

**PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA DIMENSIONAMENTO DA
ESPESSURA DE NÚCLEOS ARGILOSOS EM BARRAGENS
BASEADA EM ENSAIOS PINHOLE**

ISABELLA DO CARMO MATHEUS

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

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

**PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA DIMENSIONAMENTO DA
ESPESSURA DE NÚCLEOS ARGILOSOS EM BARRAGENS
BASEADA EM ENSAIOS PINHOLE**

ISABELLA DO CARMO MATHEUS

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM – 147 / 06

BRASÍLIA / DF: JUNHO/2006

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

PROPOSTA DE METODOLOGIA PARA DIMENSIONAMENTO DA
ESPESSURA DE NÚCLEOS ARGILOSOS EM BARRAGENS
BASEADA EM ENSAIOS PINHOLE

ISABELLA DO CARMO MATHEUS

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

APROVADA POR:

ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)

JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

GILSON DE FARIAS NEVES GITIRANA JR, PhD (UFG)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 02 DE JUNHO DE 2006.

FICHA CATALOGRÁFICA

MATHEUS, ISABELLA DO CARMO

Proposta de Metodologia para Dimensionamento da Espessura de Núcleos Argilosos em Barragens Baseada em Ensaio Pinhole. [Distrito Federal] 2006.

xix, 160 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2006)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil.

1. Núcleo Argiloso

2. Erosão Interna

3. Ensaio Pinhole

4. Arqueamento de Tensões

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MATHEUS, I. C. (2006). Proposta de Metodologia para Dimensionamento da Espessura de Núcleos Argilosos em Barragens Baseada em Ensaio Pinhole. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-147/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Isabella do Carmo Matheus.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Proposta de Metodologia para Dimensionamento da Espessura de Núcleos Argilosos em Barragens Baseada em Ensaio Pinhole.

GRAU / ANO: Mestre / 2006

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

Isabella do Carmo Matheus

Rua Barão de Guaxupé, nº 525/305 – Bairro Alto dos Pinheiros.

CEP 30530-160 – Belo Horizonte/MG – Brasil.

icmatheus@yahoo.com.br

DEDICATÓRIA

*Dedico este trabalho às Divas da minha vida:
Minha Mãe Diva Márcia do Carmo Matheus e Avós,
Materna e Paterna, Diva Souza do Carmo e Diva de
Rezende Matheus.*

*Ao meu Pai Eduardo de Rezende Matheus e Avós (in
memorian) Materno e Paterno Harizon Nicolau do Carmo e
Heine Matheus.*

*Por serem os responsáveis pela formação do meu caráter e pelo
exemplo de força frente às adversidades da vida.*

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me iluminado com muita paciência, perseverança e por ter colocado pessoas muito especiais em minha vida, essenciais para a conclusão deste trabalho.

Ao Prof. André Pacheco de Assis pela orientação, amizade, conhecimentos transmitidos, injeções de ânimo e pela prontidão com que me ajudou em todas as etapas.

A todos os Professores da Pós-Graduação em Geotecnia da UnB pela qualidade dos ensinamentos no campo da Geotecnia.

Aos Professores do Departamento de Transportes e Geotecnia da UFMG, em especial a Terezinha Espósito, Gustavo Simões, Maria das Graças Gardoni, Lúcio Flávio Vilar, Judy Mantilla e Wagner Magalhães pela amizade e boa influência que exerceram na minha formação profissional, despertando em mim o interesse pela Geotecnia.

À Furnas Centrais Elétricas, nas pessoas dos Eng^{os} Wanderson, Renato e Sérgio, e da Geóloga Ana Livia, pela disponibilização dos solos utilizados, espaço físico e recursos humanos para a realização de alguns ensaios.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

Aos amigos e vizinhos de todas as horas (boas e ruins) Priscila e Wallace. Obrigada por terem tornado a existência em Brasília mais alegre e humana. Sem vocês não teria a menor graça! Juntam-se a estes os demais colegas de turma James, Jenny, Sandra e Marianna, além da Joice, Graça e Josileide. Pessoas por quem tenho um carinho muito especial. Agradeço todos os momentos divididos em comum: as reuniões “extracurriculares”, risadas, angústias, desabafos, sonhos, etc. Espero que a gente ainda se encontre muito por aí, nesta longa estrada que temos pela frente!

A todos os colegas da Geotecnia da UnB (impossível enumerá-los), pelos momentos de descontração e em especial ao Adriano, Diêgo e Eleornado pela disponibilidade em ajudar sempre. Aos amigos de sempre, em especial a Fagô, Bê, Carol e Marina. Apesar da distância, sempre estiveram por perto quando precisei. É muito bom poder contar com vocês! À Janaína, que foi uma boa surpresa ao final deste trabalho: obrigada por ter me acolhido, pelos conselhos sensatos, devaneios, amizade e por ter se mostrado sempre disposta a ajudar. Ao Rodrigo, agradeço por ter me aturado mais de um mês em sua casa.

Aos colegas da Pimenta de Ávila Consultoria, em especial ao Sr. Joaquim Pimenta de Ávila pelo apoio, incentivo e disponibilização de espaço e tempo para que eu pudesse finalizar este trabalho com tranquilidade. Além disso, agradeço pelas discussões que acrescentaram bastante nas análises realizadas.

Os agradecimentos especiais vão para: meus pais, Diva e Eduardo; irmãos, Henrique e Luiza; cunhada Renata e minha sobrinha Vivian. Agradeço mais uma vez o apoio e confiança, mesmo que às vezes vocês não conseguissem entender o porquê de tanta dedicação. Peço também desculpas pelos momentos de ausência. A todos os familiares, em especial aos tios Heine, Helenice, Heloísa, Geni, Dulce e Rodrigo, que sempre me incentivaram, mesmo que indiretamente.

Ao Elder agradeço por ter estado ao meu lado, compartilhando com amor os bons e maus momentos; principalmente me animando e dando forças naqueles mais difíceis, onde o desânimo e o descrédito predominavam. Só você sabe quantos obstáculos precisaram ser superados para chegar até aqui. Obrigada pela paciência, incentivo constante, discussões, demonstrações de entusiasmo e ajuda para a finalização desse trabalho. Sigamos em frente, juntos, tornando realidade os nossos sonhos!

RESUMO

Nesta pesquisa é apresentada uma metodologia de dimensionamento de núcleos argilosos em barragens de enrocamento, baseada na realização de ensaios pinhole. É proposto estudar até quanto é possível reduzir o volume de solo argiloso compactado, por meio da utilização de núcleos mais esbeltos, adotando-se um critério de gradiente hidráulico de carregamento deste material. Neste estudo está também incluída a verificação do comportamento do núcleo esbelto quanto à predisposição ao fenômeno de transferência de tensões. Para tanto foi necessário, inicialmente, estudar a aplicabilidade do ensaio pinhole na identificação da ocorrência de erosão interna em solos compactados e na quantificação do gradiente máximo suportado pelo solo antes que um fenômeno erosivo tenha início. Uma campanha de ensaios pinhole foi realizada para três diferentes materiais, provenientes das barragens de Corumbá I e Peixe-Angical, e em diversas condições de compactação, para as quais foi avaliada a influência do grau de compactação e da umidade nos valores do gradiente hidráulico crítico obtidos. A partir desta campanha foi possível estabelecer uma metodologia de análise do ensaio pinhole, objetivando a identificação do gradiente hidráulico crítico ao carregamento de partículas. Foi constatada a importância do registro de observações a respeito de alterações no comportamento do corpo de prova ao longo da execução do ensaio, associado à avaliação visual das curvas de carregamento e descarregamento. Identificada a ocorrência da erosão, o valor do gradiente crítico pode ser obtido a partir de uma avaliação numérica das curvas do ensaio. Com esse valor, a metodologia de dimensionamento da espessura do núcleo pode ser aplicada, calculando-se inicialmente a espessura mínima que seja segura quanto ao fenômeno de erosão. A partir desta espessura, a análise tensão-deformação da barragem permite identificar a ocorrência de fenômenos de transferência de tensões. Nos casos em que o nível de arqueamento leva à ocorrência de fraturamento hidráulico, a espessura do núcleo ou a sua inclinação é alterada até que o potencial à ocorrência de fraturamento seja eliminado. Pode ser verificado que em núcleos inclinados à montante os níveis de transferência de tensões são menores do que em núcleos centrais. Foi verificada boa coerência entre os resultados da caracterização da erodibilidade e respectivo i_{cr} obtidos por meio de ensaios pinhole indicando a adequação do uso deste ensaio na obtenção do parâmetro de projeto demandado. A aplicação da metodologia de dimensionamento da base do núcleo proposta ao caso da Barragem de Corumbá I levou a verificação da possibilidade de redução das dimensões do núcleo, quando considerados os estudos de erodibilidade e transferência de tensões, realizados nesta pesquisa.

ABSTRACT

A design methodology for clayed cores of earth-rock dams, based on pinhole tests, is presented in this research. The main objective is to study the possible reduction of the compacted volume of clayed soils, adopting thinner cores, which are specified by a hydraulic gradient criterion, considering the erosion potential of the core material. This study also verifies the thin-core behaviour, in relation to its trend to stress transfer (arching). The methodology initiated testing the applicability of the pinhole test to identify piping in compacted soils and to quantify the limit hydraulic gradient stand by the soil before starting this phenomenon. A pinhole testing programme was carried out in three different materials, obtained from Corumbá I and Peixe-Angical dams, and compacted in different conditions, aiming to evaluate the effect of the degree of compaction and water content on the critical hydraulic gradient values. Based on these lab results, it was possible to establish an analysis procedure of the pinhole tests, in order to define the critical hydraulic gradient, in charge of triggering the soil erosion. It is worth to mention the importance of mapping the changes in the specimen behaviour during testing, associated to the loading and unloading cycles. Once piping occurs, the value of the critical hydraulic gradient can be obtained by a numerical evaluation of the test results. This value is used to design the thickness of the dam core, first calculating the minimum thickness in order to prevent piping. Taking into account this minimum core thickness, stress-strain analyses allow to evaluate the stress transfer (arching) phenomenon. In those cases where the stress arching level leads to hydraulic fracturing, the core thickness or inclination is altered till the hydraulic fracturing potential is brought to a safe level. It was founded that stress transfer levels are lower in upstream cores than in central ones. It was also found a good correlation between the erosion characterization results and respective critical hydraulic gradients obtained from pinhole tests, showing the suitability of this test for obtaining this design parameter. The application of this methodology for designing the core thickness of the Corumbá I dam indicated the possibility of reducing its dimensions, considering the studies of piping and stress transfer (arching) carried out in this research.

ÍNDICE

Item	Página
<u>CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO</u>	<u>1</u>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO	3
<u>CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</u>	<u>5</u>
2.1 BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO ARGILOSO	5
2.2 FENÔMENO DE EROSÃO INTERNA EM BENA	9
2.2.1 FATORES QUE INFLUENCIAM NA OCORRÊNCIA DE EROSÃO INTERNA.....	11
2.2.1.1 Força de Percolação	11
2.2.1.2 Fatores Intrínsecos aos Materiais Envolvidos.....	14
2.2.2 FORMAS DE PREVENÇÃO.....	17
2.2.3 ESTATÍSTICAS DE RUPTURAS E ACIDENTES.....	18
2.2.4 METODOLOGIAS DISPONÍVEIS PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À EROSÃO DO SOLO DEVIDO À PERCOLAÇÃO.....	20
2.2.4.1 Métodos para Quantificação das Forças Resistentes à Erosão Interna	21
2.2.4.2 Métodos para Avaliação do Potencial à Dispersibilidade.....	22
2.2.4.3 Métodos para Avaliação do Potencial à Instabilidade Interna	24
2.3 FENÔMENO DE TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES EM BENA	25
2.3.1 INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DA BARRAGEM.....	32
<u>CAPÍTULO 3. AVALIAÇÃO DO ENSAIO PINHOLE PARA DETERMINAÇÃO DO I_{CR} - MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS.....</u>	<u>40</u>
3.1 MATERIAIS	41
3.2 METODOLOGIA.....	42
3.2.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS MATERIAIS	43

3.2.1.1	Análise Granulométrica	43
3.2.1.2	Limites de Consistência	44
3.2.1.3	Massa Específica dos Grãos	44
3.2.1.4	Compactação	44
3.2.1.5	Compressão Simples	47
3.2.1.6	Metodologia MCT Expedita	47
3.2.2	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA DOS MATERIAIS	48
3.2.3	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA DOS MATERIAIS	49
3.2.4	CARACTERIZAÇÃO DA ERODIBILIDADE DOS MATERIAIS	50
3.2.4.1	Avaliação da Dispersibilidade	51
3.2.4.2	Avaliação da Estabilidade Interna	52
3.2.5	METODOLOGIA DE DETERMINAÇÃO DO GRADIENTE HIDRÁULICO CRÍTICO À EROSÃO INTERNA	55
3.2.5.1	Metodologia de Execução do Ensaio	55
3.2.5.2	Metodologia de Análise dos Resultados	61

CAPÍTULO 4. AVALIAÇÃO DO ENSAIO PINHOLE PARA DETERMINAÇÃO DO I_{CR} - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS 64

4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS MATERIAIS	64
4.1.1	ANÁLISE GRANULOMÉTRICA, MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS E LIMITES DE CONSISTÊNCIA	64
4.1.2	METODOLOGIA MCT EXPEDITA	69
4.1.3	COMPACTAÇÃO	70
4.2	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA DOS MATERIAIS	75
4.3	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA DOS MATERIAIS	78
4.4	CARACTERIZAÇÃO DA ERODIBILIDADE DOS MATERIAIS	79
4.4.1	AVALIAÇÃO DA DISPERSIBILIDADE	79
4.4.2	AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE INTERNA	81
4.5	DETERMINAÇÃO DO GRADIENTE HIDRÁULICO CRÍTICO À EROSÃO INTERNA	82
4.5.1	MATERIAL ME – ALUVIÃO DA BARRAGEM DO AHE PEIXE-ANGICAL	83
4.5.2	MATERIAL MD – COLÚVIO DA BARRAGEM DO AHE PEIXE-ANGICAL	89
4.5.3	MATERIAL CO – SOLO RESIDUAL DA BARRAGEM DA UHE CORUMBÁ I	91

CAPÍTULO 5. METODOLOGIA PARA DIMENSIONAMENTO DE NÚCLEO ARGILOSO PARA BENA, BASEADA EM RESULTADOS DE ENSAIOS PINHOLE, E EXEMPLO DE APLICAÇÃO 95

5.1	APRESENTAÇÃO DA METODOLOGIA	95
------------	--	-----------

5.2	EXEMPLO DE APLICAÇÃO PARA A BARRAGEM DE CORUMBÁ I	98
5.2.1	ASPECTOS GERAIS DO PROJETO	98
5.2.1.1	Materiais de Construção.....	103
5.2.1.2	Instrumentação	109
5.2.2	DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA MÍNIMA DO SOLO PARA A BARRAGEM DE CORUMBÁ I, BASEADA NO GRADIENTE HIDRÁULICO CRÍTICO	112
5.2.3	DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA MÍNIMA DO NÚCLEO, BASEADA NA AVALIAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES	113
5.2.3.1	Programa Utilizado	113
5.2.3.2	Verificação dos Parâmetros - Simulação Numérica da Geometria Real da Barragem Corumbá I.....	114
5.2.3.3	Verificação da Espessura do Núcleo - Simulação Numérica da Geometria Obtida a Partir do i_{cr}	122
 <u>CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS</u>		131
6.1	CONCLUSÕES.....	132
6.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	137
 <u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u>		138
 <u>APÊNDICES.....</u>		143
A.	CURVAS DOS ENSAIOS PINHOLE REALIZADOS COM O MATERIAL ME	143
B.	CURVAS DOS ENSAIOS PINHOLE REALIZADOS COM O MATERIAL MD	150
C.	CURVAS DOS ENSAIOS PINHOLE REALIZADOS COM O MATERIAL CO	157

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 – Estatísticas sobre modos de ruptura em barragens (Foster et.al, 2000b).....	18
Tabela 2.2 – Valores de FS Mínimo Recomendado contra Erosão devido à Percolação (van Zyl and Harr em 1981, citados por Meyer et al., 1994).....	22
Tabela 2.3 – Resumos dos Casos Analisados (Kulhawy & Gurtowski, 1976).....	33
Tabela 2.4 – Propriedades Utilizadas para os Materiais (Kulhawy & Gurtowski, 1976)	34
Tabela 2.5 – Influência das Propriedades dos Materiais (Kulhawy & Gurtowski,1976).....	37
Tabela 2.6 – Influência da Geometria na Barragem de Núcleo Central (Kulhawy & Gurtowski, 1976).	38
Tabela 2.7 – Influência da Posição do Núcleo em Central ou Inclinado (Kulhawy & Gurtowski,1976)	39
Tabela 3.1 – Densidade Relativa de Alguns Minerais (Deer et al., 1966).	44
Tabela 3.2 – Variações nas Condições de Moldagem dos Corpos de Prova pelo Método de Compactação Estática.....	56
Tabela 3.3 – Variações de Ensaio Pinhole Realizados.	57
Tabela 4.1 – Parâmetros Granulométricos Característicos do Material ME.	67
Tabela 4.2 – Parâmetros Granulométricos Característicos do Material MD.....	67
Tabela 4.3 – Parâmetros Granulométricos Característicos do Material CO.....	68
Tabela 4.4 – Limites de Liquidez, Plasticidade e Peso Específico dos Grãos dos Solos Estudados....	68
Tabela 4.5 – Resultados da Metodologia MCT Expedita e Classificação dos Materiais.....	69
Tabela 4.6 – Parâmetros de Moldagem Obtidos a partir dos Ensaio de Compactação.....	72
Tabela 4.7 – Resultados da Caracterização Química dos Materiais.....	78

Tabela 4.8 – Resultados do Ensaio SCS para Avaliação da Dispersibilidade.....	79
Tabela 4.9 – Resultados do Ensaio Pinhole para Avaliação da Dispersibilidade.....	80
Tabela 4.10 – Resultados da Avaliação da Estabilidade Interna dos Materiais.	81
Tabela 4.11 – Identificação do Gradiente Hidráulico Crítico à Erosão.....	83
Tabela 4.12 – Identificação do Gradiente Hidráulico Crítico à Erosão.....	89
Tabela 4.13 – Identificação do Gradiente Hidráulico Crítico à Erosão.....	91
Tabela 5.1 – Dados de Caracterização e Compactação para os Solos Utilizados no Núcleo.....	104
Tabela 5.2 – Faixa de Coeficiente de Permeabilidade para os Materiais do Núcleo (Ribas e Shimabukuru, 1992).	106
Tabela 5.3 – Coeficiente de Permeabilidade para os Materiais de Transição (Furnas).....	108
Tabela 5.4 – Parâmetros dos materiais de filtro e transição (Choairy, 1993).....	108
Tabela 5.5 – Parâmetros para o Enrocamento (Choairy, 1993).....	109
Tabela 5.6 – Parâmetros Considerados para os Materiais.....	114
Tabela 5.7 – Etapas da Simulação Construtiva da Barragem Corumbá I.....	116
Tabela 5.8 – Tensões Resultantes da Simulação para a Situação Final de Construção.....	125
Tabela 5.9 – Avaliação da Ocorrência de Transferência de Tensões.....	126
Tabela 5.10 – Tensões Resultantes da Simulação para a Situação de Operação.....	127
Tabela 5.11 – Avaliação da Ocorrência de Transferência de Tensões.....	128
Tabela 5.12 – Avaliação da Ocorrência de Fraturamento Hidráulico para Pontos Localizados Próximo ao Eixo da Barragem.	129
Tabela 5.13 – Avaliação da Ocorrência de Fraturamento Hidráulico para Pontos Localizados Próximo ao Contato da Transição de Montante.	130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1 – Barragem de Enrocamento com Núcleo Argiloso – Posição do Núcleo (modificado – Moreira, 1981).....	6
Figura 2.2 – Barragem de Enrocamento com Núcleo Vertical – Barragem Ambuklao, Filipinas (modificado – Sherard et. al, 1963).....	6
Figura 2.3 – Diferentes Mecanismos de Erosão Interna.....	11
Figura 2.4 – Evolução do Gradiente Hidráulico ao Longo de Ensaio de Erosão (modificado – Tomlinson & Vaid, 2000)	13
Figura 2.5 – Redes de Fluxo e Variação do Gradiente Hidráulico ao Longo do Núcleo (modificado – Wolski et al., 1970)	13
Figura 2.6 – Influência da química do solo e da água na ocorrência de erosão em pequenas barragens (modificado – Sherard, 1973).....	15
Figura 2.7 – Esquema Geral do Equipamento para Ensaio Pinhole (modificado - ABNT,1998).....	24
Figura 2.8 – Envoltória Granulométrica de Sherard (modificado – Meyer et al., 1994).....	25
Figura 2.9 – Tensões verticais medidas na barragem Monasavu (modificado – Alonso, 1997).....	27
Figura 2.10 – Exemplos de Mecanismos de Transferência de Tensões em BENA (modificado – Squier, 1970).....	27
Figura 2.11 – Formação de Fissuras Longitudinais (modificado – Sherard, 1963)	28
Figura 2.12 – Formação de Fissuras Transversais (modificado – Sherard, 1963)	29
Figura 2.13 – Potencial de Fraturas Transversais Associadas às Condições de Tensão (modificado - Kulhawy & Gurtowski, 1976).....	31
Figura 2.14 – Seções das Barragens Analisadas (modificado - Kulhawy & Gurtowski, 1976).....	34
Figura 2.15 – Malha de Elementos Finitos (modificado - Kulhawy & Gurtowski, 1976).....	34
Figura 2.16 – Contornos de σ_1 e Condições de Tensões no Lado de Montante do Núcleo – Casos 6, 9, 10, 12, 13 e 14 (modificado – Kulhawy & Gurtowski, 1976).....	36

Figura 3.1 – Influência da energia e da umidade de compactação na estrutura do solo (modificado – Lambe & Whitman, 1979).....	45
Figura 3.2 – Influência dos Métodos de Compactação na Estrutura Adquirida pelo Solo Compactado (modificado – Rico & Castillo, 1976).....	46
Figura 3.3 – Gráfico para a Classificação MCT Expedita.....	48
Figura 3.4 – Fluxograma para a Classificação do Solo Quanto à Dispersibilidade (modificado - ABNT, 1998).....	52
Figura 3.5 – Metodologia de avaliação da estabilidade interna proposta por Sherard (modificado – Sherard, 1979).	53
Figura 3.6 – Método de descrição da forma da curva granulométrica (modificado – Kenney & Lau, 1985).....	54
Figura 3.7 – Curvas típicas para avaliação do potencial a instabilidade interna de solos (modificado – Lafleur et al., 1989).	54
Figura 3.8 – Equipamentos para Ensaio Pinhole: a) Peças Componentes; b) Reservatório e Painel para Aplicação e Leitura das Cargas Hidráulicas.....	58
Figura 3.9 – Moldagem do Corpo de Prova: a) Deposição das Camadas de Solo no Interior do Cilindro; b) Prensa de CBR Utilizado na Compactação Estática das Camadas.	59
Figura 3.10 – Montagem do Ensaio: a) Colocação do Guia de Centralização da Agulha; b) Preenchimento com Areia Grossa.	60
Figura 3.11 – Realização do Ensaio Pinhole: a) Saturação por Percolação Ascendente do Corpo de Prova; b) Início da Aplicação dos Gradientes Hidráulicos ao Corpo de Prova.....	60
Figura 3.12 – Fluxograma da Metodologia de Identificação da Erosão e Gradiente Hidráulico Crítico por meio de Resultados de Ensaio Pinhole.	63
Figura 4.1 – Curvas Granulométricas dos Materiais Estudados.....	65
Figura 4.2 – Curvas Granulométricas do Material ME.	66
Figura 4.3 – Curvas Granulométricas do Material MD.....	66
Figura 4.4 – Curvas Granulométricas do Material CO.....	67
Figura 4.5 – Carta de Plasticidade para os Solos Estudados.	68
Figura 4.6 – Curva de Compactação do Material ME.....	70
Figura 4.7 – Curva de Compactação do Material MD.	71

Figura 4.8 – Curva de Compactação do Material CO.	71
Figura 4.9 – Análise Conjunta da Curva de Compactação dos Materiais Estudados.....	72
Figura 4.10 – Análise Conjunta dos Resultados de Compressão Simples para o Material ME.	73
Figura 4.11 – Estratificação Observada no Bloco Indeformado.	74
Figura 4.12 – Comparação da Moldagem dos Corpos de Prova a partir de Resultados de Ensaio Pinhole.....	74
Figura 4.13 – Difractogramas Obtidos para o Material ME.	75
Figura 4.14 – Difractogramas Obtidos para o Material MD.	76
Figura 4.15 – Difractogramas Obtidos para o Material CO.	77
Figura 4.16 – Relação entre Percentual de Sódio, SCS e Pinhole (modificado – Sherard et al., 1976a).	80
Figura 4.17 – Observações Realizadas ao Longo dos Ensaio A(1), A(2) e A(3).	84
Figura 4.18 – Exemplo de Curva (Ensaio A3) com Trecho Final mais Inclinado em Relação à Curva Teórica.....	85
Figura 4.19 – Avaliação Visual das Curvas de Carregamento e Descarregamento do Ensaio A(AR).	86
Figura 4.20 – Condição de Moldagem do Furo no Ensaio A(AR): Não Perpendicular às Faces do Corpo de Prova.....	86
Figura 4.21 – Observação da Coincidência entre as Curvas do Ensaio E, porém o Não Paralelismo entre essas e a Curva Teórica.	87
Figura 4.22 – Exemplo do Furo Não Centralizado Ocorrido no Ensaio E.	87
Figura 4.23 – Exemplo de Curva (Ensaio H) com Trecho de Início na Alteração da Inclinação da Curva de Carregamento entre os Gradientes 16 e 32.	88
Figura 4.24 – Exemplos de Deslocamentos Ocorridos Antes do Início do Ensaio.	90
Figura 4.25 – Exemplo da Condição do Furo após os Ensaios nas Condições A(1) e A(2).	92
Figura 4.26 – Exemplo de Curva (Ensaio A1) com Trecho de Início na Alteração da Inclinação da Curva de Carregamento entre os Gradientes 16 e 32.	92
Figura 5.1 – Localização da Barragem Corumbá I.....	99
Figura 5.2 – Arranjo Geral da UHE Corumbá I (modificado CBDB, 2000).....	99
Figura 5.3 – Vista da Usina e Barragem de Corumbá I (CBDB, 2000).	100

Figura 5.4 – Seção Transversal no Leito do Rio (modificado Ribas & Shimabukuro, 1992).....	100
Figura 5.5 – Etapas Construtivas da Barragem de Corumbá I (modificado - Furnas).	101
Figura 5.6 – Evolução Construtiva da Barragem de Corumbá I (modificado - Furnas).	101
Figura 5.7 - Perfil Geológico pelo Eixo da Barragem (modificado CBDB, 2000).	102
Figura 5.8 – Resultado de Ensaio Triaxial para Material do Núcleo –Círculo de Mohr - Tensões Efetivas.....	104
Figura 5.9 – Deformação Específica Axial vs. Acréscimo de Pressão Axial.....	105
Figura 5.10 – Resultado de Ensaio Triaxial CU para Material do Núcleo – TTE.....	105
Figura 5.11 – Resultado de Ensaio de Adensamento para Material do Núcleo.	105
Figura 5.12 – Resultado de Ensaio Triaxiais no Solo Residual Maduro de Corumbá I (modificado - Choairy, 1993).....	106
Figura 5.13 – Faixas granulométrica para os materiais do filtro (modificado - Furnas).	107
Figura 5.14 – Faixas Granulométrica para os Materiais da Transição (modificado - Furnas).	107
Figura 5.15 – Faixas Granulométricas para o Enrocamento (modificado - Furnas).	109
Figura 5.16 – Instrumentação da Seção da Barragem no Leito do Rio (modificado CBDB, 2000). ..	109
Figura 5.17 – Leituras dos Piezômetros Pneumáticos PP7, 8 e 9 (modificado - Furnas).....	110
Figura 5.18 – Leituras dos Piezômetros Pneumáticos PP10 e 11 (modificado - Furnas).....	110
Figura 5.19 – Leituras das Células de Recalque CS6, 7 e 8 (modificado - Furnas).	111
Figura 5.20 – Módulos de Deformabilidade para os Materiais da Barragem (modificado – CBDB, 2000).....	111
Figura 5.21 – Divisão Adotada das Camadas para Simulação do Processo Construtivo	115
Figura 5.22 – Localização dos Nós Equivalentes aos Locais de Instalação da Instrumentação.....	117
Figura 5.23 – CS 6: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.....	118
Figura 5.24 – CS 7: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.....	119
Figura 5.25 – CS 8: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.....	119
Figura 5.26 – PP 7: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.	120
Figura 5.27 – PP 8: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.	120
Figura 5.28 – PP 9: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.	121
Figura 5.29 – PP 10: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.	121

