade) nesses agregados é feito segundo as normas do DNER para agregado graúdo (DNER-ME 81/98) e agregado miúdo (DNER-ME 84/95). A expressão 2.12 apresenta o cálculo da DMT através das massas (Mi) e das massas específicas reais (Gi) dos materiais constituintes.

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%Ag}{G_{Ag}} + \frac{\%Am}{G_{Am}} + \frac{\%f}{G_f}} \quad (2.12)$$

Onde:

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

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

Ga, GAg, GAm e Gf = massas específicas reais do asfalto, do agregado graúdo, do agregado miúdo e do fíler, respectivamente.

A partir destas moldagens traçam-se relações teor de ligante com: massa específica, volume de vazios Vv, relação betume vazios RBV, entre outros para decidir o teor de ligante de projeto, sendo o que satisfaz as condições desejadas dos parâmetros volumétricos. A Figura 2.12 mostra as etapas da moldagem dos CPs tipo Marshall.

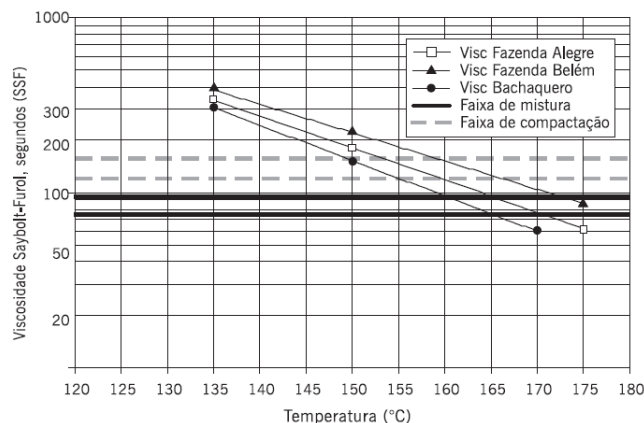


Figura 2.11: Curva viscosidade (Saybolt-Furol) versus temperatura (BERNUCCI et al., 2008)



(a) Adição de asfalto aos agregados



(b) Homogeneização da mistura



(c) Colocação da mistura no molde



(d) Compactação da mistura



(e) Extração do corpo-de-prova do molde



(f) Medidas das dimensões do corpo-de-prova

Figura 2.12: Moldagem de corpos de prova tipo Marshall em (BERNUCCI et al., 2008)

### 2.3.7.2 Dosagem Superpave

A dosagem Marshall tem sido empregada na grande maioria das misturas asfálticas a quente desde 1940. Porém a partir do início da década de 1990, universidades norte-americanas e brasileiras vem utilizando uma nova metodologia de moldagem denominada de Superpave. No que tange ao projeto de concreto asfáltico para núcleo de barragens, a dosagem Superpave ainda é utilizada apenas em caráter de pesquisa.

A maior diferença da dosagem Superpave para a Marshall encontra-se na nova forma de compactação da mistura asfáltica. Enquanto na dosagem Marshall a compactação é feita por impacto (golpes), na dosagem Superpave a compactação é feita através de amassamento (giros) em equipamento próprio.

As especificações para moldagem Superpave requerem um molde de 150 mm de diâmetro, porém o Compactador Giratório Superpave (CGS) também admite moldagem de corpos de prova com 100 mm de diâmetro. Jackson e Cozor (2003) realizaram estudo no qual não foi observada uma diferença significativa no percentual da massa específica máxima (%Gmm) para os corpos de prova moldados com o cilindro de 100 e 150mm.

O CGS é um equipamento prático, de boa repetibilidade e reprodutibilidade, e é utilizado em todo o processo de projeto da mistura asfáltica para a dosagem Superpave. A Figura 2.13 apresenta um exemplar de CGS padronizado. As características básicas do equipamento CGS são as seguintes:

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

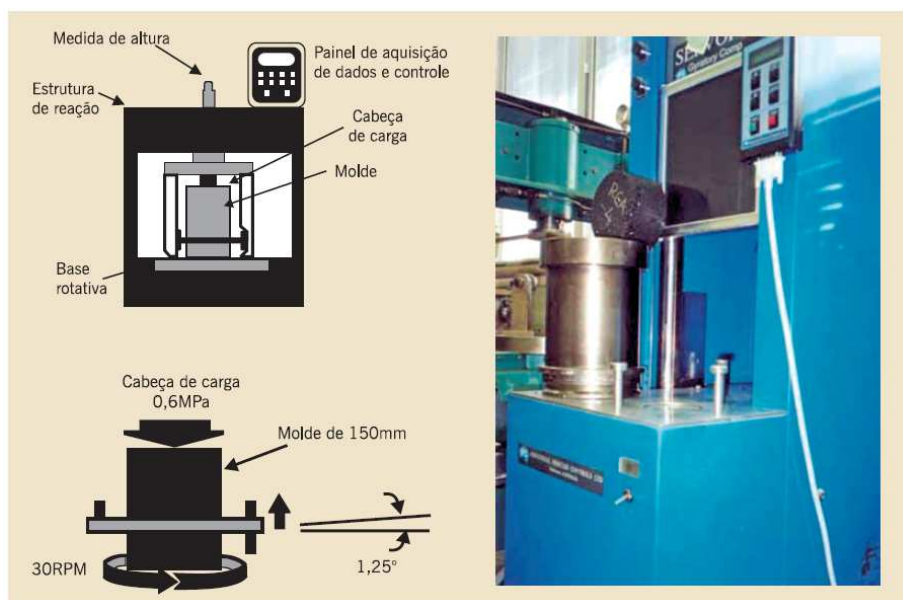


Figura 2.13: Ilustração esquemática e exemplo de compactador giratório Superpave (CGS) (BERNUCCI et al., 2008)

Certas características devem ser calibradas periodicamente. O item crítico de calibração é o sistema de medida de altura, normalmente obtido por meio de corpos-de-prova de referência de dimensões conhecidas. A célula de carga pode ser



calibrada por meio de um anel ou outra célula de carga de precisão adequada e já calibrada. A velocidade de giro pode ser checada por medida de tempo da rotação sob número conhecido de revoluções.

Outro item crítico é a calibração do ângulo de giro, que pode ser efetuada por vários meios que dependem do compactador. Um método de calibração do ângulo envolve o uso de transferidor digital que mede diretamente o desvio do ângulo de um local fixo. Outro método usa extensores precisos para medidas coletadas com molde a várias orientações. As medidas são usadas para cálculo do ângulo de giro (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A seguir serão expostos os procedimentos adotados na dosagem Superpave para a obtenção dos parâmetros do concreto asfáltico. Os procedimentos foram extraídos de Bernucci *et al.* (2008) e está de acordo com a norma ABNT NBR - 15897.

1. Devem ser escolhidas três composições granulométricas com os materiais à disposição.
2. São compactados corpos de prova (CGS) com um teor de ligante de tentativa para cada mistura (dois corpos de prova por mistura) obtido por meio de estimativas usando-se a massa específica efetiva dos agregados.
3. Das misturas experimentais obtêm-se as propriedades volumétricas (Vv, VAM e RBV) após a compactação dos corpos de prova no compactador giratório com o número de giros de projeto.

Marques (2004) e Nascimento (2009), entre outros autores mostram que há diferença entre o teor de projeto dos métodos Superpave e Marshall.

A Figura 2.14 mostra as etapas de moldagem dos corpos de prova na dosagem Superpave.



(a) Simulação do envelhecimento de curto prazo em estufa



(b) Retirada do molde e material da estufa



(c) Colocação do papel-filtro no fundo do molde



(d) Colocação da mistura no molde



(e) Colocação do papel-filtro no topo do molde após a mistura



(f) Ajuste do corpo-de-prova para compactação



(g) Extração do corpo-de-prova após compactação



(h) Corpos-de-prova Superpave (diâmetros 150 e 100mm) e corpo-de-prova Marshall (100mm) e respectivos moldes

Figura 2.14: Seqüência do procedimento de compactação Superpave (BERNUCCI et al., 2008)

### 2.3.8 Processos e Detalhes Construtivos

Muitos métodos construtivos foram utilizados ao longo do tempo na construção de barragens de núcleo asfáltico, embora vários desses métodos sejam capazes de produzir um núcleo com características e propriedades satisfatórias, deve ser dada preferência à colocação mecânica do concreto asfáltico e da transição fina simultaneamente, o que garante uma construção em menor tempo. O método construtivo DACC (Dense Asphaltic Concrete Core) que realiza a aplicação do núcleo e transição por meio de equipamento mecânico é atualmente o mais empregado (ICOLD, 1992).

Devido à grande quantidade de concreto asfáltico utilizado na obra de uma barragem deste tipo, faz-se necessário que haja uma usina instalada no próprio canteiro de obras para atender a demanda. Adota-se usualmente usina do tipo gravimétrica com controle automático de produção, normalmente produzida por batelada, para que se tenha maior controle das tolerâncias especificadas.

A usina de concreto asfáltico deve ter preferencialmente balanças automáticas e controle impresso de quantidades e temperatura de cada batelada, devendo apresentar pelo menos três (ou, preferencialmente quatro) silos aquecedores para armazenamento dos agregados, sendo um destes silos para a mistura pronta com capacidade de estocagem de volume correspondente a pelo menos 30 minutos de produção da máquina pavimentadora. A capacidade de produção da central deve ser de no mínimo de 50 – 60 t/h, para que se tenha uma produção contínua na construção da barragem. A Figura 2.15 apresenta a vista de uma planta típica de produção de concreto asfáltico em uma barragem.



Figura 2.15: Planta típica de produção de concreto asfáltico (HÖEG, 2009)

A máquina pavimentadora (core paving machine) a ser utilizada na execução do núcleo asfáltico deve possuir características que permitam o suporte imediato do núcleo e garantam um comportamento integrado do conjunto núcleo - transições finas. Este equipamento é dito de 3º geração e é uma evolução do primeiro equipamento usado em 1962 na construção da barragem Dhunn Outer na Alemanha. 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.

A Figura 2.16 mostra um exemplar do equipamento atualmente usado na construção do núcleo asfáltico e lançamento da transição fina, em operação no Brasil.



Figura 2.16: Equipamento de Aplicação do Núcleo Transição Fina de 3ª Geração, e Escavadeira de Apoio (GUIMARÃES, 2012)

A pavimentadora deve possuir caçambas que permitam o lançamento simultâneo do núcleo e das transições finas de montante e jusante. As caçambas deverão ser alimentadas por equipamentos específicos (carregadeiras) que deverão estar dispostas nos dois lados do núcleo juntamente com pilhas de materiais para as transições finas em quantidade suficiente para que não haja a necessidade de interrupção dos serviços até que a camada esteja concluída. A Figura 2.17 mostra o recarregamento do silo de concreto asfáltico.



Figura 2.17: Recarregamento do Silo de Concreto Asfáltico (KOLO VEIDEKKE, 2009)

O ICOLD (1992) recomenda que a execução do núcleo asfáltico deve seguir quatro requisitos básicos:

- A colocação do concreto asfáltico e das transições deve ser feita de forma acurada seguindo as determinações de projeto para cada camada;
- Os dois materiais devem estar nivelados, e no caso de serem utilizados materiais diferentes em montante e jusante, os três materiais devem possuir qualidade constante;
- O núcleo e a transição devem manter-se entrosados durante a aplicação e compactação;
- Harmonização entre a capacidade de aplicação do núcleo e das zonas de transição com as demais zonas da barragem.

As etapas de construção de barragens DACC seguem as etapas descritas nos itens a seguir. Outros detalhes que ilustram o processo serão apresentados no capítulo 3 que trata dos processos construtivos da UHE Jirau.

#### **2.3.8.1 Laje de Concreto na Base do Núcleo (Plinto)**

Faz-se necessário a execução de uma laje de concreto convencional apoiada sobre a fundação rochosa para garantir um apoio bem regular para a base do núcleo asfáltico. A laje permite um rápido nivelamento da praça de trabalho diminuindo assim

a colocação manual do concreto asfáltico, permitindo que o processo mecânico tenha início em menor tempo.

A execução da laje segue os mesmos procedimentos adotados para o plinto de barragens de enrocamento com face de concreto, ou seja, esta laje só pode ser construída após a conclusão de todos os trabalhos preparatórios da superfície rochosa, o que envolve os eventuais desmontes cuidadosos de regularização, a eliminação de blocos soltos, o preenchimento de fissuras com nata de cimento, a limpeza manual cuidadosa, injeções, etc.

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 (GUIMARÃES, 2012).

A Figura 2.18 apresenta o plinto já construído e com os furos de injeção da UHE Foz do chapecó.



Figura 2.18: Plinto com furos de injeção - UHE Foz do Chapecó (GUIMARÃES, 2012)

#### **2.3.8.2 Interface entre a Laje de Concreto e a Base do Núcleo de Concreto Asfáltico**

Ao término da concretagem da laje de concreto e a conclusão da cortina de injeção da fundação rochosa, e antes do início da execução da primeira camada no núcleo de concreto asfáltico, a superfície da laje recebe uma camada de mástique asfáltico constituído por 32% de areia artificial produzida por britagem, 33% de areia natural, 20% de pó de pedra e 15% de betume (Figura 2.19).

Antes da colocação do mástique, todos os detritos gerados pela fase de injeção devem ser retirados e a superfície da laje de concreto deve ser limpa com jato de ar comprimido, realizando-se depois a lavagem com solução de ácido clorídrico e água. Após a lavagem, deve-se secar a superfície do concreto para a aplicação do mástique (HÖEG, 1993).



(a) (b)  
*Figura 2.19: Aplicação do Mástique: a) Detalhes do Espalhamento, b) Camada de Mástique Aplicada (GUIMARÃES,2012).*

### **2.3.8.3 Construção do Núcleo de Concreto Asfáltico - Fase Manual**

As primeiras camadas do núcleo de concreto asfáltico são aplicadas de forma manual, pois as dimensões das mesmas geralmente são maiores que a capacidade do equipamento mecânico e também devido à impossibilidade de se posicionar a máquina pavimentadora na praça no início dos trabalhos. Isso ocorre devido ao desnível da laje de concreto que deve se ajustar à geometria da fundação. Para que seja viável o uso da pavimentadora, deve-se ter uma base regular de no mínimo 30 m de comprimento (HÖEG, 1993).

Para o lançamento das primeiras camadas de concreto asfáltico, são utilizadas formas metálicas que receberão a mistura asfáltica e servirão de contenção lateral para a mesma. Esse trabalho manual de aplicação da massa dentro das formas metálicas, lançamento das transições finas, nivelamento, remoção das formas metálicas e compactação, devem ser realizados em pouco tempo com objetivo de manter as características técnicas, sobretudo da massa asfáltica em termos de temperatura e volume de vazios.

Esta fase de construção do núcleo de concreto asfáltico geralmente requer o uso de bombas de sucção devido ao possível acúmulo de água em pontos baixos da

fundação e que podem acumular-se dentro das formas, o que comprometeria seriamente a temperatura requerida na compactação da massa asfáltica.

#### **2.3.8.4 Construção do Núcleo de Concreto Asfáltico - Fase Mecânica**

A pavimentadora de 3ª geração lança simultaneamente o núcleo asfáltico e a transição fina, e os dois materiais são compactados simultaneamente para que haja sustentação lateral para o núcleo e aderência completa entre os materiais. As camadas lançadas possuem espessura em torno de 20 a 30 cm e são compactadas utilizando-se rolos compactadores que seguem logo atrás da máquina pavimentadora. Os rolos compactadores devem operar de forma coordenada, para que não ocorra deslocamento lateral do núcleo.

Logo após o lançamento da camada, a compactação é realizada por três rolos vibratórios: dois rolos com capacidade de 15 a 25 kN compactam paralelamente as transições e um rolo com capacidade de 7 a 10 kN compacta o núcleo (Figura 2.20). Deve-se destacar que na primeira passada o rolo destinado à compactação do núcleo, atua alguns metros atrás dos rolos que compactam a transição. O número de passadas deve ser determinado através de pista experimental de modo a que o volume de vazios resultante do processo de compactação esteja abaixo de 3%.



*Figura 2.20: Fase mecânica – Lançamento e compactação simultânea do núcleo asfáltico e da transição fina – UHE Foz do Chapecó (Camargo Corrêa, 2010)*

Durante a construção da barragem, caso haja necessidade de transposição do núcleo por equipamentos, tal transposição deverá ser realizada através de ponte metálica móvel colocada em local pré-determinado (Figura 2.21).





(a) (b)  
 Figura 2.21: Ponte Metálica: a) Detalhe da Instalação da Ponte, b) Trânsito de Caminhão Sobre o Núcleo – UHE Foz do Chapecó (GUIMARÃES, 2012).

As camadas de transição possuem compressibilidade diferente da do núcleo asfáltico, o que provoca um estreitamento do núcleo do topo para a base devido à compactação da transição. A Figura 2.22 mostra o efeito de estreitamento do núcleo após a compactação.

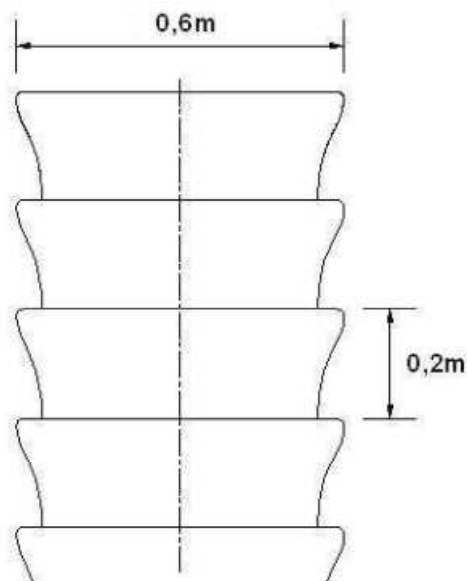


Figura 2.22: Seção Transversal do Núcleo Após Compactação (GUIMARÃES, 2012)

O número recomendado de camadas lançadas por dia até o início da década de 1990 era de apenas duas camadas de 20 cm. No entanto, a técnica atual já permite que barragens sejam construídas com um maior número de camadas diárias. É o caso da barragem Nemiscau-1 no Canadá que foi construída com 4 camadas de 22,5 cm totalizando 90 cm diários mantendo-se ainda o volume de vazios abaixo de 3% (ALICESCU *et al.*, 2008).

### 2.3.9 Controle de Qualidade

Barragens são estruturas que requerem um rigoroso controle de qualidade em sua execução. No que tange às barragens de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico, especial atenção e cuidado devem ser dispensados ao núcleo, pois o mesmo é o elemento impermeabilizante da barragem.

Antes de se iniciar a construção, as características dos materiais que irão compor o concreto asfáltico devem ser criteriosamente avaliadas, para que os materiais escolhidos atendam às especificações de projeto e mantenham um bom desempenho durante toda a vida útil da barragem.

O CAP utilizado na mistura asfáltica deve ter cada uma de suas remessas certificadas pelo fornecedor a partir dos ensaios de penetração, ponto de amolecimento, viscosidade, ductilidade e densidade.

A granulometria dos agregados estocados deve ser checada semanalmente, assim como a adesividade entre o agregado e o ligante deve ser verificada sempre que houver mudança do tipo de agregado. Ensaios de abrasão Los Angeles devem ser realizados para a verificação da constância das características do agregado.

O concreto asfáltico deve ser analisado quanto ao teor de ligante e granulometria dos agregados utilizados na mistura por extração, por produto químico ou método similar. É usualmente recomendado que sejam feitas quatro verificações ao dia para condições normais de produção.

Utilizando-se os procedimentos da dosagem Marshall, o volume de vazios e a trabalhabilidade e o teor de ligante do concreto asfáltico devem ser aferidas uma vez ao dia. De acordo com Höeg (1993), o teor de ligante deve apresentar uma variação máxima de  $\pm 0,3\%$  com relação ao teor especificado, e a granulometria deve ficar dentro da seguinte faixa de variação:

- $\pm 6\%$  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.

As temperaturas dos elementos integrantes da mistura devem ser controladas pelo operador da usina nos silos de armazenagem. O supervisor de obra deve checar se a temperatura da mistura durante o transporte para o carregamento da

pavimentadora não ficou abaixo do aceitável. Deve ser checada a temperatura da mistura imediatamente antes da compactação para garantir que a mesma esteja em nível adequado previsto no projeto.

A temperatura de compactação varia de acordo com o tipo de CAP usado e é função da viscosidade. Recomenda-se que a compactação ocorra a uma temperatura acima de 140°C, pois a compactação abaixo dessa temperatura geralmente prejudica o resultado final (GUIMARÃES, 2012).

A remoção de concreto asfáltico inaceitável lançado no núcleo é um processo caro, de difícil execução e que consome tempo. Por isso, jamais se deve negligenciar o controle de qualidade de todo concreto asfáltico entregue para compactação no núcleo (HÖEG, 1993).

A largura e espessura das camadas são controladas por levantamento topográfico e por nível a laser instalado na máquina pavimentadora. Höeg (1993) recomenda que seja checada a deformação lateral do núcleo devido à compactação desigual. Esse processo é realizado escavando-se os dois lados do núcleo em uma pequena seção.

Após a compactação das camadas, são extraídos testemunhos do núcleo com cerca de 100 x 500 mm e depois reduzidos para a dimensão de 50 x 60 mm e testados quanto ao volume de vazios. Os corpos de prova extraídos do núcleo são os principais indicadores da qualidade da mistura e da compactação executada. No entanto, para a retirada dos testemunhos deve-se esperar que o núcleo esfrie, o que leva alguns dias.

São realizados ensaios triaxiais com os testemunhos extraídos com o objetivo de se determinar parâmetros de resistência ( $c$  e  $\phi$ ) e deformabilidade das misturas projetadas. Os locais de onde foram extraídos os corpos de prova devem ser limpos, preenchidos com concreto asfáltico e apropriadamente compactados em camadas de 50 cm de espessura (RAMOS, 2009)

### **2.3.10 Ensaios Mecânicos**

A seguir serão abordados dois ensaios mecânicos de caracterização de misturas asfálticas, sendo eles o ensaio de Resistência à Tração Por Compressão Diametral (RT) e o ensaio de Módulo de Resiliência (MR) que serão os realizados no presente trabalho de conclusão de curso.

#### **2.3.10.1 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral**

A resistência à tração (RT) é considerado um importante parâmetro na caracterização de materiais como o concreto de cimento Portland e misturas asfálticas. A obtenção da resistência à tração de materiais como o concreto asfáltico não é simples e métodos alternativos tem sido desenvolvidos para a sua determinação (BERNUCCI *et al*, 2008).

No Brasil o método comumente usado para determinação da RT (indireta), é a compressão diametral desenvolvido pelo professor Lobo Carneiro no Rio de Janeiro para concreto de cimento Portland (CARNEIRO, 1943). O ensaio também tem sido adotado desde 1972 para a caracterização de misturas asfálticas, porém com a aplicação das forças através de frisos de carga no corpo de prova cilíndrico Marshall convencional, visto que eles apresentam superfície lateral irregular e são bem mais deformáveis (BERNUCCI *et al*, 2008).

No ensaio de resistência à compressão diametral em misturas asfálticas, a aplicação das forças se dá através de frisos metálicos de 12,7mm de largura com curvatura adequada ao corpo de prova cilíndrico (Figura 2.18). A ASTM D 4123-82 (1982), DNER (1994) e DNIT 131 (2010) não consideram a influência destes frisos no cálculo da RT. De acordo com a expressão usada por estas entidades, assume-se comportamento unicamente elástico durante o ensaio e a ruptura do corpo de prova ao longo do diâmetro solicitado sendo devida unicamente às tensões de tração uniformes geradas (BERNUCCI *et al*, 2008).

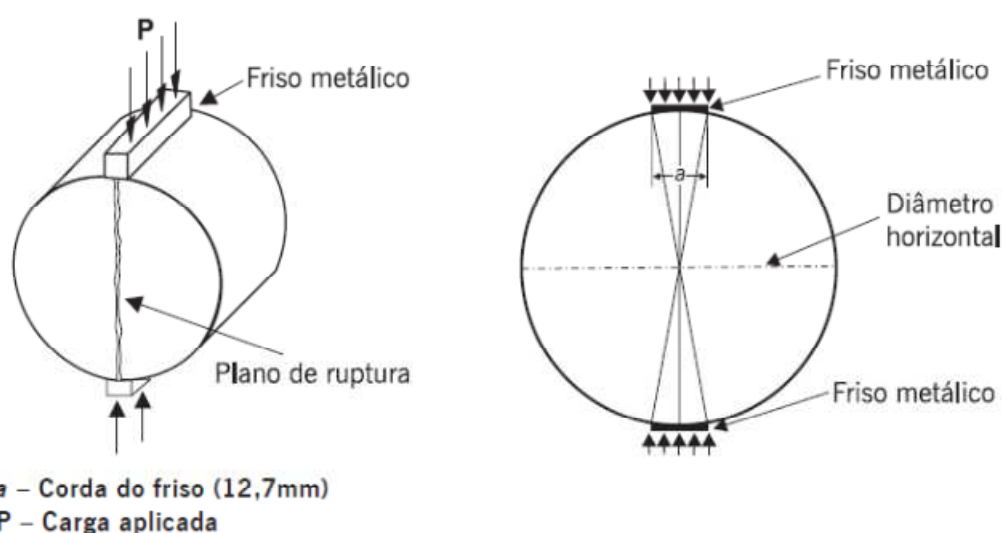
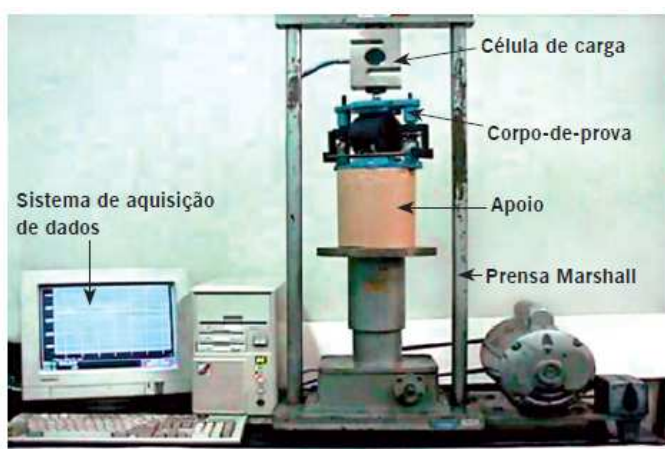


Figura 2.18: Esquema do ensaio de compressão diametral (BERNUCCI *et al*, 2008)

O ensaio de compressão diametral para obtenção da RT é normalizado pela NBR 15087/2004 que define os passos e equipamentos adotados no ensaio. A Figura 2.19 apresenta um exemplar do equipamento utilizado.

A seguir serão apresentados as características do equipamento utilizado conforme apresentado por Bernucci *et al.* (2008):

- Prensa mecânica calibrada com sensibilidade inferior ou igual a 20N, com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de  $0,8 \pm 0,1$  mm/s – Figura 2.19(a);
- Sistema capaz de manter, de forma controlada, a temperatura de ensaio em  $25^\circ\text{C} \pm 0,5^\circ\text{C}$  em compartimento, câmara ou ambiente lab oratorial que comporte a prensa mecânica e possa abrigar vários corpos de prova conjuntamente;
- dispositivo de posicionamento e centralização de corpo de prova – Figura 2.19(b);
- Paquímetro e termômetro.



(a) Prensa



(b) Exemplo de dispositivo centralizador

Figura 2.20: Exemplo de equipamento para ensaio de RT (BERNUCCI *et al.*, 2008)

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

$$RT = \frac{2 \times f}{\pi \times D \times h} \quad (2.13)$$

Onde:

$RT$  = resistência à tração;

$f$  = carga de ruptura;

$D$  = diâmetro do corpo de prova;

$h$  = altura do corpo de prova.

A Tabela 2.8 apresenta os valores de resistência à tração ( $RT$ ) encontrados por Falcão (2007) para diferentes velocidades. O referido autor utilizou micaxisto como agregado e CAP 50-70 na confecção do concreto asfáltico. Os ensaios foram realizados para três teores de ligante.

Tabela 2.8: Resumo dos resultados dos ensaios de RT para diferentes velocidades (FALCÃO, 2007).

| Teor de Ligante (%) | Velocidade Nominal de Ensaio (mm/min) | Corpo-de-Prova | RT (MPa) | Tempo de Ruptura (s) | Média RT(MPa) | Média Tempo de Ruptura (s) |
|---------------------|---------------------------------------|----------------|----------|----------------------|---------------|----------------------------|
| 5,0                 | 19                                    | CP1            | 0,83     | 7,40                 | 0,86          | 6,81                       |
|                     |                                       | CP2            | 0,81     | 6,25                 |               |                            |
|                     |                                       | CP3            | 0,94     | 6,80                 |               |                            |
|                     | 48                                    | CP4            | 1,17     | 2,75                 | 1,17          | 3,10                       |
|                     |                                       | CP5            | 1,10     | 3,31                 |               |                            |
|                     |                                       | CP6            | 1,23     | 3,23                 |               |                            |
|                     | 120                                   | CP7            | 1,56     | 1,44                 | 1,57          | 1,46                       |
|                     |                                       | CP8            | 1,57     | 1,48                 |               |                            |
|                     |                                       | CP9*           | 1,13     | 1,74                 |               |                            |
| 5,5                 | 19                                    | CP1            | 0,86     | 8,04                 | 0,85          | 8,24                       |
|                     |                                       | CP2            | 0,83     | 8,44                 |               |                            |
|                     |                                       | CP3            | 0,76     | 6,15                 |               |                            |
|                     | 48                                    | CP4*           | 1,14     | 3,21                 | 1,16          | 3,32                       |
|                     |                                       | CP5            | 1,18     | 2,91                 |               |                            |
|                     |                                       | CP6            | 1,16     | 3,83                 |               |                            |
|                     | 120                                   | CP7            | 1,53     | 1,12                 | 1,55          | 1,24                       |
|                     |                                       | CP8            | 1,59     | 1,24                 |               |                            |
|                     |                                       | CP9            | 1,51     | 1,36                 |               |                            |
| 6,0                 | 19                                    | CP1            | 0,60     | 7,79                 | 0,69          | 8,19                       |
|                     |                                       | CP2            | 0,72     | 8,34                 |               |                            |
|                     |                                       | CP3*           | 0,76     | 8,44                 |               |                            |
|                     | 48                                    | CP4            | 0,79     | 4,59                 | 1,03          | 3,02                       |
|                     |                                       | CP5            | 1,08     | 2,86                 |               |                            |
|                     |                                       | CP6            | 0,99     | 3,18                 |               |                            |
|                     | 120                                   | CP7            | 1,18     | 1,18                 | 1,42          | 1,29                       |
|                     |                                       | CP8            | 1,30     | 1,30                 |               |                            |
|                     |                                       | CP9            | 1,28     | 1,28                 |               |                            |

\*Resultados excluídos da média por apresentar anormalidade no comportamento

### 2.3.10.2 Ensaio de Módulo de Resiliência

O termo "resiliência" é definido classicamente como "energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações". O termo módulo de resiliência foi primeiramente empregado por Francis Hveem para que não fosse confundido com o módulo de Young, determinado estaticamente (HVEEM, 1955).