Figura 5.30 – PP 11: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.	122
Figura 5.31 – Geometria de Análise de Transferência de Tensões para Espessura do Núcleo Calculada a partir do i_{cr} do Pinhole.	122
Figura 5.32 – Simulação Construtiva: Divisão das Camadas de Construção.	124
Figura 5.33 – Localização dos Pontos de Gauss Próximos ao Eixo da Barragem.	124
Figura 5.34 – Comparação entre σ'_1 e $\gamma'h$ no Eixo da Barragem.	125
Figura 5.35 – Aplicação do Carregamento Devido ao Reservatório.	127
Figura 5.36 – Comparação entre σ'_1 e $\gamma'h$ no Eixo da Barragem.	128
Figura 5.37 – Localização dos Pontos de Gauss Próximos ao Contato da Transição de Montante. ...	130
Figura A.1 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(1) na Amostra ME.	143
Figura A.2 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(2) na Amostra ME.	143
Figura A.3 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(3) na Amostra ME.	144
Figura A.4 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(AR) na Amostra ME.	144
Figura A.5 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio B na Amostra ME.	145
Figura A.6 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio C na Amostra ME.	145
Figura A.7 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio D na Amostra ME.	146
Figura A.8 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio E na Amostra ME.	146
Figura A.9 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio F na Amostra ME.	147
Figura A.10 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio G na Amostra ME.	147
Figura A.11 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio H na Amostra ME.	148
Figura A.12 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio I na Amostra ME.	148
Figura A.13 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão de Todos os Ensaios Realizados com a Amostra ME – Faixa de Variação.	149
Figura B.1 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(1) na Amostra MD.	150
Figura B.2 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(2) na Amostra MD.	150
Figura B.3 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(3) na Amostra MD.	151

Figura B.4 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(AR) na Amostra MD.....	151
Figura B.5 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio B na Amostra MD.....	152
Figura B.6 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio C na Amostra MD.....	152
Figura B.7 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio D na Amostra MD.....	153
Figura B.8 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio E na Amostra MD.....	153
Figura B.9 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio F na Amostra MD.....	154
Figura B.10 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio G na Amostra MD.....	154
Figura B.11 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio H na Amostra MD.....	155
Figura B.12 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio I na Amostra MD.....	155
Figura B.13 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão de Todos os Ensaio Realizados com a Amostra MD – Faixa de Variação.....	156
Figura C.1 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(1) na Amostra CO.....	157
Figura C.2 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(2) na Amostra CO.....	157
Figura C.3 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio A(3) na Amostra CO.....	158
Figura C.4 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio B na Amostra CO.....	158
Figura C.5 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio C na Amostra CO.....	159
Figura C.6 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio D na Amostra CO.....	159
Figura C.7 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão do Ensaio E na Amostra CO.....	160
Figura C.8 – Curvas Gradiente Hidráulico <i>versus</i> Vazão de Todos os Ensaio Realizados com a Amostra CO – Faixa de Variação.....	160

LISTA DE ABREVIACÕES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

A	Área da seção transversal ao fluxo;
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
AHE	Aproveitamento hidrelétrico;
APT	Curvas de carregamento e descarregamento aproximadamente paralelas à teórica;
AR	Água do rio;
BENA	Barragem de encamento com núcleo argiloso;
BEVC	Barragem de enrocamento com vedação central;
BEVM	Barragem de encamento com vedação a montante;
Ca	Cálcio;
Cc	Coefficiente de curvatura;
CD	Com defluculante;
Cl	Cloro;
cm	Centímetro;
cm ³	Centímetro cúbico;
CO	Amostra de solo representativa do material utilizado na construção da Barragem de Corumbá I;
CTC	Capacidade de troca catiônica;
Cu	Coefficiente de uniformidade;
ES	Massa de solo erodido;
g	Grama;
GC	Grau de compactação;
H	Carga hidráulica;
h	Hora;
i	Gradiente hidráulico;
i _{cr}	Gradiente hidráulico crítico;
i _m	Gradiente hidráulico médio;
i _{máx}	Gradiente hidráulico máximo;
Indef.	Indeformado;
IP	Índice de Plasticidade;

j	Força de percolação por unidade de volume;
k	Permeabilidade;
K	Potássio;
kg	Quilograma;
km	Quilômetro;
kN	QuiloNewton;
kPa	QuiloPascal;
L	Comprimento total que a água percola;
LA'	Solo laterítico arenoso;
LG'	Solo laterítico argiloso;
m	Metro;
m ²	Metro quadrado;
m ³	Metro cúbico;
MD	Amostra de solo proveniente da área de empréstimo na ombreira direita do AHE Peixe-Angical;
ME	Amostra de solo proveniente da área de empréstimo na ombreira esquerda do AHE Peixe-Angical;
Mg	Magnésio;
min	Minuto;
ml	Mililitro;
mm	Milímetro;
Na ⁺	Íon de sódio;
NaOH	Hidróxido de sódio;
NC	Curvas de carregamento e descarregamento não coincidentes;
ND1	Não dispersivo;
ND2	Incipientemente dispersivo;
NPT	Curvas de carregamento e descarregamento não paralelas à teórica;
NS'	Solo não laterítico siltoso;
PC	Curvas de carregamento e descarregamento parcialmente coincidentes;
pH	Potencial hidrogeniônico;
PPT	Curvas de carregamento e descarregamento parcialmente paralelas à teórica;
PS	Perda de solo;
PT	Curvas de carregamento e descarregamento paralelas à teórica;
Q	Vazão;
S	Recalque superficial;

s	Segundo;
SA	Sociedade Anônima;
SAR	Razão de sódio adsorvido;
SCS	Ensaio de Dispersão do <i>Soil Conservation Service</i> ;
SD	Sem defloculante;
TC	Curvas de carregamento e descarregamento totalmente coincidentes;
UHE	Usina hidrelétrica;
w	Umidade;
w _L	Limite de Liquidez;
w _{ot}	Umidade ótima;
w _P	Limite de Plasticidade;
($\sigma_1 - \sigma_3$)	Tensão desviadora;
($\sigma_1 - \sigma_3$) _f	Resistência máxima;
Δh	Diferença de carga hidráulica;
γ	Peso específico;
γ_d	Peso específico seco;
γ_s	Peso específico dos grãos;
γ_w	Peso específico da água;
σ_y	Tensão Vertical;
σ_1	Tensão Principal Maior;
σ_2	Tensão Principal Intermediária;
σ_3	Tensão Principal Menor;
Ψ	Ângulo de Dilatância;
#	Peneira;
%	Porcentagem;
%Al	Saturação de alumínio;
%V	Saturação de bases;
<	Menor que;
>	Maior que;
°	Grau;
° C	Grau Celsius;

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A matriz energética brasileira está baseada principalmente na energia gerada por usinas hidrelétricas. Nessas indústrias é de fundamental importância a presença das barragens como estruturas de represamento da água. Diante da diversidade de materiais de fundação e construção encontrados, o projeto da seção de uma barragem deverá apresentar características específicas a cada região onde será implantada a usina. Respeitando fatores técnicos, como a disponibilidade de materiais para construção, as características do material de fundação, as condições climáticas da região e o tempo disponível para a construção, quando há disponibilidade de materiais rochosos aliada a um limitado volume de solo, as barragens de enrocamento têm sido freqüentemente adotadas.

Nessas barragens, o enrocamento é utilizado com a função de estabilidade, associado a um elemento impermeável com a função de vedação. Normalmente, para uma barragem de enrocamento tem-se uma construção mais econômica devido às seguintes vantagens: menor custo unitário da execução do enrocamento quando comparado com os solos compactados; maior rapidez na construção; e menor volume de aterro. As restrições para este tipo de barragem são relativas às condições da fundação, que deve possuir elevada resistência para suportar os maiores esforços que são transmitidos, além de baixa compressibilidade. Como elemento de vedação, caso haja solos disponíveis com características adequadas, pode ser adotado o núcleo de solo argiloso compactado.

Principalmente quando as condições climáticas são desfavoráveis à adoção de solos compactados ou quando não se tem quantidade de solo suficiente para a impermeabilização, um projeto mais econômico busca a redução máxima da espessura do núcleo argiloso, ou até mesmo a adoção de outros materiais como soluções para impermeabilização. Por outro lado, a adoção de núcleos de argila compactada mais esbeltos traz como consequência o desenvolvimento de gradientes hidráulicos mais elevados e, portanto, maior susceptibilidade à ocorrência de erosão interna, além de também favorecer a ocorrência do fenômeno de transferência de tensões.

Na literatura existem sugestões práticas de projeto da espessura da base do núcleo que, basicamente, relacionam essa espessura com a escolha indireta do projetista em permitir o desenvolvimento de gradientes hidráulicos médios baixos ou mais elevados neste local. O problema da utilização destas sugestões é que elas não levam em conta as características e o comportamento do solo a ser utilizado quanto à resistência ao fenômeno de erosão interna frente a diferentes gradientes.

O projeto de um núcleo argiloso deve ser feito de forma que esta estrutura seja capaz de desempenhar com segurança e eficiência a sua principal função, que é a de vedação. Para tanto, é importante que seja considerada a possibilidade de ocorrência de fenômenos associados com a erosão do material e a formação de fissuras devido à transferência de tensões entre materiais adjacentes com características de deformabilidade distintas. Existe uma diversidade de métodos experimentais e teóricos apresentados na literatura para avaliar o comportamento dos materiais quanto à erosão. Apesar disso, para o projeto do núcleo de uma barragem, é verificada a carência de uma proposta de dimensionamento seguro contra a ocorrência de erosão interna pautada em um método simples e prático para a obtenção de um parâmetro característico da resistência do material a este fenômeno. Neste contexto, o ensaio pinhole, por apresentar como principais vantagens a simplicidade e a rapidez de execução, merece ser mais bem estudado com vistas à fornecer este parâmetro. Porém, além de ser um ensaio originalmente criado para avaliar o comportamento quanto à dispersibilidade, sabe-se da necessidade de avaliação da qualidade dos resultados obtidos por meio dele na previsão do potencial de ocorrência de erosão interna de uma forma mais geral.

Assim, a proposta desta pesquisa é estudar a possibilidade de adequação da geometria de núcleos constituídos por materiais argilosos ao seu potencial de ocorrência de fenômenos de erosão interna, caracterizado por meio de ensaios pinhole. É proposto estudar até quanto seria possível reduzir o volume de solo argiloso compactado, por meio da utilização de núcleos mais esbeltos, adotando-se um critério de gradiente hidráulico de carreamento deste material. Neste estudo está também incluída a verificação do comportamento do núcleo esbelto quanto à predisposição ao fenômeno de transferência de tensões.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é propor uma metodologia para a determinação da espessura mínima de núcleos argilosos em barragens de enrocamento, a partir da utilização do ensaio pinhole como ferramenta ao fornecimento do parâmetro de projeto e que atenda a

critérios de segurança quanto à ocorrência dos fenômenos de erosão interna e transferência de tensões.

Os objetivos secundários são:

- ✓ Verificar a aplicabilidade do ensaio pinhole na caracterização do potencial à ocorrência de fenômenos de erosão interna em núcleos de barragens e na identificação do gradiente hidráulico máximo que o material resiste sem que ocorra o desenvolvimento de um processo erosivo;
- ✓ Propor uma metodologia de identificação do gradiente hidráulico crítico a partir dos resultados do ensaio pinhole;
- ✓ Verificar a repetibilidade do ensaio pinhole quanto à obtenção do gradiente hidráulico crítico e a influência do tipo de solo e das condições de compactação no valor do gradiente hidráulico crítico;
- ✓ Aplicar a metodologia proposta a um caso real de barragem de enrocamento com núcleo argiloso, a partir da realização de ensaios com solo utilizado na construção desse núcleo. Por meio dos resultados obtidos nos ensaios deverá ser definida a espessura mínima do núcleo que atenda à segurança contra os fenômenos de erosão interna. A partir desta definição, realizar a análise numérica do comportamento do núcleo quanto ao arqueamento de tensões, dimensionado a partir da espessura anteriormente estabelecida.

1.3 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é composta por sete capítulos, os quais são apresentados sucintamente a seguir.

O presente Capítulo apresentou a *introdução* do tema englobando algumas considerações iniciais, os objetivos propostos e o escopo da dissertação.

No Capítulo 2 é apresentada a *revisão bibliográfica* onde são abordados alguns conceitos e fundamentos teóricos de grande relevância para o entendimento deste trabalho, além de apresentar estudos anteriormente realizados a respeito do tema tratado. É apresentado um resumo das características das barragens de enrocamento com núcleo argiloso, notadamente àquelas referentes ao projeto do núcleo, bem como é feita uma abordagem sobre os fenômenos de erosão interna e arqueamento de tensões nessas barragens.

O Capítulo 3 é utilizado para apresentar os *materiais e métodos* empregados na avaliação do desempenho do ensaio pinhole na previsão da resistência à erosão interna de materiais

argilosos, especialmente no que se refere à definição do gradiente hidráulico crítico ao carregamento de partículas. São resumidas as informações sobre os materiais utilizados, seguidas pelo detalhamento das metodologias de ensaios aplicadas. Ao final, é apresentada a metodologia de identificação do gradiente hidráulico crítico a partir dos resultados obtidos dos ensaios pinhole.

A *apresentação e discussão dos resultados* obtidos na execução da metodologia de avaliação do desempenho do ensaio pinhole, é realizada no Capítulo 4. De forma preliminar são comentadas as principais características físicas, químicas e mineralógicas dos materiais ensaiados, além de avaliações do seu potencial à erodibilidade interna. A metodologia de determinação do gradiente hidráulico crítico ao carregamento de partículas por meio do pinhole é implementada para os solos estudados. Buscou-se verificar uma possível influência de cada característica estudada nos resultados dos ensaios pinhole.

No Capítulo 5 é realizada a apresentação da *proposta de metodologia* de dimensionamento de núcleos argilosos em barragens de enrocamento, seguida de um *exemplo de aplicação* da mesma para o caso da Barragem de Corumbá I. A metodologia é proposta com base nos estudos feitos acerca do ensaio pinhole. No exemplo de aplicação, inicialmente são apresentadas as características de projeto referentes à barragem adotada. É realizada a determinação da espessura mínima do núcleo da barragem, utilizando os resultados dos ensaios pinhole realizados com o solo do núcleo da mesma. Por fim, é realizada a simulação numérica para a verificação da eventual ocorrência de transferência de tensões e fraturamento hidráulico.

No Capítulo 6 são apresentadas as principais *conclusões* deste trabalho, além de propor *sugestões* para pesquisas futuras, relacionadas ao tema estudado.

Ao final, após as *referências bibliográficas* da pesquisa, estão incluídas, em Apêndices, as curvas obtidas em cada ensaio pinhole realizado.

CAPÍTULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

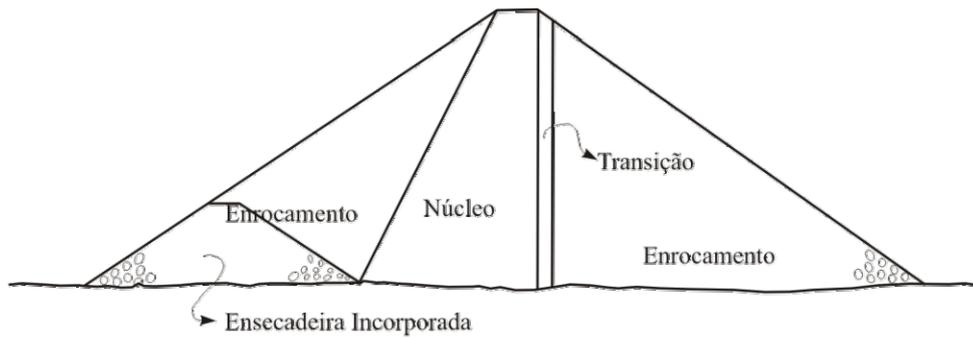
Neste capítulo, são abordados alguns conceitos e fundamentos teóricos de grande relevância para o entendimento deste trabalho, além de apresentar estudos anteriormente realizados a respeito dos temas tratados. Desta forma, é apresentado um resumo das características das barragens de enrocamento com núcleo argiloso, bem como uma abordagem sobre os fenômenos de erosão interna e arqueamento de tensões nessas barragens.

2.1 BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM NÚCLEO ARGILOSO

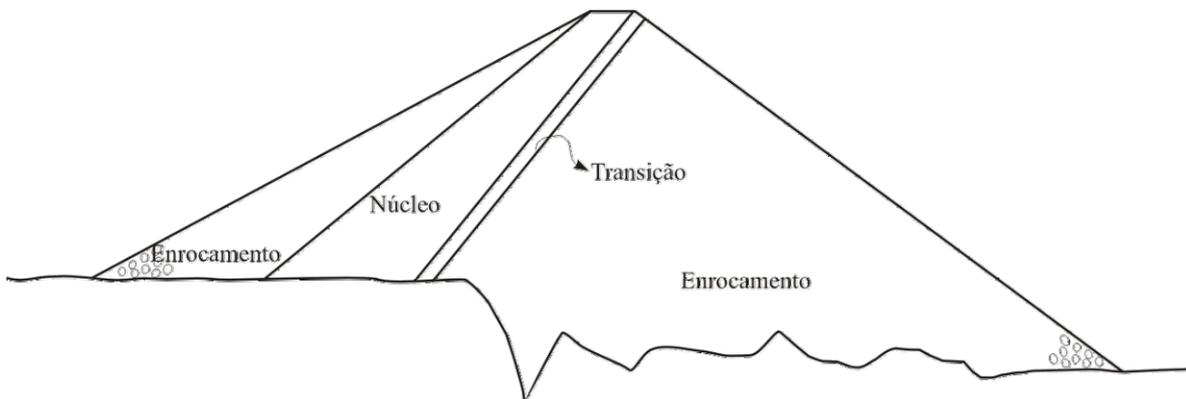
As barragens de enrocamento podem ser classificadas, de acordo com a posição do elemento de vedação, em barragens de enrocamento com vedação central (BEVC) ou barragens de enrocamento com vedação a montante (BEVM). No caso das BEVC, a forma de impermeabilização mais utilizada é o núcleo de solo argiloso compactado contido pelos espaldares de enrocamento, possuindo uma zona de filtro e transição entre eles. Neste caso, a posição do núcleo pode variar desde extremamente inclinado até a posição central.

Para o caso das barragens de enrocamento com núcleo argiloso (BENA) a definição da posição do núcleo, entre vertical ou inclinado, normalmente está associada às características de resistência e deformabilidade dos materiais utilizados na construção. Solos menos resistentes e mais compressíveis favorecem o uso do núcleo inclinado, uma vez que o material fica apoiado sobre o espaldar de enrocamento, diminuindo a ocorrência de arqueamento de tensões. Entretanto, condições específicas de cada projeto, como a opção pela incorporação de uma enscadeira (Figura 2.1a) ou condições geológicas da fundação (Figura 2.1b), também exercem influência na escolha da posição do núcleo.

Uma vantagem do núcleo vertical é que as pressões no contato núcleo-fundação serão maiores, promovendo uma maior proteção contra a possibilidade de percolação preferencial ao longo do contato (Thomas, 1979). Segundo Sherard et. al (1963), esta foi a principal consideração para a seleção do núcleo vertical para a barragem Ambuklao, de 131 m de altura, em 1956 nas Filipinas (Figura 2.2).



a) Posição definida em função da incorporação da ensecadeira.



b) Posição definida pela condição geológica / topográfica da fundação

Figura 2.1 – Barragem de Enrocamento com Núcleo Argiloso – Posição do Núcleo (modificado – Moreira, 1981)

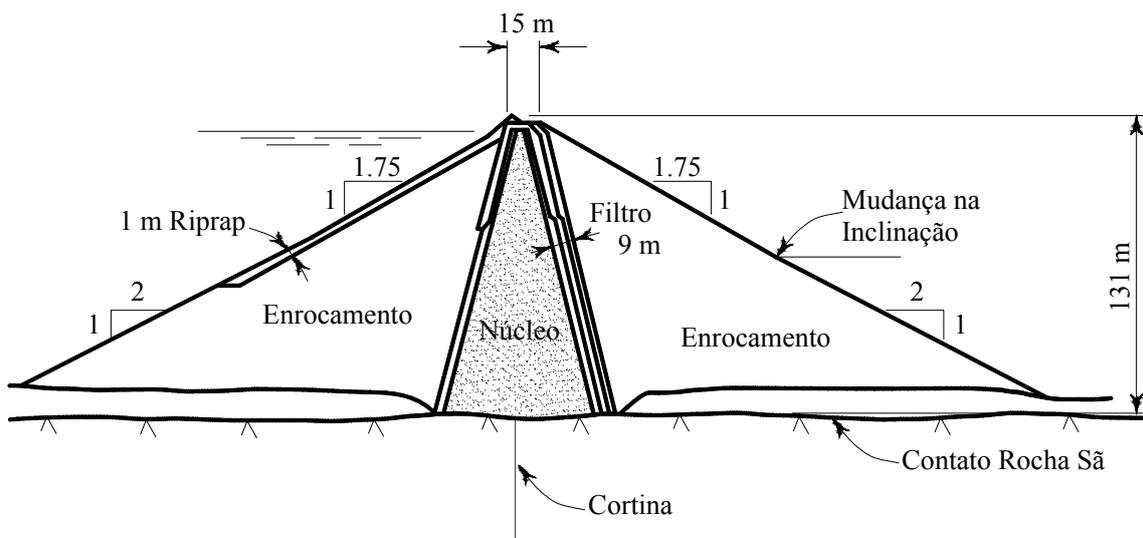


Figura 2.2 – Barragem de Enrocamento com Núcleo Vertical – Barragem Ambuklao, Filipinas (modificado – Sherard et. al, 1963)

O núcleo inclinado apresenta vantagens em locais de alta pluviosidade por possibilitar a construção de maior volume de enrocamento a jusante durante o período chuvoso independente da compactação do material argiloso do núcleo, que pode ser realizada posteriormente. Segundo Moreira (1981), sob o ponto de vista de estabilidade dos taludes, arqueamento de tensões e fraturamento hidráulico do material do núcleo, de um modo geral, o núcleo moderadamente inclinado para montante constitui a posição otimizada. De acordo com Viotti (1997), a adoção de núcleo inclinado na barragem de Emborcação, com 158 m de altura, teve como objetivo evitar o arqueamento de tensões do núcleo para o enrocamento.

Com relação ao dimensionamento do núcleo, segundo Cooke (1964), a espessura mínima é a principal determinação do projeto para uma dada condição de fundação, propriedades do material do núcleo, inclinação dos espaldares e altura da barragem. Normalmente, a definição das dimensões do núcleo de uma barragem de enrocamento é governada por conhecimentos práticos. Segundo Bordeaux (1979), os principais fatores que devem ser considerados são:

- ✓ Permeabilidade do material utilizado;
- ✓ Vazões de percolação admissíveis;
- ✓ Gradientes hidráulicos admissíveis, principalmente no contato do núcleo com a fundação;
- ✓ Estabilidade contra a erosão interna (riscos de fissuramento);
- ✓ Disponibilidade de materiais para o núcleo;
- ✓ Custo relativo de enrocamentos e solos argilosos;
- ✓ Importância e velocidade do rebaixamento rápido do reservatório.

De acordo com Bordeaux (1979), a largura do núcleo junto à crista da barragem não deve ser inferior a 3,0 m por questões construtivas de lançamento e compactação dos materiais. Na base do maciço, a largura mínima do núcleo é, em geral, superior a 0,25 vezes a carga hidráulica do reservatório.

Principalmente quando não se tem quantidade de solo suficiente para a impermeabilização ou quando as condições climáticas são desfavoráveis à adoção de solos compactados, tem-se a tendência de reduzir ao máximo a espessura do núcleo de solo, ou até mesmo adotar outros materiais como solução para impermeabilização. Considerando que o material do núcleo normalmente possui uma menor resistência ao cisalhamento que os demais materiais da barragem de enrocamento, do ponto de vista da estabilidade, também é desejável que o núcleo seja o mais esbelto possível. Por outro lado, a adoção de núcleos de argila compactados mais esbeltos traz como consequência o desenvolvimento de gradientes

hidráulicos mais elevados e, portanto, maior susceptibilidade à ocorrência de erosão interna, além de favorecer ainda mais o fenômeno de transferência ou arqueamento de tensões.

Apesar de existirem na literatura sugestões para o dimensionamento da espessura do núcleo, a determinação da espessura mínima que garanta a segurança quanto à ocorrência de erosão interna ainda não está disponível por meio de tratamentos teóricos. Atualmente, há principalmente sugestões práticas de projeto que, basicamente, relacionam a espessura do núcleo com a escolha indireta do projetista em permitir o desenvolvimento de gradientes hidráulicos médios mais baixos ou mais elevados neste local. Normalmente, gradientes médios mais baixos (em torno de 1) estão relacionados ao projeto de núcleos centrais de espessura da base da ordem de metade ou igual à carga hidráulica do reservatório, enquanto que gradientes médios mais elevados (variando de 2 a 3) são desenvolvidos nos núcleos inclinados com espessura da base da ordem de 0,5 a 0,8 vezes a carga hidráulica. O problema da utilização destas sugestões é que elas não levam em conta as características e o comportamento do solo a ser utilizado quanto à resistência ao fenômeno de erosão interna frente a diferentes gradientes.

A magnitude do gradiente hidráulico que levará ao desenvolvimento de erosão interna varia para cada tipo de solo, aspecto este que normalmente não é levado em consideração quando se utiliza dessas sugestões práticas na determinação da espessura do núcleo. A desconsideração desta característica, com base nos critérios práticos disponíveis atualmente, pode ser um fator decisivo em casos onde há escassez de solo ideal para impermeabilização, podendo inviabilizar erroneamente a opção de utilizar um núcleo argiloso. O não conhecimento do gradiente máximo admissível para o solo quanto ao desenvolvimento de erosão impossibilita a otimização da espessura do núcleo em função dos volumes de material disponíveis.

Uma outra abordagem pode ser dada para a importância da consideração do potencial de carreamento do solo no dimensionamento da espessura do núcleo. O conhecimento deste potencial, frente aos gradientes a serem desenvolvidos, poderia ser utilizado como um critério para a escolha do solo mais adequado ao núcleo, dentre uma gama de materiais disponíveis. A escolha buscaria compatibilizar a espessura mínima possível para cada material e, conseqüentemente, o volume mínimo necessário para cada solo, com o volume disponível de cada um.

Como já exposto anteriormente, se por um lado, conhecer o gradiente máximo admissível quanto à erosão interna para um determinado solo possa levar ao dimensionamento de um núcleo mais esbelto, em contrapartida é esperado que os fenômenos de arqueamento de tensões e fraturamento hidráulico sejam potencializados com a diminuição da espessura. O fenômeno de arqueamento de tensões, relacionado com a diferença de deformabilidade entre os materiais adjacentes na barragem, resulta em uma redução das tensões no núcleo, possibilitando a ocorrência do fraturamento hidráulico do solo do núcleo a partir do enchimento do reservatório. Estes fenômenos estão relacionados com a formação de fissuras que se estendem transversalmente no núcleo, predispondo o material ainda mais ao processo de erosão interna.

Como Hjeldnes & Lavania (1980) apresentam, a formação das fissuras depende de deformações por tração ocorridas na barragem e estão relacionadas com as características de tensão-deformação dos materiais, enquanto que a extensão dessas fissuras depende das propriedades de percolação e erosão dos solos. Portanto, todos os três fatores, ou seja, as propriedades de fissuração, percolação e erosão, devem ser estudadas para a estabilidade de uma barragem, sendo desejável que esta fosse uma análise simultânea.

A partir de estudo semelhante, seria possível então selecionar um melhor material para o núcleo, que possuísse o menor potencial de desenvolvimento da erosão interna. Quanto ao dimensionamento da espessura do núcleo, um estudo conjunto destes fatores é também importante de forma que seja possível determinar simultaneamente tanto a espessura mínima em função do potencial de carreamento do solo, quanto a espessura mínima que leve a níveis aceitáveis de arqueamento de tensões. O cruzamento desses resultados é que levaria à menor dimensão que garanta a segurança do núcleo quanto à erosão interna e ao fraturamento hidráulico. Nos itens a seguir são discutidos mais detalhadamente os principais conceitos e fatores relacionados à ocorrência destes fenômenos.

2.2 FENÔMENO DE EROSÃO INTERNA EM BENA

Como tratado anteriormente, uma das maiores preocupações para a segurança de barragens de terra e enrocamento é quanto ao comportamento dos solos frente a condições de percolação, notadamente no que se diz respeito ao potencial de migração das partículas através dos vazios adjacentes. Este problema é potencializado aliado à ocorrência de fissuras transversais no núcleos, podendo levar à ruptura da barragem.