O ensaio de módulo de resiliência (MR) em misturas asfálticas é padronizado no país pela DNIT-ME 135/10 (2010).

O ensaio de MR em misturas asfálticas é realizado aplicando-se uma carga repetidamente no plano diametral vertical de um corpo de prova cilíndrico regular. Essa carga gera uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação da carga. Mede-se então o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente à tensão gerada, numa dada temperatura (T). Os corpos de prova cilíndricos são de aproximadamente 100mm de diâmetro e 63,5mm de altura no caso de corpos de prova moldados no compactador Marshall, ou de 100mm de diâmetro e altura entre 35 mm e 65 mm, extraídos de pista ou de amostras de maiores dimensões (BERNUCCI et al, 2008).

A seguir serão apresentados os equipamentos descritos pela norma DNIT-ME 135/10 e alguns aspectos importantes das condições do ensaio conforme compilado por Bernucci *et al* (2008).

#### APARELHAGEM:

- Sistema pneumático de carregamento, composto de:
  - regulador de pressão para aplicação da carga vertical repetida;
  - válvula de transmissão da carga vertical;
  - cilindro de pressão e pistão de carga;
  - dispositivo mecânico digital timer para controle do tempo de abertura da válvula e frequência de aplicação da carga vertical.
  
- Sistema de medição de deslocamento do corpo de prova constituído de:
  - um ou dois transdutores mecânicos-eletromagnéticos tipo LVDT;
  - suporte para fixação dos LVDTs na amostra;
  - computador e amplificador com características apropriadas para uso com os transdutores LVDTs.
  
- Montagem do conjunto corpo de prova, frisos e LVDTs:
  - posicionar o corpo de prova no interior do suporte para fixação dos transdutores;
  - colocar o corpo de prova na base da estrutura de suporte, entre dois cabeçotes curvos (frisos metálicos);
  - fixar e ajustar os transdutores LVDTs;

- observar o perfeito assentamento do pistão de carga e dos cabeçotes no corpo de prova.

A Figura 2.21 apresenta exemplos de equipamentos que já incorporam todo o aparato necessário a realização do ensaio, inclusive contando com um sistema eletrônico de aquisição de dados que converte as leituras realizadas pelos LVDTs em valores digitais e transfere-as para um microcomputador onde é feita a visualização dos resultados.



Figura 2.21: Exemplos de equipamento para ensaio de compressão diametral de carga repetida (BERNUCCI et al, 2008)

Com os valores de carga aplicada e deslocamentos horizontais recuperáveis obtidos é calculado o módulo de resiliência por meio da expressão 2.14:

$$MR = \frac{P}{\Delta \times H} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (2.14)$$

Onde:

$MR$  = módulo de resiliência, MPa;

$P$  = carga vertical repetida aplicada diretamente no corpo de prova, N;

$\Delta$  = deslocamento elástico ou resiliente registrado ( $P$ ), mm;

$H$  = altura do corpo de prova, mm;

$\mu$  = coeficiente de Poisson.

Neste procedimento de ensaio, os deslocamentos considerados são os recuperáveis (resilientes). Mesmo nos ensaios conduzidos com níveis de carregamento de 5% da tensão de ruptura ainda são perceptíveis deslocamentos plásticos (deslocamento permanente ilustrado na Figura 2.22) que não devem ser contabilizados no cálculo do MR. Faz-se para isto um desconto nos deslocamentos lidos através de duas tangentes que passam pelas partes retilíneas do registro deste



parâmetro. Na interseção das duas tangentes é que se mede a parcela elástica a ser usada no cálculo do módulo de resiliência (BERNICCI *et al.*, 2008).

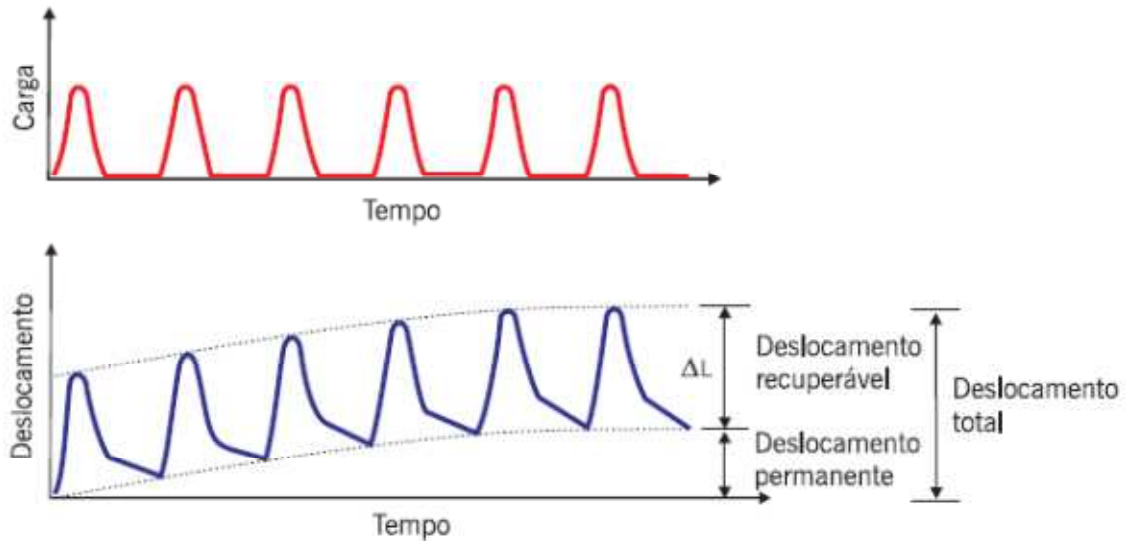


Figura 2.22: Parcelas dos deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante ensaios de módulo de resiliência (BERNUCCI *et al.*, 2008)

A Tabela 2.9 apresenta os valores encontrados por Falcão (2007) para o módulo de resiliência (MR) de misturas asfálticas usada em barragem. O referido autor utilizou o CAP 50-70, dois tipos de agregado (granito e micaxisto) e três teores de ligante.

Tabela 2.9: Ensaio de Módulo de Resiliência (MR) realizados em CBUQ (FALCÃO, 2007)

| CBUQ com Agregado Micaxisto |                     |          |          | CBUQ com Agregado Granito |                     |          |          |
|-----------------------------|---------------------|----------|----------|---------------------------|---------------------|----------|----------|
| Corpos-de-Prova             | Teor de Ligante (%) |          |          | Corpos-de-Prova           | Teor de Ligante (%) |          |          |
|                             | 5,0                 | 5,5      | 6,0      |                           | 5,0                 | 5,5      | 6,0      |
|                             | MR (MPa)            | MR (MPa) | MR (MPa) |                           | MR (MPa)            | MR (MPa) | MR (MPa) |
| CP1                         | 3574                | 3304     | 3712     | CP1                       | 3842                | 3284     | 2810     |
| CP2                         | 3452                | 3497     | 3900     | CP2                       | 4048                | 3400     | 2716     |
| CP3                         | 3958                | 3735     | 4134     | CP3                       | 4136                | 3216     | 3127     |
| CP4                         | 4126                | 4182     | 4102     | CP4                       | 4252                | 3858     | 3138     |
| CP5                         | 4027                | 4361     | 4436     | CP5                       | 4331                | 3871     | 3613     |
| CP6                         | 3905                | 4472     | 4172     | CP6                       | 4728                | 3994     | 3253     |
| Média                       | 3840                | 3925     | 4076     | Média                     | 4223                | 3604     | 3110     |
| Desvio Padrão               | 267                 | 482      | 248      | Desvio Padrão             | 300                 | 341      | 322      |
| E (MPa) Triaxial            | -                   | 263      | 103      | E (MPa) Triaxial          | 145                 | 108      | -        |

### 2.3.11 Vantagens das Barragens de Enrocamento com Núcleo Asfáltico

Internacionalmente as barragens de enrocamento com núcleo de concreto asfáltico vem sendo construídas com muito sucesso já a bastante tempo. No entanto no Brasil, apenas duas barragens desse tipo foram construídas, sendo elas a UHE Foz do Chapecó no Estado de Santa Catarina e a UHE Jirau no Estado de Rondônia.

O bom resultado obtido na construção dessas duas usinas e como o Brasil ainda apresenta um grande potencial hidrelétrico a ser explorado, abre-se espaço para que outras barragens venham a ser construídas no país utilizando-se essa solução.

O comportamento viscoelastoplástico do concreto asfáltico confere a ele capacidade de cicatrização, o que é especialmente vantajoso em barragens que estarão expostas aos seguintes fenômenos:

- Recalques diferenciais causados por fundações compressivas ou possibilidade de ocorrências do efeito de arco (penduramento);
- Trincas devido a sismos;
- Recalques ou acomodações dos aterros em geral.

As adoções do Núcleo de Concreto Asfáltico são extremamente independentes das condições climáticas. Em áreas com muita incidência de chuva, a execução do núcleo de asfalto é relativamente mais simples e o tempo de construção reduzido quando comparado com alternativas como: núcleo de argila ou barragens com faces de concreto (RAMALHO *et al.*, 2013).

O equipamento de aplicação do núcleo asfáltico em camadas tem sido gradativamente melhorado ao longo dos anos. Os equipamentos de 3ª geração hoje utilizados permitem maior mobilidade, redução dos processos manuais, simplificação do transporte e da carga, melhorando também a capacidade de produtividade e consequentemente da qualidade.

A seguir serão enumeradas as vantagens das barragens de núcleo asfáltico em comparação com as barragens de núcleo argiloso e as de face de concreto que foram levantadas por Ramalho *et al.* (2013)

#### **A. Vantagens em comparação com as barragens de núcleo argiloso**

- O sistema de filtro e a transição a jusante são simplificados, o que significa uma redução na quantidade de material utilizado;
- No caso de um eventual defeito no sistema de filtro e transição, o núcleo de concreto asfáltico é capaz de resistir à erosão;
- O núcleo asfáltico é mais dúctil, o que diminui o risco de fissuração.

#### **B. Vantagens em comparação com as barragens de face de concreto**

- As barragens de núcleo asfáltico permitem que ocorra a incorporação da ensecadeira de montante ao corpo da barragem. No caso de ensecadeiras muito altas e/ou muito volumosas, esta vantagem pode se tornar extremamente atraente em termos econômicos e de prazo construtivo;

- Permitir o início de primeiro represamento do reservatório antes da conclusão da barragem. Esta vantagem é muito atraente no caso de reservatórios muito volumosos que exigem muitos meses para o primeiro enchimento;
- Eliminar a junta perimetral entre o plinto e as lajes bem como as juntas verticais entre as lajes, cabendo lembrar que estas juntas são muito onerosas e constituem uma atividade construtiva muito lenta;
- Proporcionar grande facilidade construtiva de se criar pistas de acesso provisórias ao longo do talude de montante da barragem, o que é obviamente inviável no caso de uma barragem com face de concreto que restringe a execução de acessos somente sobre o talude de jusante.

### 3 CASO ESTUDADO - UHE JIRAU

#### 3.1 INTRODUÇÃO

A Usina Hidrelétrica Jirau (UHE Jirau) está localizada no Rio Madeira no Estado de Rondônia, a 120 km da capital Porto Velho (Figura 3.1). A UHE Jirau quando concluída terá potência instalada de 3.750 MW, e em seu arranjo geral são previstas duas casas de força, uma com 28 unidades geradoras, junto à margem direita e outra, com 22 unidades geradoras, na margem esquerda. O vertedouro de superfície com 18 vãos, localiza-se ao lado da casa de força da margem direita.

O consórcio Energia Sustentável do Brasil formado pelas empresas GDF Suez, Eletrosul, Chesf e Camargo Corrêa é o responsável pelo empreendimento.

A UHE Jirau quando concluída terá potência assegurada de 2.184 MW, o que é suficiente para atender a 10 milhões de residências. A usina irá funcionar a fio d'água e utilizará turbinas do tipo bulbo que permitem uma redução na altura da barragem, diminuindo assim a área do reservatório. Esse tipo de usina é denominada de baixa queda e se constitui uma boa solução para as características topográficas existentes na Amazônia. A Tabela 3.1 apresenta as características técnicas da UHE Jirau.

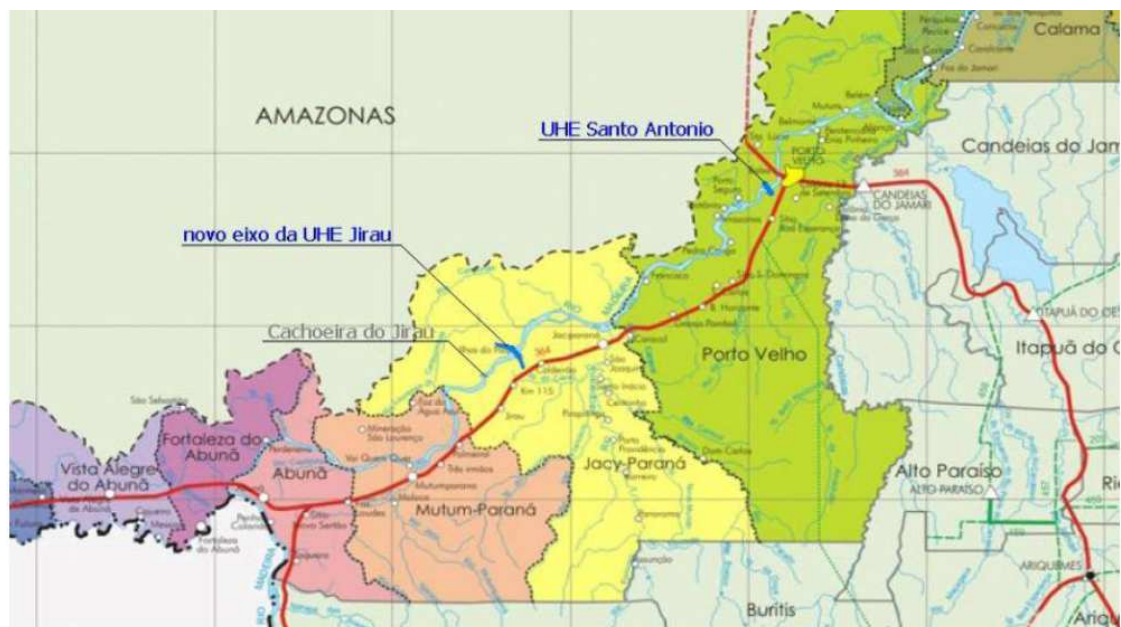


Figura 3.1: Localização da UHE Jirau (Construções e Comércio Camargo Corrêa).

Tabela 3.1: Características técnicas de UHE Jirau (RAMALHO et al, 2013 - Modificado)

| <b>Características Técnicas - UHE Jirau</b>        |                          |
|--|--------------------------|
| Potência Instalada (50 unid x 75 MW)               | 3.750 MW                 |
| Tipo de Turbina                                    | Bulbo Rotor Kaplan       |
| Turbinas - Vazão Nominal Unitária                  | 542 m <sup>3</sup> /s    |
| Barragem - Cota da Fundação                        | EL. 32,90 m              |
| Queda de referência                                | 15,10 m                  |
| Reservatório (NA máximo normal)                    | EL. 90,00 m              |
| Reservatório – Área (N.A. máximo normal)           | 302,6 Km <sup>2</sup>    |
| Barragem – Comprimento Total da Crista             | 5.957 m                  |
| Barragem – Cota do coroamento                      | 93,50 m                  |
| Vertedouro – Comportas tipo Segmento (20 x 21,82m) | 18 vãos                  |
| Vertedouro – Vazão Projeto (TR=10.000 anos)        | 82.600 m <sup>3</sup> /s |

A Figura 3.2 mostra o arranjo geral escolhido para as estruturas do barramento da UHE Jirau. As barragens da margem esquerda e direita são do tipo enrocamento com núcleo argiloso, diferindo da barragem principal no leito do rio que foi construída com enrocamento e núcleo asfáltico.

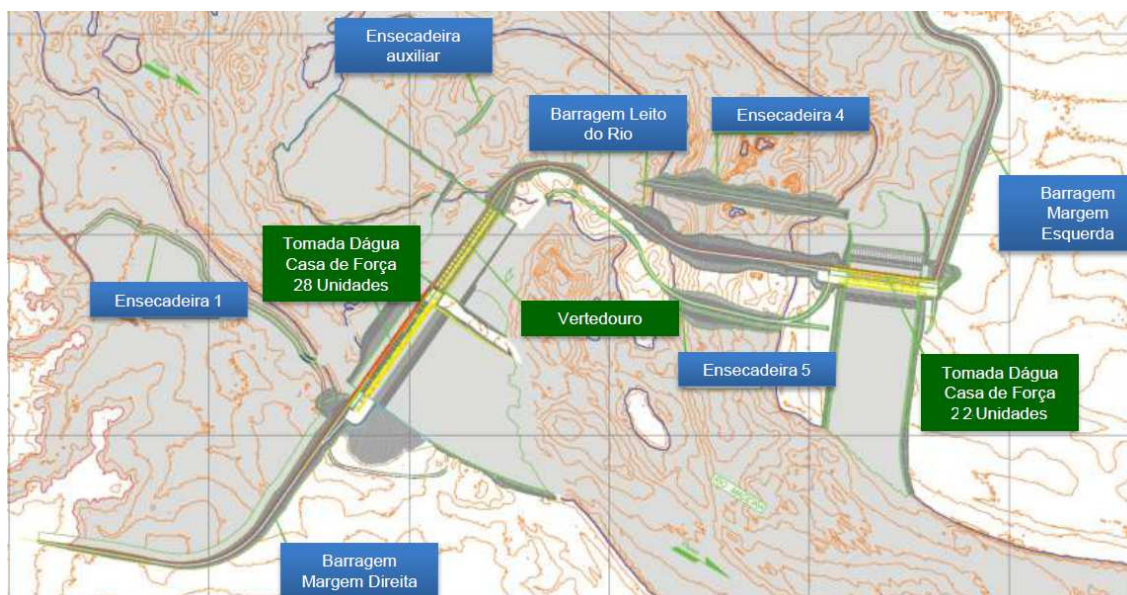


Figura 3.2: Arranjo geral das estruturas da UHE Jirau (Energia Sustentável do Brasil, 2009)

A Figura 3.3 apresenta uma vista de jusante para montante do vertedouro com 18 vãos e soleira rebaixada já concluído da UHE Jirau.



Figura 3.3: Vertedouro UHE Jirau - vista de jusante para montante (Camargo Corrêa, 2012)

### 3.2 CARACTERÍSTICAS CLIMÁTICAS

De acordo com o estudo de viabilidade realizado pela PCE (2006), a bacia hidrográfica do rio Madeira a montante de Porto Velho tem dimensões continentais. Localizada entre as latitudes  $8^{\circ} 46'$  e  $19^{\circ} 17'$  Sul e longitudes de  $58^{\circ} 28'$  e  $72^{\circ} 19'$  Oeste, ocupa a posição centro-norte da América do Sul e tem uma área de cerca de um milhão de  $\text{km}^2$ .

O regime de precipitação está marcado por grandes diferenças sazonais determinadas por sua localização e pelos grandes movimentos de massas atmosféricas no continente, como os anticiclones do Pacífico e Atlântico e das frentes frias do Sul do continente, além da influência das grandes barreiras orográficas (Cordilheira dos Andes) e dos grandes corpos de água como o Lago Titicaca no altiplano boliviano.

As precipitações anuais na bacia do rio Madeira, a montante de Porto Velho tem grande variabilidade espacial, variando desde 500 a 5.000 mm. A bacia apresenta dois núcleos de máximos, superiores a 5.000 mm, registradas a sudoeste, em “El Chapare” na Bolívia ( $17^{\circ}\text{S } 65^{\circ}\text{W}$ ), e nas cabeceiras do rio Madre de Dios / Beni. A região de maior escassez (relativa) de chuvas ao longo do ano localiza-se na cabeceira do rio Grande, afluente do rio Mamoré, em território Boliviano. A Figura 3.4 apresenta a distribuição anual da precipitação no trecho entre os municípios de Abunã e Porto Velho.

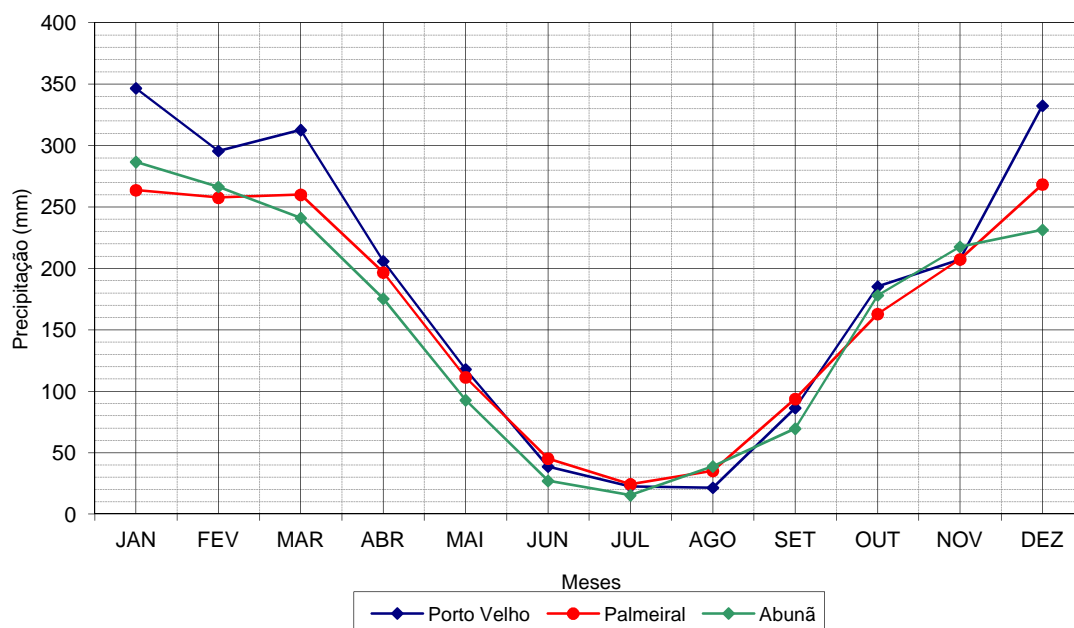


Figura 3.4: Distribuição anual da precipitação no trecho entre Abunã e Porto Velho (PCE, 2006)

### 3.3 HIDROLOGIA

O trecho do rio Madeira escolhido para a implantação do UHE Jirau conta com uma boa cobertura de dados fluviométricos, com informações hidrológicas abrangendo um período histórico longo que permite uma boa caracterização de seu regime fluviométrico.

O regime fluvial do rio Madeira caracteriza-se por apresentar períodos de cheia e de recessão bem definidos. De maneira geral, o início da subida do hidrograma ocorre durante os meses de outubro / novembro, atingindo seu pico durante os meses de março / abril, quando tem início a recessão que se estende até setembro /outubro (PCE, 2006).

A Figura 3.5 apresenta o hidrograma de vazões médias diárias - período: 1984, para o rio Madeira.

O trimestre com menor vazão compreende os meses de agosto a outubro, com as mínimas vazões ocorrendo predominantemente no mês de setembro.

A vazão média no período histórico (1967 a 2001) é cerca de 19.000 m<sup>3</sup>/s, enquanto que a vazão máxima diária registrada atingiu a 48.570 m<sup>3</sup>/s em 14 de abril de 1984. A vazão mínima registrada ocorreu em setembro de 1995 atingindo cerca de 3.145 m<sup>3</sup>/s.



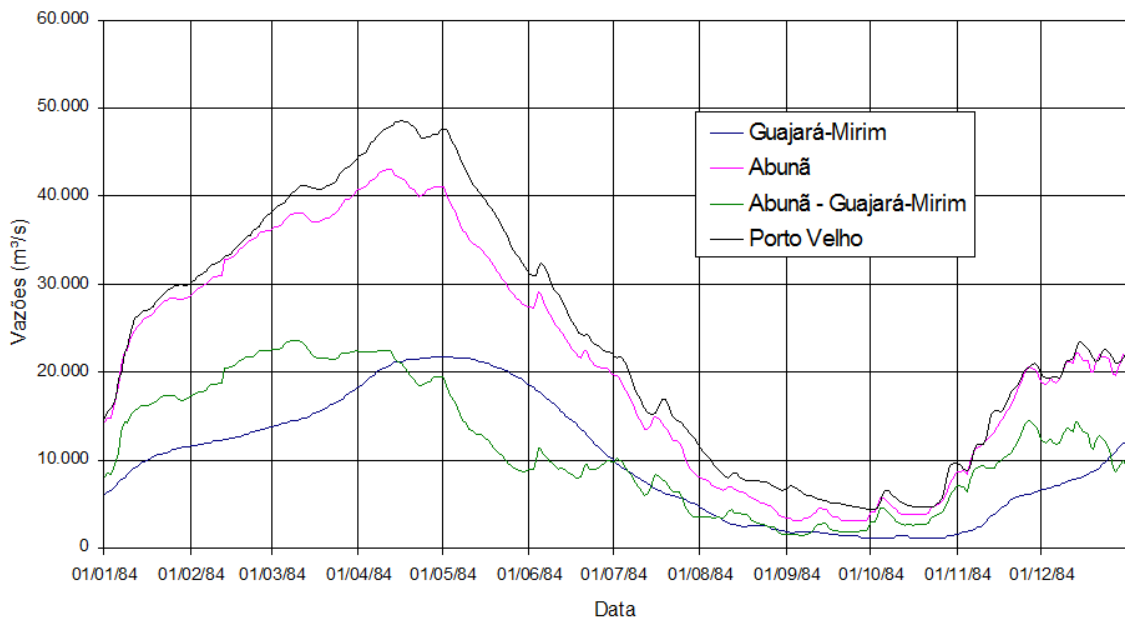


Figura 3.5: Hidrograma de vazões médias diárias - período: 1984, para o rio Madeira (PCE, 2006)

### 3.4 ASPECTOS GERAIS DA GEOLOGIA LOCAL

Em linhas gerais, o maciço rochoso local é constituído de rochas vulcânicas ácidas caracterizadas em lâminas delgadas como Riolitos Pórfiros, que para fins práticos de engenharia podem ser denominadas genericamente de “Riolito”. Essas rochas inserem-se no âmbito da Suite São Lourenço-Caripunas, caracterizada pela presença em abundância de granitos e riolitos porfíricos (PCE, 2006).

Na área de implantação das obras, o corpo riolítico aflora em área da ordem de 3,5 km<sup>2</sup>, no leito e margens do rio Madeira; se estende por alguns quilômetros ao longo do rio, sobretudo na margem esquerda. Ocorre nas elevações com blocos e afloramentos de rocha, parcialmente recoberto por restos de conglomerados da formação Palmeiral. Os afloramentos são mais bem caracterizados nos leitos das drenagens mais profundas, ocorrendo ainda blocos de riolito e cascalho grosseiro (PCE, 2006).

### 3.5 BARRAGEM PRINCIPAL COM NÚCLEO DE CONCRETO ASFÁLTICO

#### 3.5.1 Projeto Geométrico da Barragem

A barragem principal da UHE Jirau é constituída de enrocamento compactado com núcleo de concreto asfáltico e possui comprimento de crista de 1.050 m e altura

máxima de 60,00 m. A Figuras 3.6 e 3.7 apresentam a planta baixa da barragem principal, contemplando também as ensecadeiras de montante e jusante e a seção transversal típica.

O núcleo asfáltico possui espessura de 0,60 m, e está confinado por uma transição fina a montante e a jusante. A faixa de transição fina possui diâmetro máximo igual 75 mm e largura de 1,45 m. O conjunto núcleo asfáltico e transição fina foi executado com máquina acabadora especialmente projetada para esta finalidade em camadas de 0,20 m de espessura. Além da transição fina foi executada uma transição grossa com diâmetro máximo igual a 200 mm e com 3,00 m de largura, compactada em camadas com o dobro da espessura da transição fina. A transição grossa foi prevista para funcionar como uma zona intermediária entre a transição fina e o enrocamento propriamente dito.

O enrocamento foi dividido em duas zonas:

- uma zona de enrocamento fino, com diâmetro máximo de 0,40 m que foram compactadas em camadas de 0,40 m ladeando as faixas de transição;
- uma zona, mais externa, de enrocamento convencional, com diâmetro máximo de 0,8 m, compactado em camadas de 0,80 m de espessura.

Para a proteção da parte superior do talude de montante sujeito a flutuações do nível d'água, foram utilizados blocos de maiores dimensões (rip-rap). O mesmo foi feito para o talude de jusante na faixa sujeita a flutuações do NA.

O material utilizado no corpo da barragem é oriundo das escavações obrigatórias para a implantação das estruturas do barramento. O material é compactado utilizando-se rolos compactadores de grande impacto.

Os volumes dos materiais empregados na construção da barragem foram os seguintes:

- enrocamento compactado= 2.013.006 m<sup>3</sup>;
- transições processadas = 335.994m<sup>3</sup>;
- concreto asfáltico do núcleo = 22.815m<sup>3</sup>.

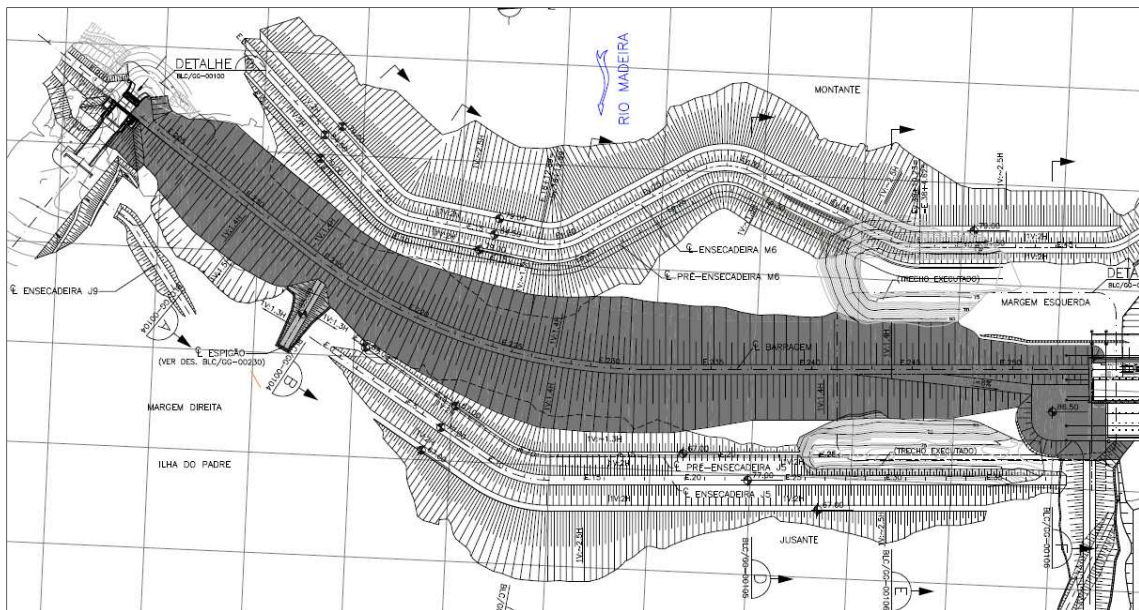
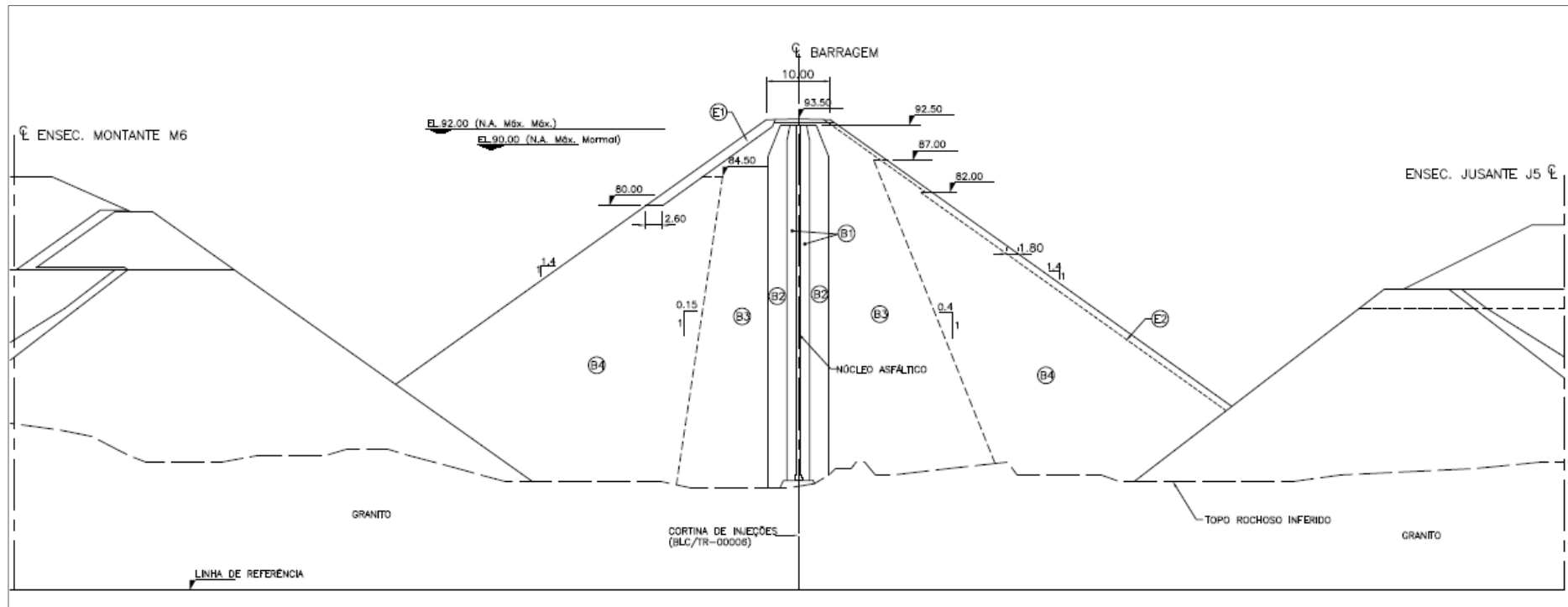


Figura 3.6: Planta baixa da barragem principal e ensecadeiras (RAMALHO et al., 2013)

A seção típica do projeto executivo da barragem de enrocamento com núcleo asfáltico indica taludes de 1.4H:1V, tanto a montante como a jusante, com um zoneamento essencialmente simétrico com relação ao núcleo vertical que coincide com eixo da barragem.

A base do núcleo de concreto asfáltico é alargada e possui espessura igual a duas vezes a espessura adotada para o corpo da barragem. O alargamento é uma medida de segurança devido ao alto gradiente hidráulico atuante nessa região.

O núcleo está apoiado sobre o plinto, que tem por finalidade garantir uma base regular para o mesmo. O plinto encontra-se apoiado sobre a fundação rochosa e ligado à mesma por meio de chumbadores.



Legenda: B1- Transição fina, B2 - Transição grossa, B3 - Enrocamento fino, B4 - Enrocamento grosso, E1 - Rip-rap, E2 - Enrocamento de proteção.

Figura 3.7: Seção típica da barragem (RAMALHO et al., 2013)



### 3.5.2 Projeto do Concreto Asfáltico

Foram enviadas ao Instituto Geotécnico Norueguês amostras do material rochoso obtido no canteiro de obra da UHE Jirau com o objetivo de se avaliar a melhor composição de agregados e teor de betume para atendimento das características de projeto.

Foram enviados ao NGI os seguintes materiais:

- Agregados de diâmetro entre 0mm até 16mm, obtidos a partir da britagem de rocha granítica;
- Betume, CAP 85-100;
- Material fino passante peneira 200, agregado artificial de rocha granítica e dolomita (calcário).

Após o processamento da mistura teórica foram moldados corpos de prova para realização de ensaios triaxiais. Com base nos resultados obtidos nos ensaios a mistura dos agregados foi validada pelo NGI e admitida como a mistura a ser utilizada na Barragem de Núcleo Asfáltico da UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013).

A 3.10 apresenta a curva granulométrica utilizada para compor a mistura asfáltica obtida pelo NGI e a Figura 3.11 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais realizados no NGI.

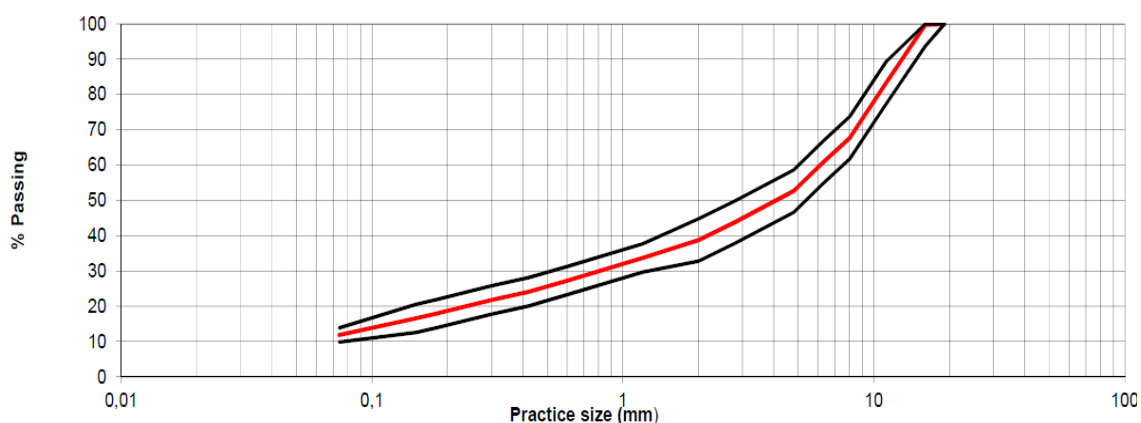


Figura 3.10: Granulometria dos agregados usados na massa asfáltica do núcleo da UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

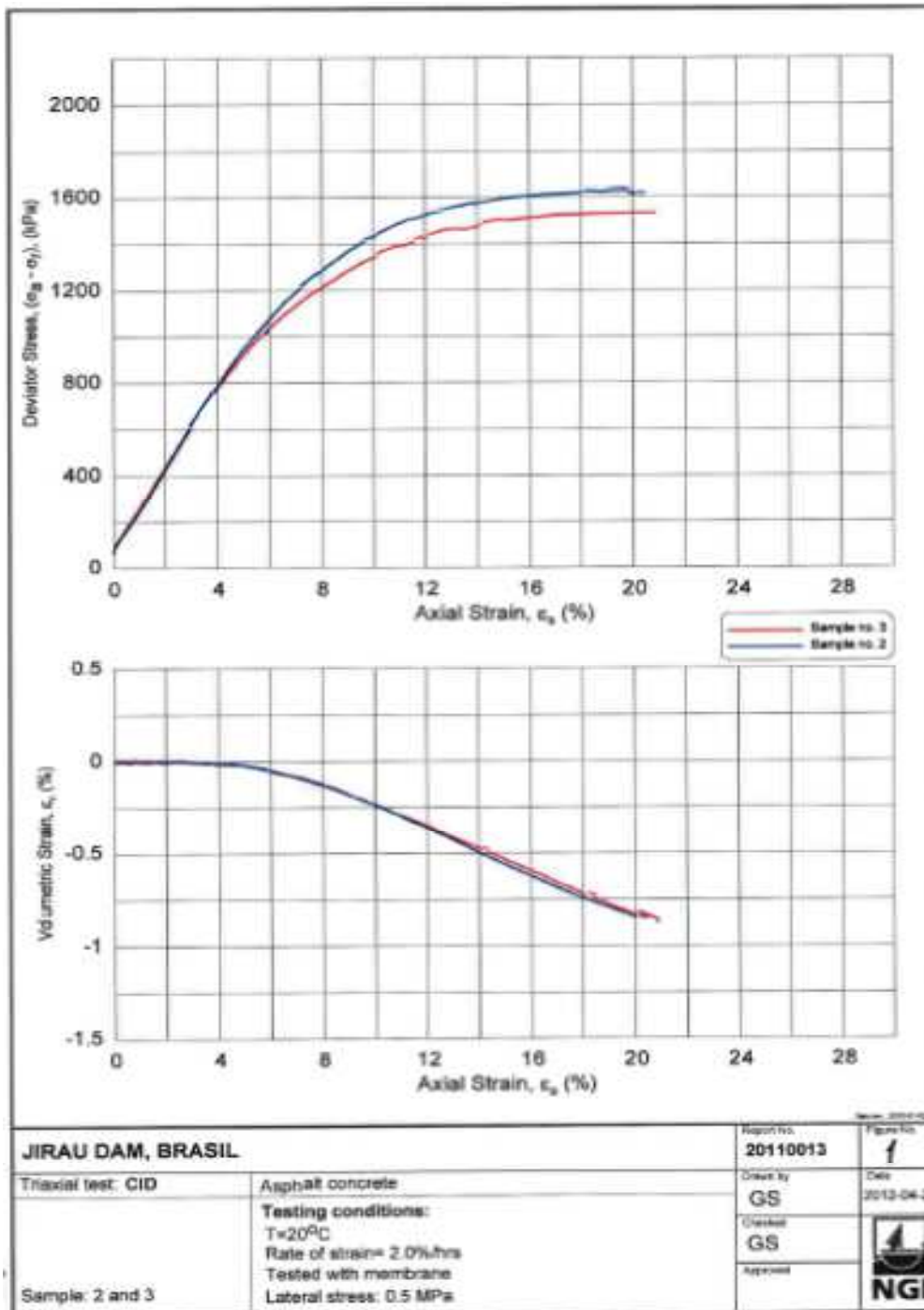


Figura 3.11: Resultados dos ensaios triaxiais realizados no NGI para mistura asfáltica projetada para a UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

### 3.5.3 Pistas Experimentais

Com o objetivo de analisar as características dos materiais a serem empregados na produção do concreto asfáltico e transição fina, foram executadas duas pistas experimentais (pista experimental 1 e 2). As pistas experimentais permitem avaliar os processos construtivos e treinar a equipe de trabalho, garantindo

assim que os procedimentos sejam executados de forma correta e seguindo as determinações técnicas de projeto.

Durante a execução das pistas experimentais são verificados e avaliados os seguintes aspectos do projeto executivo:

- Procedimentos de limpeza e preparo da superfície do plinto;
- Adequação do método de aplicação do mástique entre o concreto e a primeira camada do núcleo;
- Adequação dos procedimentos de construção da primeira camada de núcleo a ser lançada manualmente com o uso de formas metálicas;
- Adequação da execução simultânea do núcleo e das camadas de transição fina de montante e jusante subsequentes, com lançamento mecânico através da máquina acabadora após a remoção das formas;
- Intervalo de tempo entre a execução de cada camada, visando à determinação do tempo necessário para que o núcleo adquira capacidade de suporte para o lançamento da camada sobrejacente.

A primeira pista experimental 1 se constituiu na execução de quatro camadas de núcleo asfáltico de 20 cm de altura juntamente com a transição fina que tem função de sustentação lateral do núcleo por ambos os lados. A primeira camada foi executada com fôrmas metálicas simulando o processo manual que é necessário nas primeiras camadas em razão da laje de concreto acompanhar a fundação rochosa. As três outras camadas foram executadas utilizando-se o equipamento mecânico.

Após a execução da pista experimental 1 e posterior análise dos resultados dos ensaios de averiguação dos parâmetros volumétricos (volume de vazios, densidade aparente, densidade real), iniciou-se a execução da pista experimental 2 com o objetivo de viabilizar a construção do núcleo em camadas de 25 cm de altura. A execução da pista experimental 2 seguiu os mesmos processos utilizados para a primeira pista, e os resultados dos ensaios de parâmetros volumétricos para a pista experimental 2 atenderam aos requisitos de projeto. Dessa forma, foi adotada a construção com camadas de 25 cm de altura para a barragem.

A Figura 3.12 mostra o núcleo de concreto asfáltico e a transição da pista experimental 1 sendo compactados simultaneamente.





Figura 3.12: Compactação do núcleo e da transição da pista experimental 1 - UHE Jirau (RAMALHO et al.,2013)

A Tabela 3.2 apresenta os ensaios realizados durante a execução da pista experimental 1 e 2 para análise das características dos materiais e da mistura.

Tabela 3.2: Ensaios realizado - Pistas Experimentais 1 e 2 (RAMALHO et al., 2013)

| Local          | Amostragem / Ensaio          | Tipo de Ensaio   | Referência               |
|----------------|------------------------------|--|--------------------------|
| CBUQ           | 2 (duas) amostras por camada | Extração teor de CAP (NCAT)                            | ASTM D 6307              |
|                |                              | Granulometria dos agregados obtidos após extração NCAT | DNIT-ME 083/98           |
|                |                              | Massa específica aparente da mistura - método Marshall | ASTM B3207-05            |
|                |                              | Massa específica máxima da mistura - método Rice Test  | ASTM D 2041              |
| Pista CBUQ     | 3 (três) cp's por camada     | Massa específica                                       | DNIT-ME 083/98           |
|                |                              | Volume de vazios                                       |                          |
| Transição Fina | 2 (dois) ensaios por camada  | Massa específica aparente "in situ"                    | 1110-JI2-ET-BLC/GG-00001 |
|                | 1 (um) ensaio por camada     | Análise granulométrica                                 |                          |

### 3.5.4 Construção da Barragem Principal

#### 3.5.4.1 Planejamento da Construção

A empresa Construções e Comércio Camargo Corrêa S.A. (CCCC) foi responsável pelas obras civis da UHE Jirau. A construção da barragem principal foi

programada para começar em abril de 2012 e terminar em novembro do mesmo ano. No mês de fevereiro de 2012 a empresa norueguesa VEIDEKKE detentora da tecnologia de construção do núcleo, foi mobilizada para atuar em parceria com a CCCC. No mês de fevereiro de 2012 a usina de concreto asfáltico já estava em operação.

A usina de concreto asfáltico utilizada foi de tipo gravimétrica com controle automático de produção (Figura 3.13), normalmente produzindo por batelada, para que se tenha maior controle das tolerâncias especificadas.



Figura 3.13: Usina de Concreto Asfáltico da UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

A Figura 3.14 apresenta a seção longitudinal esquemática juntamente com as etapas de construção da barragem principal.

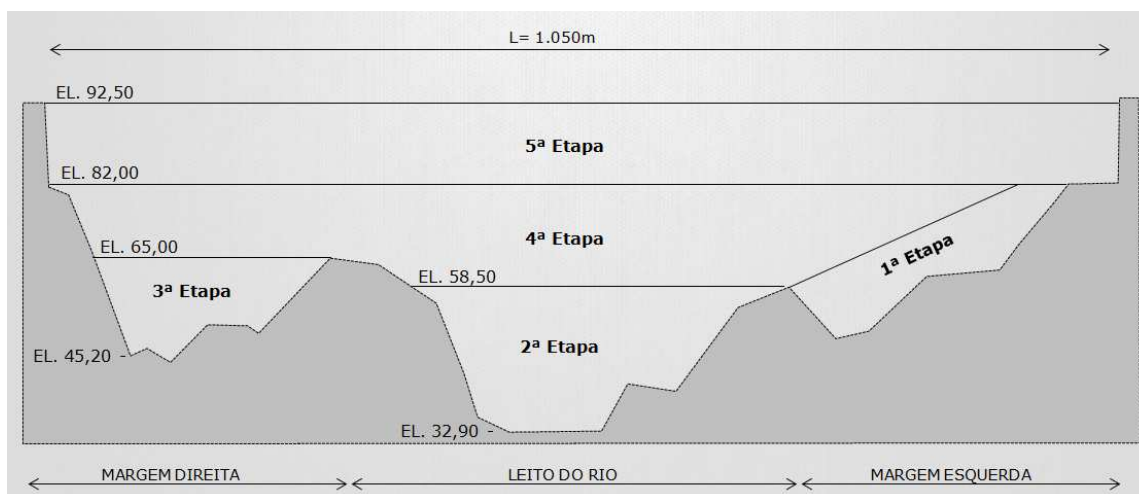


Figura 3.14: Seção Longitudinal Esquemática e Etapas de Construção - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

### 3.5.4.2 Escavação e Regularização da Fundação

Foram realizadas investigações de campo para determinar as características geológico-geotécnicas na região de implantação da barragem. As investigações foram feitas através de levantamento de campo, de superfície e de subsuperfície para a obtenção das condições de suporte, permeabilidade, resistência e compressibilidade das diversas camadas (RAMALHO *et al.*, 2013).

Após a conclusão do desvio do rio através do vertedouro com soleiras rebaixadas e a conclusão das ensecadeiras de proteção da barragem de núcleo asfáltico, o recinto das ensecadeiras foi esgotado e imediatamente iniciaram-se os trabalhos de escavação da fundação para construção do plinto (Figuras 3.15 e 3.16). As escavações seguiram até atingir-se a cota de projeto, realizando-se então a regularização da mesma (Figura 3.17) para posterior execução do plinto que serviu de base para o núcleo de concreto asfáltico. Foram instalados chumbadores de ancoragem com 25 mm de diâmetro para garantir uma boa conexão entre o plinto e a rocha de fundação.

A execução do plinto só teve início após a conclusão de todos os trabalhos preparatórios da superfície rochosa, isto é, os eventuais desmontes cuidadosos de regularização, a eliminação de blocos soltos, o preenchimento de fissuras com nata de cimento e a limpeza manual cuidadosa do local.



Figura 3.15: Fase de desvio do rio e esgotamento das ensecadeiras de proteção da barragem - UHE Jirau (RAMALHO *et al.*, 2013)



Figura 3.16: Escavação da fundação da barragem - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)



Figura 3.17: Concretagem de regularização da fundação e instalação dos chumbadores de ancoragem - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

#### 3.5.4.3 Laje de Concreto (Plinto)

O objetivo da construção do plinto é o de garantir um apoio regular para a base do núcleo e minimizar ao máximo o uso de processo manual na execução do mesmo. Para a execução do plinto, foram tomadas as mesmas medidas que são adotadas na construção do plinto de barragens de enrocamento com face de concreto.

A Figura 3.18 apresenta o processo de construção do plinto, onde pode ser observado a armadura utilizada e o avanço da concretagem do mesmo.



Figura 3.18: Etapa de Execução da Laje de Concreto (Plinto) - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

#### 3.5.4.4 Tratamento da Fundação

Após a execução do plinto foi realizado o tratamento da fundação, utilizando-se três linhas de injeções de calda de cimento sobre pressão (Figura 3.19). A injeção de calda de cimento visa diminuir a permeabilidade da fundação reduzindo assim o fluxo de água pela fundação da barragem. As linhas de furos de injeção da esquerda e direita estão espaçadas 1,50 m da linha de centro (distância perpendicular ao eixo da barragem).



Figura 3.19: Linhas de furos de injeção de calda de cimento e perfuratriz - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

### 3.5.4.5 Ligação do Plinto com a Base do Núcleo de Concreto Asfáltico

Após a execução do plinto e a conclusão da cortina de injeção da fundação rochosa, e imediatamente antes da execução da primeira camada de concreto asfáltico, realizou-se a limpeza do plinto e em seguida aplicou-se uma camada de mástique asfáltico sobre o mesmo. O mástique asfáltico serve como elemento de ligação entre o concreto do plinto e o concreto asfáltico do núcleo.

O mástique foi aplicado de forma manual com o auxílio de baldes, e espalhado sobre a superfície do plinto com o auxílio de rodos (Figura 3.20).



Figura 3.20: Aplicação do Mástique Asfáltico - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

### 3.5.4.6 Construção do Núcleo Asfáltico e Transição Fina

Na construção do núcleo asfáltico da UHE Jirau, foram utilizados os processos manual e o mecânico com a utilização do equipamento de 3ª geração. Buscou-se minimizar os processos manuais que envolvem a montagem e a retirada de formas metálicas, o que torna o processo manual muito lento quando comparado com o mecânico.

A seguir serão expostos os procedimentos adotados nos dois tipos de processos de construção, manual e mecânico.

- Processo manual:

O processo manual foi utilizado nas duas primeiras camadas horizontais devido ao gradiente hidráulico no contato da base do núcleo com o plinto. As duas primeiras camadas foram construídas com 120 cm de largura e com cerca de 25 cm de altura. Este processo também foi adotado onde havia mudanças de direção na laje de

concreto. O processo manual visa também o nivelamento da praça de trabalho para que a máquina pavimentadora possa operar de forma contínua.

No processo manual foram adotadas as mesmas etapas construtivas utilizadas na construção do núcleo da barragem da UHE Foz do Chapecó e que foram compiladas por Guimarães (2012). As etapas de construção estão descritas a seguir:

- 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 3.21);
- 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;
- 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 3.22);
- Retirada das fôrmas metálicas manualmente (Figura 3.23);
- 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 3.21: Instalação de formas - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)



Figura 3.22: Carregadeira adaptada para o lançamento do concreto asfáltico - UHE Jirau (RAMALHO ET AL., 2013)



Figura 3.23: Remoção das formas no trecho manual do núcleo - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

- Processo mecânico

No processo mecânico foi empregada máquina vibro acabadora da empresa KOLO VEIDEKKE (Figura 3.24), que permite o lançamento simultâneo da transição fina e do núcleo asfáltico, garantindo que o concreto asfáltico tenha sustentação lateral imediata. As etapas construtivas empregadas da fase mecânica também seguiram as mesmas diretrizes das empregadas na construção da UHE Foz do Chapecó e que foram compiladas por Guimarães (2012). As etapas de construção estão descritas a seguir:

- 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 (Figura 3.25);
- 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 (Figura 3.26);
- 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 3.27);
- A transição grossa era lançada pouco depois do lançamento da transição fina;
- Verificação da temperatura do concreto asfáltico antes da compactação;
- Para a compactação das camadas de transição fina foram utilizados dois rolos CC-122 de 2.600kg de peso estático, e para a compactação das camadas da massa asfáltica foi utilizado o rolo de 716 kg de peso estático (Figura 3.28).
- Para a realização da compactação das camadas da transição grossa e enrocamento foram utilizados os rolos compactadores CA-250 de 10.800kg e CA-602D de 18.600kg de peso estático.



Figura 3.24: Máquina vibro acabadora utilizada na UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)



Figura 3.25: Controle de temperatura do concreto asfáltico - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)



Figura 3.26: Abastecimento dos silos da máquina distribuidora - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)



Figura 3.27: Distribuição do concreto asfáltico e da transição fina pela máquina distribuidora - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)



*Figura 3.28: Compactação simultânea do núcleo asfáltico e da transição fina - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)*

A evolução da obra a partir da construção do plinto está exposta na forma de registro fotográfico nas Figuras 3.29 a 3.33:



*Figura 3.29: Construção da BENA - UHE Jirau: Construção do Plinto - Abril/2012 (RAMALHO et al., 2013)*



*Figura 3.30: Construção da BENA - UHE Jirau: Ensecadeira de Montante e Jusante, Plinto da margem direita e Casa de Força na margem esquerda - Junho/2012 (RAMALHO et al., 2013)*



Figura 3.31: Construção da BENA - UHE Jirau: Início da construção do Núcleo Asfáltico - Agosto/2012 (RAMALHO et al., 2013)



Figura 3.32: Construção da BENA - UHE Jirau: Alteamento da barragem visto da margem direita - Outubro/2012 (RAMALHO et al., 2013)



3.33: Construção da BENA - UHE Jirau: Acessos pelo talude de montante e jusante vistos a partir da margem esquerda - Dezembro/2012 (RAMALHO et al., 2013)

### **3.5.5 Dados do Controle Tecnológico da Barragem de Enrocamento de Núcleo Asfáltico da UHE Jirau**

Nos itens seguintes serão apresentados os dados do controle tecnológico da barragem de enrocamento de núcleo asfáltico da UHE Jirau, envolvendo os ensaios realizados para a determinação das características do CAP, dos agregados utilizados na mistura asfáltica, transição fina e enrocamento feitos pela empresa TECHDAM (2013), contratada pelo consórcio empreendedor.

Estes ensaios correspondem ao período de fevereiro de 2012 a novembro de 2012 no qual foi executado o núcleo asfáltico da barragem principal. Os ensaios correspondem a um volume de CBUQ de 22.815m<sup>3</sup>.

Os valores apresentados estão organizados de forma mais simplificada do que o que consta no relatório da empresa THECDAM (2012). Neste trabalho, os valores referentes às pistas experimentais foram agrupados separadamente, e foram traçadas as curvas granulométricas das diversas porções de agregado com base nos dados apresentados pela TECHDAM (2012).

#### **a) Ensaios Realizados no Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)**

O CAP utilizado no concreto asfáltico da UHE Jirau foi o 85-100 proveniente da distribuidora BETUNEL - Tecnologia em Asfaltos e suas características são apresentadas na Tabela 3.3.

Para garantir que o CAP apresentava as características necessárias requeridas no projeto do concreto asfáltico, durante o período de construção da usina, os seguintes ensaios foram realizados:

- Penetração - NBR 6576;
- Viscosidade Saybolt Furol - NBR 14950;
- Ponto de fulgor - NBR 11341;
- Densidade - NBR 6296.

A Tabela 3.4 apresenta o valor médio dos resultados obtido nos ensaios realizados pelas empresas TECHDAM e BETUNEL. Os ensaios foram realizados em amostras do cimento asfáltico de petróleo coletadas no tanque da usina UAB 18.