O fenômeno de erosão interna pode ocorrer a partir de diversos mecanismos de migração de partículas, entretanto, é comum na literatura internacional de barragens a denominação de *piping* para qualquer erosão devido ao fluxo que se desenvolve através da barragem. Alguns autores associam o termo *piping* à erosão em forma de canais (*tunnel erosion*) que se desenvolve devido ao destacamento e transporte de partículas provocado pelas forças cisalhantes geradas a partir do fluxo de água (Coelho Neto, 1998). Para Hargerty (1991), a erosão por *piping*, é definida como a ocorrência de migração total das partículas de solo juntamente com a água para uma superfície externa. Podem ocorrer também outras formas de erosão interna como o mecanismo denominado por carreamento (Rodrigues, 1984) ou *seepage erosion* (Coelho Neto, 1998). Para os autores, esse mecanismo estaria relacionado com o carreamento das partículas menores do solo por entre as maiores, também em função da força do fluxo, provocando uma destruição da estrutura do solo e formando vazios. Nesse mecanismo, as partículas não precisam ser, necessariamente, transportadas juntamente com a água para fora da barragem, mas podem apenas migrar localmente de uma região para outra dentro do núcleo. Meyer et al. (1994) também subdividiram a erosão devido à percolação em *piping* e em um outro tipo ao qual chamaram de erosão interna. Segundo estes autores o *piping* é definido como a remoção de solo ao longo de descontinuidades em estruturas de solo ou fundação, a qual é iniciada em uma superfície externa. O espaço criado na saída de fluxo aumenta progressivamente para trás de maneira a formar canais ou tubos irregulares. As descontinuidades consistiriam em concentração de finos ou na presença de fissuras. Já a erosão interna, ou erosão da matriz fina do solo, foi definida como o processo pelo qual as partículas finas são movidas localmente para dentro de uma camada granular, formando cavidades que podem ocasionar em colapsos e rupturas. Esse último conceito estaria relacionado ao carreamento (Rodrigues, 1984) e que também é conhecido como sufusão. A Figura 2.3 a seguir ilustra a diferença entre os dois tipos de erosão interna considerados neste trabalho.

A erosão interna devido ao fluxo de água pelo núcleo de uma barragem, envolvendo as partículas do solo e as forças hidráulicas requeridas para a sua movimentação, além da interação entre elas, é um fenômeno difícil de identificar e descrever. Os principais fatores que influenciam na ocorrência desse fenômeno podem ser divididos em: a) externos e b) intrínsecos aos materiais envolvidos. Os fatores externos mais relevantes estão relacionados com as forças perturbadoras, como a força de percolação e forças desenvolvidas em eventos de vibração. No cenário de desenvolvimento deste estudo é relevante considerar apenas os

efeitos da perturbação causada pela força de percolação. Quanto aos fatores intrínsecos aos materiais envolvidos no processo de percolação, aqueles relacionados com o potencial à dispersibilidade e ao potencial de instabilidade interna do solo são os que governam o seu comportamento. Nos itens a seguir esses fatores são tratados com maior detalhe.

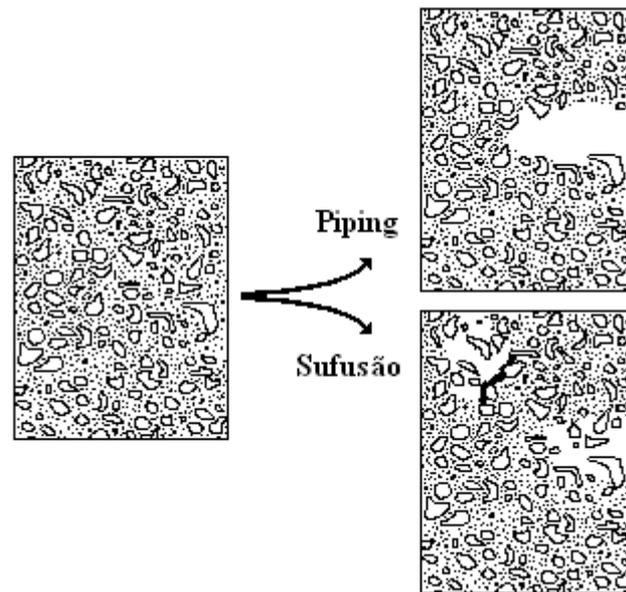


Figura 2.3 – Diferentes Mecanismos de Erosão Interna

2.2.1 Fatores que Influenciam na Ocorrência de Erosão Interna

As informações encontradas na literatura a respeito dos principais fatores que influenciam no desenvolvimento do fenômeno de erosão interna em solos são consolidadas a seguir. Buscou-se resumir as observações a respeito da maneira como cada um desses fatores pode atuar para a ocorrência do fenômeno de erosão.

2.2.1.1 Força de Percolação

No que diz respeito às forças perturbadoras (fatores externos) é destacada a força de percolação, definida como resultante do atrito entre a água e as partículas de solo, devido ao fluxo d'água através dos vazios deste. Essa força possui unidade semelhante ao peso específico, uma vez que sua dissipação é considerada ocorrendo uniformemente em todo o volume de solo, atua da mesma forma que a força gravitacional e é dada por:

$$j = \frac{\gamma_w i AL}{AL} = i \gamma_w \quad (2.1)$$

em que:

j é denominado força de percolação por unidade de volume (kN/m^3);

i é o gradiente hidráulico;

γ_w o peso específico da água (kN/m^3);

A é a área da seção transversal (m^2);

L o comprimento total que a água percorre (m).

A erosão interna acontece quando as forças de atrito geradas pela percolação da água, que tendem a arrastar partículas de solo, se tornam maiores do que aquelas que resistem ao movimento. O gradiente hidráulico em que ocorre a percolação é preponderante na intensidade destas forças de atrito, uma vez que ele está diretamente relacionado à força erosiva ou de percolação. Os núcleos de barragens de enrocamento são onde ocorrem gradientes mais elevados, e conseqüentemente, forças erosivas ou de percolação maiores, o que torna estas regiões mais susceptíveis ao desenvolvimento do fenômeno de erosão. Além disso, Hargerty (1991) comenta que a remoção de partículas de solo diminui o caminho de percolação da água, aumentando ainda mais o gradiente na região de ocorrência da erosão e intensificando, conseqüentemente, o processo erosivo. Esse fato foi observado em ensaios realizados por Tomlinson & Vaid (2000), nos quais a carga hidráulica foi elevada ao longo do tempo até a ocorrência da erosão do solo. Na Figura 2.4 é apresentado um dos resultados obtidos, no qual pode ser notado um aumento brusco no valor do gradiente hidráulico no momento de início do piping (entre 257 e 261 min) atribuído à redução da espessura da amostra. Foi possível definir o gradiente hidráulico crítico, determinado como aquele verificado no início da elevação abrupta e não como o gradiente máximo alcançado. Estes autores analisaram também o efeito da taxa de elevação do gradiente hidráulico no valor do gradiente crítico e no tempo para que esse fosse alcançado. O gradiente crítico encontrado para o ensaio a uma taxa incremental maior foi aproximadamente 1/3 do valor obtido quando a carga hidráulica foi elevada gradualmente.

Wolski et al. (1970) tratam a respeito dos gradientes hidráulicos desenvolvidos em núcleos de BENA e afirmam que eles têm uma distribuição não uniforme dependendo de alguns fatores. Maiores valores de gradiente ocorrem em regiões mais próximas à camada de transição de jusante e, dependendo da forma do núcleo e da superfície de contato, o valor do gradiente pode ser muito superior ao valor médio normalmente considerado ($i_m=H/L$), como apresentado na Figura 2.5. Algum acréscimo também pode estar associado à falta de uniformidade do núcleo, como fissuras e contatos entre camadas de compactação. Dos experimentos realizados, os autores observaram o desenvolvimento de gradientes hidráulicos

no contato do núcleo com a transição da ordem de 60 vezes maior do que o gradiente médio, afirmando que estes valores máximos é que são os responsáveis pelo início da erosão.

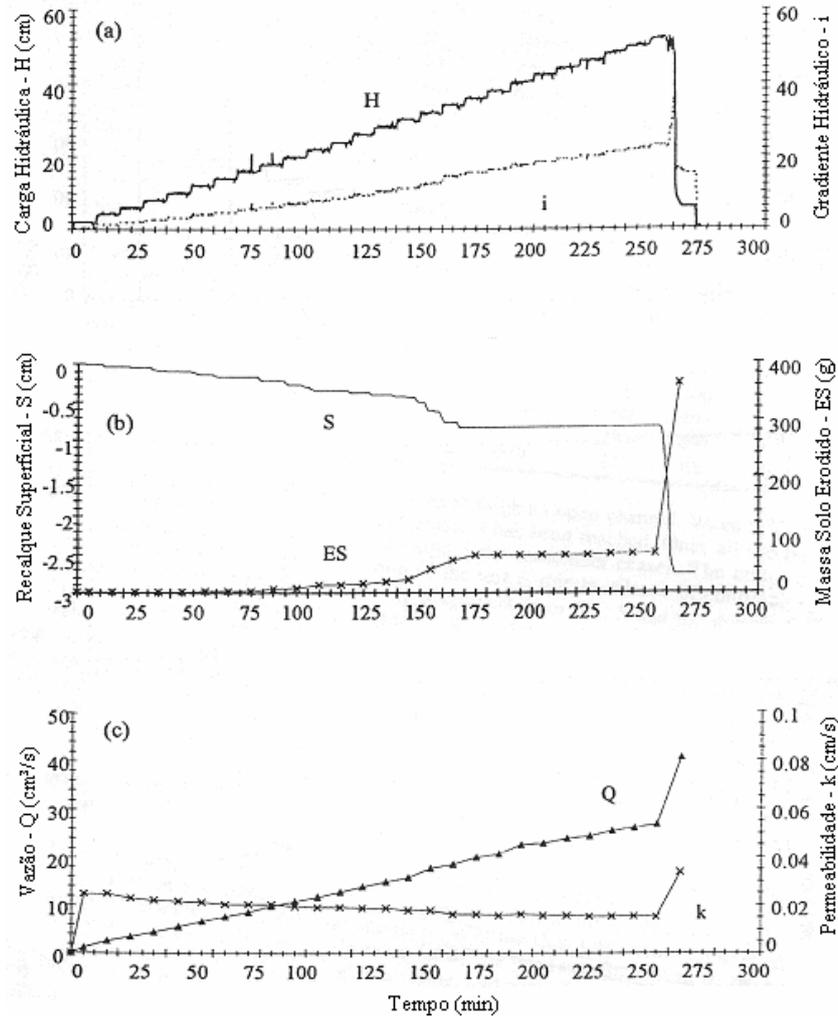


Figura 2.4 – Evolução do Gradiente Hidráulico ao Longo de Ensaio de Erosão (modificado – Tomlinson & Vaid, 2000)

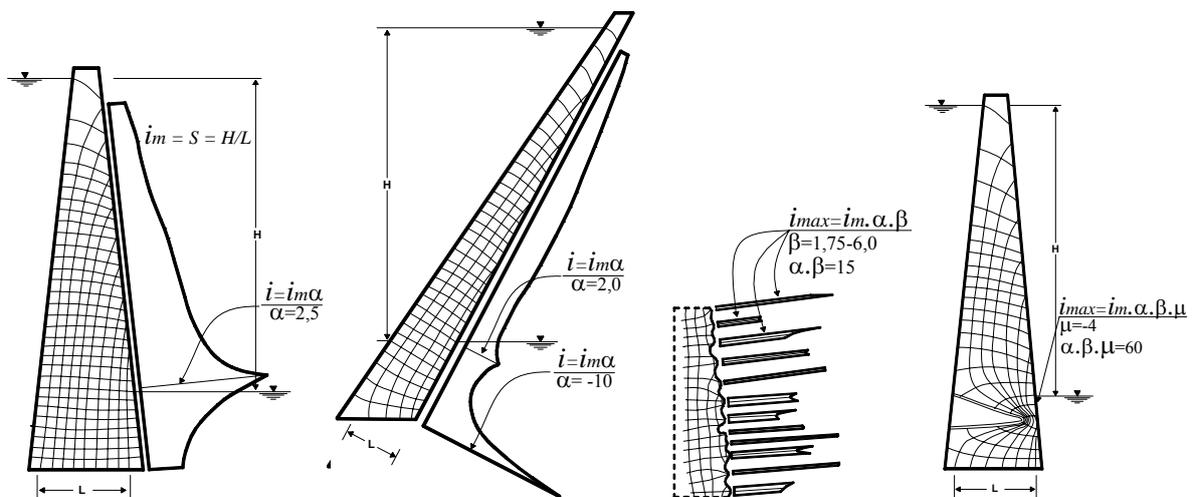


Figura 2.5 – Redes de Fluxo e Variação do Gradiente Hidráulico ao Longo do Núcleo (modificado – Wolski et al., 1970)

2.2.1.2 Fatores Intrínsecos aos Materiais Envolvidos

No que diz respeito às características inerentes aos materiais, o seu comportamento frente ao fluxo da água dependerá do tipo de solo e do fluido percolante. Hargerty (1991) descreve que as forças resistentes ao movimento são devidas ao embricamento e atrito entre as partículas; à coesão entre os grãos proveniente de atrações físico-químicas; e, em alguns casos, à força da gravidade. Estas características, na literatura, são comumente associadas ao comportamento dos solos quanto ao seu potencial à dispersibilidade e/ou ao seu potencial à instabilidade interna e são diretamente influenciadas pelas características físicas, químicas e mineralógicas dos materiais envolvidos no processo de percolação.

a) Potencial à Dispersibilidade

O potencial à dispersibilidade diz respeito à capacidade do material argiloso entrar em suspensão diante da presença de um fluido, mesmo na ausência de fluxo (Sherard *et al.*, 1976b). Isto ocorre quando forças repulsivas (devido às cargas iônicas superficiais dos argilominerais) entre as partículas de argila se tornam maiores do que as forças atrativas (van der Waals). Alguns autores (Arulanandan *et al.*, 1975; Looke, 2001) afirmam que o potencial de floculação dos íons de sódio (Na^+) é maior devido à sua baixa valência e elevado raio, e que, conseqüentemente, com o aumento da quantidade de sódio adsorvido nas partículas de argila a distância entre as mesmas também aumentará levando a um estado em que as forças repulsivas dominarão. De acordo com Sherard (1973), a tendência à dispersão é governada por uma série de propriedades das argilas, incluindo a quantidade de sódio adsorvido em relação ao cálcio e ao magnésio (SAR), o pH, o tipo de solo e a quantidade de sais dissolvidos no fluido. Fácio (1991) descreve a influência dos argilo-minerais na susceptibilidade à erosão de forma que solos com argilas do tipo montmorilonita possuem menor potencial do que aqueles com illita, que por sua vez possuem menor potencial a dispersão do que a caulinita. Essa influência pode estar inversamente relacionada com a capacidade de troca catiônica (CTC) desses argilominerais, ou seja, argilominerais com maior CTC possuem menor potencial à dispersibilidade (Looke, 2001).

O fluido que percola através dos vazios também exerce influência no potencial de dispersibilidade de solos argilosos. A quantidade de íons de sódio dissolvidos na água é a principal propriedade do fluido relacionada com a susceptibilidade de dispersão. Em segundo lugar deve ser avaliado o total de sais dissolvidos no fluido, sendo maior a susceptibilidade

de dispersão das argilas quanto menor a quantidade de sais dissolvidos. (Sherard et al., 1973; Arulanandan et al., 1975).

Aitchison & Wood em 1965, citados por Sherard (1973), apresentam um resumo do estudo de vinte pequenas barragens (das quais catorze romperam) em quatro estados da Austrália, escolhidos para representar diferentes condições climáticas e de solo. Kassif & Henkin em 1967, também citados em Sherard (1973), realizaram um estudo similar de dez barragens em Israel (das quais cinco romperam). Em ambos os estudos, os autores plotaram o SAR do solo em escala aritmética contra a concentração total de cátions na água do reservatório (medida dos sais dissolvidos) em escala logarítmica. Unindo os resultados dos dois estudos em um mesmo gráfico (Figura 2.6), foi possível traçar uma envoltória separando as barragens que sofreram ruptura das que não apresentaram problemas.

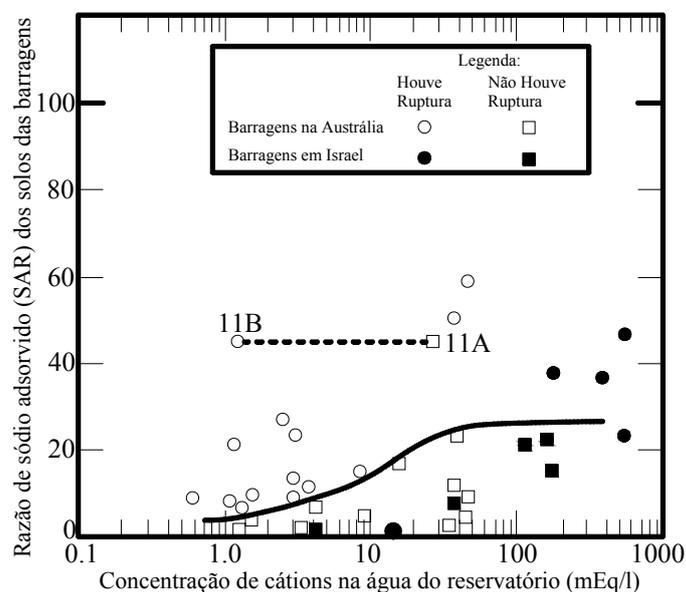


Figura 2.6 – Influência da química do solo e da água na ocorrência de erosão em pequenas barragens (modificado – Sherard, 1973)

b) Potencial à Instabilidade Interna

O potencial a instabilidade interna está relacionado ao potencial de ocorrência do fenômeno de erosão interna definido por sufusão e consiste na capacidade de um solo em permitir a movimentação de suas partículas no interior de seus próprios vazios frente a perturbações externas, como o fluxo de água. Este conceito teoricamente se aplica a qualquer tipo de solo, porém em materiais mais finos, a eventual ação da coesão proveniente de atrações físico-químicas dificulta ou diminui a possibilidade de ocorrência da instabilidade. Em materiais granulares, o que determina o potencial ao carreamento das partículas é a sua distribuição granulométrica, a porosidade e a intensidade do fluxo. Deve ser ressaltado que o que governa

a estabilidade interna de um material é a sua granulometria, ou seja, se um determinado solo é definido como estável internamente então a sua compactidade e a intensidade da força externa não irão mudar esta condição. Já para o caso de um solo potencialmente instável internamente, quanto menor a sua densidade relativa e maior a intensidade da força externa, maior será o potencial de desenvolvimento do fenômeno de sufusão (Kenney & Lau, 1985).

Skempton & Borgan (1994) estudaram o fenômeno em solos granulares de distribuição granulométrica bimodal, a partir de ensaios de percolação, e detectaram a sua ocorrência a níveis bastantes baixos de gradiente hidráulico. Segundo esses autores, toda a sobrecarga de pressão efetiva nesses solos se concentra nas partículas grossas. O material mais fino, submetido a tensões menores, seria mais afetado pelo aumento da pressão neutra estando, assim, mais propenso ao transporte dessas partículas pelo fluxo hidráulico. Analisando a forma da curva granulométrica dos materiais, Lafleur et al. (1989) propõem que solos com curva granulométrica côncava para cima apresentam algum nível de instabilidade diante do fluxo (curvas granulométricas descontínuas), já materiais com curva granulométrica linear são considerados estáveis internamente. Também avaliando a influência das características granulométricas dos materiais, Honjo et al. (1996) afirmam que durante o processo de percolação podem se formar dispositivos internos de auto-filtração no solo, os quais são controlados pelas partículas mais graúdas do material e se formam a partir da migração de partículas finas no seu interior. Segundo eles, solos que apresentem razão de descontinuidade granulométrica (razão entre os diâmetros, maior e menor, que limitam a descontinuidade) maior que quatro não têm capacidade de formação destes dispositivos, sendo instáveis internamente. Estudos como estes são fundamentados na comparação geométrica das partículas, considerando-as esféricas, com os vazios do próprio solo, não levando em conta características relacionadas seja com o grau de interação entre as partículas, como a densidade relativa, ou com as características físico-químicas do fluido percolante. Muñoz (2005) ainda constatou que a forma e a textura dos grãos também influenciam no seu comportamento quanto à instabilidade interna. Partículas lamelares, ou mesmo cúbicas, podem interagir de formas distintas frente à percolação do fluido, indicando que, as considerações feitas nos estudos da interferência das características granulométricas apresentam limitações.

2.2.2 Formas de Prevenção

A primeira forma de prevenção da ocorrência do fenômeno de erosão interna seria a diminuição dos gradientes hidráulicos atuantes no núcleo argiloso da barragem a partir do aumento da espessura deste. Entretanto, esta opção contraria a proposta e tendência atual de redução do volume desse material argiloso em barragens, buscando a máxima redução possível da espessura do núcleo. Outra forma possível de evitar o fenômeno é por meio da redução dos gradientes de saída, entretanto, segundo Moreira (1981) ocorrem com frequência interpretações erradas associando segurança ao piping somente à redução dos gradientes. Segundo o autor, a análise de segurança contra o *piping*, de modo correto, deve contemplar a comparação entre forças de percolação (forças mássicas função dos gradientes hidráulicos) e forças de gravidade (forças restritivas aos deslocamentos das partículas). Logo, para o autor, o estudo correto de piping envolve o estabelecimento do estado de tensões no maciço durante todas as fases de operação da barragem, uma vez que, tanto a força de percolação atuante quanto a resistente, de gravidade, são função do estado de tensões.

A identificação da ocorrência do fenômeno de erosão interna em uma barragem pode ser feita a partir da observação de evidências como surgências e umedecimento no talude de jusante, elevação dos níveis piezométricos na face de jusante, arqueamento e fissuras transversais na crista, aumento do fluxo no pé do talude de jusante com carreamento de materiais e diminuição do nível do reservatório.

Normalmente, a prevenção contra a migração do solo fino do núcleo para os vazios do enrocamento, evitando assim o início do processo de *piping*, é realizada com a utilização de camadas de proteção (filtros e zonas de transição) localizadas a jusante do núcleo. Esses filtros são utilizados com o objetivo de permitir que a água percole livremente, mas fazendo com que as partículas do solo sejam retidas no lugar, ou pelo menos, não ultrapassem o limite dos filtros e zonas de transição. Tradicionalmente, os filtros são constituídos por materiais granulares e o seu projeto é empírico, considerando a necessidade de retenção e drenagem. Essas relações empíricas, encontradas a partir de extensivos estudos de laboratório, são expressos em termos de comparação entre os tamanhos das partículas do solo a ser protegido e do solo do filtro. Podem ser encontrados, na literatura, diversos estudos e pesquisas tratando a respeito do dimensionamento e escolha adequada dos materiais dos filtros, de forma que a retenção de partículas e a drenagem da água sejam eficientes (Wolski et al., 1970; Cedergren

(1973); Vaughan & Soares, 1982; Arulanandan & Perry, 1983; Sherard et al., 1984; Indraratna & Vafai, 1997; Radampola, 2001).

2.2.3 Estatísticas de Rupturas e Acidentes

Como tratado anteriormente, uma das maiores preocupações para a segurança de barragens de terra é o problema da erosividade dos solos quando suas partículas estão sujeitas a forças de arraste resultantes da percolação da água. Este problema é ainda mais preocupante quando aliado à ocorrência de fraturas transversais em núcleos, potencializando o fenômeno de erosão interna (*piping*) e podendo levar à ruptura da barragem. Na literatura são reportados numerosos casos de acidentes e rupturas em barragens devido à ocorrência de erosão interna.

Foster et al. (2000a) apresentam resultados de análises estatísticas a respeito de incidentes em barragens, especialmente concentrados em casos de erosão interna e instabilidade de taludes. Tais análises foram baseadas em um banco de dados montado a partir de casos mundiais selecionados da literatura, num total de 11.192 barragens grandes barragens. De acordo com estes estudos, a erosão interna é uma das principais causas de rupturas e acidentes em barragens. Para grandes barragens, até 1986, estatísticas mostram que, considerando apenas as rupturas devido ao *piping*, aquelas ocorridas através do corpo da barragem representam mais de 50 % desse modo de ruptura (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 – Estatísticas sobre modos de ruptura em barragens (Foster et.al, 2000b).

Modo de ruptura	% do total de rupturas
<i>Piping</i> através do corpo da barragem	31
<i>Piping</i> pela fundação	15
<i>Piping</i> da barragem para a fundação	2
Instabilidade de taludes	4
Galgamento (overtopping)	46
Abalo sísmico	2

A análise dos autores (Foster et. al, 2000b) consistiu também em averiguar a frequência de ocorrência de uma determinada característica da barragem como, por exemplo, o tipo de zoneamento e de núcleo, nos incidentes ocorridos da população de barragens considerada. Este procedimento ajudou a visualizar qual característica isolada de uma barragem é mais vulnerável para um determinado modo de ruptura.

Tradicionalmente, a segurança contra erosão interna é baseada no zoneamento da barragem, na natureza dos filtros (se presentes), no controle da qualidade da construção e no desempenho da barragem (por exemplo, vazão de percolação e evidência do fenômeno de erosão). No estudo de Foster et. al (2000a), as barragens que apresentaram algum incidente, para o caso de ruptura por *piping* através do corpo da barragem, possuem de uma forma geral uma combinação de características ruins. Observou-se que uma deficiência isoladamente não exercia influência significativa na probabilidade de ruptura da barragem, e que os casos de incidentes apresentavam a atuação de duas ou mais características ruins em conjunto.

Foster et. al (2000b) concluíram que os fatores que mais influenciam na probabilidade de ocorrência de erosão interna através do corpo da barragem são:

- ✓ A ocorrência da erosão está principalmente associada a tipos de barragens com um deficiente controle de percolação da água através do corpo da mesma;
- ✓ Com relação ao tipo de solo, a ocorrência de erosão interna é mais provável em argilas dispersivas, siltes com baixa plasticidade (ML), areias mal e bem graduadas (SW, SP), areias argilosas e siltosas (SC, SM). Barragens construídas com argilas de alta plasticidade apresentaram uma menor incidência de *piping*;
- ✓ Quanto à origem geológica, os solos aluvionares e coluvionares apresentaram uma maior influência ao desenvolvimento da erosão interna;
- ✓ A compactação, ou a falta dela, dos solos é também um fator significativo. A incidência da erosão através do corpo da barragem é muito maior para aterros construídos sem uma compactação formal do solo, do que em casos onde a compactação foi realizada com controle.

Os casos estudados possibilitaram conhecer também os principais sinais de advertência que foram observados antes da ocorrência dos acidentes e rupturas por erosão interna, além do tempo para o desenvolvimento da ruptura. O conhecimento destes sinais pode auxiliar na avaliação da melhor decisão a ser tomada: se uma intervenção para interromper um processo de ruptura é possível ou se há tempo apenas para evacuar a população a jusante, por exemplo. De acordo com o relato dos incidentes por *piping* através da barragem, um aumento da vazão e da presença de solo na água que percola pela barragem foram as observações mais comuns realizadas. Em aproximadamente 30 % dos casos de ruptura nenhuma observação foi possível antes do evento devido à ausência de uma testemunha ocular. Outro sinal comumente observado nos acidentes (40 % dos casos), e em menor número no caso de ruptura (10 %), é a

presença de *sinkholes*. Em casos de ruptura, o *piping* progride para montante com a formação do *sinkhole* abaixo do nível do reservatório e, portanto, não pode ser observado. Já, em acidentes, os *sinkholes* observados na crista ou no talude de jusante da barragem podem indicar que uma condição limite para o processo de erosão foi alcançada ou a ocorrência do colapso das paredes do túnel formado pela erosão. Com relação à poropressão desenvolvida na barragem, foram observados poucos incidentes com a ocorrência de sua alteração devido ao fenômeno de erosão.

Com relação ao tempo para a ocorrência da ruptura a partir da detecção do fenômeno, em aproximadamente 50 % dos casos não houve informação suficiente para estimar o tempo de desenvolvimento do *piping*. Para a maioria dos casos em que foi possível estimar este tempo, o tempo de desenvolvimento foi menor do que 6 h e em alguns destes casos apenas 2 ou 3 h. Já para os casos de acidentes, o processo parece alcançar uma condição limite, concedendo um tempo suficiente para ações de remediação. Nestes casos, o fluxo de água concentrado se desenvolve rapidamente no início, similar aos casos de ruptura, porém tende a estabilizar, interrompendo a erosão.

Alguns exemplos de rupturas e acidentes em barragem devido à erosão interna em núcleos de argila são: Yard's Creek Upper Reservoir Dam: Estados Unidos, 25 m de altura, ano de ocorrência: 1965 (Sherard, 1973); Balderhead Dam: Inglaterra, 48 m altura, ano de ocorrência: 1967 (Vaughan & Soares, 1982); Juklavatn Secondary Dam: Noruega, 25 m de altura, ano de ocorrência 1982. Johansen & Eikevik (1997) apresentam o caso de erosão interna da barragem Jukla, que consiste em uma BENA com 58 m de altura. O processo erosivo nesta barragem foi atribuído à ineficiência do filtro, dimensionado mais granular do que o ideal, e à ocorrência de transferência de tensões do núcleo para as transições.