Tabela 3.3: Características do CAP 85-100 utilizado na UHE Jirau (BETUNEL, 2013)

| Características                         | Un.     | Valores         | Método    |        |
|---|---------|-----------------|-----------|--------|
|   |         | CAP 85/100      | ABNT/NBR  | ASTM   |
| Penetração (100 g, 5s, 25°C)            | Dmm     | 85 - 100        | NBR 6578  | D 5    |
| Ponto de amolecimento                   | °C      | 43              | NBR 6560  | D 38   |
| Viscosidade Saybolt-Furol               |         |                 |           |        |
| 135°C, mínimo                           | s       | 110             | NBR 14950 | E 102  |
| 150°C, mínimo                           | s       | 43              | NBR 14950 | E 102  |
| 177°C                                   | s       | 15 - 60         | NBR 14950 | E 102  |
| Viscosidade Brookfield                  |         |                 |           |        |
| 135°C, SP 21 mín. 20rpm                 | CP      | 214             | NBR 15184 | D 4402 |
| 150°C, SP 21 mín.                       | CP      | 97              | NBR 15184 | D 4402 |
| 177°C, SP 21                            | CP      | 28 - 114        | NBR 15184 | D 4402 |
| Índice de susceptibilidade térmica (1)  |         | (-1,5) a (+0,7) |           |        |
| Ponto de fulgor, mínimo                 | °C      | 235             | NBR 11341 | D92    |
| Solubilidade em tricloroetileno, mínimo | % massa | 99,5            | NBR 14855 | D 2042 |
| Ductibilidade a 25°C, mínimo            | %       | 100             |           | D 113  |

Tabela 3.4: Resultados estatísticos dos ensaios básicos - CAP 85-100 usado na UHE Jirau (TECHDAM, 2012)

|                       | Ensaio TECHDAM                |                                   |                      |                                     | Ensaio Betunel                |                                   |                      |                                     |
|-----------------------|-------------------------------|-----------------------------------|----------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|----------------------|-------------------------------------|
|                       | Penetração 0,1 mm<br>(85-100) | Viscosidade 135°C<br>sSF (>110 s) | Densidade<br>(g/cm³) | Ponto de fulgor (°C)<br>(Min 235°C) | Penetração 0,1 mm<br>(85-100) | Viscosidade 135°C<br>sSF (>110 s) | Densidade<br>(g/cm³) | Ponto de fulgor (°C)<br>(Min 235°C) |
| N° de Amostras        | 165                           | 59                                | 156                  | -                                   | 156                           | 156                               | 151                  | -                                   |
| Média                 | 89                            | 134                               | 1,004                | 281                                 | 90                            | 155                               | 1,00                 | > 235                               |
| Desvio Padrão         | 2,27                          | 11,2                              | 0                    | 57,71                               | 1,72                          | 185,15                            | 0,01                 | -                                   |
| Coef. De Variação (%) | 2,57                          | 8,35                              | 0,23                 | 20,56                               | 1,9                           | 119,82                            | 0,52                 | -                                   |
| Especificações        | 85 a 100 mm                   | Mínimo 110 s                      | -                    | Mín. 235° C                         | 85 a 100 mm                   | Mínimo 110 s                      | -                    | Mín. 235° C                         |

O valor médio dos ensaios de penetração obtidos pela TECHDAM e pela Betunel ficaram bem próximos entre si e ambos estão dentro das especificações. Observa-se uma diferença significativa entre os resultados obtidos pelas duas empresas no ensaio de viscosidade.

### b) Agregados do Núcleo de Concreto Asfáltico

A seguir serão apresentados os resultados dos ensaios de granulometria realizados para as diferentes porções de agregados utilizadas na produção do concreto asfáltico de Jirau (TECHDAM, 2012). Foram consumidos cerca de 21.200 m<sup>3</sup> de agregado somente no núcleo asfáltico.

- BRITA 5/8" (16 mm)

Na tabela 3.5 e Figura 3.34 estão indicados os valores estatísticos do controle tecnológico da granulometria do agregado graúdo da mistura asfáltica de Jirau.

Tabela 3.5: Brita 16 mm - % Passante Acumulado (TECHDAM, 2012)

|                   | Composição Granulométrica |      |      |     |      |      |       |       |       |     |      |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------------------|---------------------------|------|------|-----|------|------|-------|-------|-------|-----|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                   | % Passante Acumulada      |      |      |     |      |      |       |       |       |     |      |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|                   | Peneiras (mm)             |      |      |     |      |      |       |       |       |     |      |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|                   | 38,1                      | 25,4 | 19,1 | 16  | 12,5 | 11,2 | 9,5   | 8     | 6,3   | 4,8 | 3,35 | 2,8   | 2     | 1,2   | 0,6   | 0,42  | 0,3   | 0,18  | 0,15  | 0,074 |
| MÉDIA             | 100                       | 100  | 100  | 97  | 60   | 22   | 8     | 1     | 1     | 1   | 1    | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     |
| NÚMERO AMOSTRAS   | 86                        | 86   | 86   | 86  | 25   | 86   | 25    | 86    | 86    | 86  | 25   | 86    | 61    | 61    | 61    | 61    | 61    | 61    | 61    | 61    |
| DESVIO PADRÃO     | 0                         | 0,2  | 0,4  | 6,9 | 17,2 | 12,0 | 8,5   | 2     | 1,5   | 1,2 | 1    | 1,1   | 1     | 0,9   | 0,9   | 0,9   | 0,9   | 0,9   | 0,9   | 0,9   |
| COEF VARIACÃO (%) |                           | 0,2  | 0,4  | 7,1 | 29,2 | 53,7 | 109,7 | 155,5 | 149,7 | 133 | 76,8 | 124,9 | 152,7 | 149,9 | 149,6 | 149,4 | 149,3 | 149,3 | 149,4 | 154,7 |

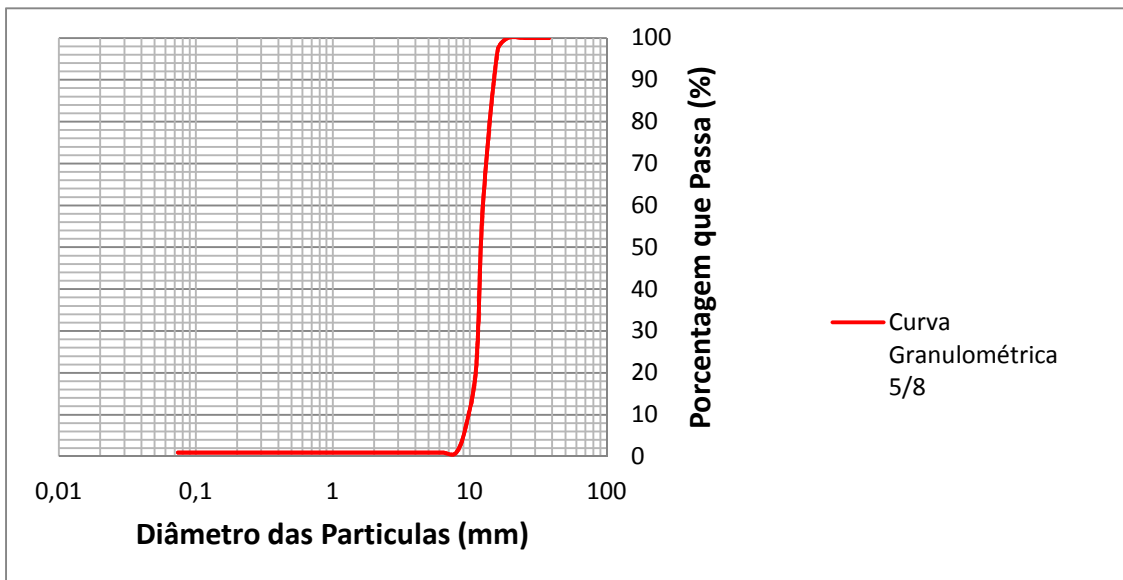


Figura 3.34: Curva Granulométrica Média Usada Em Jirau - Brita 5/8" (16 mm)

- BRITA 3/8" (9,5 mm)

Na tabela 3.6 e Figura 3.35 estão indicados os valores estatísticos do controle tecnológico da granulometria do agregado graúdo da mistura asfáltica de Jirau.

Tabela 3.6: Brita 9,5 mm - % Passante Acumulado (TECHDAM, 2012)

|                   | Composição Granulométrica |     |      |      |      |      |       |       |      |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------------------|---------------------------|-----|------|------|------|------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                   | % Passante Acumulada      |     |      |      |      |      |       |       |      |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|                   | Peneiras (mm)             |     |      |      |      |      |       |       |      |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|                   | 19,1                      | 16  | 12,5 | 11,2 | 9,5  | 8    | 6,3   | 4,8   | 3,35 | 2,8   | 2,4   | 2     | 1,2   | 0,6   | 0,42  | 0,3   | 0,18  | 0,15  | 0,074 |
| MÉDIA             | 100                       | 100 | 100  | 97   | 70   | 16   | 4     | 3     | 3    | 2     | 2     | 2     | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     | 1     |
| NÚMERO AMOSTRAS   | 87                        | 87  | 25   | 87   | 25   | 87   | 87    | 87    | 25   | 87    | 25    | 62    | 87    | 87    | 62    | 62    | 62    | 62    | 62    |
| DESVIO PADRÃO     | 0                         | 0   | 2,1  | 7,4  | 11,9 | 6    | 4,5   | 3,8   | 3,7  | 2,5   | 2,1   | 2     | 1,7   | 1,6   | 1,3   | 1,3   | 1,2   | 1,2   | 1,2   |
| COEF VARIACÃO (%) | 0                         | 0   | 2,1  | 7,6  | 16,9 | 38,3 | 105,6 | 121,3 | 130  | 114,3 | 115,1 | 120,1 | 117,9 | 117,4 | 109,8 | 108,9 | 107,8 | 107,7 | 107,9 |

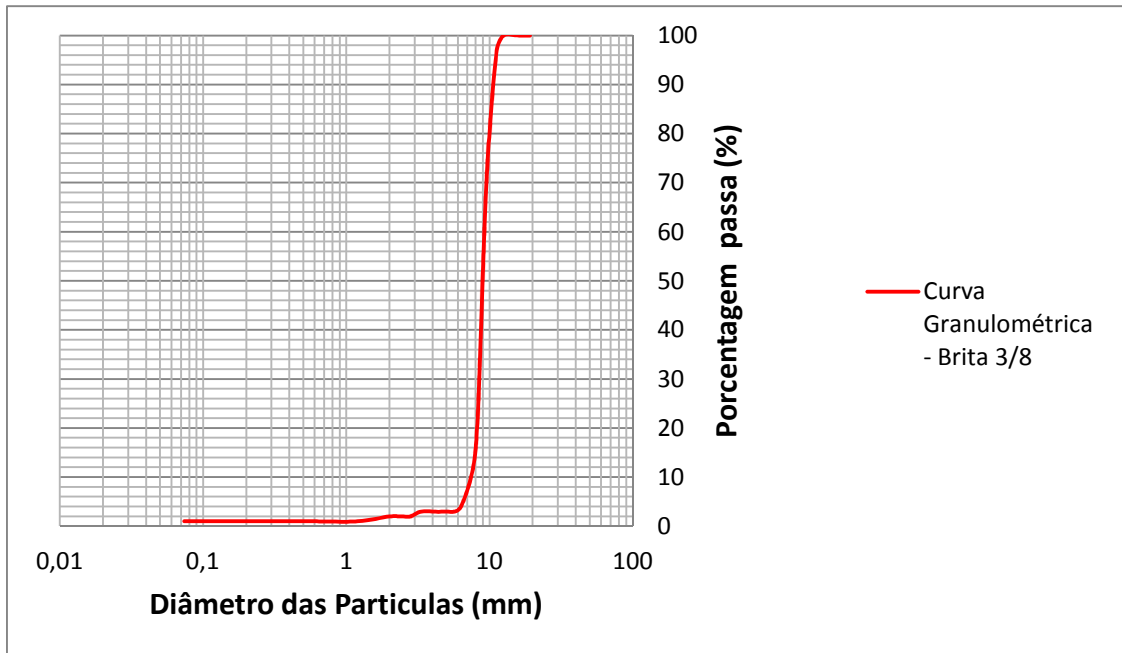


Figura 3.35: Curva Granulométrica Média Usada em Jirau - Brita 3/8" (9,5 mm)

- PEDRISCO

Na tabela 3.7 e Figura 3.36 estão indicados os valores estatísticos do controle tecnológico da granulometria do agregado graúdo da mistura asfáltica de Jirau.

Tabela 3.7: Pedrisco - 8 mm (TECHDAM, 2012 - Modificado)

|                  | Composição Granulométrica |     |      |     |     |      |      |      |      |       |      |      |       |      |      |      |      |       |
|------------------|---------------------------|-----|------|-----|-----|------|------|------|------|-------|------|------|-------|------|------|------|------|-------|
|                  | % Passante Acumulada      |     |      |     |     |      |      |      |      |       |      |      |       |      |      |      |      |       |
|                  | Peneiras (mm)             |     |      |     |     |      |      |      |      |       |      |      |       |      |      |      |      |       |
|                  | 19,1                      | 16  | 11,2 | 9,5 | 8   | 6,3  | 4,8  | 3,35 | 2,8  | 2,36  | 2    | 1,2  | 0,6   | 0,42 | 0,3  | 0,18 | 0,15 | 0,074 |
| MÉDIA            | 100                       | 100 | 100  | 100 | 98  | 77   | 45   | 25   | 17   | 8     | 5    | 3    | 2     | 1    | 1    | 1    | 1    | 1     |
| NÚMERO AMOSTRAS  | 89                        | 89  | 89   | 27  | 89  | 89   | 89   | 27   | 89   | 27    | 62   | 89   | 89    | 62   | 62   | 62   | 62   | 62    |
| DESVIO PADRÃO    | 0                         | 0   | 0,2  | 0   | 2,8 | 10,5 | 14,9 | 18,6 | 13,6 | 8,8   | 3,4  | 2,4  | 1,7   | 1,1  | 1,1  | 1    | 1    | 0,9   |
| COEF VARIÇÃO (%) |                           |     | 0,2  |     | 2,8 | 13,7 | 32,9 | 73,1 | 79,1 | 106,5 | 72,4 | 93,2 | 103,7 | 88,8 | 87,2 | 84,2 | 83,2 | 80,4  |

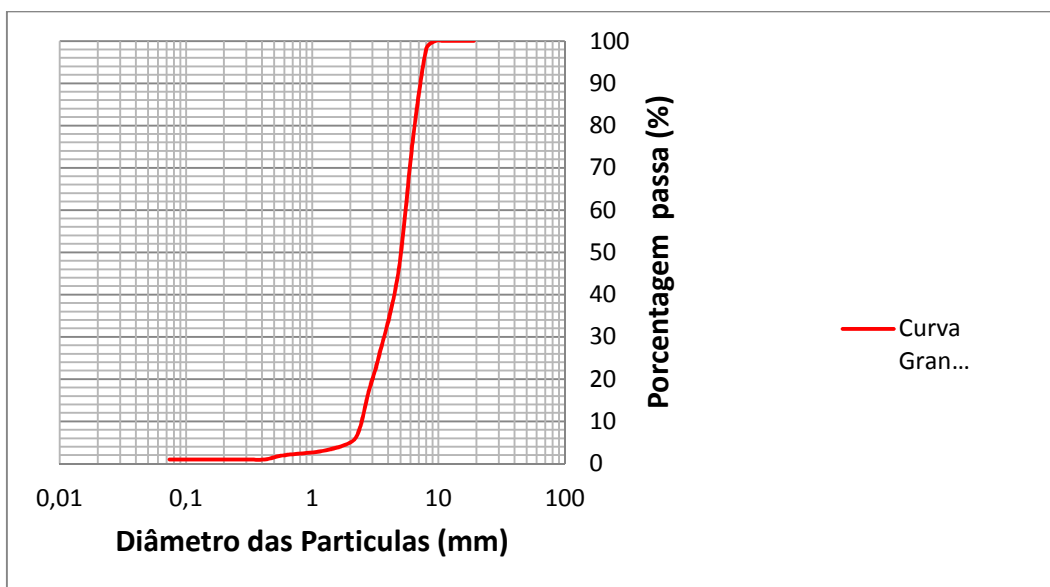


Figura 3.36: Curva Granulométrica Média Usada em Jirau - Pedrisco" (8,0 mm)



- AREIA ARTIFICIAL

Foi utilizada areia artificial para compor o concreto asfáltico, e a mesma foi obtida através da britagem de rocha granítica oriunda das escavações obrigatórias. Na tabela 3.8 e Figura 3.37 estão indicados os valores estatísticos do controle tecnológico da granulometria da areia da mistura asfáltica de Jirau.

Tabela 3.8: Areia artificial - Britagem de rocha granítica (TECHDAM, 2012 - Modificado)

|                  | Composição Granulométrica |     |      |     |     |     |      |     |      |      |      |      |      |      |      |      |       |
|------------------|---------------------------|-----|------|-----|-----|-----|------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
|                  | % Passante Acumulada      |     |      |     |     |     |      |     |      |      |      |      |      |      |      |      |       |
|                  | Peneiras (mm)             |     |      |     |     |     |      |     |      |      |      |      |      |      |      |      |       |
|                  | 19,1                      | 16  | 11,2 | 8   | 6,3 | 4,8 | 3,35 | 2,8 | 2,36 | 2    | 1,2  | 0,6  | 0,42 | 0,3  | 0,18 | 0,15 | 0,074 |
| MÉDIA            | 100                       | 100 | 100  | 100 | 100 | 100 | 99   | 97  | 95   | 87   | 68   | 44   | 32   | 24   | 12   | 9    | 3     |
| NÚMERO AMOSTRAS  | 95                        | 95  | 95   | 95  | 95  | 95  | 33   | 95  | 33   | 62   | 95   | 95   | 95   | 62   | 62   | 95   | 95    |
| DESVIO PADRÃO    | 0                         | 0   | 0    | 0   | 0   | 0,8 | 1,6  | 5,7 | 10,3 | 12,6 | 16,4 | 16   | 13,5 | 9,7  | 6,2  | 5,3  | 2,3   |
| COEF VARIÇÃO (%) | 0                         | 0   | 0    | 0   | 0   | 0,8 | 1,6  | 5,9 | 10,9 | 14,5 | 24,3 | 36,4 | 41,5 | 40,2 | 51,4 | 58,4 | 77,1  |

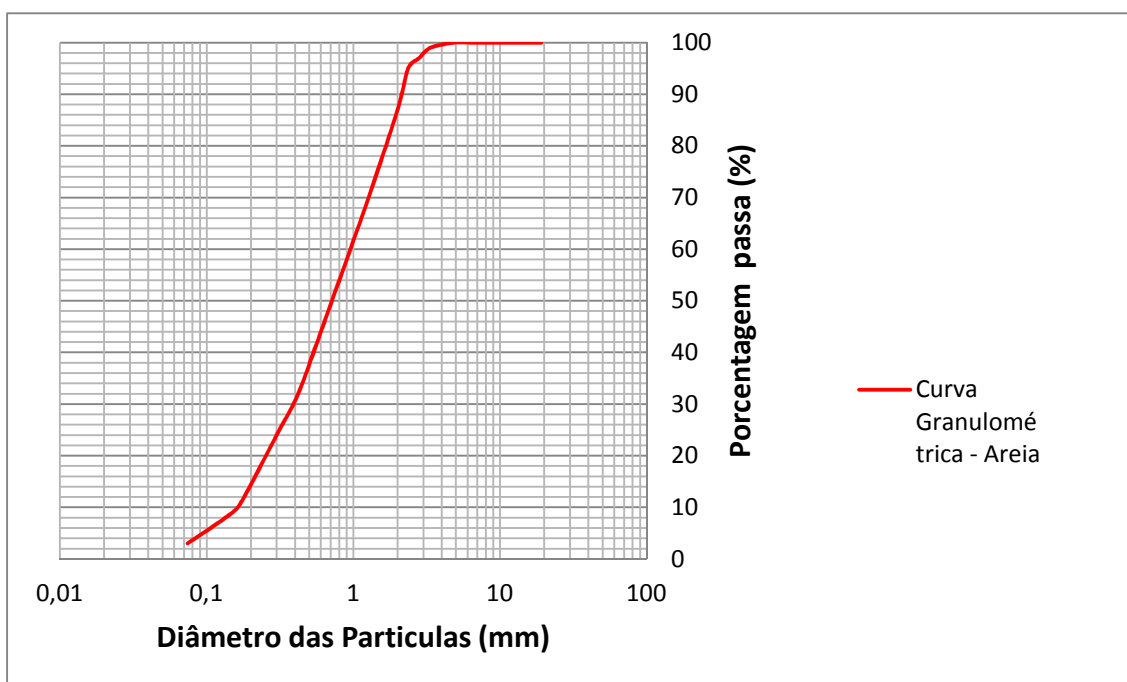


Figura 3.37: Curva Granulométrica Média da Areia Artificial Utilizada na Mistura Asfáltica de Jirau

- FÍLER

O fíler utilizado para compor o concreto asfáltico foi composto de 50% de fíler de agregados e 50% de calcário (dolomita).

- Fíler de Agregados

Na tabela 3.9 e Figura 3.38 estão indicados os valores estatísticos do controle tecnológico da granulometria do fíler de agregados da mistura asfáltica de Jirau.

Tabela 3.9: Fíler de Agregados (TECHDAM, 2012 - Modificado)

|                   | Composição Granulométrica |      |      |      |      |      |       |       |
|-------------------|---------------------------|------|------|------|------|------|-------|-------|
|                   | % Passante Acumulada      |      |      |      |      |      |       |       |
|                   | Peneiras (mm)             |      |      |      |      |      |       |       |
|                   | 1,2                       | 0,6  | 0,42 | 0,3  | 0,18 | 0,15 | 0,074 | 0,045 |
| MÉDIA             | 100                       | 100  | 99   | 97   | 89   | 84   | 64    | 55    |
| NÚMERO AMOSTRAS   | 81                        | 81   | 81   | 81   | 81   | 81   | 81    | 38    |
| DESVIO PADRÃO     | 0,22                      | 0,5  | 1    | 1,8  | 6,2  | 7,5  | 10,1  | 13    |
| COEF VARIAÇÃO (%) | 0,22                      | 0,49 | 1    | 1,88 | 6,95 | 9    | 15,79 | 23,52 |

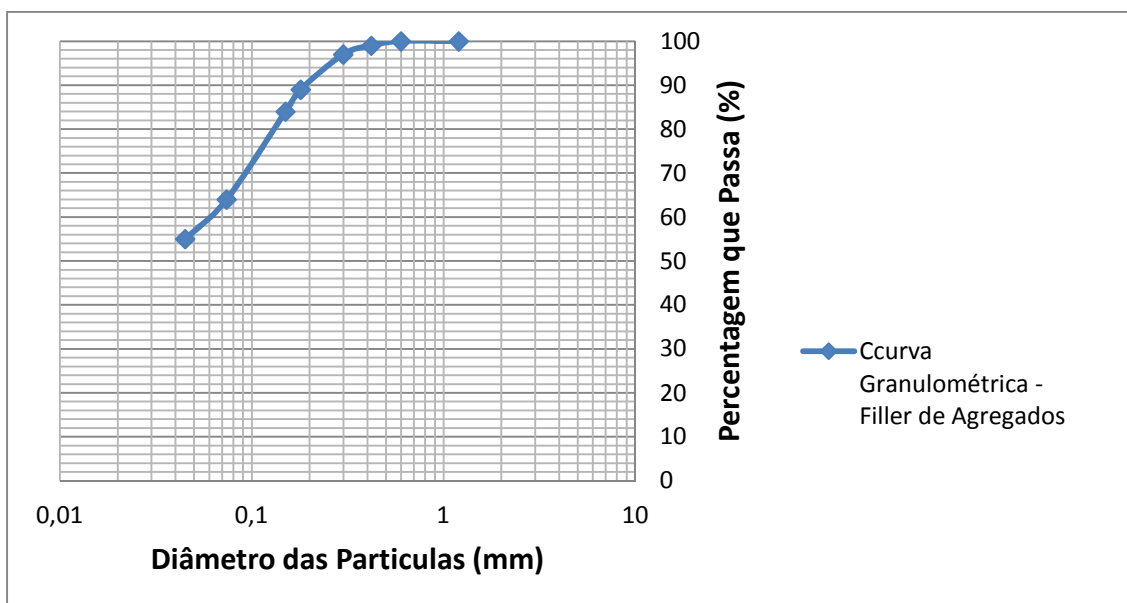


Figura 3.38: Curva Granulométrica Média - Fíler de Agregados Utilizado em Jirau

- Fíler de Calcário

Na tabela 3.10 e Figura 3.39 estão indicados os valores estatísticos do controle tecnológico da granulometria do fíler de Calcário da mistura asfáltica de Jirau.

Tabela 3.10: Fíler de Calcário (TECHDAM, 2012 - Modificado)

|                   | Composição Granulométrica |     |      |     |     |     |     |     |     |      |      |      |      |      |       |
|-------------------|---------------------------|-----|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|-------|
|                   | % Passante Acumulada      |     |      |     |     |     |     |     |     |      |      |      |      |      |       |
|                   | Peneiras (mm)             |     |      |     |     |     |     |     |     |      |      |      |      |      |       |
|                   | 19,1                      | 16  | 11,2 | 8   | 6,3 | 4,8 | 2,8 | 2   | 1,2 | 0,6  | 0,42 | 0,3  | 0,18 | 0,15 | 0,074 |
| MÉDIA             | 100                       | 100 | 100  | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100  | 100  | 99   | 98   | 97   | 90,3  |
| NÚMERO AMOSTRAS   | 214                       | 214 | 214  | 214 | 214 | 214 | 214 | 214 | 214 | 214  | 214  | 214  | 214  | 211  | 214   |
| DESVIO PADRÃO     | 0                         | 0   | 0    | 0   | 0   | 0   | 0   | 0   | 0   | 0,3  | 0,6  | 1    | 1,8  | 2,3  | 5,4   |
| COEF VARIAÇÃO (%) | 0                         | 0   | 0    | 0   | 0   | 0   | 0   | 0   | 0   | 0,31 | 0,64 | 1,01 | 1,83 | 2,34 | 6,02  |

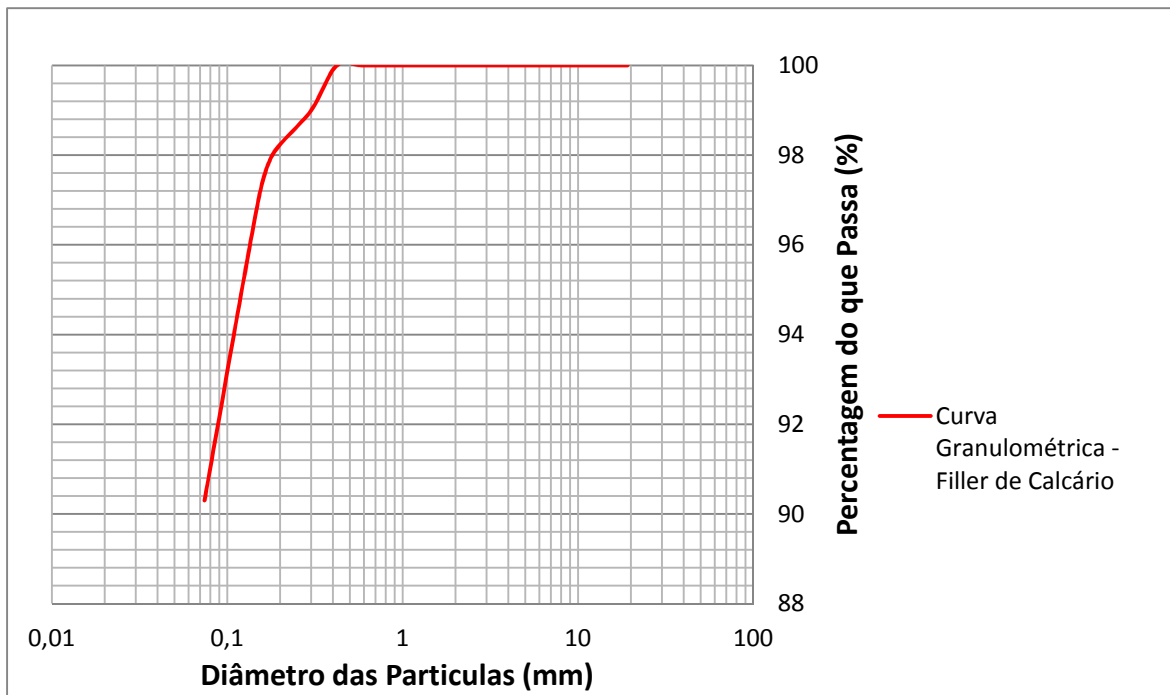


Figura 3.39: Curva Granulométrica Média - Fíler de Calcário Utilizado em Jirau.

### c) Núcleo das Pistas Experimentais

Durante a construção das pistas experimentais da UHE Jirau foram realizadas as seguintes análises no concreto asfáltico: volume de vazios, densidade aparente, densidade real e curva granulométrica. Os parâmetros volumétricos, bem como as densidades aparente e real foram obtidas a partir da dosagem Marshall (vide item 2.33 – A). O projeto do concreto asfáltico para as duas pistas experimentais foi concebido visando um teor de ligante (betume) de 6,8 % em peso e um volume de vazios menor que 2,5 %.

Os resultados obtidos nas duas pistas encontram-se expostos a seguir:

- Pista Experimental 1: Construída com camadas de 20 cm de altura.

As Tabelas 3.11 e 3.12 apresentam respectivamente, os resultados dos ensaios realizados e o teor de ligante medidos nas amostras retiradas da pista experimental 1 e o passante acumulado nas peneiras. A Figura 3.40 apresenta a curva granulométrica média obtida nos ensaios de granulometria realizados para os agregados do concreto asfáltico da pista experimental 1.

Tabela 3.11: Volume de Vazios, Densidade Aparente e Densidade Real - Concreto Asfáltico - Pista Experimental 1 - UHE Jirau (TECHDAM, 2012 - Modificado)

| Identificação              |                     | Teor de Betume<br>(6,8%±0,3)<br>(%) | Volume de Vazios<br>(<2,5%)<br>(%) | Densidade Aparente<br>(g/cm³) | Densidade Real<br>(g/cm³) |
|----------------------------|---------------------|-------------------------------------|------------------------------------|-------------------------------|---------------------------|
| Local de coleta da Amostra | Registro da Amostra |                                     |                                    |                               |                           |
| PISTA EXPERIMENTAL 1       | 07.236.12           | 6,6                                 | 0,5                                | 2,359                         | 2,37                      |
|                            | 07.237.12           | 6,9                                 | 0,4                                | 2,349                         | 2,354                     |
|                            | 07.238.12           | 6,9                                 | 0,5                                | 2,347                         | 2,359                     |
|                            | 07.239.12           | 6,5                                 | 0,4                                | 2,357                         | 2,366                     |
|                            | 07.240.12           | 6,8                                 | 0,5                                | 2,364                         | 2,375                     |
|                            | 07.241.12           | 6,4                                 | 0,4                                | 2,366                         | 2,376                     |
|                            | 07.242.12           | 6,8                                 | 0,2                                | 2,358                         | 2,364                     |
|                            | 07.243.12           | 6,7                                 | 0,5                                | 2,367                         | 2,379                     |
| MÉDIA                      |                     | 6,7                                 | 0,4                                | 2,358                         | 2,368                     |

Os resultados de teor de ligante para a pista experimental 1 mostram que apenas uma das amostras (amostra 07.241.12) ficou fora do intervalo de variação (6,8 ± 0,3) previsto em projeto.