2.2.4 Metodologias Disponíveis para Avaliação da Resistência à Erosão do Solo Devido à Percolação

Os acidentes ocorridos em barragens devido à erosão interna levaram à busca de medidas para identificação da resistência do solo à erosão devido ao fluxo, bem como para o desenvolvimento de metodologias de avaliação desta propriedade. Duas propriedades usualmente adotadas na prática para medir esta resistência são a tensão de cisalhamento crítica para a qual as partículas se desprenderiam e o potencial a erodibilidade dos solos (Reddi et al., 2000). Esse último é um parâmetro mais qualitativo e está relacionado com a

dispersibilidade e a estabilidade interna dos solos, enquanto que o outro parâmetro está relacionado com a quantificação das forças que resistem às forças perturbadoras.

2.2.4.1 Métodos para Quantificação das Forças Resistentes à Erosão Interna

Ensaios tidos como de natureza mais quantitativa são o *flume test* (Arulanandan et al. em 1980, citado por Reddi et al., 2000) e o ensaio do cilindro rotativo (Arulanandan et al., 1975). O primeiro consiste em aplicar um esforço hidráulico de tração a partir de um fluxo na superfície do solo em um canal. A medida da taxa de erosão do solo é dada pela diferença entre a densidade seca da amostra antes e depois do ensaio. No ensaio do cilindro rotativo, uma amostra de solo cilíndrica é colocada dentro de um cilindro maior transparente que pode ser rotacionado. Para que uma tensão de cisalhamento seja transmitida do cilindro giratório externo para a superfície da amostra, o espaço entre eles é preenchido com o fluido de interesse. A tensão de cisalhamento crítica é estimada pelo torque aplicado e transmitido ao fluido no início da erosão. Nesse ensaio tem-se a medida do valor da tensão de cisalhamento crítica, dependendo do conjunto “solo-fluido erosivo” e da influência de parâmetros físico-químicos dos materiais.

Reddi et al. (2000), por entenderem que todos estes ensaios acima descritos simulam apenas o fenômeno de erosão superficial e, portanto, não prevêem a ocorrência dos fenômenos de *piping* e sufusão, realizaram um estudo comparativo entre processos de erosão superficial e interna, utilizando ensaios de permeabilidade com bomba de fluxo. A técnica da bomba de fluxo foi proposta, segundo Aiban & Znidarcic (1989), em 1966 por Olsen para a medida de permeabilidade em solos finos e consiste em induzir uma quantidade de fluxo constante através da amostra utilizando a bomba. Controlando a vazão que passa pela amostra, a diferença de pressão correspondente é medida através de um transdutor diferencial, podendo a partir desta, determinar o gradiente hidráulico. Com o uso da técnica de bomba de fluxo a amostra é sujeita a condições de regime permanente, assim como no ensaio de permeabilidade a carga constante para solos granulares.

Segundo Silva (1999), a precisão do transdutor e o auxílio de um sistema de aquisição de dados permitem traçar, simultaneamente ao ensaio, o gráfico de diferença de pressão gerada. Assim, é possível determinar o instante em que se alcançou o regime permanente de fluxo, ou seja, quando a diferença de pressão ao longo da amostra se torna constante, gerando uma economia de tempo. Segundo Botelho (2001), uma das vantagens do ensaio é que o regime permanente é alcançado em menos de 1 h, podendo variar para diferentes amostras. Este

equipamento permite o alcance de elevados valores de gradiente hidráulico se velocidades de fluxo elevadas forem usadas (Botelho, 2001). Desta forma, o ensaio pode ser indicado para verificar o comportamento da amostra quanto ao carregamento de partículas e identificar o gradiente crítico para o qual isto ocorre, por meio do aumento progressivo da vazão.

Indraratna & Radampola (2002) propõe um método analítico para a determinação do gradiente hidráulico crítico requerido para a movimentação de partículas devido à percolação. Foi considerado que o início do movimento é governado pelo peso próprio do solo submerso, a distribuição do tamanho dos grãos e o atrito intergranular. Os autores realizaram uma verificação experimental da teoria para uma areia fina protegida por um cascalho fino uniforme, encontrando uma boa correlação entre os métodos. Para o caso de materiais coesivos, é esperado que o gradiente crítico requerido para o início do processo de erosão seja maior, necessitando que a teoria seja estendida para tais materiais.

Devido às incertezas na obtenção destes parâmetros são encontradas na literatura algumas recomendações de fatores de segurança contra a erosão devido à percolação, para o caso de fluxo ascendente (Tabela 2.2 - van Zyl & Harr em 1981, citados por Meyer et al., 1994).

Tabela 2.2 – Valores de FS Mínimo Recomendado contra Erosão devido à Percolação (van Zyl and Harr em 1981, citados por Meyer et al., 1994).

Referência	Condições do Solo	FS Mínimo Recomendado
Casagrande (1935)	Solo relativamente homogêneo com $k_{\max}/k_{\min} \geq 2$ a 3	>3
	Depósitos irregulares e/ou estratificados ou investigação de campo restrita	>10
Khosla et al. (1936)	Pedregulho	4 a 5
	Areia Grossa	5 a 6
	Areia Fina	6 a 7
Zaki & Leliavsky (1948)	Gradiente de saída obtido por rede de fluxo. Admitido para saída de jusante.	15
Marsland (1953)	Condições de campo bem estabelecidas.	1,5
Harr (1962)	-	>4

2.2.4.2 Métodos para Avaliação do Potencial à Dispersibilidade

Dentre os métodos experimentais desenvolvidos, a maioria é classificada como qualitativa, não avaliando a tensão cisalhante requerida para iniciar a erosão, e tratam mais a respeito da

dispersibilidade dos solos. O ensaio de dispersão, SCS, (Volk em 1937; citado em Sherard et al., 1976b) mede a tendência dispersiva de argilas através da comparação de ensaios de granulometria com e sem defloculantes e agitação mecânica. O grau de dispersão pode ser expresso por:

$$\text{Grau de dispersão SCS (\%)} = \frac{\% \text{ finos } < 0,005\text{mm sem defloculação}}{\% \text{ finos } < 0,005\text{mm com defloculação}} \times 100 \quad (2.2)$$

Um solo é considerado susceptível à dispersibilidade se seu grau de dispersão é maior que 40 %. Segundo Arulanandan et al. (1975), este ensaio não proporciona um método satisfatório para identificar solos erosivos em todos os casos, uma vez que ele não leva em conta as condições *in situ* ou a estrutura intacta do material, além de não levar em conta a composição do fluido do poro ou de percolação.

O Crumb Test (Emerson em, 1967; citado por Reddi et al., 2000) consiste em colocar torrões de solo em um becker contendo uma solução de hidróxido de sódio (NaOH) e observar o seu comportamento.

O Pinhole Test foi inicialmente desenvolvido por Sherard et al. (1976a) para identificar argilas dispersivas e consiste, basicamente, em criar um fluxo de água destilada através de um furo de 1,0 mm de diâmetro dentro de uma amostra de argila de 25,4 mm de comprimento. A carga hidráulica e, conseqüentemente o gradiente hidráulico, são variados ao longo do ensaio. Os solos são classificados a partir de observações da coloração da água que atravessou o corpo de prova, da vazão de percolação e do diâmetro do furo ao final do ensaio. A Figura 2.7 apresenta um esquema geral do equipamento de ensaio.

Segundo Sherard et al. (1976a), a principal diferença entre argilas dispersivas ou não é dada pelos resultados do ensaio sobre a carga de 50 mm. Para as argilas não dispersivas, existe uma velocidade crítica para a qual, abaixo dela, o fluxo de água não causa erosão, já para as argilas dispersivas não há esta velocidade crítica e as partículas coloidais de argila entram em suspensão mesmo em água parada. Ainda segundo os autores, este ensaio simula o fenômeno de *piping* por dispersão do solo que ocorre a partir de um pequeno fluxo concentrado através de uma fissura em barragens.

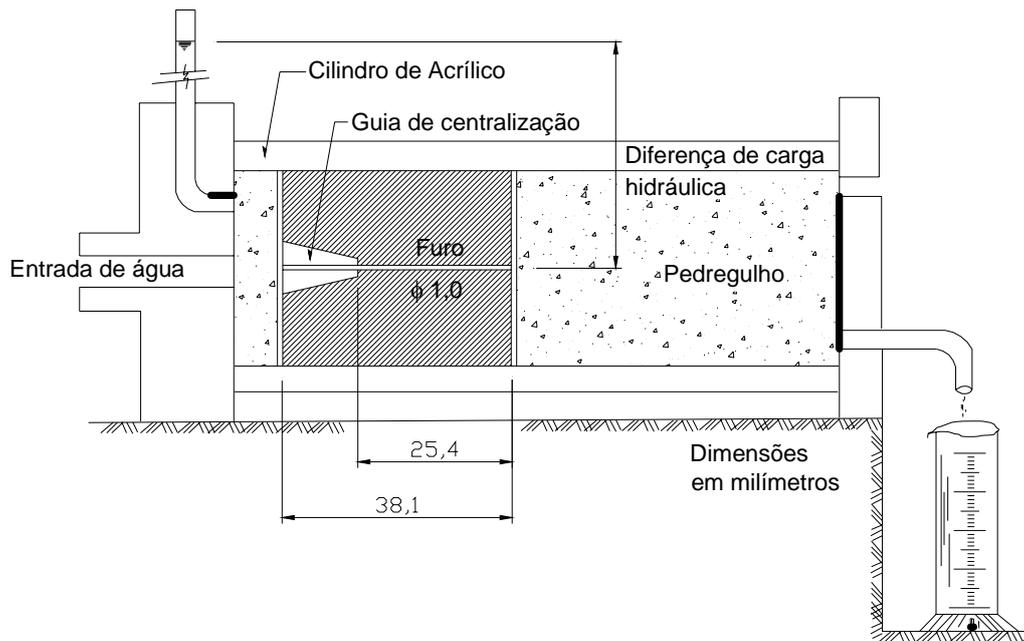


Figura 2.7 – Esquema Geral do Equipamento para Ensaio Pinhole (modificado - ABNT,1998).

Vale ressaltar que a partir da análise de resultados do ensaio Pinhole, Santos & Camapum de Carvalho (1998) identificaram que este ensaio poderia ser também utilizado para a previsão de processos de erosão mecânica e não apenas de erosão por dispersão. Foi sugerido pelos autores que o ensaio tivesse uma etapa no sentido inverso de carregamento, ou seja, após ter alcançado a carga hidráulica máxima, o gradiente seria diminuído progressivamente até as condições iniciais. Desta forma o provável aumento do diâmetro do furo seria percebido pelo aumento da vazão de percolação, ficando mais fácil evidenciar um processo de erosão mecânica.

2.2.4.3 Métodos para Avaliação do Potencial à Instabilidade Interna

Na literatura podem ser encontradas diversas propostas de avaliação do potencial à instabilidade interna de um solo, avaliando especialmente o efeito das suas características granulométricas no seu comportamento em percolação, como as de Sherard (1979), Kenney e Lau (1985) e Lafleur *et al.* (1989). Estas propostas estão fundamentadas na comparação geométrica das partículas considerando-as esféricas, com os vazios do próprio solo, não levando em conta características relacionadas seja com o grau de interação entre as partículas, como a densidade relativa, ou com a físico-química do fluido percolante. Isto se deve principalmente à dificuldade de quantificar o efeito destas características.

Sherard (1979) sugere que o potencial à ocorrência de migração de partículas finas de um solo granular, frente a perturbações externas, seja avaliado verificando se a fração grossa do material serve ou não como barreira (filtro) para a fração fina. Kenney e Lau (1985) propõem que a forma da curva granulométrica seja primordial na avaliação do potencial à instabilidade interna de um material, sendo mais importante que o próprio tamanho das suas partículas. Lafleur et al. (1989) também constatou que o comportamento dos solos quanto a esse potencial pode ser verificado a partir da forma da sua curva granulométrica.

Segundo Meyer et al (1994), Sherard propôs uma alternativa aproximada a qual foi baseada em análises da ruptura de nove barragens que apresentaram colapso ou sinkholes devido à erosão por percolação (Sherard, 1979). Os solos dessas nove barragens, envolvidos nos episódios de erosão, definiram uma envoltória granulométrica de Sherard (Figura 2.8). Os solos mal-graduados dentro da envoltória proporcionam uma inadequada capacidade de filtração interna, em contraste com os solos bem-graduados. Apesar da Figura 2.8 ser baseada em um restrito número de casos, ela proporciona uma indicação daqueles materiais potencialmente sujeitos a esse tipo de erosão (sufusão).

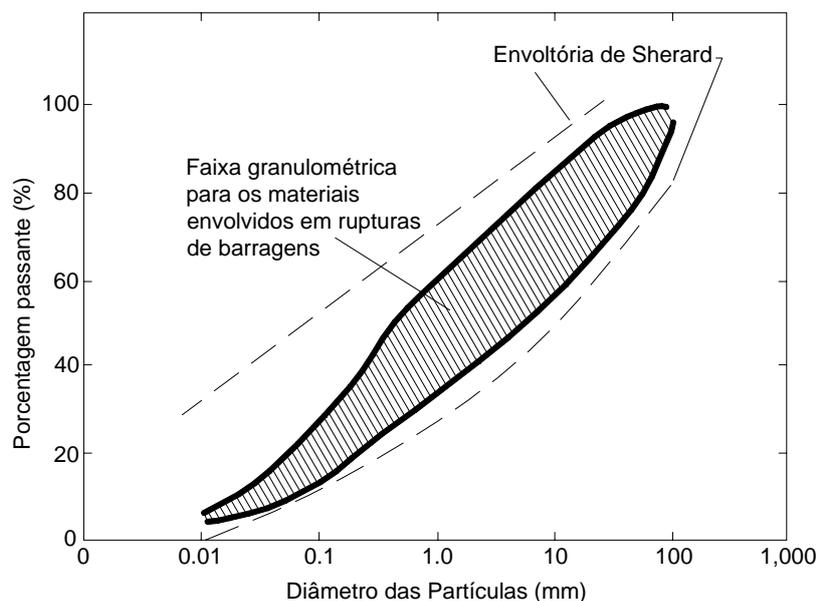


Figura 2.8 – Envoltória Granulométrica de Sherard (modificado – Meyer et al., 1994)

2.3 FENÔMENO DE TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES EM BENA

A compactação dos enrocamentos surgiu para solucionar os problemas de compatibilidade entre compressibilidades no caso das barragens de enrocamento com face de concreto, uma vez que esta não acompanhava as deformações dos enrocamentos mais compressíveis e

trincava. Entretanto, a idéia de que a redução da compressibilidade no enrocamento resultaria em um melhor comportamento de qualquer tipo de barragem de enrocamento não está absolutamente correta, como no caso das barragens de enrocamento com núcleo argiloso. Nestas barragens, normalmente os núcleos são mais compressíveis e a existência de espaldares pouco deformáveis provocam a ocorrência do fenômeno de transferência de tensões (arqueamento) do núcleo para as transições e/ou espaldares. Este fenômeno pode levar à formação de fissuras no material do núcleo, bem como ao desenvolvimento do fraturamento hidráulico e *piping* no mesmo, e uma provável ruptura da barragem.

Segundo Sherard (1973), apesar de que a ocorrência de fissuras causasse preocupação desde as primeiras barragens construídas, pouca informação sobre o assunto em barragens de terra foi publicada até os anos 50. Até esta época, muito se discutia sobre a ocorrência de fissuras em faces de concreto, mas pouca menção era feita a respeito do fissuramento em zonas impermeáveis de solo. Segundo o autor, a alteração deste cenário se deu a partir de 1950, quando Arthur Casagrande relatou alguns casos de rupturas em que, apesar de não terem sido observadas fissuras em uma barragem, foi assumido que uma grande concentração de fluxo através da barragem ocorreu a partir de fissuras existentes devido a recalques diferenciais.

Um dos primeiros a tratar sobre o assunto, segundo Squier (1970), foi Löfquist em 1951, quando apresentou medidas de tensões em núcleos esbeltos de duas barragens de enrocamento, as quais indicam uma significativa redução das tensões verticais e horizontais, atribuídas à transferência de tensão do núcleo para os espaldares. Schober (1967) e Kennard et. al (1967) também apresentaram resultados de medições de pressão nos núcleos das barragens Gepatsh e Balderhead, respectivamente. Em ambas foi identificada a ocorrência de recalque diferencial associada a leituras de pressão no núcleo inferiores àquelas correspondentes ao peso do solo, indicando a ocorrência do arqueamento. Em seu trabalho, Squier (1970), descreve a ocorrência e os efeitos da transferência de tensões nas barragens El Infernillo e Netzahualcoyolt, além de levantar a questão sobre a possível influência da espessura do núcleo no grau de desenvolvimento do fenômeno. Na Figura 2.9 abaixo é apresentada a distribuição de tensão vertical total para a barragem Monasavu em Fiji, na qual observa-se tensões verticais no núcleo menores que aquelas esperadas devido ao peso da camada de solo (Alonso, 1997). Pode ser verificado um aumento da tensão vertical com o enchimento do reservatório, especialmente nas regiões inferiores do núcleo. Além desses citados, diversos outros estudos sobre o fenômeno podem ser encontrados na literatura (Maksimovic, 1973; Kulhawy & Gurtowski, 1976; Sharma et al., 1979; Viotti, 1997).

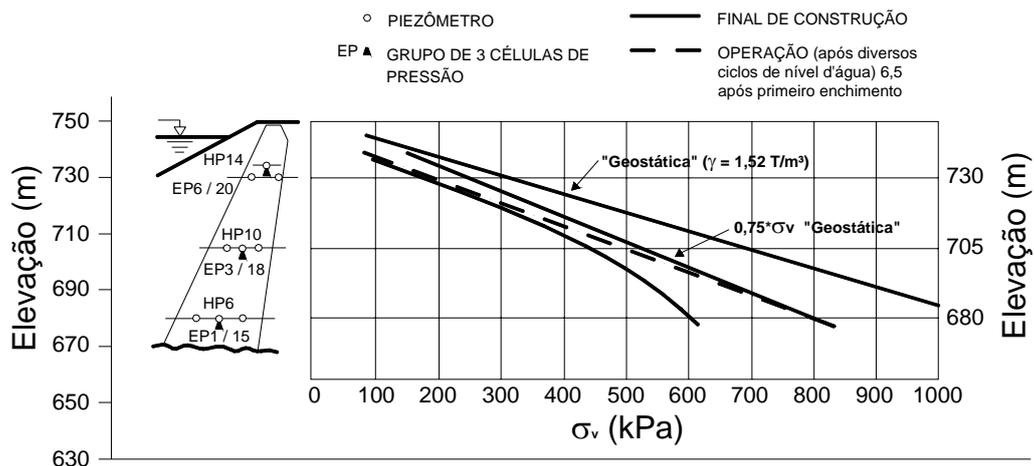


Figura 2.9 – Tensões verticais medidas na barragem Monasavu (modificado – Alonso, 1997)

São encontrados também, na literatura, alguns estudos (Sherard, 1963; Dolezalová, 1970; Squier, 1970; Farias, 1993; Alonso, 1997) sobre diversos mecanismos que podem levar à ocorrência do fenômeno de transferência de tensões em BENA. Estes mecanismos são influenciados tanto pela diferença de compressibilidade entre os materiais, fator já levantado anteriormente, quanto pela geometria da fundação, da ombreira e da própria barragem. Alguns destes mecanismos são ilustrados na Figura 2.10.

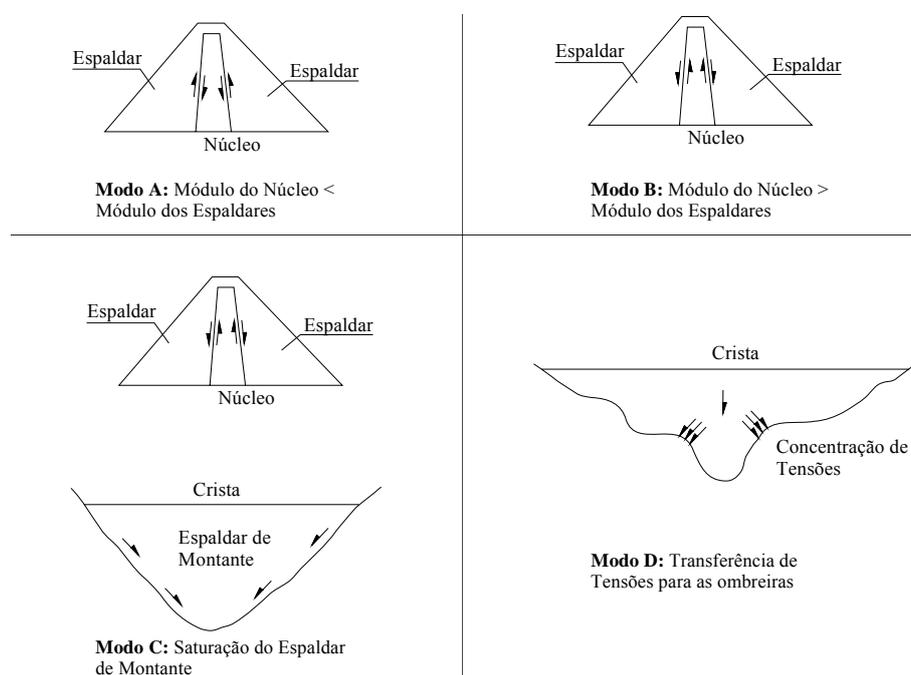


Figura 2.10 – Exemplos de Mecanismos de Transferência de Tensões em BENA (modificado – Squier, 1970)

No modo “a”, a menor compressibilidade do material do núcleo faz com que a transferência ocorra deste para os espaldares, ao contrário do modo “b”. Esta representação simula a situação durante ou após a construção da barragem. Para o enchimento do reservatório,

apresentado no caso “c”, o fenômeno do arqueamento pode se dar dos espaldares para o núcleo, considerando uma possível ocorrência de recalque ou colapso do enrocamento devido à sua saturação. Já o modo de transferência de tensões apresentado no caso “d” é desenvolvido devido à geometria da fundação, com alterações bruscas nas inclinações das ombreiras ou nos casos de vales mais encaixados. Neste caso, há a ocorrência de maiores deformações do núcleo na parte mais funda do vale, comparando com as ocorridas próximo às ombreiras, causando a transferência para as ombreiras.

O processo de formação de fissuras no material do núcleo dependerá, dentre outros fatores, do mecanismo de transferência de tensões que estiver atuando. As fissuras poderão ocorrer longitudinal ou transversalmente ao eixo da barragem e podem se apresentar de forma localizada ou contínua através do núcleo de solo. As fissuras longitudinais, apesar de não apresentarem riscos para a barragem, normalmente ocorrem na crista devido aos movimentos diferenciais entre materiais adjacentes com compressibilidades distintas (Figura 2.11). Segundo Sherard (1963), quando existentes, estas fissuras longitudinais devem ser investigadas certificando de que se trata de uma fissura vertical e não uma manifestação superficial de uma fissura inclinada através do núcleo. Segundo o autor, depois de observadas e, assim que o processo se estabiliza, as fissuras longitudinais deverão ser preenchidas com material impermeável compactado. O principal risco associado com a presença dessas fissuras é a possibilidade da sua ocorrência em conjunto com outras fissuras transversais no núcleo.

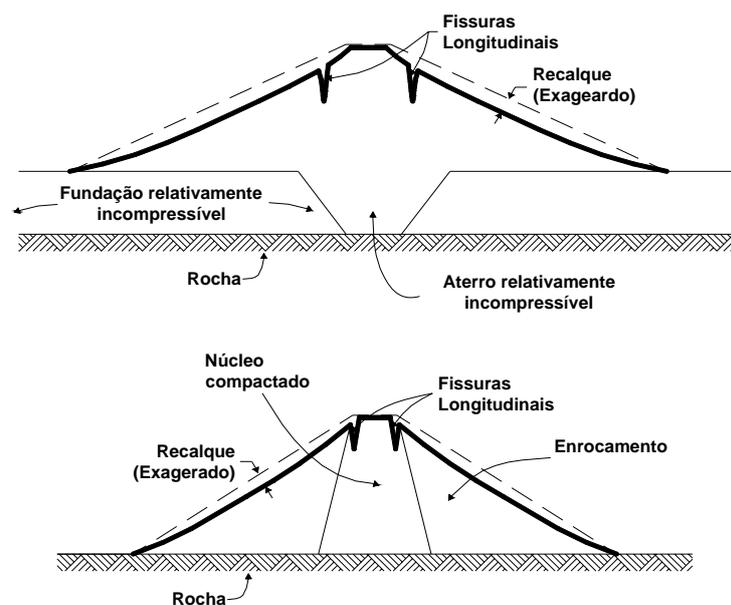


Figura 2.11 – Formação de Fissuras Longitudinais (modificado – Sherard, 1963)

As fissuras mais perigosas são aquelas que ocorrem transversalmente no núcleo, pois formam um caminho preferencial de fluxo por onde um processo erosivo tem maior potencial para ser iniciado. Diferenciando-as entre superficiais e internas, as primeiras normalmente ocorrem devido a deformações diferenciais entre a região das ombreiras e a região central do vale (Figura 2.12a). Segundo Sherard (1973), as fissuras internas apresentam um risco maior por não poderem ser observadas, sendo descobertas, na maior parte dos casos, a partir da ocorrência de um acidente. Na maioria dos casos analisados pelo autor, nos quais a formação de fissuras foi dada como a causa inicial de fluxos preferenciais que levaram à erosão ou ruptura, nenhuma fissura superficial na crista ou nos taludes havia sido observada na barragem antes do fluxo começar. Alguns exemplos de mecanismos para a ocorrência de fissuras transversais internas são apresentados na Figura 2.12.

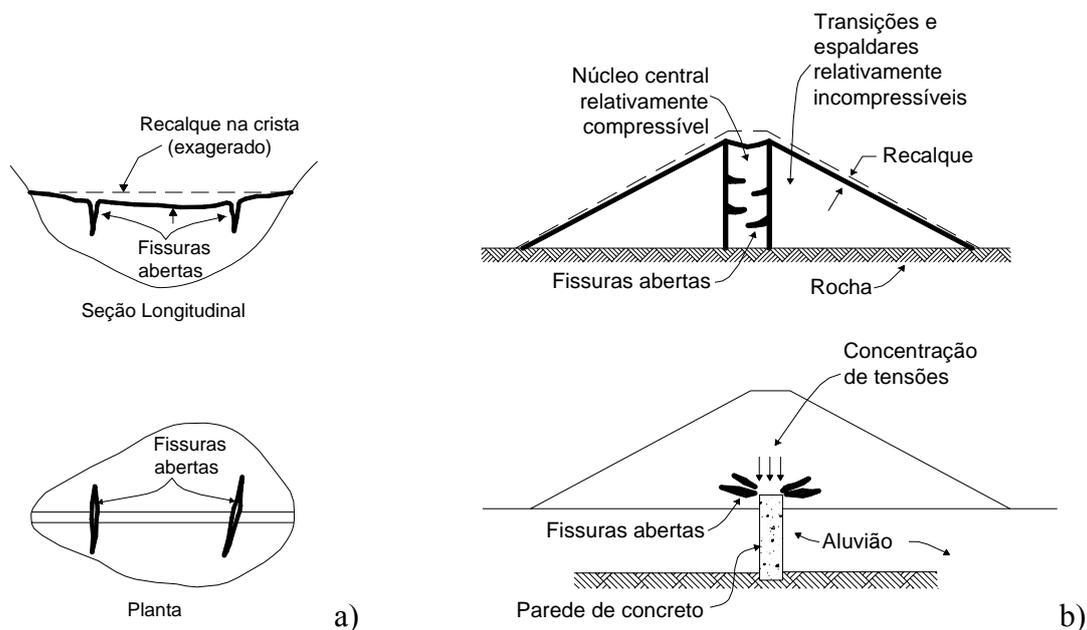


Figura 2.12 – Formação de Fissuras Transversais (modificado – Sherard, 1963)

Ainda de acordo com Sherard (1973), a maioria dos casos de ruptura por piping em barragens, nos quais a ocorrência das fissuras foi inferida como a causa, é comum observar o desenvolvimento repentino de um fluxo concentrado com presença de solo pouco tempo após o nível do reservatório alcançar a elevação da fissura. Segundo o autor, em grande parte destes casos, a fissura já havia sido iniciada enquanto a barragem era alteada devido aos recalques diferenciais, sendo provável que o aumento da sua espessura, com posterior surgimento de fluxo, se dê pela pressão da água do reservatório.