Tabela 3.12: Composição Granulométrica do Concreto Asfáltico - Pista Experimental 1 - UHE Jirau (TECHDAM, 2012 - Modificado)

| Identificação              |                     | Composição Granulométrica |     |      |    |     |     |     |    |     |     |      |     |      |      |       |
|----------------------------|---------------------|---------------------------|-----|------|----|-----|-----|-----|----|-----|-----|------|-----|------|------|-------|
| Local de coleta da Amostra | Registro da Amostra | % Passante Acumulada      |     |      |    |     |     |     |    |     |     |      |     |      |      |       |
|                            |                     | Peneiras (mm)             |     |      |    |     |     |     |    |     |     |      |     |      |      |       |
|                            |                     | 19,1                      | 16  | 11,2 | 8  | 6,3 | 4,8 | 2,8 | 2  | 1,2 | 0,6 | 0,42 | 0,3 | 0,18 | 0,15 | 0,074 |
| P. exper. 01               | 07.236.12           | 100                       | 99  | 88   | 74 | 68  | 61  | 54  | 46 | 38  | 30  | 27   | 24  | 20   | 19   | 14    |
| P. exper. 01               | 07.237.12           | 100                       | 99  | 87   | 73 | 69  | 62  | 54  | 46 | 37  | 29  | 26   | 23  | 19   | 18   | 13    |
| P. exper. 01               | 07.238.12           | 100                       | 99  | 90   | 76 | 72  | 66  | 60  | 47 | 36  | 29  | 26   | 24  | 20   | 19   | 14    |
| P. exper. 01               | 07.239.12           | 100                       | 98  | 85   | 71 | 67  | 63  | 56  | 45 | 36  | 28  | 25   | 23  | 19   | 18   | 13    |
| P. exper. 01               | 07.240.12           | 100                       | 99  | 85   | 70 | 64  | 57  | 50  | 42 | 34  | 27  | 24   | 21  | 18   | 17   | 12    |
| P. exper. 01               | 07.241.12           | 100                       | 99  | 85   | 70 | 64  | 57  | 50  | 42 | 34  | 27  | 24   | 21  | 18   | 17   | 12    |
| P. exper. 01               | 07.242.12           | 100                       | 100 | 88   | 75 | 71  | 64  | 56  | 46 | 37  | 29  | 26   | 24  | 20   | 19   | 14    |
| P. exper. 01               | 07.243.12           | 100                       | 100 | 87   | 72 | 67  | 62  | 54  | 44 | 36  | 28  | 25   | 22  | 18   | 17   | 12    |
| MÉDIA                      |                     | 100                       | 99  | 87   | 73 | 68  | 62  | 54  | 45 | 36  | 28  | 25   | 23  | 19   | 18   | 13    |

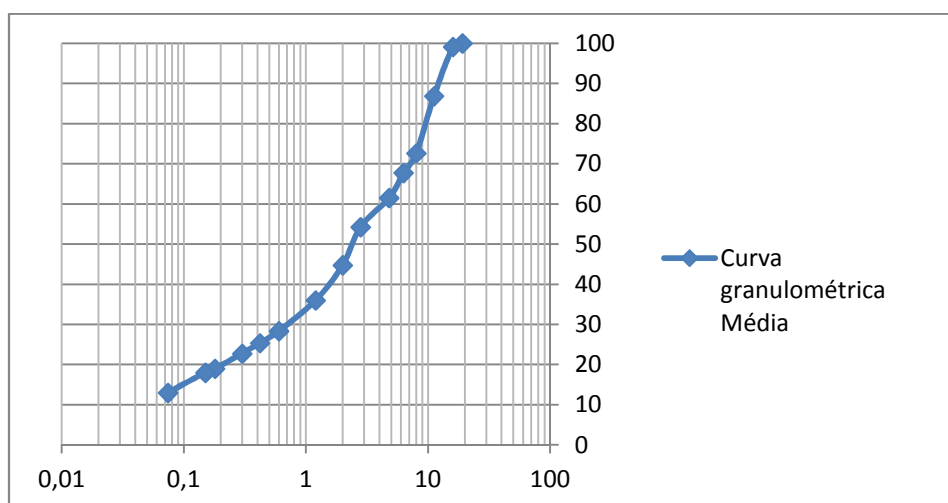


Figura 3.40: Curva Granulométrica Média do Concreto Asfáltico - Pista Experimental 1 - UHE Jirau.

O volume de vazios muito baixo em relação ao previsto (<2,5%) obtido na construção da pista experimental 1 com camadas de 20 cm de altura, motivou a construção de novo trecho com camadas de 25 cm, o que foi realizado com a experimental 2. Imaginou-se que aumentando a espessura da camada, a eficiência da compactação não seria tão grande.

- Pista Experimental 2: Construída com camadas de 25 cm de altura.

As Tabelas 3.13 e 3.14 apresentam respectivamente, os resultados do volume de vazios, densidade e a composição granulométrica das amostras da pista experimental 2 e o passante acumulado nas peneiras. A Figura 3.41 apresenta a curva granulométrica média obtida nos ensaios de granulometria realizados para os agregados do concreto asfáltico da pista experimental 2.

Os resultados da tabela 3.12 mostram que o teor de ligante médio obtido na pista experimental 2 foi o mesmo que o da pista experimental 1 e que os teores de ligante ficaram dentro da faixa de variação prevista em projeto.

Tabela 3.12: Teor de Ligante, Volume de Vazios, Densidade Aparente e Densidade Real - Concreto Asfáltico - Pista Experimental 2 (TECHDAM, 2012 - Modificado)

| Identificação              |                     | Teor de Betume<br>(6,8%±0,3)<br>(%) | Volume de Vazios<br>(<2,5%)<br>(%) | Densidade Aparente<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | Densidade Real<br>(g/cm <sup>3</sup> ) |
|----------------------------|---------------------|-------------------------------------|------------------------------------|--|--|
| Local de coleta da Amostra | Registro da Amostra |                                     |                                    |  |  |
| PISTA EXPERIMENTAL 2       | 07.244.12           | 6,7                                 | 0,4                                | 2,361                                      | 2,371                                  |
|                            | 07.245.12           | 6,8                                 | 0,5                                | 2,368                                      | 2,381                                  |
|                            | 07.246.12           | 6,7                                 | 1                                  | 2,361                                      | 2,386                                  |
|                            | 07.247.12           | 6,7                                 | 1,1                                | 2,363                                      | 2,389                                  |
|                            | 07.248.12           | 6,9                                 | 0,8                                | 2,361                                      | 2,379                                  |
|                            | 07.249.12           | 6,6                                 | 0,8                                | 2,365                                      | 2,385                                  |
|                            | 07.250.12           | 6,8                                 | 0,6                                | 2,366                                      | 2,381                                  |
|                            | 07.251.12           | 6,7                                 | 0,8                                | 2,368                                      | 2,388                                  |
| MÉDIA                      |                     | 6,7                                 | 0,8                                | 2,364                                      | 2,383                                  |

Tabela 3.13: Composição Granulométrica do Concreto Asfáltico - UHE Jirau - Pista Experimental 2 (TECHDAM, 2012 - Modificado)

| Identificação              |                     | Composição Granulométrica |     |      |    |     |     |     |    |     |     |      |     |      |      |       |
|----------------------------|---------------------|---------------------------|-----|------|----|-----|-----|-----|----|-----|-----|------|-----|------|------|-------|
| Local de coleta da Amostra | Registro da Amostra | % Passante Acumulada      |     |      |    |     |     |     |    |     |     |      |     |      |      |       |
|                            |                     | Peneiras (mm)             |     |      |    |     |     |     |    |     |     |      |     |      |      |       |
|                            |                     | 19,1                      | 16  | 11,2 | 8  | 6,3 | 4,8 | 2,8 | 2  | 1,2 | 0,6 | 0,42 | 0,3 | 0,18 | 0,15 | 0,074 |
| P. exper. 02               | 07.244.12           | 100                       | 100 | 89   | 73 | 67  | 61  | 53  | 45 | 36  | 29  | 26   | 23  | 19   | 18   | 13    |
| P. exper. 02               | 07.245.12           | 100                       | 100 | 91   | 75 | 69  | 62  | 54  | 46 | 37  | 30  | 26   | 24  | 20   | 18   | 14    |
| P. exper. 02               | 07.246.12           | 100                       | 100 | 89   | 73 | 66  | 61  | 55  | 45 | 36  | 27  | 25   | 23  | 19   | 18   | 13    |
| P. exper. 02               | 07.247.12           | 100                       | 93  | 83   | 67 | 61  | 56  | 51  | 42 | 33  | 27  | 24   | 22  | 19   | 17   | 12    |
| P. exper. 02               | 07.248.12           | 100                       | 100 | 89   | 74 | 68  | 62  | 56  | 46 | 38  | 30  | 26   | 24  | 20   | 18   | 14    |
| P. exper. 02               | 07.249.12           | 100                       | 100 | 88   | 69 | 63  | 58  | 52  | 43 | 34  | 27  | 24   | 22  | 18   | 17   | 11    |
| P. exper. 02               | 07.250.12           | 100                       | 99  | 88   | 74 | 66  | 61  | 55  | 44 | 37  | 31  | 27   | 24  | 19   | 18   | 13    |
| P. exper. 02               | 07.251.12           | 100                       | 99  | 88   | 73 | 66  | 61  | 54  | 46 | 37  | 29  | 26   | 24  | 20   | 18   | 13    |
| MÉDIA                      |                     | 100                       | 99  | 88   | 72 | 66  | 60  | 54  | 45 | 36  | 29  | 26   | 23  | 19   | 18   | 13    |

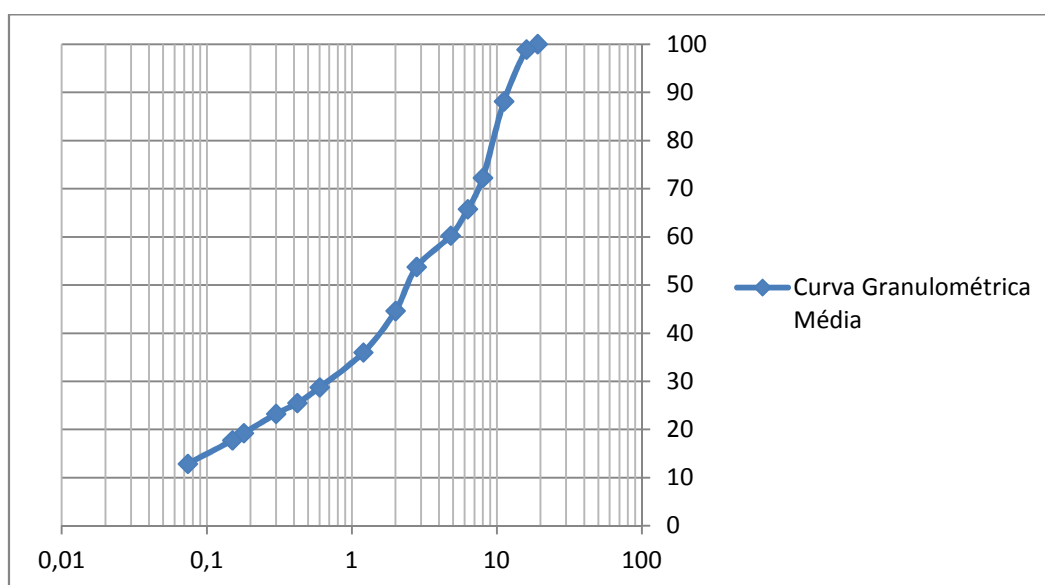


Figura 3.40: Curva Granulométrica Média do Concreto Asfáltico - Pista Experimental 2 - UHE Jirau

Observa-se que o volume de vazios médio obtido na pista experimental 2 ( $V_v = 0,8\%$ ) é o dobro do obtido para a pista experimental 1 ( $V_v = 0,4\%$ ). No entanto, segundo Höeg (1993), os concretos asfálticos com volume de vazios abaixo de 3% podem ser considerados impermeáveis. Dessa forma, o volume de vazios obtido na pista experimental 2 encontra-se ainda bem abaixo do limite preconizado pelo autor citado, e a construção com camadas de 25 cm foi julgada apropriada e adotada na construção da barragem principal da UHE Jirau.

#### d) Núcleo da Barragem Principal

Após a análise dos resultados obtidos nas pistas experimentais, foi adotado no projeto da barragem principal, camadas de 25 cm de concreto asfáltico e transição fina ambos lançados e compactados simultaneamente. O projeto do concreto asfáltico para

o núcleo da barragem principal foi concebido visando um teor de ligante (betume) de 6,8 % em peso e um volume de vazios menor que 3,0 %.

Os parâmetros volumétricos, bem como as densidades aparente e real foram obtidas a partir da dosagem Marshall. Os resultados dos ensaios de volume de vazios, densidade aparente, densidade real e granulometria do concreto asfáltico da barragem principal encontram-se nas tabelas seguintes, de forma agrupada pelo autor do presente trabalho de conclusão de curso.

As Tabelas 3.14 e 3.15 apresentam, respectivamente, os resultados de teor de ligante, volume de vazios, densidade aparente e densidade real das amostras da barragem principal e o passante acumulado nas peneiras. A Figura 3.41 apresenta a curva granulométrica média com a faixa de variação obtida nos ensaios de granulometria realizados para os agregados do concreto asfáltico do núcleo da barragem principal.

*Tabela 3.14: Teor de Ligante, Volume de Vazios, Densidade Aparente e Densidade Real - Concreto Asfáltico - Barragem Principal (TECHDAM, 2012 - Modificado)*

|                    | Caracterização da Massa Asfáltica          |  |  |  |
|--------------------|--|--|--|--|
|                    | Teor de Betume<br><b>(6,8%±0,3)</b><br>(%) | Volume de Vazios<br><b>(&lt;3,0%)</b><br>(%) | Densidade Aparente<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | Densidade Real<br>(g/cm <sup>3</sup> ) |
| Média              | <b>6,66</b>                                | <b>0,96</b>                                  | <b>2,35</b>                                | <b>2,38</b>                            |
| Número de amostras | 1.135                                      | 1.070  | 1.070                                      | 1.070                                  |
| Desvio Padrão      | 0,30                                       | 0,26   | 0,01                                       | 0,01                                   |
| Coef Variação (%)  | 4,54                                       | 27,30  | 0,35                                       | 0,37                                   |

Os dados da composição granulométrica representam a média final obtida ao término da construção da barragem. Os resultados apontam pequena variação entre as diferentes porções de agregado utilizados para compor o concreto asfáltico.

Tabela 3.15: Composição Granulométrica do Concreto Asfáltico do Núcleo - Barragem Principal (TECHDAM, 2012 - Modificado)

|                   | Composição Granulométrica |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |
|-------------------|---------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
|                   | % Passante Acumulada      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |
|                   | Peneiras (mm)             |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |       |
|                   | 19,1                      | 16   | 11,2 | 8    | 6,3  | 4,8  | 2,8  | 2    | 1,2  | 0,6  | 0,42 | 0,3  | 0,18 | 0,15 | 0,074 |
| MÉDIA             | 100                       | 100  | 85   | 69   | 63   | 55   | 46   | 40   | 34   | 27   | 24   | 21   | 18   | 16   | 12    |
| NÚMERO AMOSTRAS   | 1116                      | 1116 | 1116 | 1116 | 1116 | 1116 | 1116 | 1116 | 1116 | 1116 | 1116 | 1116 | 1116 | 1116 | 1116  |
| DESVIO PADRÃO     | 0                         | 0,5  | 2,9  | 3,2  | 3,3  | 4,2  | 5,3  | 4,1  | 2,9  | 2,3  | 2,2  | 2    | 1,7  | 1,6  | 1,2   |
| COEF VARIACÃO (%) | 0                         | 0,5  | 3,4  | 4,7  | 5,2  | 7,7  | 11,6 | 10,2 | 8,7  | 8,7  | 9,1  | 9,4  | 9,6  | 9,7  | 10    |

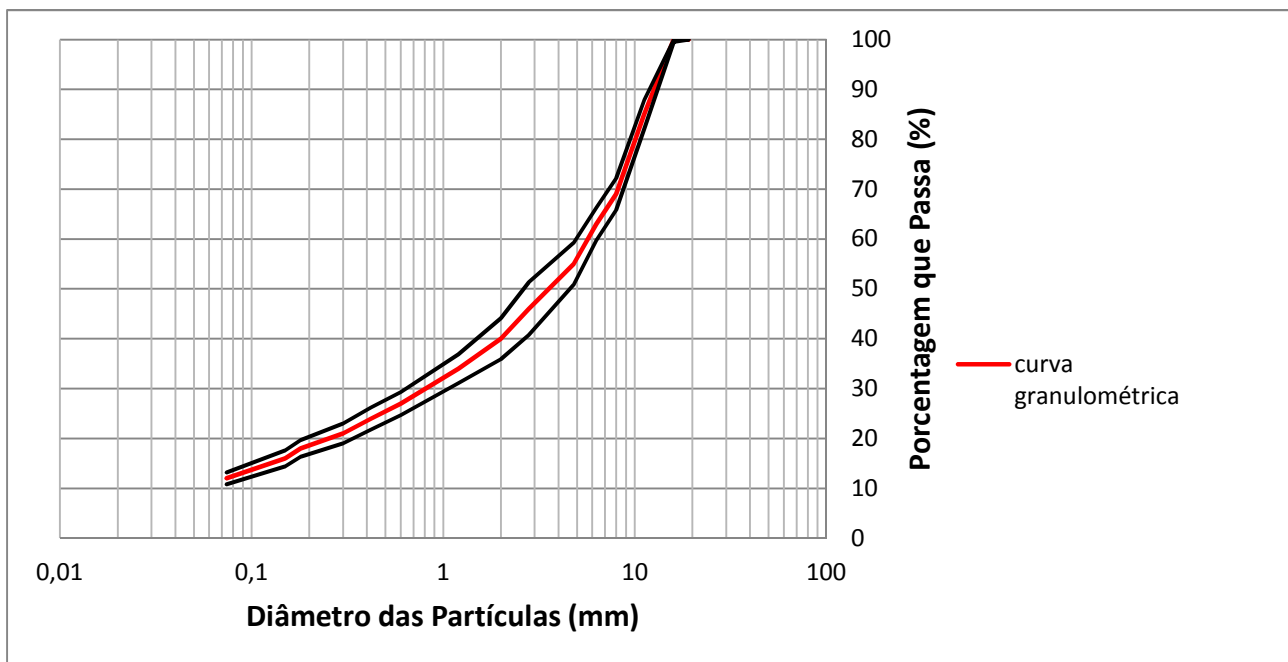


Figura 3.41: Curva Granulométrica Média do Concreto Asfáltico do Núcleo da Barragem Principal

A Figura 3.42 apresenta as curvas granulométricas médias das pistas experimentais e do núcleo da barragem principal. Nota-se que as curvas médias das duas pistas experimentais ficaram bem próximas entre si, porém as duas ficaram um pouco acima da curva média do núcleo da barragem principal.



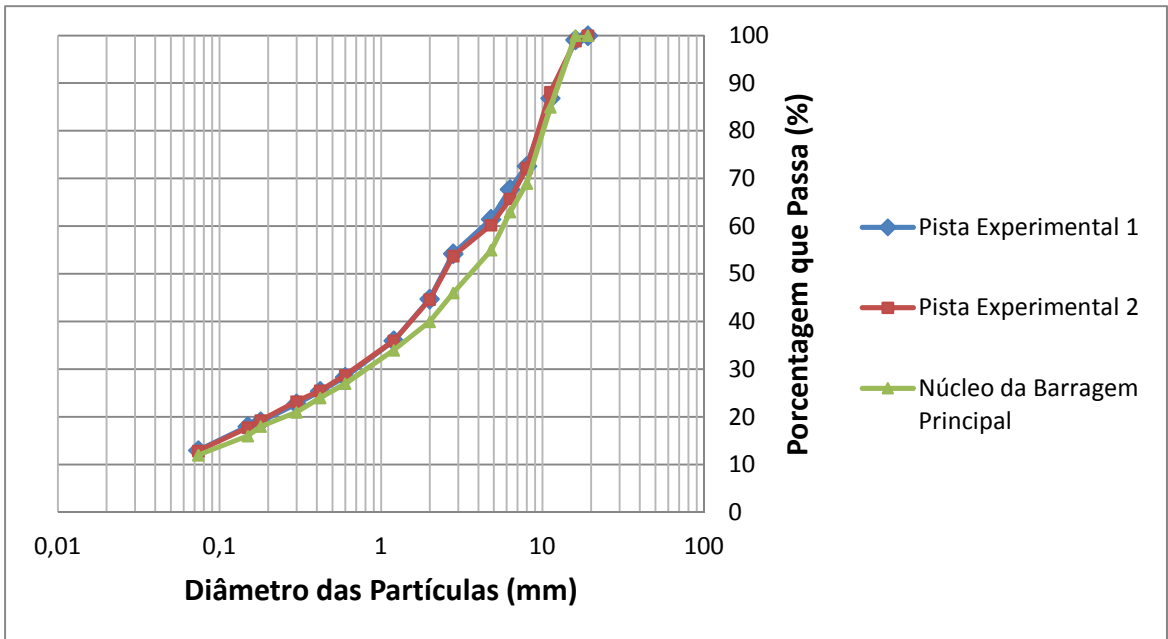


Figura 3.42: Curvas Granulométricas Médias das Pistas Experimentais e do Núcleo da Barragem Principal - UHE Jirau.

A Figura 3.43 apresenta a faixa de variação da curva granulométrica média acumulada da massa asfáltica utilizada no núcleo da barragem principal.

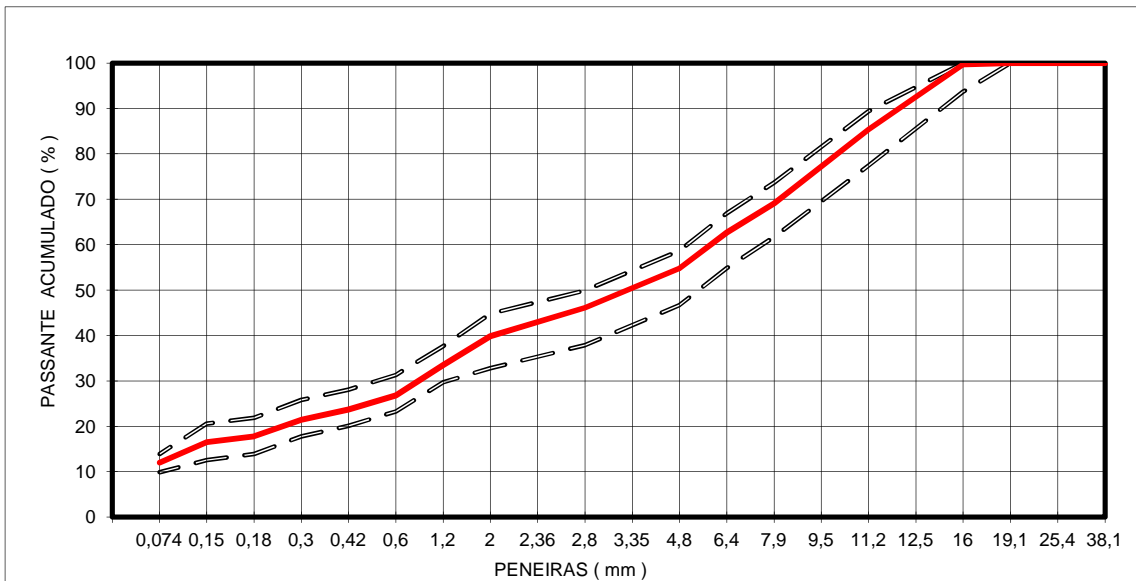


Figura 3.43: Faixa de variação da curva granulométrica média acumulada da massa asfáltica utilizada no núcleo da barragem principal - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

Além dos ensaios realizados no concreto asfáltico lançado no núcleo da barragem principal, foram extraídos testemunhos do mesmo para aferição do volume de vazios. Os testemunhos são os principais indicadores de qualidade do serviço executado. Para a extração dos testemunhos, era necessário aguardar o resfriamento

do núcleo. A extração era realizada após a execução de 25 a 30 camadas do núcleo asfáltico.

A Figura 3.44 apresenta o processo de extração dos testemunhos bem como dois exemplares extraídos. A Tabela 3.16 apresenta o resultado dos ensaios de determinação do volume de vazio dos testemunhos.



Figura 3.42: Extração de Testemunhos do Núcleo de Concreto Asfáltico - UHE Jirau (RAMALHO et al., 2013)

Tabela 3.16: Resultado dos ensaios de volume de Vazios dos Testemunhos (TECHDAM, 2012 - Modificado)

| Caracterização do Volume de Vazio dos testemunhos extraídos do Núcleo Asfáltico - (<math><3,0\%</math>) |             |
|---|-------------|
| Nº de Amostras  | 281         |
| Média (%)   | <b>1,09</b> |
| Desvio Padrão   | 0,44        |
| Coef. de Variação (%)   | 40,57       |

## **4 ANÁLISE EXPERIMENTAL E RESULTADOS OBTIDOS**

### **4.1 INTRODUÇÃO**

Foi visto na revisão bibliográfica que alguns estudos mostram melhor concordância entre os parâmetros volumétricos obtidos na dosagem de laboratório pelo método Marshall com os de campo, em relação a outros tipos de compactação. Porém, nos resultados das Pistas Experimentais 1 e 2 do núcleo asfáltico da UHE Jirau, pode-se perceber que o volume de vazios de campo em geral ficou bem abaixo do valor máximo admissível.

Assim, pensando em um forma de contribuir para o entendimento do comportamento das misturas asfálticas utilizadas em núcleos de barragem, para uso em outras obras brasileiras, foi elaborado um pequeno programa experimental para reproduzir em laboratório a mistura asfáltica empregada na UHE Jirau. Entretanto, quando se fez o contato com a obra não foi possível obter os agregados e o fíler utilizados diretamente. Mas, mesmo assim, a ideia de produzir corpos de prova similares aos usados na obra, usando dois tipos de energia de compactação foi concretizada, permitindo verificar a influência do método de compactação (por impacto ou por amassamento) nas propriedades volumétricas e mecânicas do concreto asfáltico.

Para a análise dessa influência, foram realizadas uma moldagem Marshall e uma Superpave, ambas com o mesmo teor de ligante seguindo a mesma curva granulométrica do projeto. Este capítulo apresenta os procedimentos e métodos empregados e resultados obtidos em cada tipo de moldagem.

Foram realizados ainda ensaios mecânicos de resistência à tração por compressão diametral (RT) e de módulo de resiliência (MR), que são comumente utilizados na caracterização de misturas asfálticas para pavimentação. Os procedimentos e resultados dos ensaios mecânicos também serão apresentados neste capítulo.

### **4.2 MATERIAIS UTILIZADOS NAS DOSAGENS**

#### **4.2.2 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)**

O CAP utilizado na mistura foi o 85-100, sendo o mesmo tipo de ligante empregado na UHE Jirau. As características do CAP 85-100 encontram-se descritas no capítulo 3 item 3.5.5.1, Tabela 3.3. O CAP foi obtido da distribuidora BETUNEL.

#### 4.2.1 Agregados

Devido à impossibilidade de obtenção dos agregados utilizados na produção do concreto asfáltico da UHE Jirau, foi utilizado agregado oriundo de rocha granítica do Estado do Rio de Janeiro, com diâmetro máximo de 16 mm.

Para a composição do fíler (material em que, pelo menos, 65% das partículas é menor que 0,075 mm, e 100% é menor que 0,42 mm), foi empregado o mesmo critério utilizada na UHE Jirau, com o mesmo sendo composto de 50% de finos de agregado (pó de pedra) e 50% de calcário.

#### 4.3 CURVA GRANULOMÉTRICA

Para as duas moldagens, utilizou-se como base a curva granulométrica média do concreto asfáltico da UHE Jirau que estipula um diâmetro máximo de 16 mm para o agregado. Para compor a curva, o material oriundo de rocha britada foi peneirado e cada uma das porções retidas nas peneira especificadas foi separada. Com exceção da brita 11,2 mm, todo o material foi peneirado mecanicamente. A curva granulométrica utilizada foi a curva média obtida no controle tecnológico da UHE Jirau (Tabela 3.15 e Figura 3.41).

A Tabela 4.1 apresenta as peneiras utilizadas no processo de peneiramento do material. A Figura 4.1 mostra parte do material peneirado e a montagem das peneiras para o processo de peneiramento mecânico.

*Tabela 4.1: Peneiras utilizadas*

| <b>Nº PENEIRA</b> | <b>DIÂMETRO (mm)</b> |
|-------------------|----------------------|
| 5/8"              | 16                   |
| 7/16"             | 11,2                 |
| 5/16"             | 8                    |
| 1/4"              | 6,3                  |
| 4                 | 4,8                  |
| 7                 | 2,83                 |
| 10                | 2                    |
| 16                | 1,2                  |
| 30                | 0,6                  |
| 40                | 0,42                 |
| 50                | 0,3                  |
| 80                | 0,18                 |
| 100               | 0,15                 |
| 200               | 0,074                |



*Figura 4.1: Material a ser peneirado e montagem das peneiras.*

Devido à falta de peneira com diâmetro 11,2 mm das dimensões do peneirador mecânico usado, essa porção do material foi peneirada manualmente utilizando-se peneiras circulares 5/8" e 7/16" (Figura 4.2).



*Figura 4.2: Peneiras circulares utilizadas para peneirar a porção de 11,2 mm*

O calcário para compor o fíler foi peneirado mecanicamente em separado, utilizando-se as peneiras 40, 50, 80, 100 e 200. A Figura 4.3 apresenta o calcário e o arranjo das peneiras para esse material.



Figura 4.3: Calcário usado para compor o filer e arranjo de peneiras

Ao final do peneiramento do material, as diferentes porções foram separadas e pesadas (Figura 4.4) para compor a mistura seguindo-se a curva granulométrica reproduziada na Figura 4.5. A Tabela 4.2 apresenta o percentual passante em cada uma das peneiras utilizado nas moldagens. Os valores da Tabela 4.2 foram utilizados na determinação do peso de material de cada peneira necessário para compor cada corpo de prova do concreto asfáltico. A curva granulométrica adotada obedece a curva de Füller já mencionada no capítulo 2.

Tabela 4.2: Composição Granulométrica - % Passante Acumulado

| Composição Granulométrica |     |      |    |     |     |     |    |     |     |      |     |      |      |       |
|---------------------------|-----|------|----|-----|-----|-----|----|-----|-----|------|-----|------|------|-------|
| % Passante Acumulada      |     |      |    |     |     |     |    |     |     |      |     |      |      |       |
| Peneiras (mm)             |     |      |    |     |     |     |    |     |     |      |     |      |      |       |
| 19,1                      | 16  | 11,2 | 8  | 6,3 | 4,8 | 2,8 | 2  | 1,2 | 0,6 | 0,42 | 0,3 | 0,18 | 0,15 | 0,074 |
| 100                       | 100 | 85   | 69 | 63  | 55  | 46  | 40 | 34  | 27  | 24   | 21  | 18   | 16   | 12    |



Figura 4.4: Pesagem do material peneirado para compor um corpo de prova da mistura asfáltica.

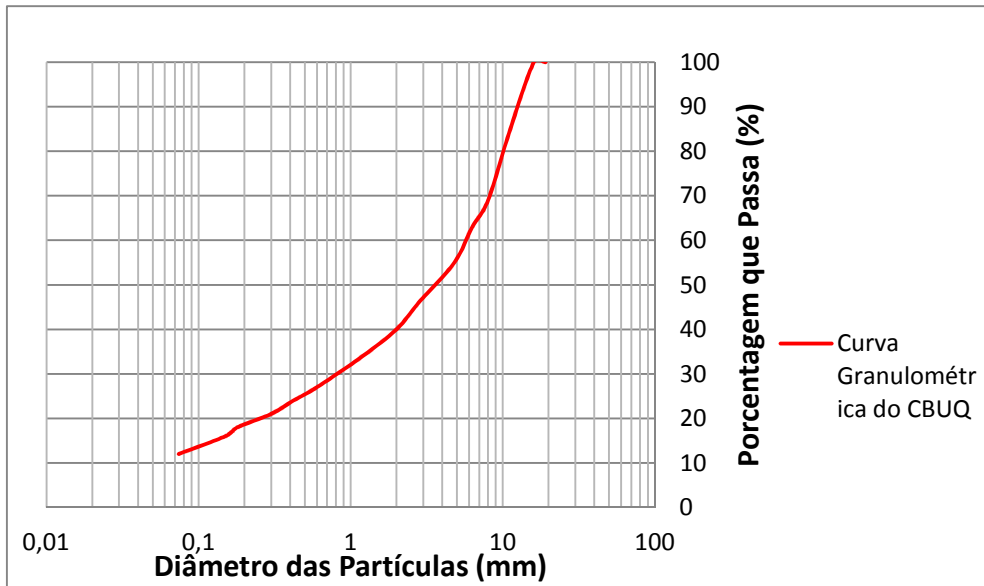


Figura 4.5: Curva Granulométrica para Compôr o Concreto Asfáltico Utilizado Neste Experimento.

A Figura 4.6 apresenta as britas mais graúdas utilizadas na mistura e a Figura 4.7 apresenta a porção fina usada para compôr o fíler (fino de agregado e calcário).

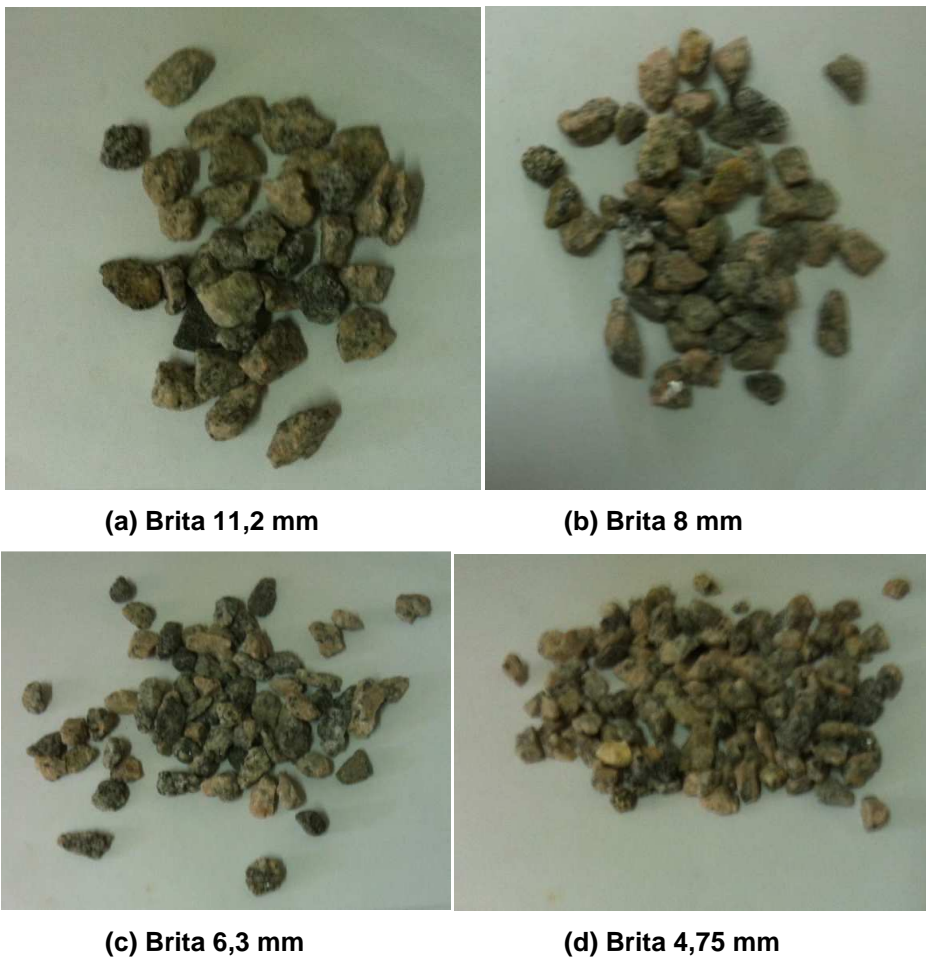
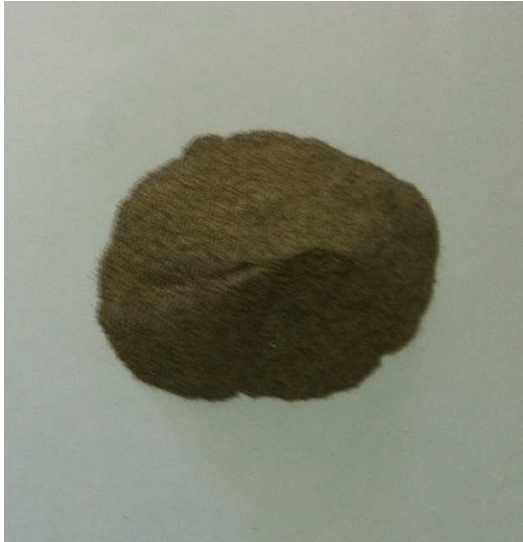


Figura 4.6: Agregado graúdo utilizado no concreto asfáltico.

O fíler constituí uma parcela importante da mistura, visto que auxilia o aumento da viscosidade do ligante e melhora a trabalhabilidade da mistura. No entanto quando o fíler for excessivo o efeito é oposto. Na UHE Jirau optou-se por compor o fíler com 50% de finos de agregado e 50% de calcário.



**(a) Fino de agregado - N° 100 (0,15 mm)**



**(b) Fino de calcário - N° 100 (0,15 mm)**



**(c) Fino de agregado - N° 200 (0,074 mm)**



**(d) Fino de calcário - N° 200 (0,074 mm)**

*Figura 4.7: Parte dos finos de agregado e calcário usado para compor o fíler da mistura deste experimento.*



#### **4.4 MOLDAGEM DO CONCRETO ASFÁLTICO**

Após os trabalhos de peneiramento, separação e pesagem dos materiais, foi separada a quantidade de agregados de cada porção necessária para a moldagem de 7 corpos de prova no método Marshal e 7 corpos de prova no método Superpave. Na moldagem Superpave um dos corpos de prova foi utilizado para calibrar o número de giros a ser empregado como será abordado mais a frente.

Além da quantidade de agregado e ligante necessária para as duas moldagens, foi prevista ainda 2000 g da mistura para ser utilizada na determinação da massa específica máxima medida (Gmm) através do ensaio Rice. Os procedimentos adotados neste ensaios serão abordados mais a frente.

##### **4.4.1 Moldagem Marshall**

Para a moldagem Marshall foi separado quantidade de material suficiente para a moldagem de 7 corpos de prova com aproximadamente 1200 g, 6,5 cm de altura e 10 cm de largura. Os corpos de prova foram moldados com teor de CAP de 6,7 % em peso da mistura, que representa o teor médio obtido na obra da UHE Jirau. Foi acrescido material suficiente para realização do ensaio Rice que utilizou aproximadamente 2000 g da mistura total.

##### **4.4.1.1 Procedimentos de Mistura da Massa Asfáltica**

Depois de pesado em cada uma das porcentagens especificadas na Tabela 4.3, o agregado foi aquecido em estufa por um período de 24 h a uma temperatura em torno de 110° C e, nas 2 h que precedem o ensaio, a temperatura foi elevada a 160° C, antes de ser misturado com o CAP que foi aquecido em estufa à temperatura de 155° C. Os moldes também foram deixados em estufa à 150° C. As temperaturas adotadas para os agregados e para o ligante foram as mesmas empregadas por Ramos (2009).

Após os agregados atingirem a temperatura ideal, os mesmos foram colocados no misturador mecânico (Figura 4.8) e antes da colocação do CAP no misturador, foi aplicado dois giros do equipamento para homogeneização da mistura de agregados. O equipamento possui velocidade de giro de 20 rpm. Em seguida o CAP foi adicionado seguindo-se a quantidade referente ao teor de 6,7 % em peso, e o misturador foi novamente ligado por mais dois minutos. Durante o processo de mistura a temperatura foi mantida em torno de 150°C (Figura 4.9).

A Tabela 4.4 apresenta os pesos totais dos agregados e do CAP da mistura já incluindo os pesos referentes ao ensaio Rice.

*Tabela 4.3: Peso dos agregados por peneira para moldagem Marshall.*

| DOSAGEM MARSHALL - 7 CORPOS DE PROVA |                  |                    |                 |                  |                |                |              |                |                |                 |                |                 |                  |                   |                       |  |
|--------------------------------------|------------------|--------------------|-----------------|------------------|----------------|----------------|--------------|----------------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|------------------|-------------------|-----------------------|--|
| Peneiras                             | 5/16"<br>(16 mm) | 7/16"<br>(11,2 mm) | 5/16"<br>(8 mm) | 1/4"<br>(6,3 mm) | 4<br>(4,75 mm) | 7<br>(2,83 mm) | 10<br>(2 mm) | 16<br>(1,2 mm) | 30<br>(0,6 mm) | 40<br>(0,42 mm) | 50<br>(0,3 mm) | 80<br>(0,18 mm) | 100<br>(0,15 mm) | 200<br>(0,075 mm) | Fundo (<<br>0,075 mm) |  |
| % Passa. Acumul.                     | 100              | 85                 | 69              | 63               | 55             | 46             | 40           | 34             | 27             | 24              | 21             | 18              | 16               | 12                | 0                     |  |
| Peso de Agregado (g)                 | 0,00             | 1175,58            | 1253,95         | 470,23           | 626,98         | 705,35         | 470,23       | 470,23         | 548,60         | 235,12          | 117,56         | 117,56          | 78,37            | 156,74            | 470,23                |  |
| Peso de Calcário (g)                 | 0,00             | 0,00               | 0,00            | 0,00             | 0,00           | 0,00           | 0,00         | 0,00           | 0,00           | 0,00            | 117,56         | 117,56          | 78,37            | 156,74            | 470,23                |  |

*Tabela 4.4: Pesos totais dos agregados e do CAP (Cps e Rice)*

| CPs + RICE                     |                 |
|--------------------------------|-----------------|
| Peso Total da Mistura (g) =    | <b>10400,00</b> |
| Peso Total do CAP (g) =        | <b>696,80</b>   |
| Peso Total dos Agregados (g) = | <b>9703,20</b>  |



(a)



(b)

*Figura 4.8: a) Misturador mecânico; b) colocação dos agregados já aquecidos no misturador.*



(a)



(b)

Figura 4.9: a) Pesagem do CAP; b) Colocação do CAP no misturador.

Ao final do processo de mistura, a massa asfáltica foi retirada do misturador e separada em sete recipientes contendo cada um o peso referente a um corpo de prova, ou seja, aproximadamente 1200 g (Figura 4.11). Imediatamente após a pesagem dos recipientes, iniciou-se o processo de compactação dos corpos de prova, colocando-se a quantidade de massa asfáltica referente a um corpo de prova no interior do molde cilíndrico metálico previamente aquecido a 150°C (Figura 4.12).



(a)



(b)

Figura 4.11: a) Retirada da massa asfáltica do misturador; b) Pesagem das amostras para moldagem.



*Figura 4.12: Colocação da mistura dentro do molde metálico.*

#### **4.4.1.2 Procedimentos de Compactação dos Corpos de Prova**

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 compactador Marshall mecânico (Figura 4.13). A diminuição do número de golpes visa simular a energia aplicada na compactação do núcleo de barragens (rolo de 7 a 10 kN). Este procedimento foi o mesmo adotado no controle tecnológico da UHE Jirau e por Guimarães (2012).

Enquanto um corpo de prova era compactado, os recipientes com as quantidades referentes aos demais corpos de prova eram mantidos em estufa à temperatura de 150°C juntamente com os cilindros metálicos utilizados na moldagem (Figura 4.14).

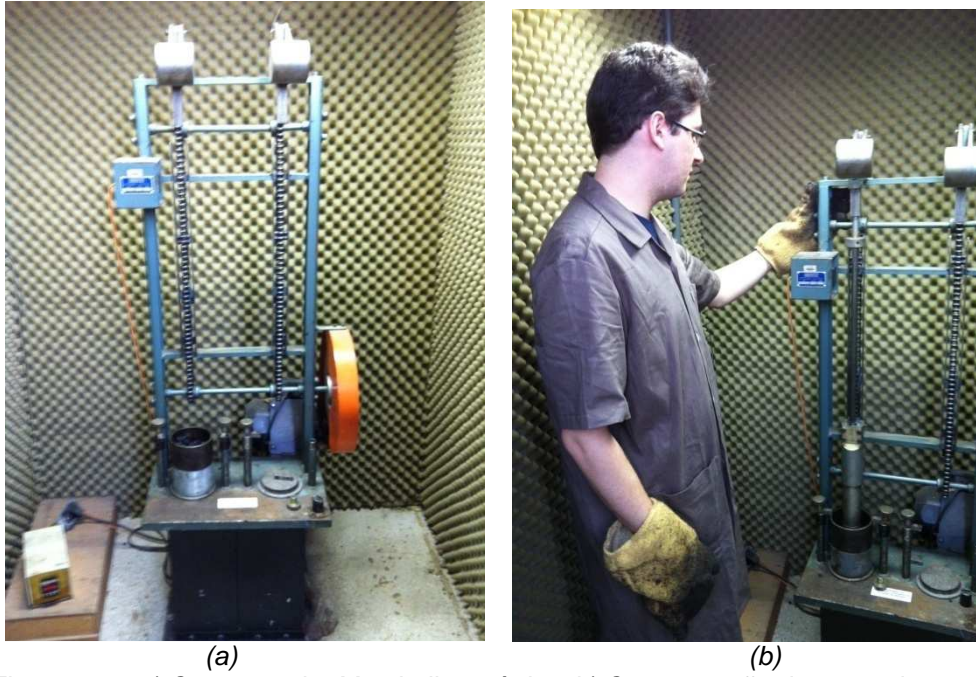


Figura 4.13: a) Compactador Marshall mecânico; b) Compactação do corpo de prova.



Figura 4.14: Amostras e moldes metálicos em espera em temperatura controlada na estufa.

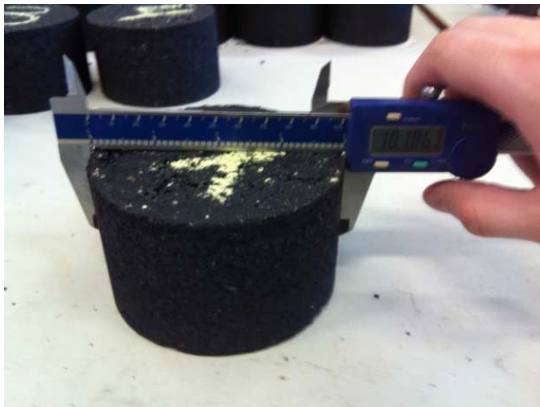
Após a compactação, os corpos de prova dentro dos molde foram colocados à temperatura ambiente até o resfriamento e, em seguida, retirados dos moldes e determinadas às alturas e diâmetros (Figura 4.15).



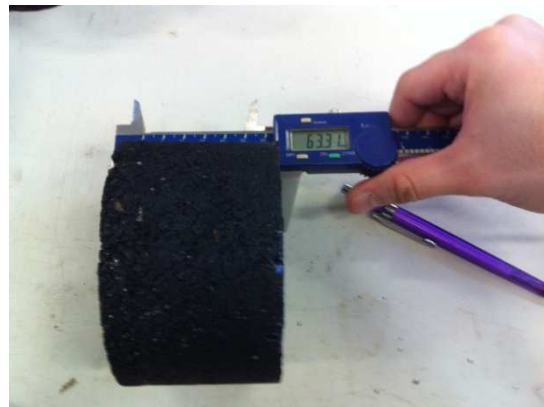
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.15: a) Retirada dos corpos de prova dos moldes; b) Corpos de prova dosagem Marshall; c) Determinação do diâmetro, d) Determinação da altura.

Em seguida, determinou-se a massa seca ( $M_s$ ) e a massa submersa ( $M_{sb}$ ) (Figura 4.16), 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 ( $G_{mb}$ ) é dada pela seguinte expressão:

$$G_{mb} = \frac{M_s}{M_s - M_{sb}} \quad (4.1)$$

Para efeito de comparação, a  $G_{mb}$  também foi calculada de acordo com a ASTM D 1188 ou D 2726. De acordo com esta norma a massa específica aparente de uma mistura asfáltica compactada ( $G_{mb}$ ) é numericamente igual à razão entre a massa seca ( $M_s$ ), a uma temperatura prefixada, e a massa de um volume igual de água destilada livre de gás a mesma temperatura, sendo dada por:

$$Gmb = \frac{Ms}{M_{sss} - M_{sub}} \quad (4.2)$$

onde:

$M_{sss}$ : massa de corpo de prova compactado na condição de superfície saturada seca, g, que corresponde ao corpo de prova com os poros superficiais saturados, sendo eliminado o excesso de água (Figura 4.17).



Figura 4.16: Determinação da massa submersa para cálculo da  $Gmb$ .



(a) Após retirada da imersão em água



(b) Remoção da água na superfície do corpo-de-prova com toalha absorvente

Figura 4.17: Procedimento adotado para medir-se a massa do corpo de prova na condição que corresponde ao corpo de prova com os poros superficiais saturados (Bernucci et al., 2008).

Para o cálculo do volume de vazios dos corpos de provas, é necessário determinar a massa específica máxima ( $Gmm$ ). Nessa dosagem, foi utilizado o método

Rice para a determinação da Gmm denominada também como densidade máxima teórica (DMT). O método Rice será detalhado no item seguinte.

#### **4.4.1.3 Determinação da Massa Específica Máxima (Gmm) pelo Método Rice**

O Rice consiste em um método utilizando vácuo que determina diretamente a massa específica da mistura de agregados e ligante, já levando em conta a quantidade de ligante que é absorvida pelo agregado e a diferença entre as viscosidades da água e do betume.

A obtenção da Gmm em laboratório pode seguir o método ABNT NBR 15619, os métodos norte-americanos ASTM D 2041 (2000), AASHTO T 209 (1999) ou o método europeu EN 12697-5 (BERNUCCI et al, 2008).

O equipamento utilizado no método Rice é composto pelos seguintes elementos:

- Kitasato, com capacidade de pelo menos 4000 mL, que será utilizado para depositar a amostra, a qual terá o ar retirado através da aplicação do vácuo;
- Bomba de Vácuo, aparelho que permite alcançar altos níveis de vácuo (30 mmHg) e tempos de evacuação mais breves, facilitando o experimento com a redução do tempo de retirada do ar contido na amostra;
- Manômetro, instrumento utilizado para mostrar a pressão residual aplicada pela bomba de vácuo e isolar interferências resultantes da variação da pressão barométrica;
- Mesa agitadora, aparelho com regulagem de frequência utilizado para balançar o Kitasato em movimento orbital, facilitando a retirada do ar contido na amostra;
- Balança de precisão, com capacidade de pesagem de 5 quilogramas e sensibilidade 0,1 grama;

Para a realização do ensaio pesou-se, inicialmente, 2.000 g da mistura (para tamanho máximo nominal de até 16,0 mm) em um recipiente de massa conhecida. Em seguida com a amostra já resfriada a temperatura ambiente, os grumos formados no material foram separados manualmente (Figura 4.17). Esta operação é de extrema importância para a precisão do resultado e tem como objetivo impedir a formação de grumos que possam aprisionar bolhas de ar no seu interior.





Figura 4.17: a) Pesagem da amostra; b) Separação dos grumos para p ensaio Rice.

Em seguida colocou-se a amostra na temperatura ambiente no Kitasato vazio e tarado, cuidando para não segregar os agregados no fundo. O conjunto deve ser pesado para conferência da massa **A**. Após a colocação da amostra foi adicionada água destilada à temperatura de 25° C suficiente para cobrir completamente a amostra. A água deve ser colocada com baixa altura de queda e com o recipiente inclinado, para não provocar a formação excessiva de bolhas de ar no interior do Kitasato. É então aplicada uma pressão de vácuo residual no recipiente de 30mmHg (aplicação de 730mmHg), por um período de 15 minutos, a fim de expulsar o ar existente entre os agregados recobertos pelo filme de ligante, conforme pode ser observado na Figura 4.18. Durante a aplicação de vácuo o kitasato é agitado pela mesa agitadora com o objetivo de facilitar a saída de ar. Após o período de vácuo, é restabelecida a pressão ambiente no recipiente.

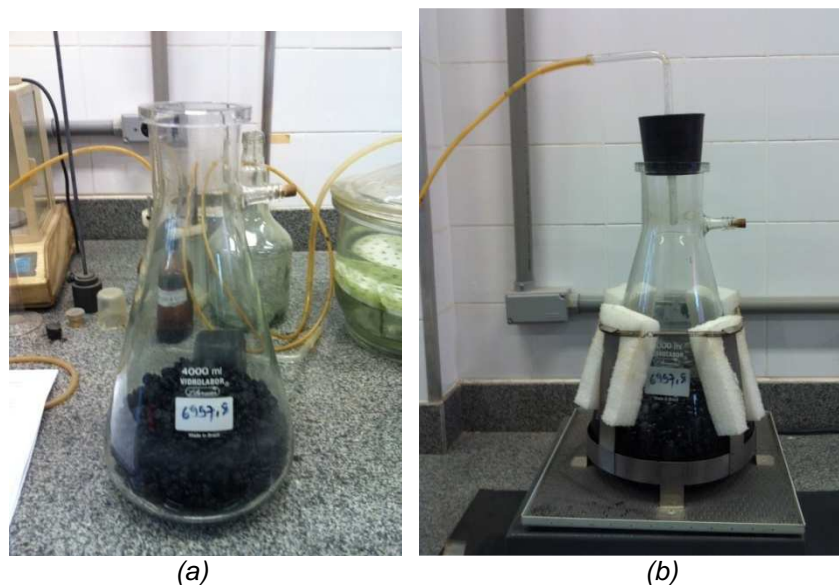


Figura 4.18: a) Colocação da amostra no Kitasato; b) Aplicação de vácuo com amostra submersa.

Completa-se então com água o volume do recipiente, tendo o cuidado de não permitir que bolhas fiquem retidas no interior. Em seguida o recipiente é pesado obtendo-se a massa **C** (Figura 4.19).



Figura 4.19: Pesagem do recipiente cheio com água.

O cálculo da massa específica máxima é realizado segundo a equação 4.1.

$$Gmm = \frac{A}{A + B - C} \times 0,9971 \quad (4.1)$$

onde:

A = massa da amostra seca em ar, g;

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

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

0,9971 = densidade da água à temperatura ambiente (25 graus Celsius).

As massas A, B e C medidas para a dosagem realizada neste trabalho estão apresentadas na Tabela 4.5, assim como o valor calculado da Gmm.

Tabela 4.5: Valores das massas medidos e resultado do ensaio Rice

| Resultado do Rice                                    |                         |
|--|-------------------------|
| Peso da Amostra Seca ao Ar (A)                       | 2000,5 g                |
| Massa do Recipiente com Volume Completo com Água (B) | 6957,8 g                |
| Massa do Recipiente + Amostra Submersa em Água (C)   | 8129,3 g                |
| Gmm  | 2,406 g/cm <sup>3</sup> |

O valor obtido para a Gmm é superior ao obtido durante o controle tecnológico realizado na UHE Jirau. Essa diferença é esperada visto que o agregado utilizado neste trabalho não é o mesmo utilizado na referida obra.

#### 4.4.2 Moldagem Superpave

Para a moldagem Superpave foi separado material suficiente para a moldagem de 7 corpos de prova de 1200 g. O teor de ligante e a curva granulométrica dos agregados empregados para essa dosagem foram os mesmos utilizados para a moldagem Marshall.

##### 4.4.2.1 Procedimentos de Mistura da Massa Asfáltica

Para o preparo da mistura asfáltica foram utilizados os mesmos procedimentos e equipamentos do método Marshall descritos no item 4.4.1.2.

Após os procedimentos de mistura a massa asfáltica foi separada em 7 recipientes contendo aproximadamente 1200 g (peso referente a um corpo de prova) mantidos em estufa à temperatura controlada.

##### 4.4.2.2 Procedimentos de Compactação dos Corpos de Prova

Os procedimentos utilizados na moldagem dos corpos de prova seguiram as recomendações da NBR 15897 (ABNT, 2010). O equipamento usado foi o Compactador Giratório Superpave (CGS), utilizando um molde de 10 cm de diâmetro para compactar os corpos de prova (Figura 4.20). O molde foi pré-aquecido em estufa à temperatura de 150°C.



Figura 4.20: a) Compactador Giratório Superpave (CGS); b) Molde metálico de 10 cm de diâmetro.

Para a compactação dos corpos de prova a massa asfáltica era colocada dentro do molde metálico e em seguida o mesmo era inserido dentro do equipamento CGS (Figura 4.21). O equipamento CGS utilizado possui as seguintes características:

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



(a)



(b)



(c)



(d)

*Figura 4.21: a) Massa asfáltica para um corpo de prova e molde metálico; b) Colocação do papel filtro dentro do molde; c) Colocação da amostra dentro do molde; d) Colocação do molde no equipamento giratório.*

Enquanto um corpo de prova era compactado, os recipientes com as quantidades referentes aos demais corpos de prova eram mantidos em estufa à temperatura de 150°C.

O primeiro corpo de prova foi utilizado para calibrar o número de giros necessários para compactar os corpos de prova. Foi utilizado um programa de computador para acompanhar a compactação. O programa permitia a visualização da curva de número de giros versus altura do corpo de prova bem como o aumento da densidade do corpo de prova (Figura 4.22). Na compactação do primeiro corpo de prova, procurou-se chegar a um número de giros que levasse a uma densidade igual a 98% da densidade máxima (Gmm) obtida pelo método Rice (ver item 4.4.1.4), ou seja a um volume de vazios igual a 2%. O primeiro corpo de prova foi compactado com um alto número de giros (229 no total) a fim de se verificar o comportamento da curva de compactação.

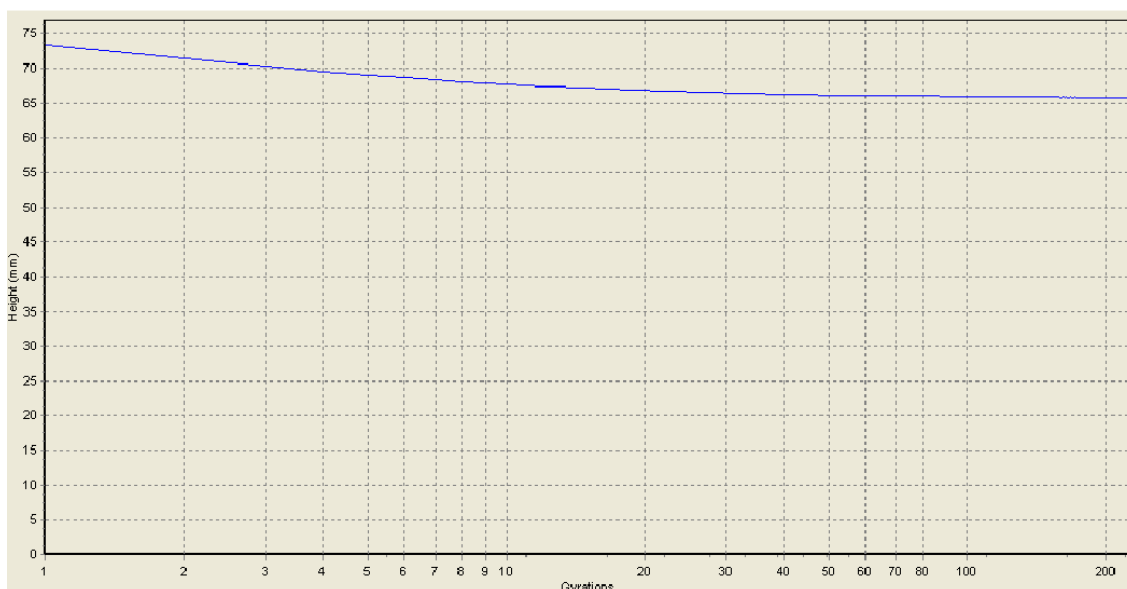


Figura 4.22: Curva número de giros versus altura do corpo de prova (mm) - CP 1 Giratório.