Dentre os modos de transferência de tensões enfatizados neste trabalho (modo “a” e “b” – Figura 2.10), apesar de semelhantes, o processo de formação de fissuras será diferenciado

para cada um deles. Para o modo “b”, no qual a barragem possui os espaldares mais compressíveis e o núcleo mais rígido, a transferência de tensões do enrocamento para o núcleo pode causar uma solitação localizada excessiva do núcleo, levando à sua plastificação ou ruptura. Já no modo “a”, o aparecimento das fissuras é favorecido tanto pelos recalques diferenciais (Figura 2.12b) quanto pela redução das tensões no núcleo devido ao arqueamento, favorecendo a ocorrência do fenômeno de fraturamento hidráulico. Esse fenômeno é também conhecido como ruptura hidráulica e, segundo Kulhawy & Gurtowski (1976), é uma das principais conseqüências do arqueamento de tensões ocorrido do núcleo para os espaldares, principalmente quando o reservatório é elevado rapidamente, de forma que a pressão da água excede as baixas pressões que estão atuando no núcleo, formando novas fissuras ou aumentando a espessura das já existentes.

Como relatado em Sherard (1986), o conceito de fissuras causadas por pressões de fluidos em solos foi entendido e aplicado após 1960 por especialistas em injeções de caldas de cimento (*grouting*). A partir de meados da década de 70 começou a ser aceita a idéia de que o fraturamento hidráulico pode causar fluxos concentrados através das barragens, sobre determinadas condições. Para o autor, havia uma certa dificuldade em avaliar o fenômeno de fraturamento hidráulico em uma barragem uma vez que, por definição, este fenômeno atua apenas dentro da mesma, não sendo possível verificar a sua ação por inspeção visual direta. Além disso, é praticamente impossível determinar com certeza a causa de um fluxo inicial, pois a erosão destrói qualquer evidência que poderia existir. Atualmente, é possível encontrar, na literatura, diversos trabalhos publicados sobre o assunto, especialmente quando voltado para núcleos argilosos de barragens de enrocamento (Maksimovic, 1973; Penman & Charles, 1979; Jaworski et al., 1981; Alonso, 1997).

Acredita-se que a fratura hidráulica não é como a ocorrência de fissuras devido a deformações diferenciais, mas pode ser relacionada com o fenômeno de separação hidráulica que ocorre entre o solo e uma superfície rígida (rocha ou concreto). Se a pressão da água excede a tensão normal de contato, um espaço livre se desenvolverá e proporcionará um caminho de fluxo concentrado paralelo à interface, propiciando a ocorrência de erosão do solo em questão. Além disso, a penetração inicial da água na face de montante impermeável do núcleo é facilitada, provavelmente, por pequenas fissuras fechadas existentes, porém a fratura hidráulica que se estende através do núcleo é geralmente uma nova fissura aberta progressivamente pela penetração da água (Alonso, 1997).

Para Sherard (1986), fluxos concentrados através de uma barragem, devido ao fraturamento hidráulico, podem ocorrer quando a tensão principal menor total em uma determinada elevação no núcleo é suficientemente menor do que a pressão da água do reservatório na mesma elevação. As condições de pressão interna necessárias para o fraturamento hidráulico podem estar presentes no primeiro enchimento ou podem ser desenvolvidas posteriormente como o resultado da continuidade da ocorrência dos recalques diferenciais.

O fraturamento hidráulico, de acordo com Kulhawy & Gurtowski (1976), pode ocorrer em qualquer plano, bastando que a pressão de água do reservatório ultrapasse a tensão normal a esse plano. Desta forma, para que ocorra a formação de fraturas horizontais, a pressão da água deve exceder a tensão total vertical, σ_v , que no caso do núcleo central, próximo ao eixo da barragem, pode ser considerada como a tensão principal maior, σ_1 . Estudo realizado por Nobari et al. em 1973, citado por Kulhawy & Gurtowski (1976), mostra que valores de σ_1 e σ_v diferem em menos de 5%, podendo ser usado qualquer um destes valores para avaliar o modo de iniciação do fraturamento. Do mesmo modo, na região do núcleo central, para a formação de fraturas verticais seria necessário que a pressão da água superasse a tensão principal intermediária, σ_2 (Figura 2.13). Ainda segundo os autores, a possibilidade de ocorrência do fraturamento hidráulico é máxima quando o reservatório é elevado rapidamente ao seu nível máximo e o núcleo ainda não foi suficientemente adensado.

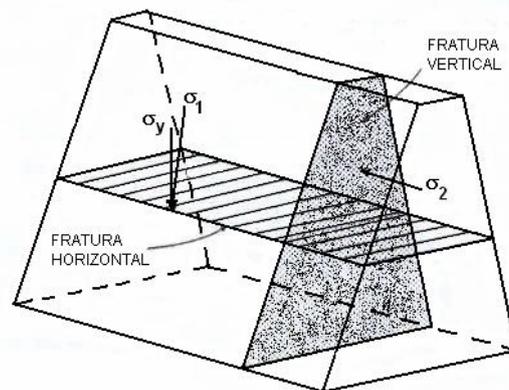


Figura 2.13 – Potencial de Fraturas Transversais Associadas às Condições de Tensão (modificado - Kulhawy & Gurtowski, 1976).

Segundo Alonso (1997), o critério para o fraturamento hidráulico é normalmente estabelecido pela comparação da pressão hidrostática devido ao reservatório com a tensão principal menor. Tensões efetivas próximas de zero são uma indicação de elevado risco de fraturamento hidráulico.

Sherard (1986) listou uma série de observações que estariam ligadas à ocorrência do fenômeno de fraturamento hidráulico em barragens, tais como:

- ✓ desenvolvimento de regiões úmidas na superfície de jusante de barragens homogêneas, logo após o enchimento do reservatório;
- ✓ piezômetros localizados no núcleo, próximos ao espaldar de jusante, indicam pressões correspondentes ao nível do reservatório.

2.3.1 Influência das Propriedades da Barragem

O montante de transferência de tensões que será desenvolvido em uma determinada barragem está relacionado com diversas características dos materiais e com as características geométricas da barragem. Já o fraturamento hidráulico e a extensão do dano decorrente deste fenômeno dependerão das propriedades de percolação e erosão dos solos. Como apresentado anteriormente, podem ser encontrados diversos estudos publicados sobre a influência de vários fatores no potencial de arqueamento. Análises de elementos finitos são realizadas para calcular as tensões e deformações no corpo da barragem e, portanto avaliar o potencial de arqueamento, fraturamento hidráulico e formação fissuras para diferentes materiais e formas de seções. Alguns ensaios de laboratório também têm sido adotados para determinar as características de tensão-deformação ou resistência à tração e fraturamento hidráulico dos solos.

Kulhawy & Gurtowski (1976), realizaram análises numéricas para analisar o comportamento de uma barragem zonada quanto à transferência de tensões, variando a geometria, as propriedades dos materiais e as condições de construção, de forma a obter um conhecimento sobre a influência de cada parâmetro no desenvolvimento do arqueamento e no potencial de fraturamento hidráulico e sollicitação excessiva. O estudo foi baseado em análises bi-dimensionais com o método dos elementos finitos, utilizando um modelo hiperbólico para os materiais e simulando a construção do aterro em camadas sucessivas. As análises foram feitas para núcleo vertical e inclinado, totalizando catorze condições, das quais foram variadas as seguintes propriedades:

- ✓ Núcleo Vertical
 - Altura da barragem;
 - Inclinação do talude de enrocamento;
 - Espessura núcleo (base);

- Inclinação do núcleo;
- Espessura da transição;
- Parâmetros dos materiais.

✓ Núcleo Inclinado

- Espessura do núcleo;
- Inclinação do núcleo.

Na Tabela 2.3 são sumariadas as características consideradas para cada caso, na Tabela 2.4 são apresentadas as propriedades utilizadas para os materiais e nas Figuras 2.14 e 2.15 podem ser visualizadas as seções das barragens analisadas e a malha de elementos finitos, respectivamente. Os parâmetros dos materiais para os espaldares e a transição foram escolhidos a partir de dados para solos granulares e enrocamentos obtidos de resultados de ensaios triaxiais drenados. Para o material do núcleo, os parâmetros foram selecionados de uma série de ensaios triaxiais do tipo não consolidado-não drenado (UU) em amostras de silte argilo-arenoso compactado, parcialmente saturadas. Na fundação, foi considerado o mesmo material rígido para todos os casos.

Tabela 2.3 – Resumos dos Casos Analisados (Kulhawy & Gurtowski, 1976)

Caso	Tipo de Núcleo	Dimensões da Barragem (m)						Inclinação dos Taludes		Condição de Construção dos Materiais	
		Altura H	Largura L	Largura da Crista CL	Espessura do Núcleo (Base) - NL	Espessura da Transição TL	NL / H	Enrocamento IE	Transição IT	Densidade do Enrocamento	Desvio de Umidade do Núcleo
1	Vertical	122	689	18,2	33,5	4,6	0,275	2,75	0,1	Média	+2%
2		122	567	18,2	33,5	4,6	0,275	2,25	0,1	Média	+2%
3		122	445	18,2	33,5	4,6	0,275	1,75	0,1	Média	+2%
4		122	445	18,2	70	4,6	0,575	1,75	0,25	Média	+2%
5		122	68	18,2	33,5	4,6	0,275	2,75	0,1	Densa	+2%
6		122	445	18,2	33,5	4,6	0,275	1,75	0,1	Densa	+2%
7		122	445	18,2	70	4,6	0,575	1,75	0,25	Densa	+2%
8		122	222	9,1	16,8	2,3	0,275	1,75	0,1	Densa	+2%
9		122	445	18,2	33,5	4,6	0,275	1,75	0,1	Densa	0% ($w_{ótima}$)
10		122	445	18,2	33,5	4,6	0,275	1,75	0,1	Densa	-2%
11		61	451	24,4	33,5	7,6	0,275	1,75	0,1	Densa	+2%
12	Inclinado	122	445	18,2	33,5	4,6	0,275	1,75	0,4	Densa	+2%
13		122	445	18,2	33,5	4,6	0,275	1,75	0,6	Densa	+2%
14		122	445	18,2	70	4,6	0,575	1,75	0,6	Densa	+2%

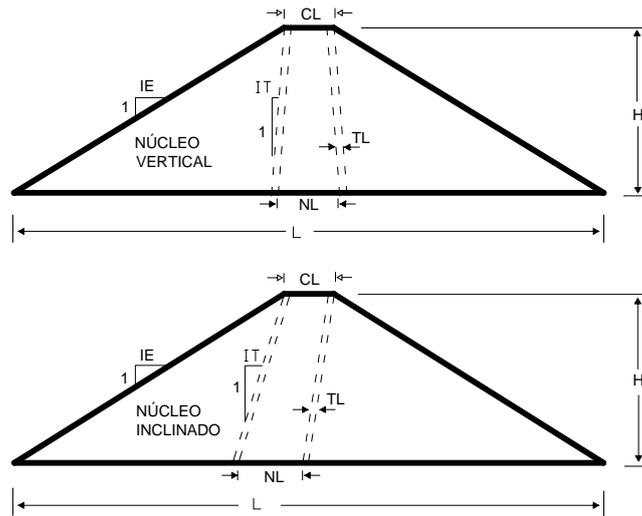


Figura 2.14 – Seções das Barragens Analisadas (modificado - Kulhawy & Gurtowski, 1976)

Tabela 2.4 – Propriedades Utilizadas para os Materiais (Kulhawy & Gurtowski, 1976)

Parâmetro	Espaldares		Transição	Núcleo		
	Densidade Média	Densidade Elevada		w-w _{ot} = -2%	w _{ot}	w-w _{ot} = +2%
Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento						
Coesão (kPa)	0	0	0	207	172	69
Ângulo de atrito (°)	38	42	38	36	34	27
Parâmetros para o Módulo						
K	400	1.200	1.000	600	250	100
n	0,33	0,33	0,5	0,35	0,45	0,55
Rf	0,7	0,7	0,85	0,5	0,6	0,8
Parâmetros para o Coeficiente de Poisson						
G	0,3	0,4	0,45	0,3	0,35	0,42
F	0,15	0,15	0,2	-0,13	0	0,1
d	5	5	2,5	9,5	5	3
Peso Específico (kN/m ³)	1,762	2,403	2,403	1,959	2,02	1,945

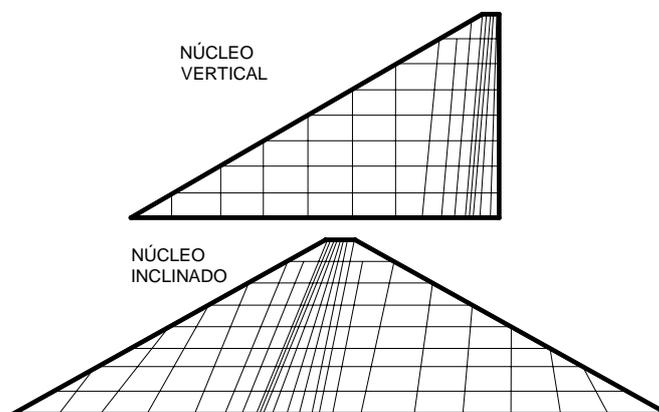


Figura 2.15 – Malha de Elementos Finitos (modificado - Kulhawy & Gurtowski, 1976)

O fenômeno de transferência de tensões foi avaliado a partir da comparação dos valores obtidos da tensão principal maior, σ_1 , no núcleo com o valor da tensão devido ao peso próprio, γh , para determinada profundidade. O coeficiente de transferência de tensões pode ser dada pela razão entre os valores de σ_1 e γh , sendo que valores inferiores a 1,0 indicam transferência de tensões do núcleo para as transições e espaldares enquanto que maiores que 1,0 indicam transferência das transições e espaldares para o núcleo.

O fraturamento hidráulico no núcleo foi avaliado pela comparação entre a tensão principal total em uma determinada elevação e a pressão da água, $\gamma_w h$, na mesma elevação. Como mostrado na Figura 2.13, a formação de fissura no plano horizontal e/ou vertical dependerá das tensões principais maior (σ_1) e intermediária (σ_2), respectivamente. Valores menores do que 1,0 para a razão entre a tensão principal total e a pressão da água indicam a possibilidade de ocorrência do fraturamento hidráulico.

A concentração de tensões, relacionada com a ocorrência de plastificação ou formação de fissuras no núcleo, depende da forma da curva de tensão-deformação e também pode ser obtida a partir das tensões principais calculadas. A resistência mobilizada será igual a razão entre o valor da tensão desviadora mobilizada, $(\sigma_1 - \sigma_3)$, e a resistência máxima, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, em cada ponto.

Na Figura 2.16 são apresentados os resultados de σ_1 para seis casos estudados, além de gráficos nos quais pode-se comparar os valores de σ_1 , $\gamma_w h$ e γh para o lado de montante do núcleo. Para a situação de núcleo vertical (casos 6, 9 e 10) pode ser verificada a influência da deformabilidade do material do núcleo na ocorrência e intensidade do arqueamento. Como era esperado, níveis mais elevados de arqueamento ocorreram quando a diferença entre deformabilidade do núcleo e do material adjacente era maior. O mesmo pode ser concluído para o potencial de fraturamento hidráulico.

Já para a situação de núcleo inclinado (casos 12, 13 e 14), foi observada a influência da inclinação e da espessura do núcleo na intensidade da transferência de tensões. As diferenças entre os três casos estudados foram muito pequenas, embora possa ser observada uma menor ocorrência do arqueamento no caso 14 que possui uma maior espessura para o núcleo. De acordo com os gráficos pode ser sugerido também que quanto mais inclinado for o núcleo, menor será a ocorrência de arqueamento.

Comparando os resultados para a posição do núcleo em central (caso 6) e inclinada (caso 11 e 12) observa-se uma pequena diferença favorável ao núcleo inclinado, para o qual os níveis de arqueamento são um pouco menor do que para o núcleo central.

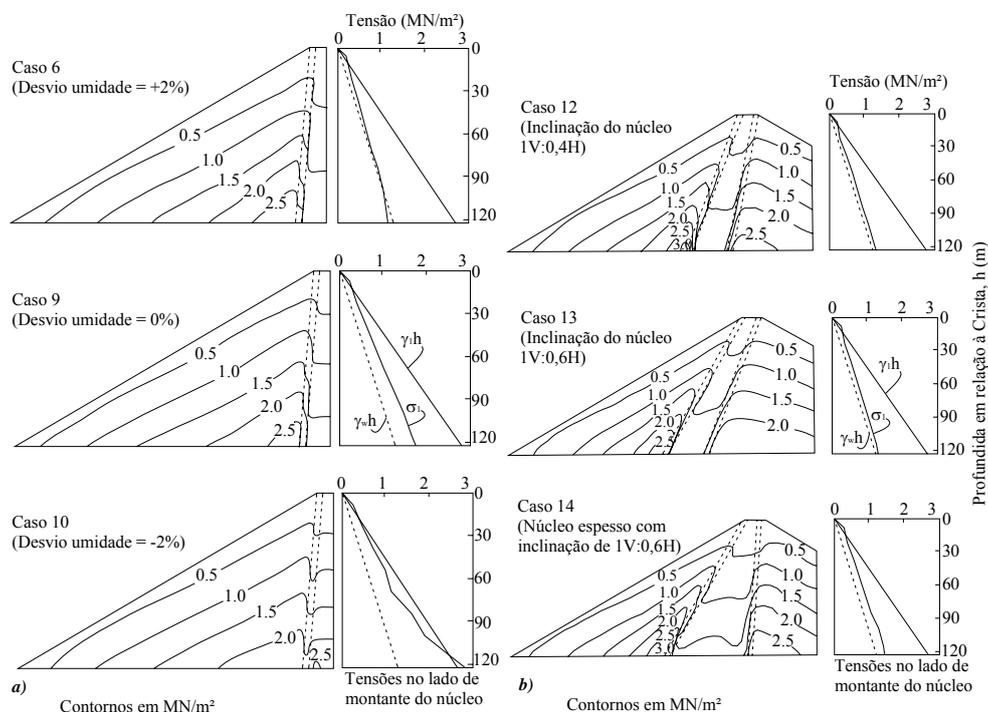


Figura 2.16 – Contornos de σ_1 e Condições de Tensões no Lado de Montante do Núcleo – Casos 6, 9, 10, 12, 13 e 14 (modificado – Kulhawy & Gurtowski, 1976)

Nas Tabelas 2.5 a 2.7 é apresentado um resumo dos resultados podendo-se verificar a influência de cada variável analisada na ocorrência da transferência de tensões, no potencial de fraturamento hidráulico e na resistência mobilizada.

A Tabela 2.5 mostra um resumo dos efeitos na variação das propriedades dos materiais dos espaldares e do núcleo da barragem. Analisando os casos 1 e 5, 3 e 6, 4 e 7, confirma-se que mantendo a geometria constante, o fenômeno de transferência de tensões do núcleo para as zonas adjacentes é mais crítico quando essas são mais rígidas, ou seja, o material do espaldar possui uma densidade maior (casos 5, 6 e 7). Pode ser concluído também que uma barragem com espaldares mais densos (rígidos) apresenta um maior potencial de fraturamento hidráulico, embora apresente menores resistências mobilizadas, ou seja, menor probabilidade de ocorrência de concentração de tensões. Analisando os casos 6, 9 e 10 observa-se, como já apresentado anteriormente na Figura 2.16, que a transferência de tensões é maior para o material do núcleo mais deformável (caso 6 - compactado no ramo úmido), como também é maior o potencial de fraturamento hidráulico e a resistência mobilizada na transição e nos

espaldares. Ressalta-se que a menor resistência mobilizada no núcleo para o caso 6 é devido a tensões mais baixas no núcleo (maior arqueamento).

Tabela 2.5 – Influência das Propriedades dos Materiais (Kulhawy & Gurtowski, 1976)

Casos	Variável (mantendo todos os demais fatores constantes)	Taxa Mínima de Transferência de Tensão - $\sigma_1/\gamma h$ (%)	Coeficiente Mínimo do Potencial de Fraturamento Hidráulico		Resistência Mobilizada Máxima (%)		
			$\sigma_1/\gamma_w h$	$\sigma_2/\gamma_w h$	Espaldar	Transição	Núcleo
Caso 1	Espaldar com densidade média, inclinação espaldar igual a 1V: 2,75H	66	1,28	0,88	72	90	56
Caso 5	Espaldar com maior densidade, inclinação espaldar igual a 1V:2,75H	53	1,03	0,73	60	64	30
Caso 3	Espaldar com densidade média, inclinação espaldar igual a 1V:1,75H	62	1,21	0,89	80	96	62
Caso 6	Espaldar com maior densidade, inclinação espaldar igual a 1V:1,75H	50	0,98	0,72	66	70	30
Caso 4	Espaldar com densidade média, inclinação núcleo igual a 1V:0,25H	70	1,37	0,95	74	87	62
Caso 7	Espaldar com maior densidade, inclinação núcleo igual a 1V:0,25H	60	1,18	0,79	70	74	39
Caso 6	Núcleo compactado com $w_{ótima} = + 2\%$	50	0,98	0,72	66	70	30
Caso 9	Núcleo compactado com $w_{ótima}$	69	1,40	0,95	59	65	29
Caso 10	Núcleo compactado com $w_{ótima} = - 2\%$	94	1,85	1,40	57	62	45

A partir da análise dos dados sumariados na Tabela 2.6 abaixo, pode-se verificar a influência de fatores geométricos da barragem com núcleo central. A altura da barragem (casos 6 e 8) apresentou pouca influência na intensidade do arqueamento e no potencial de fraturamento hidráulico, entretanto para a barragem com maior altura (caso 6) os valores de resistência mobilizada foram mais elevados. A inclinação dos taludes da barragem (casos 1, 2, 3 e casos 5 e 6) indicou uma tendência de aumento do arqueamento, do potencial de fraturamento e da resistência mobilizada a medida em que aqueles se tornavam mais íngremes. A variação da espessura da transição (casos 6 e 11) exerceu influência insignificante nos fenômenos

analisados. Já a inclinação do núcleo (casos 3 e 4; casos 6 e 7), relacionada com a sua espessura, apresentou influência significativa, mostrando que a intensidade da transferência de tensão e o potencial de fraturamento hidráulico são maiores para núcleos mais íngremes, ou seja, mais esbeltos. Nesses casos, o valor da resistência mobilizada mostrou-se dependente, além da espessura do núcleo, da densidade dos espaldares.

Tabela 2.6 – Influência da Geometria na Barragem de Núcleo Central (Kulhawy & Gurtowski, 1976).

Casos	Variável (mantendo todos os demais fatores constantes)	Taxa Mínima de Transferência de Tensão - $\sigma_1/\gamma h(\%)$	Coeficiente Mínimo do Potencial de Fraturamento Hidráulico		Resistência Mobilizada Máxima (%)		
			$\sigma_1/\gamma h$	$\sigma_2/\gamma h$	Espaldar	Transição	Núcleo
Caso 6	122 metros de altura	50	0,98	0,72	66	70	30
Caso 8	61 metros de altura	49	0,96	0,73	59	66	22
Caso 1	Inclinação espaldar 1V:2,75H, densidade média	66	1,28	0,88	72	90	56
Caso 2	Inclinação espaldar 1V:2,25H, densidade média	64	1,25	0,88	74	91	58
Caso 3	Inclinação espaldar 1V:1,75H, densidade média	62	1,21	0,89	80	96	62
Caso 5	Inclinação espaldar 1V:2,75H, densidade alta	53	1,03	0,73	60	64	30
Caso 6	Inclinação espaldar 1V:1,75H, densidade alta	50	0,98	0,72	66	70	30
Caso 6	Espessura transição: 4,6m	50	0,98	0,72	66	70	30
Caso 11	Espessura transição: 7,6m	51	1,00	0,72	65	70	31
Caso 3	Inclinação núcleo 1V:0,1H densidade média espaldar	62	1,21	0,89	80	96	62
Caso 4	Inclinação núcleo 1V:0,25H, densidade média espaldar	70	1,37	0,95	74	87	62
Caso 6	Inclinação núcleo 1V:0,1H, densidade alta espaldar	50	0,98	0,72	66	70	30
Caso 7	Inclinação núcleo 1V:0,25H, densidade alta espaldar	60	1,18	0,79	70	74	39

Os resultados apresentados na Tabela 2.7 permitem analisar a influência da posição do núcleo da barragem em central ou inclinado. Comparando os casos 6 e 12; 7 e 14, percebe-se que mantendo a espessura do núcleo constante, a sua posição exerce pouca influência no fenômeno de arqueamento, porém o núcleo vertical apresentou maior susceptibilidade à ocorrência de fraturamento. Pode-se notar uma tendência de maiores resistências mobilizadas

no espaldar e transição para o caso do núcleo vertical (casos 6 e 7), enquanto que, no núcleo, os maiores valores de resistência mobilizada ocorreram para o núcleo inclinado (casos 12 e 14). O efeito da inclinação do núcleo inclinado é praticamente insignificante (casos 12 e 13), ao contrário da espessura (casos 13 e 14) que exerce uma importante influência. O núcleo inclinado mais esbelto (caso 13) indicou um maior arqueamento, potencial de fraturamento hidráulico e resistência mobilizada no núcleo.

Tabela 2.7 – Influência da Posição do Núcleo em Central ou Inclinado (Kulhawy & Gurtowski,1976)

Casos	Variável (mantendo todos os demais fatores constantes)	Taxa Mínima de Transferência de Tensão (%)	Coeficiente Mínimo do Potencial de Fraturamento Hidráulico		Resistência Mobilizada Máxima (%)		
			$\sigma_1/\gamma_w h$	$\sigma_2/\gamma_w h$	Espaldar	Transição	Núcleo
Caso 6	Inclinação núcleo 1V:0,10H, espessura núcleo vertical: 33,5m	50	0,98	0,72	66	70	30
Caso 12	Inclinação núcleo 1V:0,40H, espessura núcleo inclinado: 33,5 m	50	1,06	0,75	66	71	45
Caso 7	Inclinação núcleo 1V:0,25H, espessura núcleo vertical: 70 m	60	1,18	0,79	70	74	39
Caso 14	Inclinação núcleo 1V:0,60H, espessura núcleo inclinado: 70 m	60	1,19	0,80	63	72	47
Caso 12	Inclinação núcleo 1V:0,40H; núcleo inclinado	50	1,06	0,75	66	71	45
Caso 13	Inclinação núcleo 1V:0,60H; núcleo inclinado	50	1,06	0,75	63	70	55
Caso 13	Inclinação núcleo 1V:0,60H; espessura núcleo inclinado: 33,5 m	50	1,06	0,75	63	70	55
Caso 14	Inclinação núcleo 1V:0,60H; espessura núcleo inclinado: 70 m	60	1,19	0,8	63	72	47

CAPÍTULO 3. AVALIAÇÃO DO ENSAIO PINHOLE PARA DETERMINAÇÃO DO I_{CR} - MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS

Nos capítulos anteriores se observou a demanda por metodologias de dimensionamento de núcleos argilosos de barragens de enrocamento que levem em consideração o comportamento do material constituinte do núcleo quanto à ocorrência dos fenômenos de erosão interna e arqueamento de tensões. Deve ser ressaltada, entretanto, a importância de que qualquer proposição feita neste sentido, além de eficiente, seja objetiva e de simples aplicação. Com esta expectativa, a proposta de dimensionamento da espessura do núcleo argiloso com base em informações obtidas por meio de ensaios pinhole, em laboratório, tem em vista a simplicidade e a rapidez executiva deste ensaio. É importante avaliar, então, se este ensaio prevê de forma aceitável qual o gradiente crítico máximo admitido para um determinado solo. A espessura pré-definida com base nestas informações deve ser, então, submetida a adequações mediante avaliação da ocorrência de transferência de tensões, com uso do método de elementos finitos.

Neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada com o intuito de avaliar o desempenho do ensaio pinhole na previsão da resistência à erosão interna de materiais argilosos, especialmente no que se refere à definição do gradiente hidráulico crítico ao carreamento de partículas. Foram utilizados três diferentes tipos de solos constituintes de núcleos de barragens brasileiras, sendo um solo residual, um colúvio e um aluvião. Foi feita uma avaliação das características físicas, químicas e mineralógicas, além de avaliações do potencial à erodibilidade destes materiais estudados. Assim, a seguir são apresentadas algumas informações sobre os solos escolhidos para o estudo, bem como as metodologias utilizadas para a sua caracterização. Além disso, é exposta a metodologia adotada na realização dos ensaios pinhole e na identificação do gradiente hidráulico crítico ao desenvolvimento de erosão interna.

3.1 MATERIAIS

Os materiais estudados nesta pesquisa foram disponibilizados por Furnas Centrais Elétricas SA e a escolha dos mesmos foi realizada no sentido de obter solos com características distintas quanto ao potencial de erosão interna. Preocupou-se em escolher materiais que têm sido utilizados recentemente na construção de núcleos de barragens e fossem disponíveis em quantidades necessárias pelo laboratório ou em obras da empresa citada. Desta forma, foi definido o uso de três solos distintos, sendo que dois deles foram provenientes da construção da barragem do AHE Peixe-Angical e o terceiro deles foi amostrado em região próxima à área de empréstimo do material utilizado na construção do núcleo da barragem de Corumbá I.