Observou-se que a partir de 30 giros, a curva número de giros versus altura do corpo de prova iniciava um comportamento assintótico e a densidade do corpo de prova passou a aumentar muito lentamente. Com base nessa análise, optou-se por compactar os demais corpos de prova com 33 giros. A Figura 4.23 apresenta a curva de compactação gerada pelo programa para o segundo corpo de prova a ser compactado.

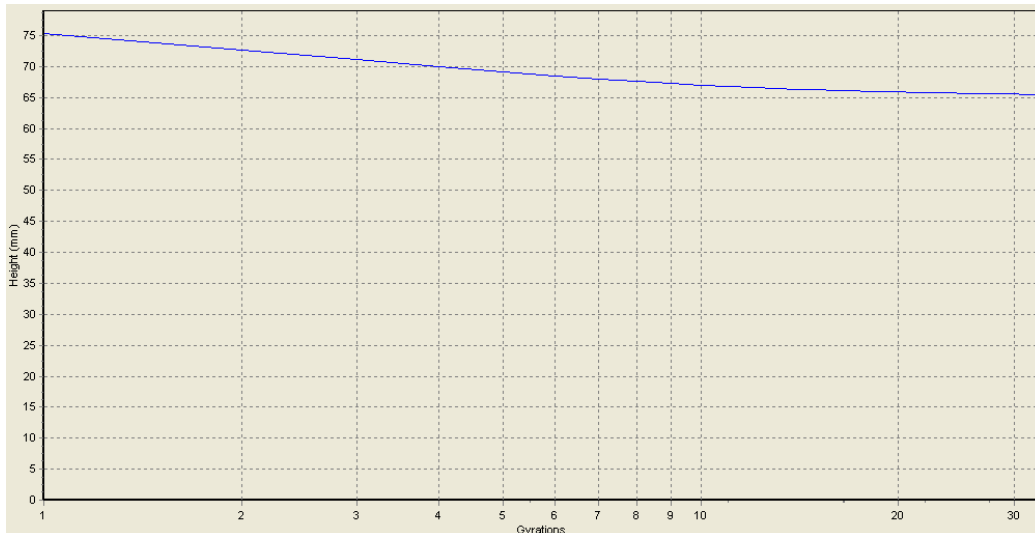


Figura 4.23: Curva número de giros versus altura do corpo de prova (mm) - CP 2 Giratório.

Após os 30 giros cada corpo de prova foi retirado do molde utilizando-se o próprio equipamento CGS e colocado à temperatura ambiente até o resfriamento (Figura 4.24) e, em seguida, foram determinadas as alturas e diâmetros, da mesma forma que para os corpos de prova Marshall. 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) e da ASTM D 1188 ou D 2726 para o cálculo da massa específica aparente ( $G_{mb}$ ) de cada corpo de prova exatamente como feito para a dosagem Marshall.



Figura 4.24: a) Retirada do corpo de prova do molde; b) Corpos de prova resfriando à temperatura ambiente.

Para o cálculo do volume de vazios dos corpos de provas, foi utilizada a mesma massa específica máxima ( $G_{mm}$ ) calculada na moldagem Marshall pelo método Rice (ver item 4.4.1.4).

#### 4.4.3 Resultados dos Parâmetros Volumétricos das Moldagem Marshall e Superpave

Nos itens seguintes serão expostos os resultados dos parâmetros volumétricos encontrados para as moldagens Marshall e Superpave. Os resultados foram divididos de acordo com a metodologia utilizada para o cálculo da densidade aparente. Como já comentado anteriormente, para o cálculo da densidade aparente foram utilizadas as metodologias indicadas pela norma NBR 8352 (ABNT, 1984) e pela ASTM D 1188, resultando assim em valores diferentes para os parâmetros volumétricos.

Para a dosagem Superpave, o primeiro corpo de prova não foi considerado no cálculo dos parâmetros volumétricos pois o mesmo foi compactado com um número diferente de giros.

##### a) Resultados dos Parâmetros Volumétricos – Cálculo da Gmb Segundo a NBR 8352 (ABNT, 1984)

Nas Tabelas 4.6 e 4.7 encontram-se os valores calculados para a densidade aparente (Gmm) e volume de vazios. O cálculo da Gmm foi realizado pelo método Rice (ver item 4.4.1.4).

Tabela 4.6: Resultados dos parâmetros volumétricos - Marshall - Cálculo da Gmb de acordo com a NBR 8352/94

| MARSHALL (IMPACTO)                 |                     |                  |               |                 |   |   |                      |
|------------------------------------|---------------------|------------------|---------------|-----------------|---|---|----------------------|
| CP                                 | Teor de Ligante (%) | Número de Golpes | Peso Seco (g) | Peso Imerso (g) | Densidade Aparente (Gmb) (g/cm <sup>3</sup> ) | Densidade Real (Gmm) (g/cm <sup>3</sup> ) | Volume de Vazios (%) |
| 1                                  | 6,7                 | 30               | 1195,9        | 695,1           | 2,388   | 2,406                                     | 0,75                 |
| 2                                  | 6,7                 | 30               | 1192,8        | 692,5           | 2,384   | 2,406                                     | 0,91                 |
| 3                                  | 6,7                 | 30               | 1195,7        | 695,4           | 2,390   | 2,406                                     | 0,67                 |
| 4                                  | 6,7                 | 30               | 1195,3        | 692,4           | 2,377   | 2,406                                     | 1,21                 |
| 5                                  | 6,7                 | 30               | 1194,2        | 693,2           | 2,384   | 2,406                                     | 0,93                 |
| 6                                  | 6,7                 | 30               | 1194,9        | 693,7           | 2,384   | 2,406                                     | 0,91                 |
| 7                                  | 6,7                 | 30               | 1194,9        | 693,4           | 2,383   | 2,406                                     | 0,97                 |
| <b>MÉDIA</b>                       |                     |                  | 1194,8        | 693,7           | 2,384   | 2,406                                     | 0,91                 |
| <b>VARIÂNCIA</b>                   |                     |                  | 0,95          | 1,19            | 0,00001                                       | 0   | 0,03                 |
| <b>DESVIO PADRÃO</b>               |                     |                  | 0,97          | 1,09            | 0,004   | 0   | 0,16                 |
| <b>COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)</b> |                     |                  | 0,08          | 0,16            | 0,162   | 0   | 17,74                |

Tabela 4.7: Resultados dos parâmetros volumétricos - Superpave - Cálculo da Gmb de acordo com a NBR 8352/94

| SUPERPAVE (GIRATÓRIO)              |                     |                 |               |                 |   |   |                      |
|------------------------------------|---------------------|-----------------|---------------|-----------------|---|---|----------------------|
| CP                                 | Teor de Ligante (%) | Número de Giros | Peso Seco (g) | Peso Imerso (g) | Densidade Aparente (Gmb) (g/cm <sup>3</sup> ) | Densidade Real (Gmm) (g/cm <sup>3</sup> ) | Volume de Vazios (%) |
| 2                                  | 6,7                 | 33              | 1200,0        | 697,6           | 2,389   | 2,406                                     | 0,73                 |
| 3                                  | 6,7                 | 33              | 1199,4        | 698,9           | 2,396   | 2,406                                     | 0,40                 |
| 4                                  | 6,7                 | 33              | 1199,3        | 698,2           | 2,393   | 2,406                                     | 0,53                 |
| 5                                  | 6,7                 | 33              | 1199,7        | 698,9           | 2,396   | 2,406                                     | 0,43                 |
| 6                                  | 6,7                 | 33              | 1198,7        | 699,6           | 2,402   | 2,406                                     | 0,18                 |
| 7                                  | 6,7                 | 33              | 1198,9        | 700,2           | 2,404   | 2,406                                     | 0,08                 |
| <b>MÉDIA</b>                       |                     |                 | 1199,3        | 698,9           | 2,397   | 2,406                                     | 0,39                 |
| <b>VARIÂNCIA</b>                   |                     |                 | 0,20          | 0,73            | 0,00003                                       | 0   | 0,05                 |
| <b>DESVIO PADRÃO</b>               |                     |                 | 0,44          | 0,85            | 0,005   | 0   | 0,21                 |
| <b>COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)</b> |                     |                 | 0,04          | 0,12            | 0,215   | 0   | 54,70                |

A Tabela 4.8 e 4.9 apresentam os valores obtidos para os seguintes parâmetros: vazios cheios de betume (VCB), vazios do agregado mineral (VAM) e relação betume vazios (RBV).

Tabela 4.8: Valores obtidos para o VCB, VAM e RBV – Marshall - Cálculo da Gmb de acordo com a NBR 8352/94

| MARSHALL (IMPACTO)                 |                     |                  |   |         |         |         |                      |
|------------------------------------|---------------------|------------------|---|---------|---------|---------|----------------------|
| CP                                 | Teor de Ligante (%) | Número de Golpes | Densidade Aparente (Gmb) (g/cm <sup>3</sup> ) | VCB (%) | VAM (%) | RBV (%) | Volume de Vazios (%) |
| 1                                  | 6,7                 | 30               | 2,388   | 15,81   | 16,56   | 95,48   | 0,75                 |
| 2                                  | 6,7                 | 30               | 2,384   | 15,78   | 16,69   | 94,56   | 0,91                 |
| 3                                  | 6,7                 | 30               | 2,390   | 15,82   | 16,49   | 95,96   | 0,67                 |
| 4                                  | 6,7                 | 30               | 2,377   | 15,74   | 16,95   | 92,84   | 1,21                 |
| 5                                  | 6,7                 | 30               | 2,384   | 15,78   | 16,71   | 94,44   | 0,93                 |
| 6                                  | 6,7                 | 30               | 2,384   | 15,78   | 16,70   | 94,54   | 0,91                 |
| 7                                  | 6,7                 | 30               | 2,383   | 15,77   | 16,74   | 94,20   | 0,97                 |
| <b>MÉDIA</b>                       |                     |                  | 2,384   | 15,78   | 16,69   | 94,58   | 0,91                 |
| <b>VARIÂNCIA</b>                   |                     |                  | 0,00001                                       | 0,0007  | 0,02    | 0,84    | 0,03                 |
| <b>DESVIO PADRÃO</b>               |                     |                  | 0,004   | 0,03    | 0,135   | 0,92    | 0,16                 |
| <b>COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)</b> |                     |                  | 0,16  | 0,16    | 0,810   | 0,97    | 17,74                |



Tabela 4.9: Valores obtidos para o VCB, VAM e RBV – Superpave - Cálculo da Gmb de acordo com a NBR 8352/94

| SUPERPAVE (GIRATÓRIO)        |                     |                 |   |         |         |         |                      |
|------------------------------|---------------------|-----------------|---|---------|---------|---------|----------------------|
| CP                           | Teor de Ligante (%) | Número de Giros | Densidade Aparente (Gmb) (g/cm <sup>3</sup> ) | VCB (%) | VAM (%) | RBV (%) | Volume de Vazios (%) |
| 2                            | 6,7                 | 33              | 2,389   | 15,81   | 16,54   | 95,61   | 0,73                 |
| 3                            | 6,7                 | 33              | 2,396   | 15,87   | 16,26   | 97,55   | 0,40                 |
| 4                            | 6,7                 | 33              | 2,393   | 15,85   | 16,37   | 96,78   | 0,53                 |
| 5                            | 6,7                 | 33              | 2,396   | 15,86   | 16,29   | 97,34   | 0,43                 |
| 6                            | 6,7                 | 33              | 2,402   | 15,90   | 16,08   | 98,89   | 0,18                 |
| 7                            | 6,7                 | 33              | 2,404   | 15,92   | 16,00   | 99,49   | 0,08                 |
| <b>MÉDIA</b>                 |                     |                 | 2,397   | 15,87   | 16,26   | 97,61   | 0,39                 |
| <b>VARIÂNCIA</b>             |                     |                 | 0,00003                                       | 0,001   | 0,03    | 1,66    | 0,05                 |
| <b>DESVIO PADRÃO</b>         |                     |                 | 0,01  | 0,03    | 0,18    | 1,29    | 0,21                 |
| <b>COEF. DE VARIAÇÃO (%)</b> |                     |                 | 0,21  | 0,21    | 1,105   | 1,32    | 54,70                |

**b) Resultados dos Parâmetros Volumétricos – Cálculo da Gmb Segundo a ASTM D 1188**

Nas Tabelas 4.10 e 4.11 encontram-se os valores calculados para a densidade aparente (Gmb) e volume de vazios. O cálculo da densidade real (Gmm) foi realizado pelo método Rice.

Tabela 4.10: Resultados dos parâmetros volumétricos - Marshall - Cálculo da Gmb de acordo com a ASTM D 1188.

| MARSHALL (IMPACTO)           |                     |                  |               |                |                 |   |   |                      |
|------------------------------|---------------------|------------------|---------------|----------------|-----------------|---|---|----------------------|
| CP                           | Teor de Ligante (%) | Número de Golpes | Peso Seco (g) | Peso Úmido (g) | Peso Imerso (g) | Densidade Aparente (Gmb) (g/cm <sup>3</sup> ) | Densidade Real (Gmm) (g/cm <sup>3</sup> ) | Volume de Vazios (%) |
| 1                            | 6,7                 | 30               | 1195,9        | 1196,6         | 695,1           | 2,385   | 2,406                                     | 0,89                 |
| 2                            | 6,7                 | 30               | 1192,8        | 1193,1         | 692,5           | 2,383   | 2,406                                     | 0,97                 |
| 3                            | 6,7                 | 30               | 1195,7        | 1196,0         | 695,4           | 2,389   | 2,406                                     | 0,73                 |
| 4                            | 6,7                 | 30               | 1195,3        | 1196,5         | 692,4           | 2,371   | 2,406                                     | 1,45                 |
| 5                            | 6,7                 | 30               | 1194,2        | 1195,5         | 693,2           | 2,377   | 2,406                                     | 1,19                 |
| 6                            | 6,7                 | 30               | 1194,9        | 1196,1         | 693,7           | 2,378   | 2,406                                     | 1,15                 |
| 7                            | 6,7                 | 30               | 1194,9        | 1196,2         | 693,4           | 2,376   | 2,406                                     | 1,23                 |
| <b>MÉDIA</b>                 |                     |                  | 1194,8        | 1195,7         | 693,7           | 2,380   | 2,406                                     | 1,08                 |
| <b>VARIÂNCIA</b>             |                     |                  | 0,95          | 1,25           | 1,19            | 0,00  | 0,00                                      | 0,05                 |
| <b>DESVIO PADRÃO</b>         |                     |                  | 0,97          | 1,12           | 1,09            | 0,01  | 0,00                                      | 0,22                 |
| <b>COEF. DE VARIAÇÃO (%)</b> |                     |                  | 0,08          | 0,09           | 0,16            | 0,23  | 0,00                                      | 20,57                |

Tabela 4.11: Resultados dos parâmetros volumétricos - Superpave - Cálculo da Gmb de acordo com a ASTM D 1188

| SUPERPAVE (GIRATÓRIO)        |                     |                 |               |                |                 |   |   |                  |
|------------------------------|---------------------|-----------------|---------------|----------------|-----------------|---|---|------------------|
| CP                           | Teor de Ligante (%) | Número de Giros | Peso Seco (g) | Peso Úmido (g) | Peso Imerso (g) | Densidade Aparente (Gmb) (g/cm <sup>3</sup> ) | Densidade Real (Gmm) (g/cm <sup>3</sup> ) | Volume de Vazios |
| 2                            | 6,7                 | 33              | 1200,0        | 1201,3         | 697,6           | 2,382   | 2,406                                     | 0,98             |
| 3                            | 6,7                 | 33              | 1199,4        | 1200,7         | 698,9           | 2,390   | 2,406                                     | 0,66             |
| 4                            | 6,7                 | 33              | 1199,3        | 1201,1         | 698,2           | 2,385   | 2,406                                     | 0,88             |
| 5                            | 6,7                 | 33              | 1199,7        | 1201,0         | 698,9           | 2,389   | 2,406                                     | 0,69             |
| 6                            | 6,7                 | 33              | 1198,7        | 1199,4         | 699,6           | 2,398   | 2,406                                     | 0,32             |
| 7                            | 6,7                 | 33              | 1198,9        | 1199,3         | 700,2           | 2,402   | 2,406                                     | 0,16             |
| <b>MÉDIA</b>                 |                     |                 | 1199,3        | 1200,5         | 698,9           | 2,391   | 2,406                                     | 0,62             |
| <b>VARIÂNCIA</b>             |                     |                 | 0,20          | 0,66           | 0,73            | 0,00005                                       | 0,00                                      | 0,08             |
| <b>DESVIO PADRÃO</b>         |                     |                 | 0,44          | 0,81           | 0,85            | 0,01  | 0,00                                      | 0,29             |
| <b>COEF. DE VARIAÇÃO (%)</b> |                     |                 | 0,04          | 0,07           | 0,12            | 0,29  | 0,00                                      | 47,31            |

A Tabela 4.12 e 4.13 apresentam os valores obtidos para os seguintes parâmetros: vazios cheios de betume (VCB), vazios do agregado mineral (VAM) e relação betume/vazios (RBV) a partir da Gmb com superfície saturada e seca.

Tabela 4.12: Valores obtidos para o VCB, VAM e RBV – Marshall - Cálculo da Gmb de acordo com a ASTM D 1188

| MARSHALL (IMPACTO)           |                     |                  |   |         |         |         |                      |
|------------------------------|---------------------|------------------|---|---------|---------|---------|----------------------|
| CP                           | Teor de Ligante (%) | Número de Golpes | Densidade Aparente (Gmb) (g/cm <sup>3</sup> ) | VCB (%) | VAM (%) | RBV (%) | Volume de Vazios (%) |
| 1                            | 6,7                 | 30               | 2,385   | 15,79   | 16,68   | 94,68   | 0,89                 |
| 2                            | 6,7                 | 30               | 2,383   | 15,78   | 16,74   | 94,23   | 0,97                 |
| 3                            | 6,7                 | 30               | 2,389   | 15,81   | 16,54   | 95,61   | 0,73                 |
| 4                            | 6,7                 | 30               | 2,371   | 15,70   | 17,15   | 91,55   | 1,45                 |
| 5                            | 6,7                 | 30               | 2,377   | 15,74   | 16,93   | 92,99   | 1,19                 |
| 6                            | 6,7                 | 30               | 2,378   | 15,75   | 16,89   | 93,21   | 1,15                 |
| 7                            | 6,7                 | 30               | 2,376   | 15,73   | 16,96   | 92,77   | 1,23                 |
| <b>MÉDIA</b>                 |                     |                  | 2,380   | 15,76   | 16,84   | 93,58   | 1,08                 |
| <b>VARIÂNCIA</b>             |                     |                  | 0,00003                                       | 0,001   | 0,04    | 1,57    | 0,05                 |
| <b>DESVIO PADRÃO</b>         |                     |                  | 0,005   | 0,04    | 0,19    | 1,25    | 0,22                 |
| <b>COEF. DE VARIAÇÃO (%)</b> |                     |                  | 0,23  | 0,23    | 1,11    | 1,34    | 20,57                |

Tabela 4.13: Valores obtidos para o VCB, VAM e RBV – Superpave - Cálculo da Gmb de acordo com a ASTM D 1188

| SUPERPAVE (GIRATÓRIO)              |                     |                 |   |         |         |         |                      |
|------------------------------------|---------------------|-----------------|---|---------|---------|---------|----------------------|
| CP                                 | Teor de Ligante (%) | Número de Giros | Densidade Aparente (Gmb) (g/cm <sup>3</sup> ) | VCB (%) | VAM (%) | RBV (%) | Volume de Vazios (%) |
| 2                                  | 6,7                 | 33              | 2,382   | 15,77   | 16,75   | 94,14   | 0,98                 |
| 3                                  | 6,7                 | 33              | 2,390   | 15,82   | 16,48   | 96,01   | 0,66                 |
| 4                                  | 6,7                 | 33              | 2,385   | 15,79   | 16,67   | 94,71   | 0,88                 |
| 5                                  | 6,7                 | 33              | 2,389   | 15,82   | 16,51   | 95,81   | 0,69                 |
| 6                                  | 6,7                 | 33              | 2,398   | 15,88   | 16,20   | 98,04   | 0,32                 |
| 7                                  | 6,7                 | 33              | 2,402   | 15,90   | 16,06   | 99,00   | 0,16                 |
| <b>MÉDIA</b>                       |                     |                 | 2,391   | 15,83   | 16,45   | 96,28   | 0,62                 |
| <b>VARIÂNCIA</b>                   |                     |                 | 0,00005                                       | 0,002   | 0,06    | 2,97    | 0,08                 |
| <b>DESVIO PADRÃO</b>               |                     |                 | 0,01  | 0,05    | 0,24    | 1,72    | 0,29                 |
| <b>COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)</b> |                     |                 | 0,29  | 0,29    | 1,49    | 1,79    | 47,31                |

#### 4.4.3.1 Análise dos Resultados dos Parâmetros Volumétricos Obtidos nas Moldagens Marshall e Superpave

##### a) Dosagem Marshall

Analisando-se os resultados dos parâmetros volumétricos obtidos na moldagem Marshall (Tabelas 4.6, 4.8, 4.10 e 4.12), constata-se que, para as duas metodologias de cálculo da densidade aparente (Gmb) (NBR 8352/94 e ASTM D 1188), a média do volume de vazios ficou bem próxima do obtido durante o controle tecnológico realizado na obra da UHE Jirau (vide item 3.5.5, Tabela 3.14). O valor médio do volume de vazios foi um pouco menor para a Gmb calculada a partir da metodologia NBR 8352/94. Mesmo considerando as diferenças de agregados, como os parâmetros volumétricos são "normalizados" pela densidade máxima média ou teórica (Gmm) conseguiu-se aparentemente o arranjo do esqueleto mineral bem próximo do campo.

O valor médio da densidade aparente (Gmb) ficou próxima ao obtido no controle tecnológico da UHE Jirau (vide item 3.5.5, Tabela 3.14). O valor médio da Gmb diferiu apenas 0,004 g/cm<sup>3</sup> entre as duas metodologias de cálculo empregadas, sendo que o maior valor foi obtido para o método NBR 8352/94.

Os valor médio obtido para relação betume vazios (RBV) é superior a 90% demonstrando uma saturação dos vazios pelo ligante asfáltico.

#### **b) Superpave**

Analisando-se os resultados dos parâmetros volumétricos obtidos na moldagem Superpave (Tabelas 4.7, 4.9, 4.11 e 4.13), constata-se que o valor médio do volume de vazios foi menor do que o obtido na moldagem Marshall. O maior valor médio para do volume de vazios foi obtido para a densidade aparente (Gmb) calculada segundo a metodologia NBR 8352/94.

O valor médio da densidade aparente foi superior ao obtido na moldagem Marshall. O valor médio da Gmb diferiu apenas 0,006 g/cm<sup>3</sup> entre as duas metodologias de cálculo empregadas, sendo que o maior valor foi obtido para o método NBR 8352/94.

Os valor médio obtido para relação betume/vazios (RBV) foi maior do que o obtido para a moldagem Marshall e superior a 95%, o que implica em uma alta saturação dos vazios pelo ligante asfáltico.

Isto pode indicar que os 33 giros admitidos como correspondentes aos 30 golpes do Marshall deveriam ser revistos.

### **4.5 RESULTADO DOS ENSAIOS MECÂNICOS REALIZADOS**

Para auxiliar na caracterização da mistura asfáltica foram realizados dois ensaios mecânicos nos corpos de prova: ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) e módulo de resiliência (MR). Nos itens seguintes serão apresentados os resultados obtidos para estes ensaios mecânicos.

#### **4.5.1 Resultados do Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral**

Antes do início dos ensaios de resistência à tração (RT), os corpos de prova foram devidamente identificados e colocados em uma câmara à temperatura de 25°C por duas horas. A execução do ensaio seguiu os procedimentos preconizados pela norma ABNT NBR 15087/2004.

Para a realização do ensaio foi utilizada uma Prensa Marshall adaptada para medir a Resistência à Tração (Figura 4.25). Os corpos de prova foram posicionados de forma simétrica e em seguida submetidos a uma carga devido ao deslocamento de baixo para cima à velocidade constante da parte inferior da prensa. A aplicação da

força se dá através de frisos metálicos de 12,7mm de largura com curvatura adequada ao corpo de prova cilíndrico (Figura 4.26).

A carga de ruptura é obtida multiplicando-se o número divisões atingidas no anel dinamométrico no pico (antes que ocorresse perda de resistência) pela constante do equipamento. A Figura 4.27 mostra um dos corpos de prova após a execução do ensaio.



Figura 4.25: Prensa Marshall de Resistência à Tração.

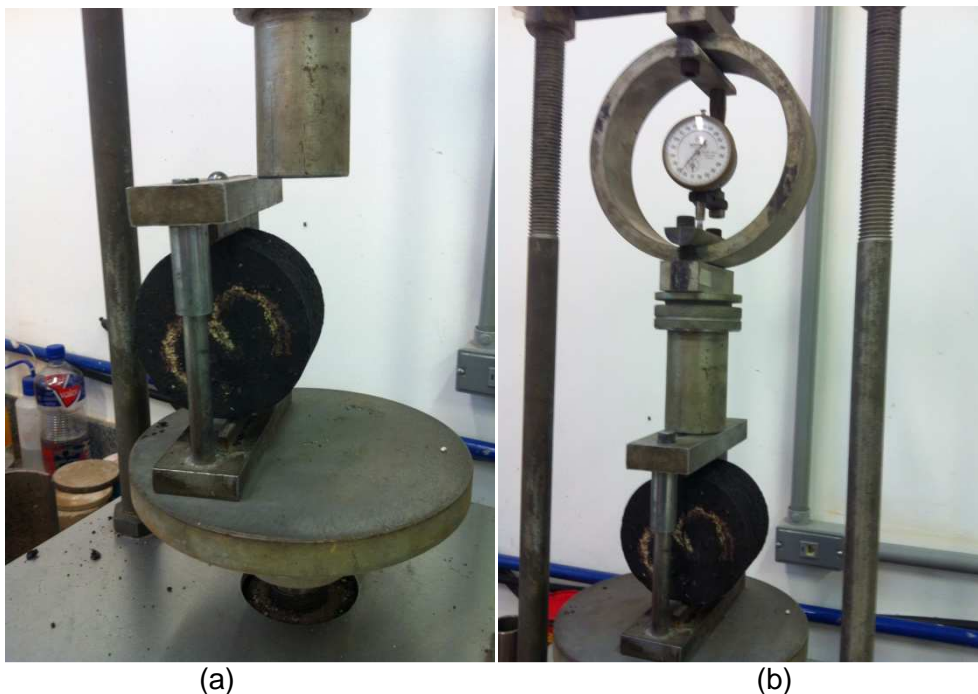


Figura 4.26: a) Posicionamento do corpo de prova de forma simétrica no molde e detalhe dos frisos metálicos; b) Aplicação de carga no corpo de prova.



Figura 4.27: Corpo de prova após a execução do ensaio de resistência à tração (RT).

#### A. Resultados do Ensaio RT - Moldagem Marshall

Foram separados quatro dos sete corpos de prova na moldagem Marshall para serem ensaiados apenas à tração e os outros três corpos de prova foram ensaiados à tração após o ensaio de módulo de resiliência (MR). A Tabela 4.14 apresenta os resultados obtidos no ensaio RT para a moldagem Marshall.

Tabela 4.14: Resultados do ensaio RT - Moldagem Marshall.

| MARSHALL  |                |               |                       |                      |  |                  |                     |
|---|----------------|---------------|-----------------------|----------------------|--|------------------|---------------------|
| Constante do anel dinamométrico = 2,053 kgf/div |                |               |                       |                      |  |                  |                     |
| Número do Corpo de Prova                        | Espessura (cm) | Diâmetro (cm) | Leitura do Anel (div) | Carga Aplicada (kgf) | Resistência à Tração Estática Máxima (Mpa) | $\sigma_T$ MÉDIO | Teor de Ligante (%) |
| APÓS ENSAIO DE MÓDULO                           |                |               |                       |                      |  |                  |                     |
| 1   | 6,29           | 10,17         | 220                   | 451,6                | 0,44                                       | 0,46             | 6,7                 |
| 6   | 6,30           | 10,19         | 227                   | 466,0                | 0,45                                       |                  |                     |
| 7   | 6,30           | 10,17         | 240                   | 492,6                | 0,48                                       |                  |                     |
| AMOSTRA VIRGEM                                  |                |               |                       |                      |  |                  |                     |
| 2   | 6,28           | 10,15         | 245                   | 502,9                | 0,49                                       | 0,49             | 6,7                 |
| 3   | 6,30           | 10,18         | 235                   | 482,4                | 0,47                                       |                  |                     |
| 4   | 6,25           | 10,20         | 255                   | 523,4                | 0,51                                       |                  |                     |
| 5   | 6,26           | 10,19         | 244                   | 500,9                | 0,49                                       |                  |                     |
| TEMPERATURA AMBIENTE DE 25° C                   |                |               |                       |                      |  |                  |                     |

## B. Resultados do Ensaio RT - Moldagem Superpave

Foram separados três dos seis corpos de prova moldados no compactador giratório Superpave para serem ensaiados apenas à tração e os outros três corpos de prova foram ensaiados após o ensaio de módulo de resiliência (MR). A Tabela 4.15 apresenta os resultados obtidos no ensaio RT para a dosagem Superpave.