As amostras dos solos provenientes das obras da barragem do AHE Peixe-Angical foram extraídas de duas áreas de empréstimo localizadas uma na margem esquerda e outra na margem direita. Além dessas amostras deformadas, foi também utilizado um bloco indeformado extraído de um trecho do núcleo da barragem compactado com o solo proveniente da margem esquerda. O AHE Peixe-Angical está localizado no Rio Tocantins, próximo ao município de Peixe, no Estado de Tocantins. Está prevista uma potência instalada de 460 MW, comprimento total da barragem de 6210 m e altura máxima de 39 m (Jacintho, 2005). O material da margem esquerda (ME) consiste em solo aluvionar, caracterizado como uma areia argilosa, enquanto que o material da margem direita (MD) consiste em solo coluvionar, também caracterizado como uma areia argilosa. Para a construção da barragem, estes materiais são compactados conforme as especificações de projeto, em camadas de 20 a 25 cm de espessura buscando um grau de compactação médio de 98%, sendo admitido um valor mínimo de 95%. Também foram especificadas as umidades de compactação destes materiais conforme as faixas de variação de $0,85w_{ot}$ a $1,10w_{ot}$ para o aluvião obtido na margem esquerda e $0,90w_{ot}$ a $1,10w_{ot}$ para o colúvio da margem direita, em que w_{ot} é o teor de umidade ótimo determinado com base em ensaios de compactação de laboratório do tipo Proctor Normal. Tanto para o grau de compactação quanto para o teor de umidade foi admitido um percentual de 15% de valores medidos fora das faixas de variação especificadas, desde que estes casos não se concentrassem em uma única e determinada área do núcleo.

Já a barragem da UHE Corumbá I, localizada no Rio Corumbá, à aproximadamente 200 km ao sul de Goiânia, no Estado de Goiás, consiste em uma estrutura de enrocamento com núcleo impermeável de solo compactado, com aproximadamente 540 m de comprimento e 90 m de altura. A geologia da região da barragem é caracterizada pela presença de camadas

alternadas de clorita xisto e quartzo. O maciço da barragem foi construído com solos coluvionares e residuais, disponíveis em uma área de empréstimo próxima ao local da construção. A utilização dos solos residuais foi definida após um estudo de viabilidade técnica e econômica, que constou de ensaios de laboratório e execução de uma pista experimental para avaliar se esses materiais possuíam as características necessárias para a construção da barragem.

O material oriundo dessa barragem (CO), disponibilizado para a pesquisa, consiste em um solo residual de clorita xisto, caracterizado como argila arenosa. Conforme as especificações de projeto, foi recomendada a compactação empregada na construção da barragem em camadas de até 15 cm de material compactado, com grau de compactação médio de 98%, sendo admitido um valor mínimo de 95%. A faixa de variação do teor de umidade considerada foi de ($w_{ot} - 0,5\%$) a ($w_{ot} + 2,0\%$) para os primeiros metros de material compactado, próximo à fundação, e ($w_{ot} - 2,0\%$) a ($w_{ot} + 1,0\%$) para o restante do aterro.

Como já discutido no capítulo anterior, o fluido que percola por entre os vazios do solo também pode exercer influência no seu potencial de dispersão. No caso de uma barragem, é importante a caracterização periódica da água represada, acompanhando a variação da sua composição química ao longo do ano e da vida útil da estrutura, de forma a evitar que assumam uma configuração que favoreça a predisposição do solo da barragem ao risco de desenvolvimento de um processo erosivo. Deve ser ressaltado que, nesta pesquisa, não foi intenção esgotar a análise e verificação da influência dessa variação das características da água ao longo do tempo no potencial de erosão interna dos solos. Entretanto, foi coletada amostra de água do Rio Tocantins, a ser barrado pela Barragem Peixe-Angical, para avaliar uma possível influência das suas características. Esta avaliação foi feita a partir da realização de ensaios de desempenho, conforme detalhado no Item 3.2. Nesse mesmo item são também apresentadas todas as metodologias e procedimentos adotados nesta pesquisa.

3.2 METODOLOGIA

Na análise do comportamento dos materiais apresentados na seção anterior, quanto a sua resistência ao fluxo de água, foi utilizada uma metodologia dividida em duas etapas principais conforme apresentado nos sub-itens seguintes. Numa primeira etapa os materiais em estudo foram caracterizados física, química e mineralogicamente. Ainda nesta etapa de caracterização foi avaliado o potencial à erodibilidade dos referidos solos segundo propostas disponíveis na literatura. Na segunda etapa foi analisado o comportamento dos materiais

estudados em ensaios pinhole variando algumas de suas características geotécnicas. Nesta etapa também foi desenvolvido um procedimento de determinação do gradiente crítico ao carreamento de partículas para o ensaio pinhole.

3.2.1 Caracterização Física dos Materiais

Os ensaios de caracterização física dos solos foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. A seguir são detalhadas as metodologias e apresentadas todas as considerações adotadas na realização desses ensaios. Ressalta-se que cada uma das amostras de solo foi inicialmente preparada para os ensaios de laboratório, tendo sido submetidas à secagem ao ar, destorroamento, homogeneização e quarteamento, conforme recomendações da NBR 6457 (ABNT, 1986).

3.2.1.1 Análise Granulométrica

O ensaio para determinação da curva granulométrica dos solos foi realizado de acordo com os procedimentos recomendados na norma NBR 7181 (ABNT, 1984), que consistem em duas fases: peneiramento (grãos com diâmetro equivalente maior do que 0,075 mm) e sedimentação (partículas com dimensões menores do que 2,0 mm). Nessa metodologia, a fase de sedimentação é realizada após a defloculação química e mecânica das partículas. Além desse ensaio, para cada uma das três amostras, foi realizado ensaio de sedimentação apenas com água destilada, sem o uso da defloculação tanto química quanto mecânica. O ensaio sem uso de defloculante faz parte de uma metodologia para a determinação do potencial à dispersibilidade do solo (SCS) descrita na NBR 13602 (ABNT, 1996) e que será abordada no item 3.2.4.1. A fim de verificar também a influência da água do reservatório na defloculação das partículas do solo, um terceiro ensaio de sedimentação foi realizado, apenas para os dois solos provenientes do AHE Peixe-Angical, utilizando a água do Rio Tocantins em substituição à água destilada e sem o uso de agitação mecânica.

Foram também realizados ensaios de granulometria com “granulômetro a laser”, disponível no Laboratório de Geotecnia da UnB. Esse equipamento, modelo Masterziser S Standard Bench, produzido pela Malvern Instruments Ltda, permite a determinação da curva granulométrica da fração de solo menor que 0,85 mm de maneira mais rápida do que a sedimentação convencional e empregando uma menor quantidade de material. A determinação da distribuição do tamanho dos grãos é feita a partir de medidas do grau de obscuração da luz laser passante através de uma solução de água destilada que contém as

partículas do solo. O ensaio foi realizado com e sem defloculação das partículas, sendo a defloculação realizada por um dispositivo de ultra-som.

3.2.1.2 Limites de Consistência

Os ensaios para a determinação dos limites de liquidez e plasticidade, para as amostras estudadas, foram realizados segundo as recomendações das normas NBR 6459 (ABNT, 1984) e NBR 7180 (ABNT, 1984), respectivamente.

3.2.1.3 Massa Específica dos Grãos

A massa específica dos grãos de um solo é função dos minerais constituintes e da porcentagem de ocorrência de cada um deles, representando a média da massa específica das partículas que o constituem. Na Tabela 3.1 são apresentados valores característicos de densidade relativa de alguns minerais comuns nos solos estudados neste trabalho.

Tabela 3.1 – Densidade Relativa de Alguns Minerais (Deer et al., 1966).

Mineral	Densidade Relativa ⁽¹⁾
Quartzo	2,65
Caulinita	2,64
Ilita	2,60-2,86
Vermiculita	2,30
Montmorilonita	2,75-2,78

Nota ⁽¹⁾: Densidade relativa obtida dividindo-se o peso específico do mineral pelo peso específico da água.

Os ensaios para determinação da massa específica dos grãos das três amostras estudadas foram conduzidos segundo a NBR 6508 (ABNT, 1984).

3.2.1.4 Compactação

A compactação de solos tem o objetivo de melhorar as suas características de resistência, deformabilidade e permeabilidade. Em solos compactados, estas características são influenciadas por diversos fatores associados ao processo de compactação, como teor de umidade, grau, energia e método de compactação, além da própria natureza do solo. A variação destes fatores tem efeitos na estrutura do material compactado que ainda influencia o seu potencial à erodibilidade interna.

De acordo com Lambe & Whitman (1979) a energia e o teor de umidade de compactação afetam a estrutura do material como pode ser observado na Figura 3.1. Para teores de

umidade abaixo da umidade ótima tem-se uma estrutura floclada, na qual o grau de orientação das partículas é baixo. À medida que o teor de umidade é elevado ocorre uma maior orientação das partículas originando uma estrutura dispersa. Para uma mesma umidade, o aumento da energia de compactação favorece uma maior dispersão das partículas do solo.

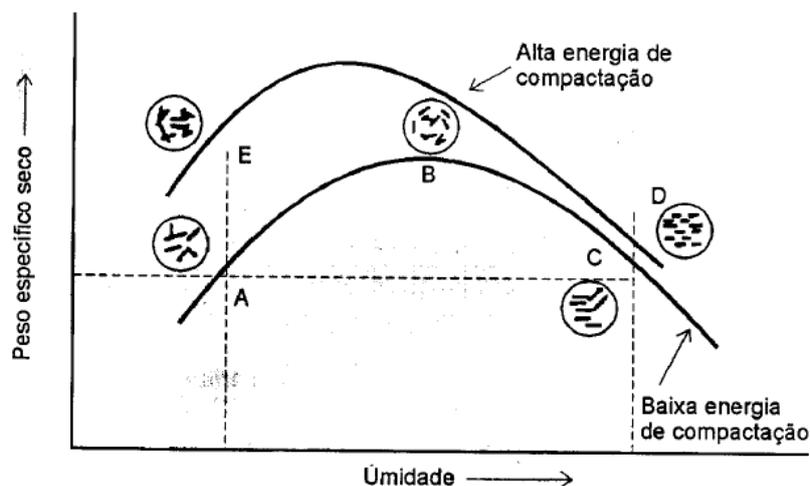


Figura 3.1 – Influência da energia e da umidade de compactação na estrutura do solo (modificado – Lambe & Whitman, 1979).

Quanto ao método de compactação, Rico & Castillo (1976) afirmam que diferentes métodos produzem resultados distintos na estruturação que as partículas do solo adquirem. Camapum de Carvalho et al. (1987) comentam que os solos que têm uma forte tendência à floclação ou à dispersão são pouco sensíveis ao método de compactação. Os métodos de compactação podem ser classificados em dinâmico, estático, amassamento e vibração, em função do modo de aplicação do carregamento. Na Figura 3.2 são apresentados resultados de uma análise realizada por Maranha das Neves em 1971, citado por Rico & Castillo (1976), mostrando como esses métodos influenciam na estrutura do solo fino compactado. Observou-se que a estrutura inicialmente floclada de amostras compactadas por amassamento, a umidades abaixo da ótima, se tornou completamente dispersa a partir de teores de umidade aproximadamente iguais ao teor de umidade ótima, mantendo-se dispersa em todo o ramo úmido da curva de compactação. No caso da compactação dinâmica, a estrutura floclada para baixas umidades, vai se tornando dispersa à medida que o teor de umidade aumenta, alcançando uma estrutura totalmente orientada para teores de umidade acima da umidade ótima. Já com a compactação estática observou-se que a estrutura se conserva completamente floclada ao longo de toda a curva de compactação.

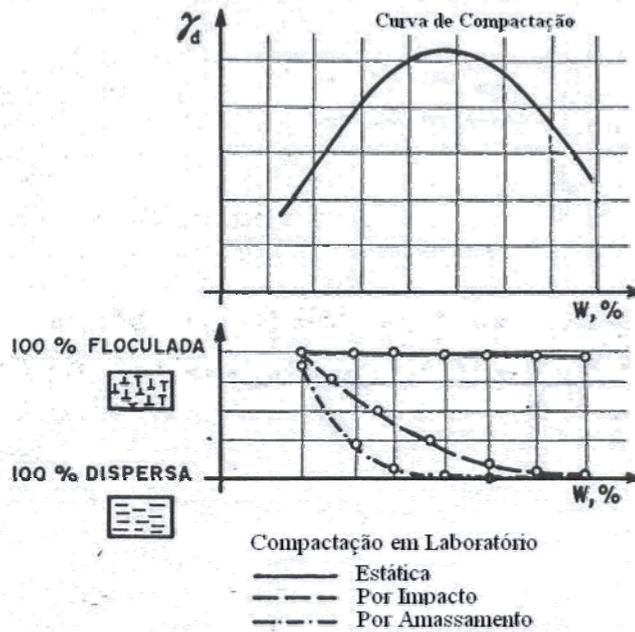


Figura 3.2 – Influência dos Métodos de Compactação na Estrutura Adquirida pelo Solo Compactado (modificado – Rico & Castillo, 1976)

Os métodos de compactação em laboratório devem buscar a representatividade da compactação a ser adotada em campo, entretanto esta correspondência pode não ser facilmente estabelecida devido à variedade de equipamentos de compactação de campo disponíveis atualmente. Além disso, a maior parte dos métodos de compactação de campo aplica algum grau de amassamento no solo, dificultando ainda mais a representatividade dos ensaios de laboratório (Rico & Castillo, 1976).

O ensaio tipo Proctor Normal, representativo do método dinâmico, foi o primeiro ensaio de compactação desenvolvido historicamente e tem ampla utilização prática. Tendo em vista a sua utilização na definição dos parâmetros de projeto das barragens estudadas e no controle de qualidade da construção das mesmas, este ensaio foi adotado para a obtenção dos parâmetros (γ_d e w) necessários à moldagem dos corpos de prova dos ensaios pinhole. Foi utilizado o procedimento recomendado na NBR 7182 (ABNT, 1986).

Para a moldagem dos corpos de prova dos ensaios de pinhole foi adotado o método de compactação estática. Esse método foi adotado com a expectativa de reduzir a ocorrência de superfícies preferenciais de percolação entre a face lateral do CP e a parede do cilindro do ensaio pinhole. A isto ainda se associou a facilidade de moldagem da amostra no próprio equipamento do ensaio pinhole, evitando danos causados pelo manuseio da mesma. Porém, apesar destas vantagens, deve ser ressaltado que a utilização deste método implica na

estruturção das partículas do solo de forma floculada, independentemente do teor de umidade em que o material é compactado, como tratado por Maranha das Neves em 1971, citado por Rico & Castillo (1976). Desta forma, com a opção deste método de compactação estático, julga-se que neste trabalho tenha sido verificado apenas o comportamento de solos estruturados de forma floculada.

Com o objetivo de avaliar se o método de moldagem empregado reproduzia a estrutura e/ou o comportamento do material compactado no campo, foram conduzidos procedimentos de comparação por meio de resultados de ensaios pinhole e de compressão simples. Para tanto, estes ensaios foram realizados em corpos de prova do material ME moldados tanto em laboratório pelo método de compactação estática, quanto em amostras extraídas de bloco indeformado, coletado no AHE Peixe-Angical e representativo do mesmo material. Para garantir a qualidade desta comparação, os corpos de prova nos quais foi empregado o método de compactação estática foram moldados com o mesmo grau de compactação e o teor de umidade da amostra indeformada coletada em campo. As metodologias específicas de execução destes ensaios serão abordadas ainda neste capítulo, nos itens específicos.

3.2.1.5 Compressão Simples

Como observado por Camapum de Carvalho et al. (1987), o ensaio de compressão simples pode ser utilizado para avaliar a influência do método de compactação na estruturação do solo a partir da comparação da resistência e forma da curva de compressão simples obtida para amostras moldadas sob diferentes métodos. A convergência desses resultados para os diferentes métodos de moldagem indica a ocorrência de estruturas semelhantes nas amostras.

Com a intenção de averiguar se o método estático, escolhido para a compactação das amostras de pinhole, é representativo da estrutura do solo compactado em campo, foram realizados ensaios de compressão simples segundo a NBR 12770 (ABNT, 1992), em amostras extraídas de bloco indeformado coletado na Barragem de Peixe-Angical e em corpos de prova moldados estaticamente em laboratório.

3.2.1.6 Metodologia MCT Expedita

A metodologia MCT (miniatura, compactada, tropical) surgiu na década de 80 e ainda não se encontra normatizada, tendo sofrido algumas alterações desde sua proposição. Ela foi desenvolvida a partir de limitações nos métodos tradicionais de classificação dos solos que não eram bem aplicados na caracterização do comportamento dos solos tropicais. A

metodologia MCT expedita foi uma simplificação da convencional visando obter a classificação preliminar do solo de uma maneira mais simples e rápida.

O método expedito para identificação de solos tropicais, adotado neste trabalho, foi aquele apresentado em Nogami & Villibor (1994). O ensaio consiste basicamente na moldagem de pastilhas de solo (fração que passa pela # 0,42mm), com determinada umidade, em anéis de PVC de 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura. São realizadas medidas da contração das pastilhas após a sua secagem ao ar e da penetração de uma agulha padronizada no topo das mesmas após 2 h de reabsorção de água. A medida desses dois parâmetros permite classificar o solo de acordo com a Figura 3.3 abaixo. Entretanto a metodologia de classificação proposta pelos autores também envolve a análise do comportamento dos solos quanto à forma de expansão, textura, consistência, tempo de ascensão capilar, existência e formato de trincas, resistência ao esmagamento e coesão em água.

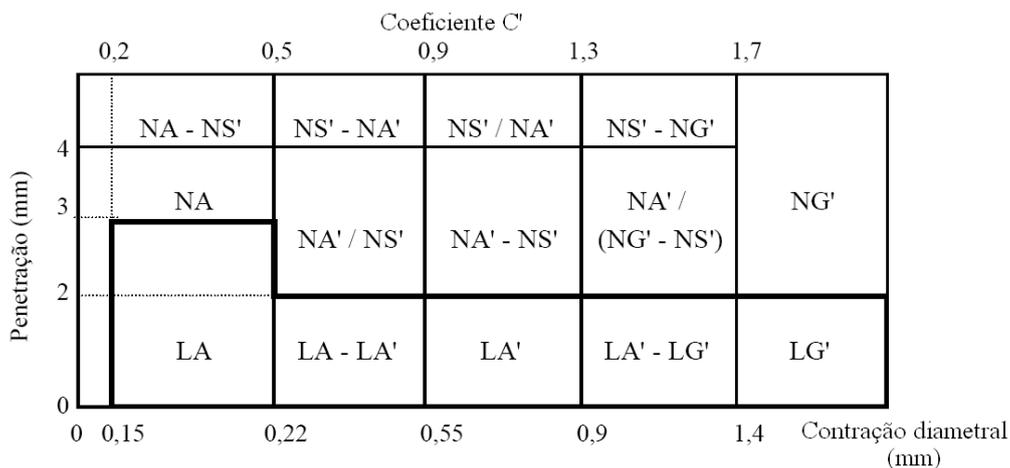


Figura 3.3 – Gráfico para a Classificação MCT Expedita.

Como observado os solos são classificados nos grupos dos lateríticos (L) e dos não lateríticos (N), podendo ser areia (A), arenoso (A'), argiloso (G') ou siltoso(S').

3.2.2 Caracterização Mineralógica dos Materiais

Para verificar a ocorrência de alguma relação entre os minerais presentes nos solos e os resultados obtidos nos ensaios de determinação do gradiente crítico (pinhole), foram realizados ensaios de difratometria de raios-X nas três amostras estudadas. Os ensaios de difração de raios-X e a identificação da mineralogia dos materiais foram realizados no Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Apoio e Controle Técnico de Furnas Centrais Elétricas SA, seguindo a metodologia de preparação das amostras e procedimentos estabelecidos pela empresa.

A técnica de difratometria de raios-X é baseada na maneira pela qual a estrutura atômica dos minerais constituintes do solo interfere com o feixe de raios-X incidente. O ângulo formado entre o feixe de raios-X e o plano atômico que o difrata, além do comprimento de onda desses raios, é determinado pelo arranjo cristalino interno dos átomos. Os resultados da difração de raios-X são apresentados em forma de picos relacionando a posição, intensidade e forma. Cada mineral apresenta um padrão difratométrico específico podendo ser diferenciado em função disso. Deve-se ressaltar, entretanto, que o limite de detecção do método, nas condições usuais de trabalho, é de 5%, ou seja, constituintes que ocorram na amostra abaixo deste percentual provavelmente não serão captados.

Conforme descrito no relatório fornecido por Furnas contendo os resultados obtidos, foram realizados ensaios da fração integral e da fração argila. As amostras para fração integral foram devidamente identificadas, secas em estufa e submetidas a uma moagem prévia em moinho orbital até sua total moagem (100% passante na peneira 325), com o objetivo de obter material representativo de granulação bem fina. Com o auxílio de espátula metálica, parte do material foi colocada em um suporte plástico devidamente identificado e levada ao Difrátômetro de Raios-X para análise pelo Método do Pó Não-Orientado (Amostra Integral).

Na seqüência, procedeu-se à separação da fração argila destas amostras, por sedimentação em coluna, seguida por montagem em vidro de três lâminas orientadas para cada amostra. A preparação das lâminas orientadas consiste em depositar o material concentrado em uma lâmina e deslizar outra em uma única direção preferencial para que ocorra a orientação dos minerais. Nestas lâminas fez-se uma análise ao natural, uma após glicolagem e outra após calcinação. Estas técnicas auxiliares têm como objetivo a verificação da presença de argilominerais expansivos nas amostras. A glicolagem ocorreu em dessecador, colocado sobre chapa aquecida a 50° C, por 12 h, para garantir a completa saturação da atmosfera interna e assim, promover a expansão da esmectita, caso exista. Após a retirada das amostras do dessecador, as mesmas foram levadas imediatamente ao Difrátômetro de Raios-X para análise. A calcinação da fração argila foi efetuada a 550° C.

3.2.3 Caracterização Química dos Materiais

Foram realizados ensaios para a determinação de características químicas dos materiais estudados, com o objetivo de verificar a possível influência de algumas dessas características no potencial à erosão interna e no valor do gradiente hidráulico crítico. A caracterização química dos solos envolveu ensaios de pH em água e em KCl, determinação dos teores de

cálcio (Ca), magnésio (Mg), potássio (K), sódio (Na), alumínio (Al), acidez total (H+Al), matéria orgânica (MO), capacidade de troca catiônica (CTC), além da saturação de alumínio (%Al) e de bases (%V). Os ensaios foram realizados pela empresa Soloquímica – Análise de Solos Ltda, localizada em Brasília/DF.

O pH dos solos é um parâmetro importante neste estudo, pois o seu valor e a sua variação interferem nos fenômenos de adsorção, troca catiônica, floculação e dispersão, que estão relacionados com o potencial à dispersibilidade dos materiais argilosos. A capacidade de floculação dos argilominerais, fator importante nas ações de ligação, é afetada pela magnitude do pH, que depende do número de cargas negativas na superfície dos minerais, da existência de cargas positivas e da sua proporção em relação às negativas. Segundo Cardoso (2002), no caso das argilas do grupo da montmorilonita, illita e caolinita, a floculação é tanto mais fácil quanto mais ácido for o pH do solo. O valor do pH de um solo em solução de KCl é, normalmente, inferior ao valor determinado em solução com água, salvo em casos de solos tropicais intemperizados (Costa em 1973, citado por Pessoa, 2005). A diferença entre os valores de pH obtidos pelos dois métodos ($\Delta\text{pH} = \text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$) dá uma indicação do grau de intemperização do solo. Valores negativos de ΔpH indicam a predominância de argilas silicatadas e a quantidade de alumínio trocável é elevada, enquanto que valores positivos de ΔpH estão relacionados com a presença de óxidos de ferro e de alumínio (Lima, 2003).

A capacidade de troca catiônica (CTC) de um solo consiste na quantidade total de cátions que o solo pode trocar ou reter na sua superfície coloidal, ou seja, é a quantidade de cátions necessária para neutralizar as cargas negativas superficiais das argilas, para um determinado pH. De maneira geral quando o pH aumenta, aumentam as cargas negativas e diminuem as cargas positivas, ocorrendo o contrário para a diminuição do pH. Os cátions de troca mais importantes do ponto de vista quantitativo são os cátions básicos: cálcio (Ca^{+2}), magnésio (Mg^{+2}), potássio (K^{+}) e sódio (Na^{+}); além dos cátions ácidos: alumínio (Al^{3+}) e hidrogênio (H^{+}). A CTC é dada como a soma dos cátions trocáveis ($S = \text{Ca} + \text{Mg} + \text{K} + \text{Na}$) e da acidez trocável ($\text{Al} + \text{H}$). O aumento dos cátions ácidos trocáveis corresponde a uma diminuição do pH do solo, pois os mesmos são os responsáveis pela acidez do solo.

3.2.4 Caracterização da Erodibilidade dos Materiais

Nesta pesquisa foram avaliadas duas principais características dos materiais associadas à ocorrência do fenômeno de erosão interna: o potencial à dispersibilidade e o potencial à

instabilidade interna. Nos sub-itens a seguir são apresentadas as metodologias utilizadas na identificação desses potenciais para os materiais estudados.

3.2.4.1 Avaliação da Dispersibilidade

O potencial à dispersibilidade dos solos estudados foi avaliado a partir dos ensaios SCS e pinhole. O ensaio SCS foi realizado conforme os procedimentos descritos na NBR 13602 (ABNT, 1996) e consiste na realização de dois ensaios de sedimentação para a amostra que está sendo avaliada, sendo que em um deles a dispersão dos colóides de argila é forçada a partir da utilização de defloculante químico (hexametáfosfato de sódio) e mecânico (agitação). O segundo ensaio de sedimentação é realizado apenas com água destilada, sem o uso de tais mecanismos de defloculação. As curvas granulométricas obtidas pelos dois métodos são comparadas e o grau de dispersibilidade é dado pela razão entre as porcentagens de material, menores do que 0,005 mm, encontradas para os ensaios sem e com defloculante (Equação 2.2). Quanto maior o valor numérico encontrado para o grau de dispersão, maior será a possibilidade de o solo dispersar na presença de água mesmo que ela não possua um agente químico defloculante.

O ensaio pinhole foi utilizado nesta pesquisa com o objetivo principal da obtenção do gradiente hidráulico crítico à erosão interna, como será abordado na seção seguinte, porém a caracterização da dispersibilidade dos materiais a partir desses ensaios foi um dado importante obtido. Originalmente desenvolvido por Sherard et al. (1976b) para a identificação de solos finos dispersivos, o procedimento deste ensaio consiste na aplicação de fluxo, sob diferentes cargas hidráulicas, através de um furo de 1 mm de diâmetro, realizado em um corpo de prova de 25,4 mm de comprimento. Durante o ensaio é acompanhada a variação da vazão e observada a coloração do líquido efluente, enquanto que ao seu término é avaliada a variação do diâmetro do furo. A principal diferença entre solos dispersivos e não dispersivos é dada pelo resultado do ensaio sob uma carga de 50 mm. Se a água que flui através do furo sob essa carga for visivelmente turva e não se tornar clara com o tempo, a amostra é classificada como dispersiva. O grau de dispersibilidade é influenciado pela intensidade de turbidez da água e por quanto tempo essa situação ocorre. Na Figura 3.4 é apresentado um fluxograma com as faixas de classificação do ensaio. A execução desse ensaio com o objetivo de classificar os solos estudados quanto à sua dispersibilidade foi realizado segundo os procedimentos descritos na NBR 14114 (ABNT, 1998).

Segundo Sherard et al. (1976a) há uma boa concordância entre os resultados de ensaios pinhole com o valor da dispersão verificada em ensaios SCS. Foi observado que solos com mais de 50% de dispersão verificada com o procedimento SCS também foram caracterizados como dispersivos em ensaios pinhole. Grande parte das amostras com menos de 30% de dispersibilidade verificada no ensaio SCS foi classificada como não dispersiva no pinhole. Já para os materiais com grau de dispersão entre 30 e 50% calculado no SCS, a classificação baseada nos resultados obtidos no pinhole indicou variação dos solos entre dispersivos e não dispersivos.

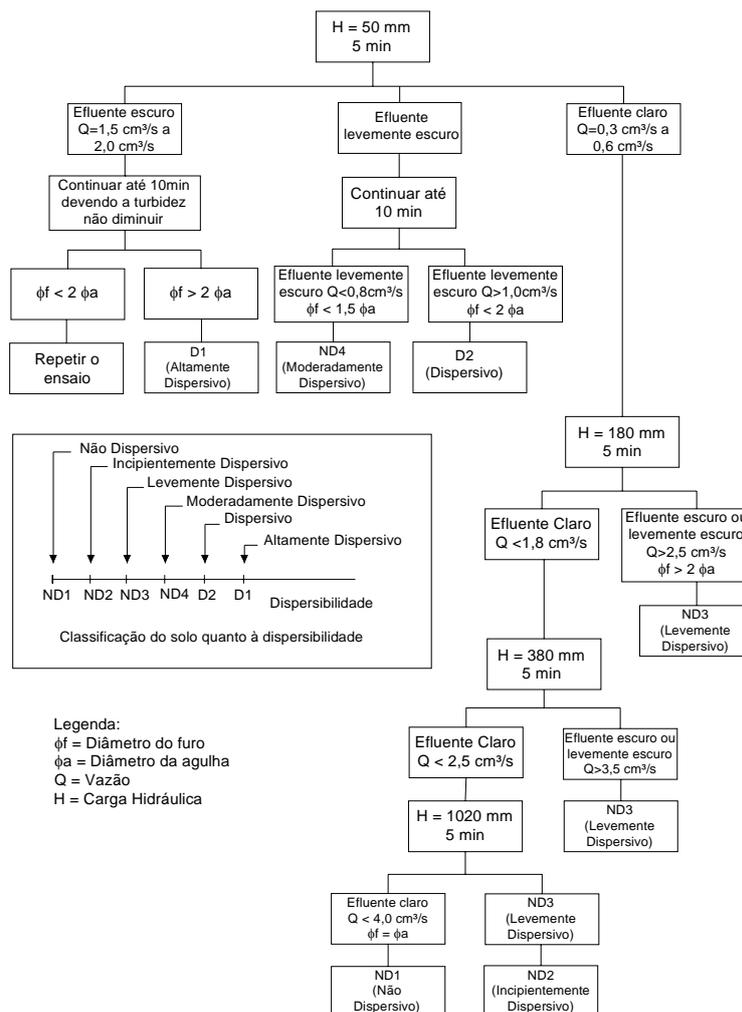


Figura 3.4 – Fluxograma para a Classificação do Solo Quanto à Dispersibilidade (modificado - ABNT, 1998).

3.2.4.2 Avaliação da Estabilidade Interna

O potencial à instabilidade interna foi avaliado a partir da utilização das metodologias propostas por Sherard (1979), Kenney & Lau (1985) e Lafleur et al. (1989). Na metodologia proposta por Sherard (1979) a estabilidade interna de um solo pode ser verificada por meio da

avaliação do seu potencial de auto-filtração. Para tal, a curva granulométrica do material analisado é dividida em duas frações que são comparadas segundo um determinado critério de filtro, como se tratassem de amostras distintas (Figura 3.5).

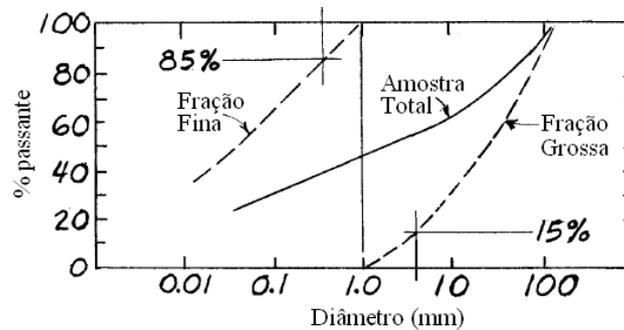


Figura 3.5 – Metodologia de avaliação da estabilidade interna proposta por Sherard (modificado – Sherard, 1979).

Nessa pesquisa, a granulometria dos solos estudados foi dividida em diversas combinações de duas frações, as quais foram verificadas utilizando essa metodologia, segundo o critério de filtro de Terzaghi, dado por:

$$\frac{D_{15G}}{d_{85F}} < 5 \quad (3.1)$$

onde:

D_{15G} corresponde ao diâmetro por meio do qual passam 15% das partículas da fração mais grossa da combinação (mm); e

d_{85F} àquele por meio do qual passam 85% das partículas da fração mais fina da combinação (mm).

Combinações aprovadas no critério de filtro adotado classificam a amostra como estável internamente.

Kenney & Lau (1985) sugerem que a forma da curva granulométrica seja mais importante que o próprio tamanho das partículas na avaliação do seu potencial à instabilidade interna. Neste sentido esses autores propõem uma metodologia para a descrição da forma da curva granulométrica a partir da qual o material é classificado. Na Figura 3.6 é apresentado um esquema geral desse método de descrição. Na curva granulométrica do material (Figura 3.6a) identifica-se um par aleatório de valores D e F_1 correspondentes, onde D é o diâmetro das partículas e F_1 a porcentagem da massa de partículas menores ou iguais a D . A partir deste par de valores inicial, é determinado um outro par de valores correspondentes, $4D$ e F_2 . Com esses dados, encontra-se o valor de H , igual a $(F_2 - F_1)$. Na Figura 3.6b, são então plotados

pares de valores H e F , sendo que este processo seja repetido até se estabelecer a forma da curva $H \times F$. A reta $F + H = 1$ limita a curva $H \times F$ e a reta $H = 1,3F$ separa os materiais estáveis daqueles de granulometrias instáveis internamente. Ainda segundo Kenney & Lau (1985), em solos bem graduados ($1 < C_c < 3$) a maior perda de partículas ocorre quando a curva $H \times F$ passa abaixo da reta $H = 1,3F$ no intervalo $0 \leq F \leq 0,2$. Em solos mal graduados ($C_c > 3$) e uniformes ($C_u < 2$) vale a afirmativa semelhante, porém, para o intervalo $0 \leq F \leq 0,3$.

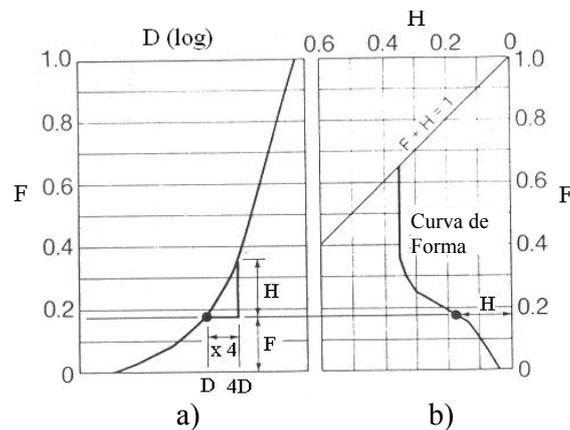


Figura 3.6 – Método de descrição da forma da curva granulométrica (modificado – Kenney & Lau, 1985).

Já segundo Lafleur et al. (1989), os solos internamente instáveis estão sujeitos a bloquear os seus próprios vazios de maneira a dificultar a passagem do fluido percolante. No estudo deste fenômeno estes pesquisadores constataram diferentes comportamentos de solos, caracterizados por três tipos distintos de curvas granulométricas: linear, côncava para cima e descontínua (Figura 3.7). Esses autores afirmam que as amostras que apresentam curvas granulométricas côncavas para cima têm maior possibilidade de serem instáveis internamente. As curvas lineares podem ser consideradas estáveis e as curvas descontínuas podem ser estáveis ou não, sendo necessários estudos complementares para uma melhor avaliação de seu potencial à instabilidade interna.

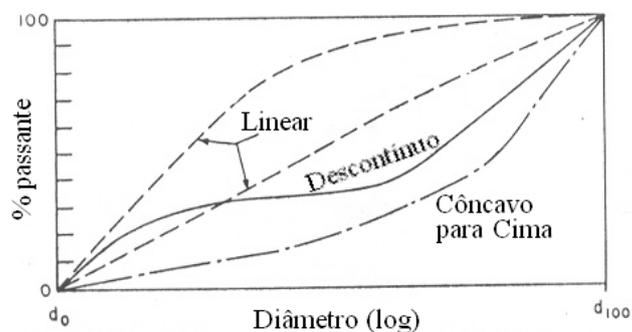


Figura 3.7 – Curvas típicas para avaliação do potencial a instabilidade interna de solos (modificado – Lafleur et al., 1989).

Os resultados da caracterização do potencial a instabilidade interna dos materiais em estudo, obtidos conforme as metodologias apresentadas, foram comparados entre si e utilizados na interpretação dos ensaios pinhole realizados.

3.2.5 Metodologia de Determinação do Gradiente Hidráulico Crítico à Erosão Interna

Rápido e simples, o ensaio pinhole foi desenvolvido por Sherard et al. (1976b) para verificar o potencial à dispersibilidade de solos finos. Santos & Camapum de Carvalho (1998), na aplicação desses ensaios para a avaliação da erodibilidade de solos tropicais, propuseram a sua utilização também na avaliação da ocorrência de fenômenos de erosão por processos mecânicos e não somente dispersivos. Para tanto estes autores sugeriram a realização de uma etapa adicional ao final do ensaio denominada descarregamento, sendo que originalmente a metodologia proposta por Sherard et al. (1976b). Em tal metodologia original há apenas uma etapa que consiste na elevação do gradiente hidráulico, etapa agora denominada carregamento. Desta forma, mesmo que a coloração do fluido percolante pelo furo do corpo de prova não indique a ocorrência da erosão, é possível detectá-la a partir da comparação das curvas de carregamento e descarregamento.

Avaliando o ensaio pinhole, nesta pesquisa foi verificado que a partir da identificação do momento em que inicia o fenômeno de erosão é possível obter o gradiente hidráulico máximo suportado pela amostra ensaiada. Considerando este gradiente hidráulico representativo daquele no qual o desenvolvimento do processo de erosão interna é iniciado, além das vantagens do ensaio anteriormente apresentadas, é proposto verificar a coerência dos resultados do pinhole com aqueles obtidos por meio do uso das metodologias de caracterização da erodibilidade tratadas no Item 3.2.4. Esta verificação busca demonstrar as potencialidades dos resultados fornecidos no ensaio pinhole para o dimensionamento de núcleos argilosos frente às solicitações impostas pelo processo de percolação. A seguir é detalhada a metodologia de execução e de análise dos resultados dos ensaios pinhole realizados.

3.2.5.1 Metodologia de Execução do Ensaio

A condução dos ensaios pinhole, destinados à obtenção do gradiente hidráulico crítico ao fenômeno de erosão interna e a moldagem dos respectivos corpos de prova, foi baseada nas recomendações da NBR 14114 (ABNT, 1998). Porém, também foram realizados ensaios

complementares com pequenas adaptações nestas recomendações. No geral, definidos os respectivos grau de compactação e teor de umidade, para a moldagem dos corpos de prova por compactação estática foi feita prévia homogeneização de massa suficiente para sua confecção. O corpo de provas possui 25,4 mm de comprimento e 40 mm de diâmetro. Esta massa foi dividida em cinco partes iguais, as quais foram depositadas em camadas, uma de cada vez, diretamente no interior do cilindro de acrílico do próprio ensaio pinhole. Antes da aplicação de cada camada, a anterior foi devidamente escarificada para garantir a adequada interação entre elas.

As condições de compactação dos corpos de prova foram determinadas tentando representar da melhor forma as características do núcleo das barragens. Os ensaios pinhole foram, então, realizados considerando a variação dos graus de compactação e desvios de umidade admitidos na especificação técnica da construção das barragens objeto de estudo, conforme apresentado no Item 3.1. De forma complementar, foram conduzidos ensaios pinhole em corpos de prova moldados com graus de compactação de 100, 98 e 95% e respectivos teores de umidade obtidos das curvas de compactação. Na Tabela 3.2 são sumariadas as variações de moldagem utilizadas para os três materiais de forma a verificar a influência das condições de compactação nos resultados.

Tabela 3.2 – Variações nas Condições de Moldagem dos Corpos de Prova pelo Método de Compactação Estática.

Condição de Moldagem	Grau de Compactação (%)	Umidade	Obtenção
A	100	Umidade ótima	Curva de compactação (Proctor Normal)
B	98	Umidade no ramo seco	Curva de compactação (Proctor Normal)
C			Especificação de projeto
D		Umidade no ramo úmido	Curva de compactação (Proctor Normal)
E			Especificação de projeto
F	95	Umidade no ramo seco	Curva de compactação (Proctor Normal)
G			Especificação de projeto
H		Umidade no ramo úmido	Curva de compactação (Proctor Normal)
I			Especificação de projeto

De forma complementar e com o intuito de avaliar a repetibilidade dos resultados do pinhole, foram repetidos três ensaios em corpos de prova moldados segundo o grau de compactação de 100% e o teor de umidade ótimo (condição de moldagem A) para cada tipo de solo estudado.

Como uma forma de averiguar a influência do método de compactação adotado em laboratório nos resultados do pinhole, foram realizados ensaios em amostras do solo ME moldadas no bloco indeformado extraído da barragem. Os resultados desses ensaios foram comparados com aqueles obtidos para corpos de prova compactados estaticamente com o mesmo material ME e nas mesmas condições de compactação (GC e w) dos corpos de prova indeformados, denominada condição de moldagem J. Foram moldados corpos de prova indeformados tanto na direção vertical quanto na direção horizontal.

Já para verificar a influência do fluido percolante nos resultados do pinhole, para as amostras provenientes no AHE Peixe-Angical, ME e MD, foram também moldados e conduzidos ensaios com a água coletada no Rio Tocantins. Os corpos de prova para esse caso, foram compactados estaticamente com a condição de moldagem A (GC = 100% e w_{ot}).

Na Tabela 3.3 são apresentadas as variantes dos corpos de prova moldados, inclusive no que diz respeito ao tipo de solo, ao fluido utilizado, condições de moldagem (teores de umidade e grau de compactação) e métodos (compactação estática ou amostra indeformada) considerados.

Tabela 3.3 – Variações de Ensaios Pinhole Realizados.

Solo	Método de Moldagem	Condições de Moldagem	Fluido Utilizado	Quantidade de Ensaios
ME	Compactação Estática	A* a I	Água Destilada	11
		A	Água do Rio Tocantins	1
	Indeformada na Direção Vertical	J	Água Destilada	2
	Indeformada na Direção Horizontal	J	Água Destilada	1
MD	Compactação Estática	A* a I	Água Destilada	11
		A	Água do Rio Tocantins	1
CO	Compactação Estática	A* a E	Água Destilada	7

Nota: * O ensaio realizado para a condição A foi repetido três vezes para cada amostra, conforme justificado anteriormente.

De posse desta relação de corpos de prova foi feito o planejamento dos procedimentos a serem seguidos na condução dos ensaios pinhole a serem realizados. Na Figura 3.8 são apresentados as peças componentes e equipamentos auxiliares para o ensaio pinhole.



Figura 3.8 – Equipamentos para Ensaio Pinhole: a) Peças Componentes; b) Reservatório e Painel para Aplicação e Leitura das Cargas Hidráulicas.

Conforme mencionado, foram realizadas algumas alterações nos procedimentos de ensaio recomendados na NBR 14114 (ABNT, 1998). Basicamente, desde a moldagem até a execução dos ensaios pinhole propriamente ditos, foram cumpridas as seguintes etapas:

- i) Homogeneização e divisão das amostras em cinco porções de massa total compatível com o grau de compactação de moldagem e com o respectivo teor de umidade. Este teor de umidade pode ter sido alcançado tanto com a adição de água destilada à massa de solo seco quanto de água do rio, conforme relacionado na Tabela 3.3;
- ii) Após preparação do cilindro de acrílico do pinhole, com vaselina nas paredes e filme plástico na base para evitar superfícies preferenciais de percolação e perda de umidade, respectivamente, as camadas de solo foram depositadas (Figura 3.9a) e compactadas estaticamente. Esta compactação, feita utilizando uma prensa de ensaio do tipo CBR adaptada (Figura 3.9b), foi controlada com base no volume e na massa da camada compactada. Antes da deposição da camada subsequente, a camada anteriormente compactada foi submetida a escarificação superficial para garantir a adequada interação entre elas;

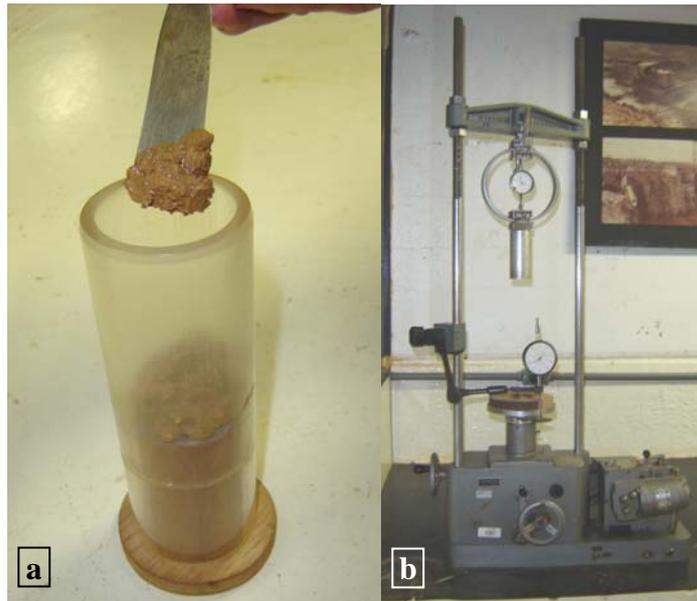


Figura 3.9 – Moldagem do Corpo de Prova: a) Deposição das Camadas de Solo no Interior do Cilindro; b) Prensa de CBR Utilizado na Compactação Estática das Camadas.

iii) Ao final da compactação da quinta camada foi medida a massa do conjunto composto pelo corpo de provas e o cilindro de acrílico a fim de aferir as condições iniciais do corpo de provas, uma vez que já se conhecia a massa do cilindro de acrílico em separado;

iv) O próximo passo foi colocar o guia de centralização (cone) da agulha no corpo de provas (Figura 3.10a) seguido na execução do furo no seu centro, ao longo de todo o comprimento do corpo de prova, com uma agulha de aço inox, de 1 mm de diâmetro;

v) Com a agulha ainda no interior do furo, foram colocadas telas de 40 mm de diâmetro em contato com o topo e a base do corpo de prova e os espaços ainda vazios no cilindro de acrílico foram preenchidos com areia grossa, lavada, passada na peneira de 4,8 mm e retida na peneira de 2,0 mm (Figura 3.10b);

vi) Nessas condições o cilindro de acrílico foi fechado e levado à saturação por percolação ascendente, com água destilada ou água do rio dependendo da condição do ensaio, num período de 24 h, sob carga hidráulica de 20 mm de coluna d'água (Figura 3.11a);

vii) Após este período de saturação a agulha foi retirada do corpo de prova e o ensaio foi, então, iniciado aplicando um gradiente hidráulico igual a 2 (Figura 3.11b), começando assim a etapa denominada carregamento. No primeiro ensaio realizado para cada um dos solos estudados, na tentativa de verificar a influência do tempo de percolação no desenvolvimento da erosão, este gradiente foi mantido por um período de 30 min, no qual foi acompanhada a variação da vazão pelo corpo de prova e a coloração do fluido percolante. Como não foram

observadas alterações significativas no comportamento dos corpos de prova, nos ensaios seguintes foi adotado o tempo de fluxo máximo de 5 min. As leituras foram realizadas assim que o fluxo era iniciado, sendo que para considerar a estabilidade da vazão foi adotada a realização de, no mínimo, três leituras consecutivas iguais. Após os 5 min de fluxo as três leituras de vazão eram repetidas de modo a averiguar a sua estabilidade ou alteração;

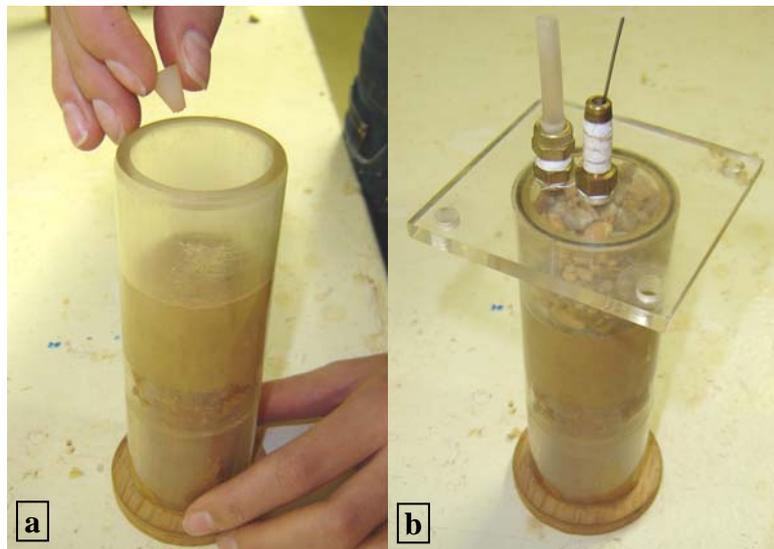


Figura 3.10 – Montagem do Ensaio: a) Colocação do Guia de Centralização da Agulha; b) Preenchimento com Areia Grossa.

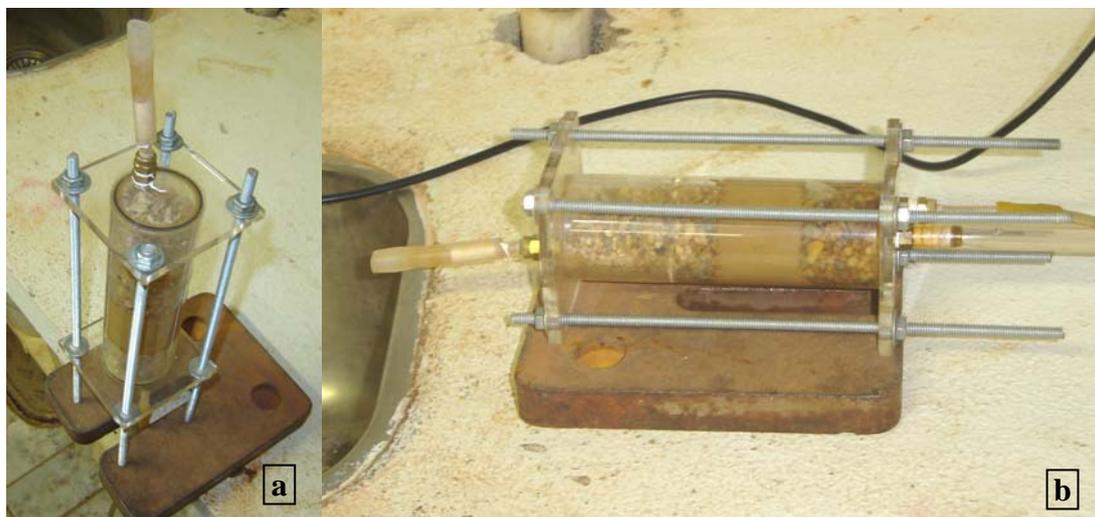


Figura 3.11 – Realização do Ensaio Pinhole: a) Saturação por Percolação Ascendente do Corpo de Prova; b) Início da Aplicação dos Gradientes Hidráulicos ao Corpo de Prova.

viii) Identificada a estabilização do comportamento do corpo de prova segundo o critério mencionado no item anterior, o ensaio prosseguia com o incremento do gradiente hidráulico aplicado e o respectivo acompanhamento da vazão e da coloração do fluido percolante,

passando pelos gradientes 4, 8, 16, 32 e 42,5. Este último valor foi definido com base na disponibilidade física do equipamento;

ix) Ao ser alcançada a estabilização do comportamento do corpo de provas no estágio de aplicação do gradiente hidráulico igual a 42,5, foi iniciada a etapa denominada descarregamento. Esta etapa consistiu na redução incremental do gradiente hidráulico segundo escala inversa à da etapa de carregamento (32, 16, 8, 4 e 2), com o mesmo controle da vazão e acompanhamento da coloração do fluido percolante;

x) Após toda etapa de descarregamento, com a estabilização do comportamento do corpo de prova sob o gradiente hidráulico 2, o ensaio foi, então, finalizado. Seguiu-se com a extração do corpo de prova do interior do cilindro de acrílico e medição da sua massa final. A comparação da massa seca final com a massa seca inicial do corpo de prova permitiu fazer uma avaliação da perda de massa de solo durante o ensaio. Procedeu-se ao seccionamento do corpo de provas em duas partes, passando pelo furo central, permitindo que o furo fosse fotografado e submetido à avaliação visual da possível variação do diâmetro de sua seção transversal. Por fim foi avaliado o teor de umidade final da amostra ensaiada.

3.2.5.2 Metodologia de Análise dos Resultados

Foi desenvolvida uma metodologia específica de análise dos resultados dos ensaios pinhole com vistas à obtenção dos gradientes hidráulicos críticos à ocorrência do fenômeno de erosão interna para os solos estudados. Esta metodologia foi caracterizada pela busca da identificação da ocorrência do fenômeno de erosão e do gradiente crítico a ele associado. A análise dos resultados dos ensaios realizados permitiu verificar três importantes recursos na caracterização da ocorrência do fenômeno de erosão: a observação do comportamento geral do corpo de prova ao longo do ensaio; a avaliação visual das curvas de carregamento e descarregamento; e a quantificação da eventual perda de solo durante o ensaio.

A observação do comportamento do corpo de prova ao longo do ensaio permite evidenciar diretamente a ocorrência da eventual perda de partículas por meio da avaliação da turbidez do fluido percolante pelo furo e da visualização de partículas carreadas ao interior do dreno. Desta forma, recomenda-se que o ensaio deve ser acompanhado minuciosamente, sendo registradas todas as alterações de comportamento, buscando identificar os primeiros momentos para os quais ocorrem tais alterações.

A avaliação visual das curvas de carregamento e descarregamento auxilia este trabalho na medida em que permite a verificação da coerência dessas eventuais alterações de comportamento, nas variações das vazões e do diâmetro do furo ao longo do ensaio. Variações nas vazões percolantes pelo furo são facilmente visualizadas por meio da avaliação da eventual coincidência entre as curvas de carregamento e descarregamento. Já as variações do diâmetro do furo ao longo do ensaio podem ser caracterizadas comparando a forma das curvas de carregamento e descarregamento com a curva teórica proposta por Sherard et al. (1976b) para um furo de 1,0 mm de diâmetro, retilíneo e perpendicular às faces do corpo de prova (25,4 mm de comprimento). Em sua proposta, Sherard et al. (1976b) afirma que furos com diâmetros distintos de 1,0 mm possuem curvas com forma semelhante, porém deslocadas e paralelas à curva teórica para o furo padrão de 1,0 mm. Assim, as curvas de carregamento e descarregamento que se apresentarem paralelas ou aproximadamente paralelas à curva teórica, demonstram a possibilidade de que o diâmetro do furo real tenha se mantido constante ao longo de todo o ensaio, enquanto que para aqueles casos nos quais não ocorre este paralelismo fica evidenciada a possibilidade de alteração no diâmetro do furo do corpo de prova durante o ensaio. Como resultado da avaliação visual das curvas, as mesmas devem ser classificadas em:

- ✓ Quanto à coincidência das curvas de carregamento e descarregamento: Não Coincidentes (NC), Parcialmente Coincidentes (PC) e Totalmente Coincidentes (TC);
- ✓ Quanto ao paralelismo das curvas de carregamento e descarregamento, com a curva teórica: Não Paralela à Teórica (NPT), Aproximadamente Paralela à Teórica (APT), Parcialmente Paralela à Teórica (PPT) e Paralela à Teórica (PT).

Também de forma auxiliar, a quantificação da eventual perda de solo ocorrente ao longo do ensaio permite avaliar a severidade do fenômeno porventura instalado. Acredita-se serem mais relevantes as perdas de solo superiores a 0,5 %. Deve ser ressaltado que, tanto esse percentual de perdas, quanto a avaliação visual das curvas de carregamento e descarregamento são recursos auxiliares ao acompanhamento minucioso do comportamento do corpo de prova no decorrer do ensaio, podendo ocorrer casos em que eles venham a ser relegados, em parte ou no todo, em favorecimento deste último.

O uso desses recursos apenas leva à identificação da eventual ocorrência do fenômeno de erosão, não sendo possível determinar com precisão o momento no qual ele tem início. Nos ensaios em que a erosão não tenha sido caracterizada, segundo a avaliação desses recursos, pode-se entender que o material ensaiado não tenha sofrido erosão devido à intensidade do

fluxo aplicado durante o ensaio, ficando a identificação do gradiente hidráulico crítico condicionada aos limites do equipamento utilizado. Já nos casos em que tenha sido caracterizada a erosão deve ser identificado o estágio do ensaio para o qual ocorreram as primeiras alterações do comportamento do corpo de prova. Baseando na proposta de curva teórica de Sherard et al. (1976b), foi feita uma avaliação numérica da distinção entre a forma das curvas de carregamento e descarregamento ocorrentes no ensaio e a forma desta curva teórica. Essa avaliação numérica se baseou na comparação da inclinação de trechos das curvas, sendo que diferenças bruscas entre inclinações de trechos das curvas de carregamento e/ou descarregamento em relação aos mesmos trechos da curva teórica, indicaram alterações na geometria do furo ensaiado. Assim, o i_{cr} foi adotado como sendo o valor mínimo para o trecho no qual foi observada a maior diferença percentual entre as inclinações das curvas. Na Figura 3.12 é apresentado um fluxograma geral da metodologia de identificação do fenômeno de erosão e do respectivo gradiente hidráulico crítico.