Tabela 4.15: Resultados do ensaio RT - Moldagem Superpave.

| SUPERPAVE                                       |                |               |                       |                      |  |                  |                     |
|---|----------------|---------------|-----------------------|----------------------|--|------------------|---------------------|
| Constante do anel dinamométrico = 2,053 kgf/div |                |               |                       |                      |  |                  |                     |
| Número do Corpo de Prova                        | Espessura (cm) | Diâmetro (cm) | Leitura do Anel (div) | Carga Aplicada (kgf) | Resistência à Tração Estática Máxima (Mpa) | $\sigma_T$ MÉDIO | Teor de Ligante (%) |
| APÓS ENSAIO DE MÓDULO                           |                |               |                       |                      |  |                  |                     |
| 2   | 6,51           | 10,05         | 248                   | 509,1                | 0,49                                       | 0,49             | 6,7                 |
| 3   | 6,47           | 10,05         | 245                   | 502,9                | 0,48                                       |                  |                     |
| 4   | 6,44           | 10,07         | 246                   | 505,0                | 0,49                                       |                  |                     |
| AMOSTRA VIRGEM                                  |                |               |                       |                      |  |                  |                     |
| 5   | 6,46           | 10,08         | 260                   | 533,7                | 0,51                                       | 0,53             | 6,7                 |
| 6   | 6,46           | 10,04         | 273                   | 560,4                | 0,54                                       |                  |                     |
| 7   | 6,47           | 10,01         | 280                   | 574,8                | 0,55                                       |                  |                     |
| TEMPERATURA AMBIENTE DE 25° C                   |                |               |                       |                      |  |                  |                     |

### 4.5.1.1 Análise dos Resultados do Ensaio de Resistência à Tração por compressão Diametral

Analisando-se os resultados das Tabelas 4.14 e 4.15, verifica-se que para a moldagem Marshall a resistência à tração foi cerca de 6% maior nas amostras submetidas apenas ao ensaio RT em comparação com as amostras que também foram submetidas ao ensaio MR. Para a moldagem Superpave essa diferença foi de 8%. Os resultados mostram que os corpos de prova na moldagem Superpave apresentaram valores um pouco maiores do que os da dosagem Marshall.

A saturação dos vazios nessa mistura (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 rigidez.

Observa-se por exemplo que valores de resistência obtidos nos corpos de prova nas duas moldagens são inferiores ao exigido pela norma DNER-ES 385, que estipula um valor mínimo de 0,65 MPa para a resistência à tração de misturas de CBUQ para pavimentação. É importante salientar que esta restrição deve ser ponderada em se tratando de aplicação em estruturas hidráulicas como barragens,

uma vez que as condições de carregamento, assim como as temperaturas a que a mistura é submetida, são bastante diferentes das condições verificadas em obras rodoviárias (RAMOS, 2009).

Para as duas moldagens, Marshall e Superpave, os valores de resistência à tração são menores do que os valores obtidos por Falcão (2007). No entanto, este autor empregou um teor de ligante mais baixo (6,0% na mistura mais rica em ligante) e utilizou o CAP 50/70 que é mais viscoso que o CAP 85/100 empregado neste trabalho. Dadas essas diferenças, é de se esperar valores mais baixos de resistência para os corpos de prova moldados neste trabalho.

Seria interessante que o ensaio de RT passasse a integrar o processo de controle tecnológico de barragens de enrocamento de núcleo asfáltico pois o mesmo é de simples e rápida execução e o resultado da RT guarda uma boa correlação com os valores do módulo.

#### **4.5.2 Resultados do Ensaio de Módulo de Resiliência**

Antes do início dos ensaios de módulo de resiliência, os corpos de prova foram devidamente identificados e colocados em uma câmara à temperatura de 25°C por no mínimo duas horas.

Para a realização do ensaio foi utilizada uma Prensa de Compressão Diametral para medição do Módulo de Resiliência (Figura 4.28). O equipamento utilizado já incorpora todo o aparato necessário à realização do ensaio, inclusive contando com um sistema eletrônico de aquisição de dados que converte as leituras realizadas pelos LVDTs em valores digitais e transfere-as para um microcomputador onde é feita a visualização dos resultados (Figura 4.29). O ensaio de módulo de resiliência (MR) em misturas asfálticas é padronizado no país pela DNIT 135/2010. A Figura 4.30 mostra o detalhe do friso metálico e do LVDT





Figura 4.28: Prensa de compressão diametral para módulo de resiliência (MR) da COPPE usada neste trabalho.



Figura 4.29: Sistema de aquisição de dados da prensa da COPPE usada neste trabalho.



Figura 4.30: Detalhe do friso metálico e do LVDT do ensaio de MR deste trabalho.

### A. Resultados do Ensaio MR - Moldagem Marshall

A Tabela 4.16 apresenta os resultados do ensaio de MR realizados em três corpos de prova da moldagem Marshall. As Figura 4.31 a 4.33 mostram os gráficos de tempo versus deslocamentos gerados durante o carregamento cíclico para os três corpos de prova. Os gráficos apresentam as parcelas dos deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante os ensaios de módulo de resiliência (MR).

Tabela 4.16: Resultados dos ensaios MR - Moldagem Marshall.

| RESULTADOS DO ENSAIO MR - DOSAGEM MARSHALL |                |               |             |                              |                             |                |                     |
|--|----------------|---------------|-------------|------------------------------|-----------------------------|----------------|---------------------|
| Número do Corpo de Prova                   | Espessura (cm) | Diâmetro (cm) | Força (kgf) | Deslocamento Resiliente (mm) | Módulo de Resiliência (Mpa) | MR MÉDIO (Mpa) | Teor de Ligante (%) |
| 1  | 6,29           | 10,17         | 54,08       | 0,002131                     | 2250                        | 1994,00        | 6,7                 |
|  |                |               | 53,07       | 0,025000                     | 1881                        |                |                     |
|  |                |               | 53,42       | 0,002558                     | 1851                        |                |                     |
| 6  | 6,30           | 10,19         | 54,38       | 0,002516                     | 1913                        | 1833,00        | 6,7                 |
|  |                |               | 53,03       | 0,002547                     | 1842                        |                |                     |
|  |                |               | 53,34       | 0,002707                     | 1744                        |                |                     |
| 7  | 6,30           | 10,17         | 54,25       | 0,002383                     | 2015                        | 1885,33        | 6,7                 |
|  |                |               | 53,07       | 0,002515                     | 1867                        |                |                     |
|  |                |               | 53,33       | 0,002660                     | 1774                        |                |                     |
| <b>MÉDIA</b>                               |                |               |             |                              |                             | <b>1904,11</b> | -                   |
| <b>VARIÂNCIA</b>                           |                |               |             |                              |                             | <b>4496,47</b> | -                   |
| <b>DESVIO PADRÃO</b>                       |                |               |             |                              |                             | <b>67,06</b>   | -                   |
| TEMPERATURA AMBIENTE DE 25° C              |                |               |             |                              |                             |                |                     |

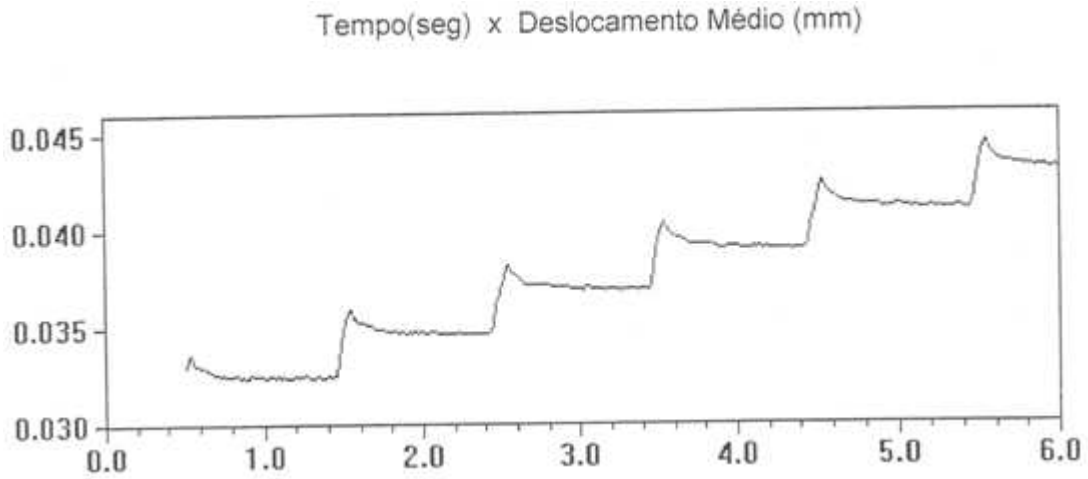


Figura 4.31: Deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante o ensaios de módulo de resiliência - Corpo de prova 1 - Moldagem Marshall.

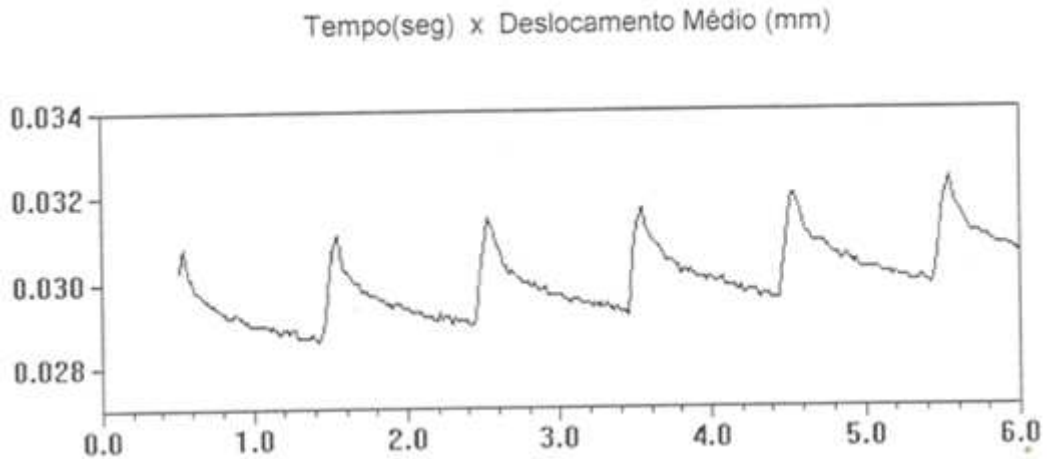


Figura 4.32: Deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante o ensaios de módulo de resiliência - Corpo de prova 6 - Moldagem Marshall.

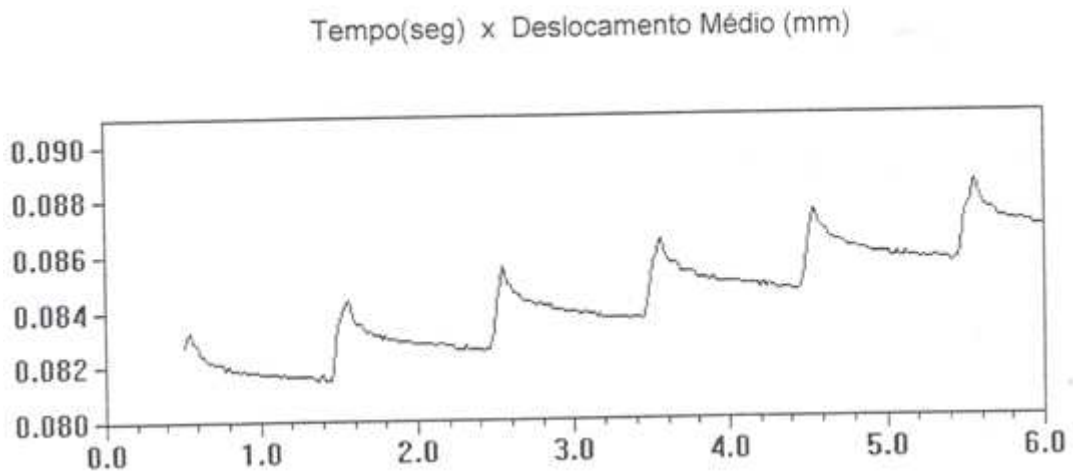


Figura 4.33: Deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante o ensaios de módulo de resiliência - Corpo de prova 7 - Moldagem Marshall.

## B. Resultados do Ensaio MR - Moldagem Superpave

A Tabela 4.17 apresenta os resultados do ensaio de MR realizados em três corpos de prova da moldagem Superpave. As Figura 4.34 a 4.36 mostram os gráficos de tempo versus deslocamentos gerados durante o carregamento cíclico para os três corpos de prova. Os gráficos apresentam as parcelas dos deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante os ensaios de módulo de resiliência (MR).

Tabela 4.17: Resultados dos ensaios MR - Moldagem Superpave.

| SUPERPAVE                     |                |               |             |                              |                             |                  |                     |
|-------------------------------|----------------|---------------|-------------|------------------------------|-----------------------------|------------------|---------------------|
| Número do Corpo de Prova      | Espessura (cm) | Diâmetro (cm) | Força (kgf) | Deslocamento Resiliente (mm) | Módulo de Resiliência (Mpa) | MR MÉDIO (Mpa)   | Teor de Ligante (%) |
| 5                             | 6,46           | 10,08         | 86,52       | 0,002308                     | 3235                        | 3130,00          | 6,7                 |
|                               |                |               | 86,36       | 0,002210                     | 3373                        |                  |                     |
|                               |                |               | 86,48       | 0,002683                     | 2782                        |                  |                     |
| 6                             | 6,46           | 10,04         | 52,92       | 0,002492                     | 1833                        | 1906,33          | 6,7                 |
|                               |                |               | 53,56       | 0,002395                     | 1930                        |                  |                     |
|                               |                |               | 53,43       | 0,002357                     | 1956                        |                  |                     |
| 7                             | 6,47           | 10,01         | 54,62       | 0,001801                     | 2613                        | 2452,33          | 6,7                 |
|                               |                |               | 53,06       | 0,001868                     | 2447                        |                  |                     |
|                               |                |               | 53,32       | 0,002000                     | 2297                        |                  |                     |
|                               |                |               |             | <b>MÉDIA</b>                 |                             | <b>2496,22</b>   | -                   |
|                               |                |               |             | <b>VARIÂNCIA</b>             |                             | <b>250523,14</b> | -                   |
|                               |                |               |             | <b>DESVIO PADRÃO</b>         |                             | <b>500,52</b>    | -                   |
| TEMPERATURA AMBIENTE DE 25° C |                |               |             |                              |                             |                  |                     |

Tempo(seg) x Deslocamento Médio (mm)

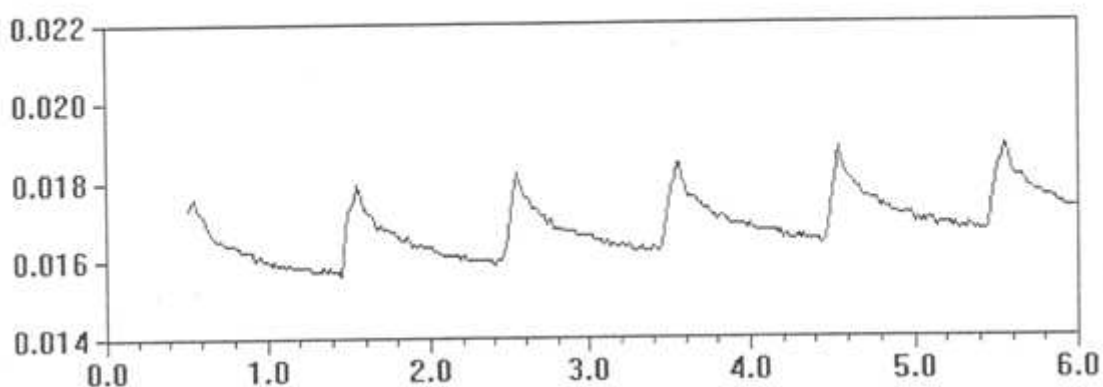


Figura 4.34: Deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante o ensaios de módulo de resiliência - Corpo de prova 5 - Moldagem Superpave.

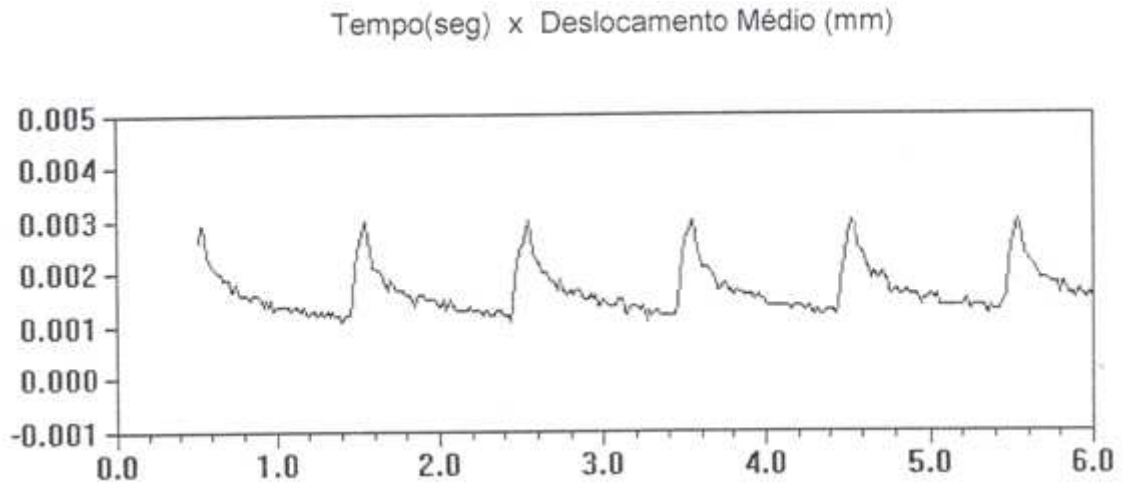


Figura 4.35: Deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante o ensaios de módulo de resiliência - Corpo de prova 6 - Moldagem Superpave.

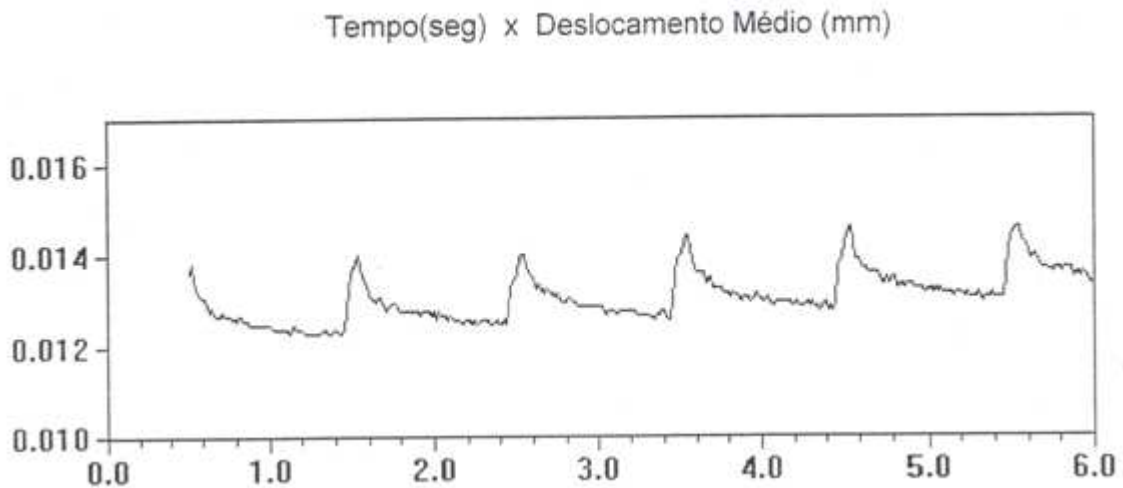


Figura 4.36: Deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante o ensaios de módulo de resiliência - Corpo de prova 7 - Moldagem Superpave.

#### 4.5.2.1 Análise dos Resultados do Ensaio de Módulo de Resiliência

O valor médio obtido no ensaio de módulo de resiliência foi maior para a dosagem Superpave, o que está de acordo com o ensaio de resistência à tração, onde a dosagem Superpave também mostrou um desempenho um pouco melhor que a dosagem Marshall.

Na literatura existem poucos dados de ensaios de módulo para teores de ligante próximos do empregado nas dosagens realizadas neste trabalho. No entanto Falcão (2007) realizou ensaios de módulo de resiliência utilizando granito como agregado e CAP 50/70. O autor citado obteve um valor médio para o módulo de resiliência de 3110 MPa para um teor de 6,0% de ligante. Na pesquisa do referido

autor nota-se uma diminuição do valor do módulo com o aumento do teor de ligante quando o agregado utilizado foi o granito.

No presente trabalho tendo sido utilizado o CAP 85/100 que é menos viscoso que o CAP 50/70 e tendo sido adotado um teor de ligante consideravelmente maior que o empregado por Falcão (2007), são esperados valores menores para o módulo de resiliência, conforme os obtidos para as dosagens Marshall e Superpave realizadas.

Analisando-se os valores de módulo de resiliência obtidos por Falcão (2007), observa-se que os mesmos são da ordem de 15 a 40 vezes superiores aos módulos triaxiais. Isto se deve ao fato de ter-se, durante o ensaio de módulo, a aplicação de uma carga cíclica a uma velocidade bem superior a do ensaio triaxial, gerando assim uma resposta mais rígida da massa asfáltica.

## 5 CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo apresentar as principais características das barragens de enrocamento com núcleo asfáltico. Os focos principais deste trabalho foram os aspectos relacionados ao núcleo de concreto asfáltico utilizado neste tipo de barragem, visto que o núcleo é o responsável pela impermeabilização do barramento.

Foi realizado um estudo sobre o concreto asfáltico utilizado na construção da barragem principal da UHE Jirau que foi a segunda barragem deste tipo a ser construída no Brasil. A partir dos dados de controle tecnológico do núcleo de concreto asfáltico da UHE Jirau, procurou-se simular através de duas moldagens, uma no método Marshall e outra no método Superpave, as características da massa asfáltica empregada na obra estudada. Foi empregado o mesmo teor de ligante de projeto e procurou seguir-se a mesma curva granulométrica média que consta no relatório de controle tecnológico elaborado pela empresa TECHDAM. Foram realizados ainda, para as duas moldagens, ensaios mecânicos de resistência à tração por compressão diametral e de módulo de resiliência.

Os resultados obtidos para os parâmetros volumétricos nas moldagens mostraram que o método Marshall ficou bem próximo dos resultados obtidos em campo, sobretudo no que diz respeito ao volume de vazios. O volume de vazios obtido na moldagem Superpave ficaram abaixo dos da moldagem Marshall o que sugere um estudo mais aprofundado sobre a questão da energia de compactação a ser empregada. As densidades aparente e real obtidas neste trabalho para as duas moldagens, apresentaram valores diferentes dos obtidos na UHE Jirau, o que provavelmente esta ligado ao fato do agregado utilizado no presente estudo não ser o mesmo empregado na obra da UHE Jirau.

O volume de vazios obtidos na construção do núcleo da UHE Jirau, bem como os obtidos neste trabalho para as duas moldagens, ficaram bem abaixo do máximo recomendado na literatura, o que indica que o teor de ligante empregado na mistura poderia ser menor, gerando uma economia significativa nos custos do concreto asfáltico.

Os resultados dos ensaios mecânicos de resistência à tração e de módulo de resiliência executados neste trabalho mostraram-se baixos quando comparados com resultados de concretos asfálticos utilizados em pavimentação. No entanto isso é devido em parte ao alto teor de ligante empregado na massa asfáltica o que diminui a rigidez do concreto asfáltico. Seria interessante que a resistência à tração, por ser um

parâmetro mecânico de fácil obtenção, passasse a ser empregado nos procedimentos de controle tecnológico de núcleos asfálticos de barragens.

Devido o concreto asfáltico apresentar um comportamento viscoelastoplástico, recomenda-se um estudo mais aprofundado sobre o comportamento a longo prazo do concreto asfáltico empregado em núcleo de barragens, sobretudo quando o mesmo estiver submetido a variações de temperatura significativas.

Os resultados obtidos neste trabalho e os obtidos no controle tecnológico realizado na UHE Jirau 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.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (1999). AASHTO T 209 - Theoretical Maximum Specific Gravity And Density Of Bituminous Paving Mixtures. American Association Of State Highway And Transportation Officials.

ASTM (1995). ASTM D 4123-82: Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures. American Society for Testing and Materials.

ASTM (2000). ASTM D2041 / D2041M - 11: Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures. American Society for Testing and Materials.

ASTM (2007). ASTM D1188: Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Compacted Bituminous Mixtures Using Coated Samples. American Society for Testing and Materials.

ANP - Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Bicomustível (2005). Resolução ANP Nº 19, 6 p. Disponível em: [www.anp.gov.br](http://www.anp.gov.br). Acesso em: 13 ago. 2013.

ABNT (1984). NBR 8352: Misturas betuminosas - Determinação da densidade aparente, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ABNT (1993). NBR 12891: Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ABNT (2001). NBR NM 51: Agregado graúdo - Ensaio de abrasão "Los Angeles", Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ABNT (2003). NBR 14950: Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade Saybolt Furol, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ABNT (2004). NBR 6296: Produtos betuminosos semi-sólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ABNT (2004). NBR 15087: Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ABNT (2007). NBR 6576: Materiais asfálticos - Determinação da penetração, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ABNT (2010). NBR 15897: Misturas asfálticas a quente - Preparação de corpos de prova com compactador giratório Superpave, Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

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.

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.

CBDB. (1999). COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. Barragens de aterro com revestimento de concreto asfáltico: resumo e recomendações. Boletim 114, [S.l.]. 107 p. Tradução de João L. E. Merino.

CONSTRUÇÕES E COMÉRCIO CAMARGO CORRÊA - Homepage da Camargo Corrêa ([www.construtoracamargocorrea.com.br](http://www.construtoracamargocorrea.com.br)). Acesso em: 14 ago. 2013.

CRUZ, P.T, MATERÓN, B., FREITAS, M. (2009). Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. Oficina de Textos.

DNER (1994). DNER ME 004/94: Material Betuminoso- Determinação da Viscosidade Saybolt-Furol a Alta Temperatura- Método da Película Delgada, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER (1994). DNER ME 078/94: Adesividade a ligantes betuminosos, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER (1995). DNER ME 084/95: Agregado miúdo - Determinação da densidade real. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER. (1998). DNER ME 009/98: Petróleo e Derivados- Determinação da Densidade, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER (1998). DNER ME 035/98: Agregados – Determinação da Abrasão Los Angeles, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER (1998). DNER ME 081/98: Agregados - Determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER (1998). DNER ME 086/98: Agregado - Determinação do Índice de Forma, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER (1999). DNER ME 003/99: Material Betuminoso - Determinação da Penetração, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

(1999). DNER ME 385/95: Pavimentação - Concreto asfáltico com asfalto polímero, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNIT (1994). DNIT-ME 086: Agregado – Determinação do índice de forma, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro.

DNIT (2010). DNIT-ME 135/10: Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro.

ELETOBRAS. (2011). Sistema de informação do potencial hidrelétrico brasileiro - SIPOT. Rio de Janeiro. Disponível em: <<http://www.eletobras.com/ELB/data/Pages/LUMIS21D128D3PTBRIE.htm>>. Acesso em: 20 de agosto de 2013.

ENERGIA SUSTENTÁVEL DO BRASIL S.A. (2009). Os desafios de se construir a UHE Jirau. Instituto de Engenharia de São Paulo.

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.

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.

GUIMARÃES, R.C. (2012). Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico – Análise do Comportamento Mecânico e Hidráulico do Núcleo. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal.

HÖEG, K. (1993). Asphaltic Concrete Cores for Embankment Dams: Experience and Practice. Noruega: Stikka Press, Norway. 88 p. ISBN 82-546-0163-1.

Hveem, F. N. (1955). Pavement deflections and fatigue failures, Highway Res. Board Bulletin No. 114, Washington, USA.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. (1982). *Bituminous cores for earth and rockfill dams*. Bulletin 42. Alemanha: ICOLD.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS – ICOLD. (1992). *Bituminous cores for fill dams: State of the art*. Bulletin 84. Paris: ICOLD.

JACKSON, N.M.; CZOR, L.J. (2003) 100-mm-Diameter Mold Used with Superpave Gyrotory Compactor. Journal of Materials in Civil Engineering, USA.

MOTTA, L.M.G., TUNIAL, I., LEITE, L.M., et al. (1996). Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas. Tradução Comentada, Petrobrás.

PCE (2006). PROJETOS E CONSULTORIA DE ENGENHARIA LTDA. Complexo Hidrelétrico do Rio Madeira - Estudos de Viabilidade da AHE Jirau.

RAMALHO, M. C., TAJIMA D., LÁZARO, J.M.J., PORTELA, A. (2013). BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO ASFÁLTICO NA UHE JIRAU - XXIX Seminário Nacional de Grandes Barragens.

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.

TECHDAM (2012) - Relatório do Controle Tecnológico da Barragem de Enrocamento com Núcleo Asfáltico da UHE Jirau.

VEIDEKKE. MACOLD (2009). KNEZEVO DAM – A Key Structure Of The Hydro-System “Zletovica”.

VEIDEKKE. (2011). Listing dams with asphaltic concrete cores. Disponível em: [www.asphaltcoredams.com/incoming/article67802.ece/BINARY/ACC+dams+-+revised+jan+2011.pdf](http://www.asphaltcoredams.com/incoming/article67802.ece/BINARY/ACC+dams+-+revised+jan+2011.pdf). Acesso em: 14 ago. 2013.

VEIDEKKE, (2013). Homepage da Kolo Veidekke ([www.koloveidekke.no](http://www.koloveidekke.no)). Acesso em: 14 ago. 2013.

WANG, W. & HÖEG, K. (2002). Effects of compactation method on the properties of asphalt concrete for hydraulic structures. International Journal on Hydropower and Dams.

WANG, W. & HÖEG, K. (2009). The Asphalt Core Embankment Dam - A Very Competitive Alternative. 1st International Symposium on Rockfill Dams. Chengdu, China.