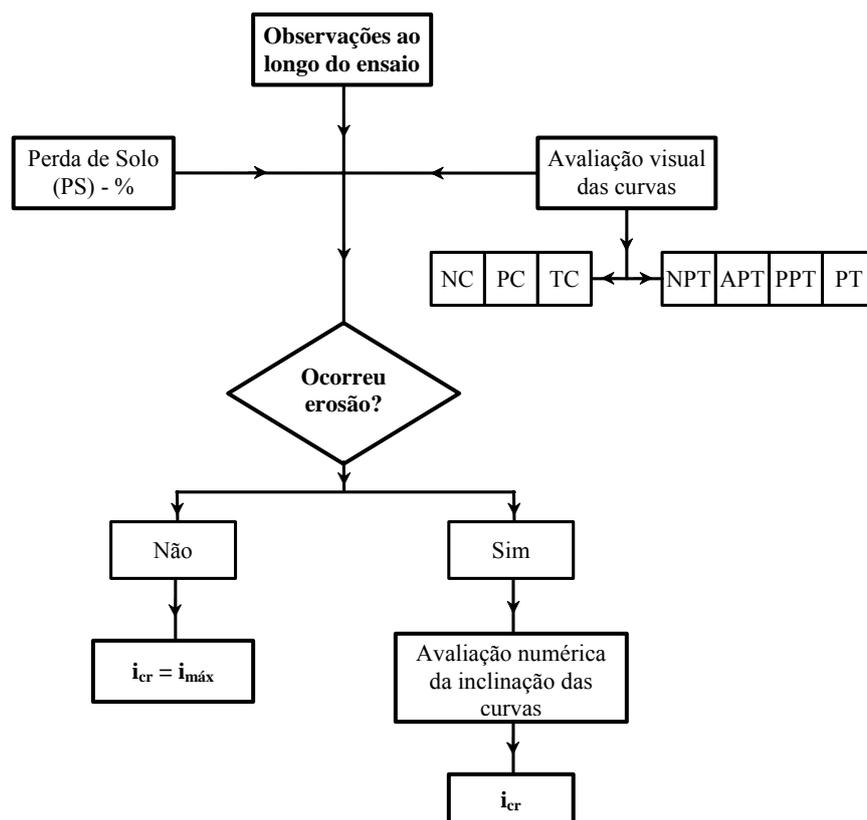


Figura 3.12 – Fluxograma da Metodologia de Identificação da Erosão e Gradiente Hidráulico Crítico por meio de Resultados de Ensaio Pinhole.

CAPÍTULO 4. AVALIAÇÃO DO ENSAIO PINHOLE PARA DETERMINAÇÃO DO I_{CR} - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos na execução da metodologia, tratada anteriormente, para o estudo do desempenho do ensaio pinhole. De forma preliminar são comentadas as principais características físicas, químicas e mineralógicas dos materiais ensaiados, além de avaliações do seu potencial à erodibilidade interna. A metodologia de determinação do gradiente hidráulico crítico ao carreamento de partículas por meio do pinhole é implementada para os solos estudados. Com a apresentação dos resultados dos ensaios pinhole é feita uma comparação com aqueles obtidos nos ensaios de caracterização objetivando verificar uma possível influência de cada característica estudada nos resultados dos ensaios pinhole.

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS MATERIAIS

Conforme comentado anteriormente, a caracterização física dos materiais objetivou verificar a sua influência nos resultados dos ensaios pinhole. A seguir são apresentados e analisados os resultados obtidos nesta caracterização.

4.1.1 Análise Granulométrica, Massa Específica dos Grãos e Limites de Consistência

As curvas granulométricas para os três materiais, obtidas de acordo com o ensaio padronizado pela NBR 7181 (ABNT, 1984), são apresentadas na Figura 4.1. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação, em vistas das suas granulometrias, os materiais provenientes de Peixe-Angical (ME e MD) são considerados solos granulares, enquanto que o material de Corumbá I (CO) é classificado como um solo fino. Pode ser observado que as amostras de colúvio (MD) do AHE Peixe-Angical e solo residual (CO) de UHE Corumbá I apresentam uma pequena fração de pedregulhos. Em todas as três amostras a fração areia é a mais representativa, sendo que a amostra ME apresenta o maior percentual. Verificando a

fração fina dos materiais, o material CO apresenta uma predominância de silte, enquanto que o material MD apresenta um maior pronunciamento da fração argila em relação às demais. Já no material ME as frações argila e silte ocorrem em menor quantidade.

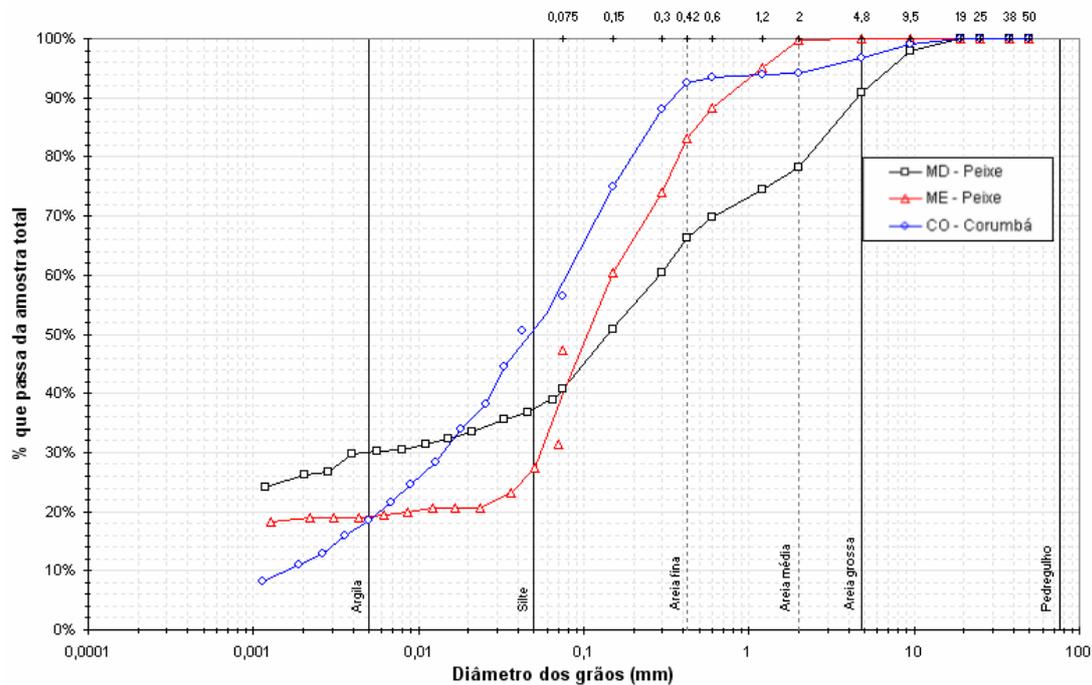


Figura 4.1 – Curvas Granulométricas dos Materiais Estudados.

Como mencionado no Item 3.2.1.1, além deste procedimento foram obtidas as curvas granulométricas de cada um dos materiais com base em ensaios realizados sem o uso de defloculação química e mecânica das partículas, como também por meio do equipamento de granulometria a laser, com e sem defloculação pelo uso de ultra-som. Nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4 as curvas granulométricas obtidas por meio da realização dos diversos procedimentos de ensaio utilizados são apresentadas. A título de comparação, para os casos das amostras coletadas no AHE Peixe-Angical, também são apresentados os resultados obtidos nas avaliações granulométricas realizadas com o uso da água do Rio Tocantins como meio dispersor.

Pode ser verificado que a granulometria obtida para as amostras ME e MD com o uso da água do rio não diferiu de forma significativa daquelas obtidas com o uso de água destilada, sem a aplicação de defloculação química e mecânica. Estes resultados indicam a baixa ação defloculante da água do rio nos materiais empregados no núcleo da barragem. Já a comparação entre os resultados obtidos com o uso do procedimento convencional, recomendado na NBR 7181 (ABNT, 1984), e do granulômetro a laser permitiu verificar boa coerência entre os resultados obtidos para os ensaios em que não foram empregados os

procedimentos de deflocação. Nos casos em que foi empregada a deflocação, no entanto, pôde ser verificado um maior efeito defloculante do ultra-som em relação ao químico utilizado no procedimento convencional.

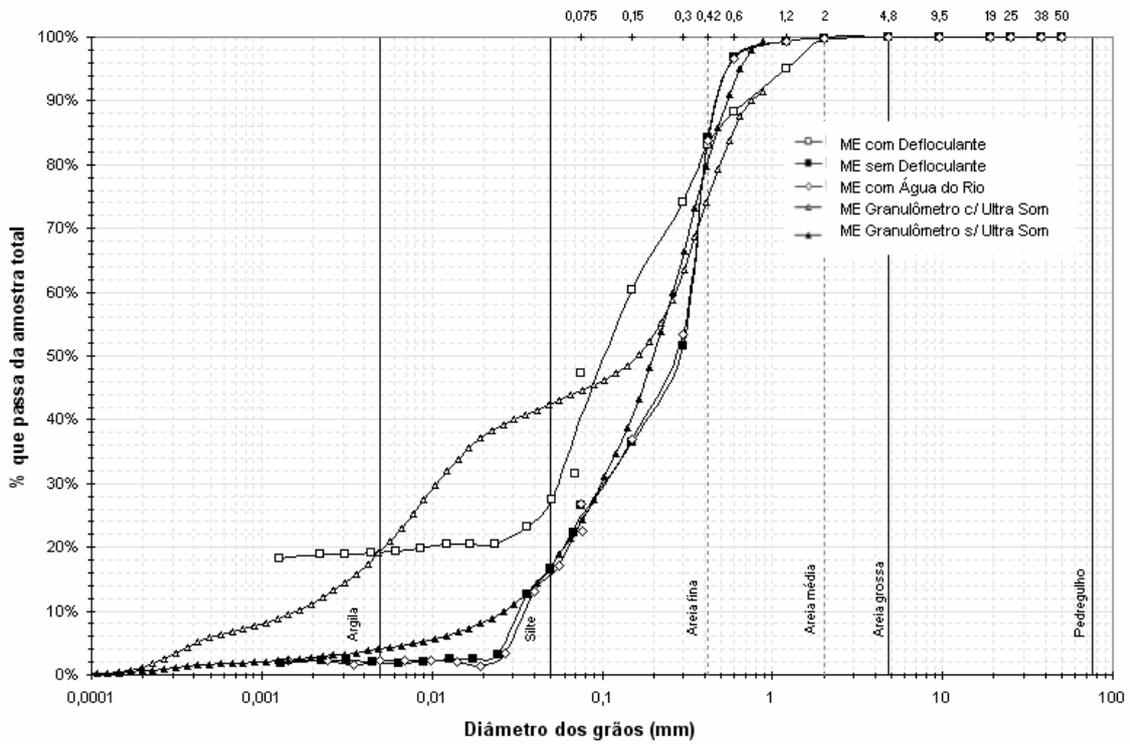


Figura 4.2 – Curvas Granulométricas do Material ME.

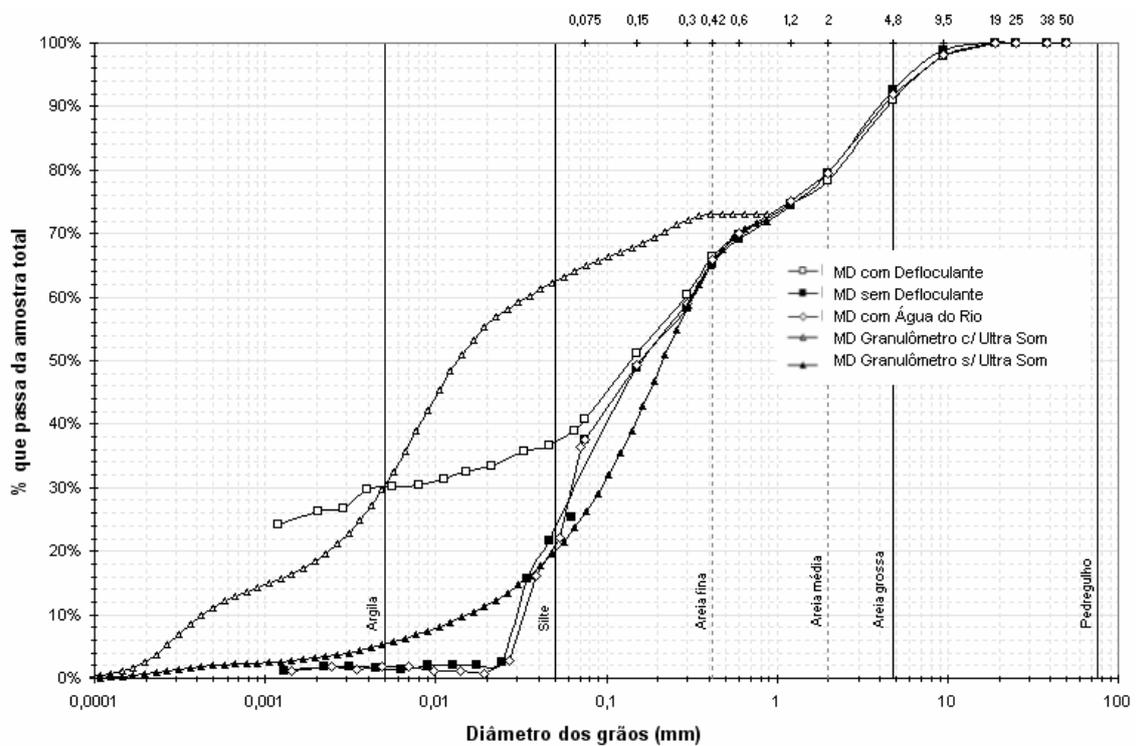


Figura 4.3 – Curvas Granulométricas do Material MD.

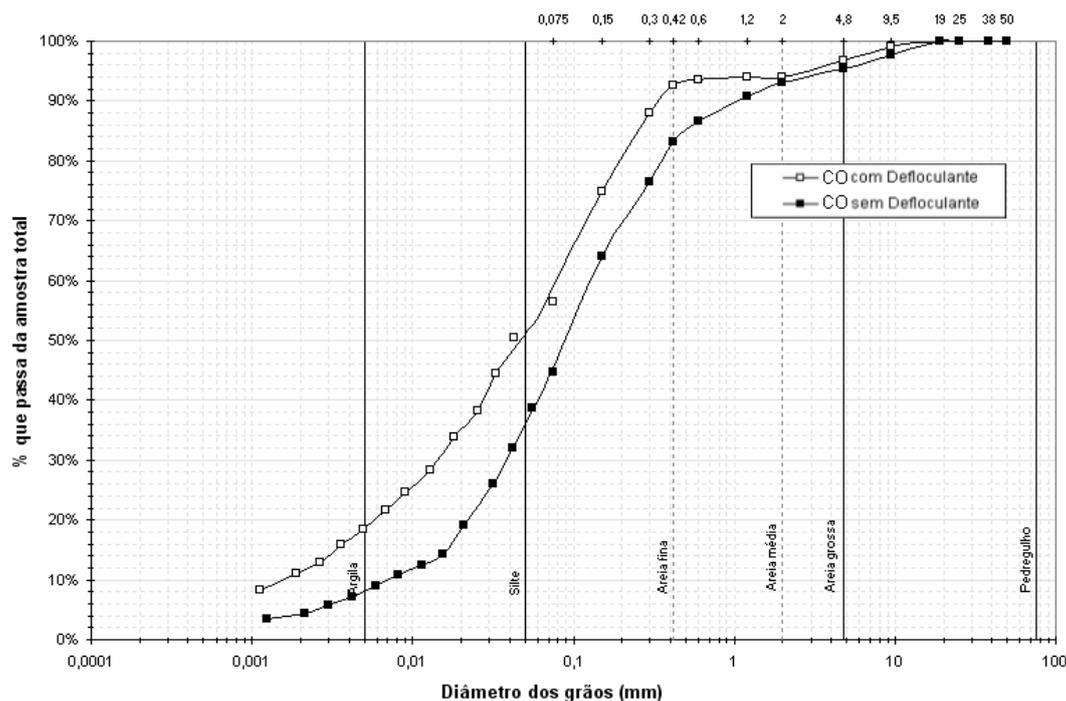


Figura 4.4 – Curvas Granulométricas do Material CO.

Nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 são apresentados parâmetros característicos extraídos das curvas granulométricas obtidas para os materiais em cada um dos procedimentos empregados.

Tabela 4.1 – Parâmetros Granulométricos Característicos do Material ME.

Tipo de Ensaio		d_{15} (mm)	d_{50} (mm)	d_{85} (mm)	C_u	C_c
Granulometria Convencional	CD	0,001	0,090	0,490	181	22
	SD	0,045	0,28	0,430	10	0,9
	AR	0,05	0,27	0,44	9,1	0,8
Granulômetro a Laser	CD	0,001	0,16	0,580	269	0,4
	SD	0,045	0,20	0,47	9,8	1,4

Notas: d_i é o diâmetro através do qual passam i por cento das partículas do solo; C_u e C_c correspondem, respectivamente, aos coeficientes de uniformidade e de curvatura das curvas granulométricas do solo; e CD, SD e AR correspondem aos ensaios de granulometria realizados com defloculação, sem defloculação e com água do rio, respectivamente.

Tabela 4.2 – Parâmetros Granulométricos Característicos do Material MD.

Tipo de Ensaio		d_{15} (mm)	d_{50} (mm)	d_{85} (mm)	C_u	C_c
Granulometria Convencional	CD	0,001	0,14	3,5	293	0,1
	SD	0,035	0,17	3,2	10,9	0,5
	AR	0,035	0,17	3,2	10,9	0,5
Granulômetro a Laser	CD	0,001	0,015	3,5	34,5	0,7
	SD	0,032	0,215	3,2	20,8	1,8

Notas: Também valem as notas apresentadas à Tabela 4.1.

Tabela 4.3 – Parâmetros Granulométricos Característicos do Material CO.

Tipo de Ensaio		d ₁₅ (mm)	d ₅₀ (mm)	d ₈₅ (mm)	C _u	C _c
Granulometria Convencional	CD	0,003	0,042	0,265	55	1,4
	SD	0,016	0,095	0,52	18,5	1,6

Notas: Também valem as notas apresentadas à Tabela 4.1.

Na Tabela 4.4 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de massa específica dos grãos, realizados conforme o recomendado na NBR 6508 (ABNT, 1984), e dos limites de liquidez e plasticidade, realizados com base nas recomendações da NBR 6459 (ABNT, 1984) e da NBR 7180 (ABNT, 1984), respectivamente. Na Figura 4.5 são analisados os resultados dos ensaios de limites de consistência por meio da carta de plasticidade. Nessa tabela ainda são apresentadas as respectivas classificações dos materiais, com base no Sistema Unificado.

Tabela 4.4 – Limites de Liquidez, Plasticidade e Peso Específico dos Grãos dos Solos Estudados.

Característica	Solo ME - Peixe	Solo MD - Peixe	Solo CO - Corumbá
w _L (%)	24	38	42
w _P (%)	12	22	25
IP (%)	12	16	17
γ _s (kN/m ³)	26,10	27,10	27,64
Classificação	Areia Argilosa	Areia Argilosa	Argila Pouco Plástica Arenosa

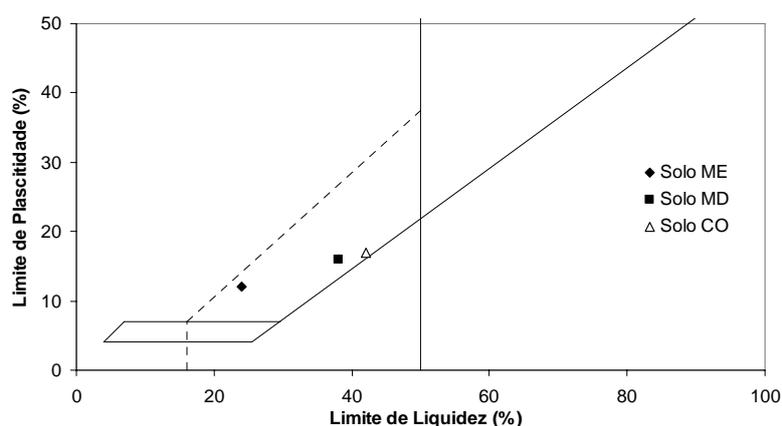


Figura 4.5 – Carta de Plasticidade para os Solos Estudados.

4.1.2 Metodologia MCT Expedita

A caracterização MCT expedita foi realizada de acordo com os procedimentos propostos por Nogami & Villibor em 1994. Na Tabela 4.5 são apresentados as médias dos principais resultados e classificação dos materiais, obtidos com a aplicação da metodologia MCT expedita.

Tabela 4.5 – Resultados da Metodologia MCT Expedita e Classificação dos Materiais.

Material	Contração após Secagem (mm)	Penetração após Reumidecimento (mm)	Valor de c'	Classificação
ME	0,71	0	1,10	LA'
MD	1,52	1	1,77	LA'-LG'
CO	0,68	> 4	1,07	NS'

Durante os ensaios foram realizadas alguns procedimentos suplementares para auxiliar na avaliação do comportamento dos solos. As observações realizadas confirmaram a classificação dos materiais. No caso do material ME, o seu comportamento laterítico pôde ser verificado na alta resistência ao esmagamento da bola após a sua secagem, enquanto que, após 2 h de repouso na pedra porosa umedecida, não foi observado o inchamento do solo nas pastilhas e nem a formação de trincas, características de solo arenoso. Para o material MD, a alta resistência ao esmagamento da bola após a secagem também confirma o seu comportamento como solo laterítico. A dúvida quanto à sua classificação em arenoso ou argiloso pode ser elucidada a partir da avaliação do comportamento da amostra após 2 h de repouso na presença de água. O material apresentou forma de inchamento e formação de trincas característicos de materiais argilosos. Já no caso do material CO, a sua baixa resistência ao esmagamento após secagem sugere o comportamento de solos não lateríticos; enquanto que a sua forma de inchamento e a não formação de trincas nas pastilhas, após período de repouso em presença de água, revelam o comportamento de solo siltoso.

Com relação ao potencial à erodibilidade e a classificação MCT expedita obtida para os solos estudados, Nogami & Villibor (1994) afirmam que solos do tipo NG', classificação obtida para a amostra CO, não são recomendados para a utilização como proteção à erosão, enquanto que os solos do tipo LG' e LA' são recomendados em 1º e 2º lugares, respectivamente, neste tipo de utilização.

4.1.3 Compactação

Foram realizados ensaios de compactação do tipo Proctor Normal para obtenção dos parâmetros de moldagem dos corpos de prova dos ensaios pinhole, seguindo as recomendações da NBR 7182 (ABNT, 1986). Nas Figuras 4.6 a 4.8 são apresentados os resultados obtidos para cada um dos materiais. Na Figura 4.6 pode ser observado que o material ME apresentou peso específico seco máximo igual a $20,20 \text{ kN/m}^3$ e teor de umidade ótimo de $10,1 \%$. É importante ressaltar que o ponto da curva representado por esses valores encontra-se com grau de saturação entre 90 e 100% . O material MD, como observado na Figura 4.7, apresentou peso específico seco máximo igual a $17,95 \text{ kN/m}^3$ e teor de umidade ótimo igual a $14,9 \%$. Nesse ponto, o grau de saturação do material está próximo de 80% . Já a partir da curva de compactação do material CO, apresentada na Figura 4.8, verifica-se que o peso específico seco máximo é de $15,97 \text{ kN/m}^3$ e o teor de umidade ótima igual a $17,9 \%$, ponto este localizado abaixo do grau de saturação de 80% .

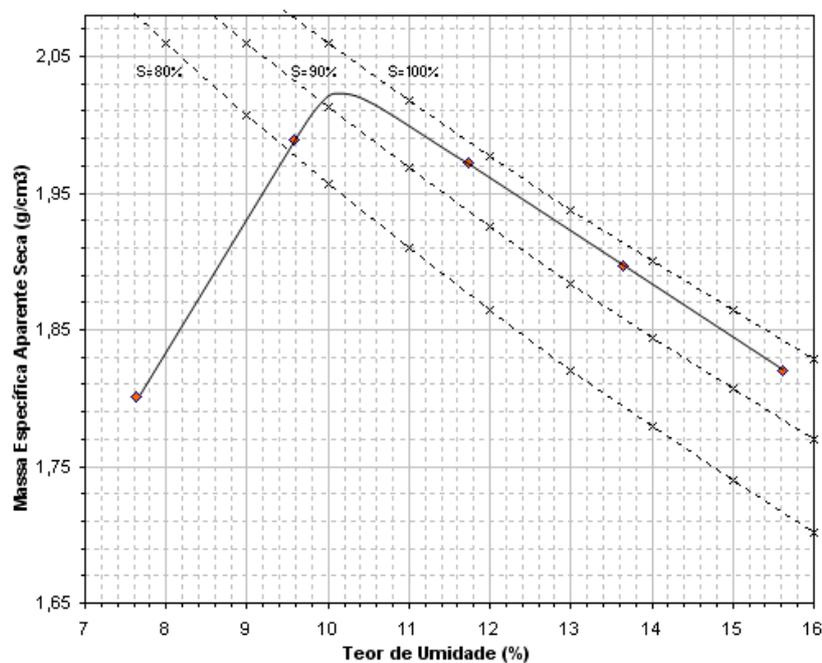


Figura 4.6 – Curva de Compactação do Material ME.

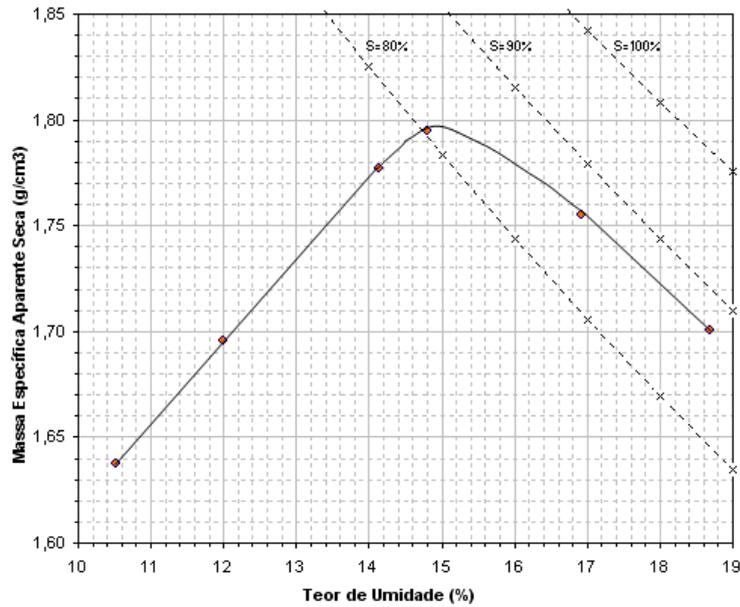


Figura 4.7 – Curva de Compactação do Material MD.

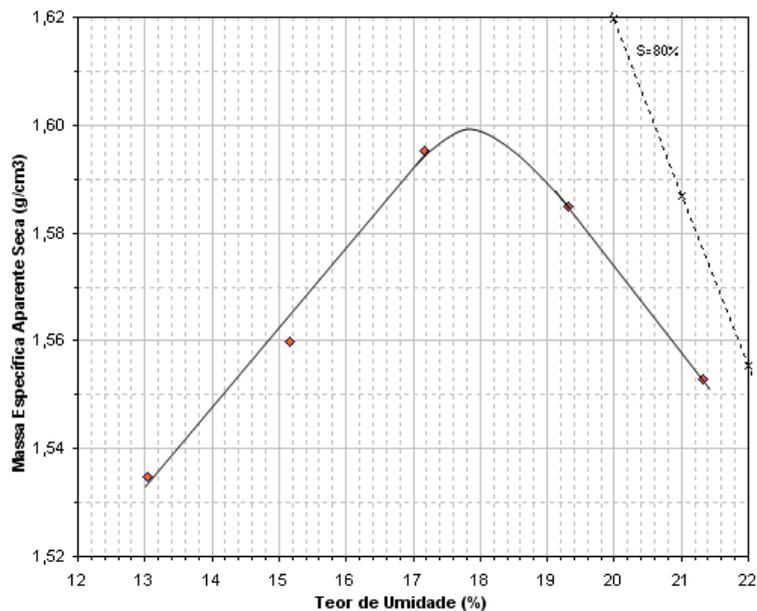


Figura 4.8 – Curva de Compactação do Material CO.

Na Figura 4.9 as três curvas são apresentadas em conjunto, para uma melhor comparação dos materiais, em que se pode notar a influência da fração areia na forma das curvas. Amostra ME, que apresenta maior quantidade de partículas nesta fração, possui sua curva mais fechada, com o maior peso específico seco máximo e menor teor de umidade ótimo das amostras. Já a amostra CO apresentou a curva de compactação mais abatida, com menor peso específico seco máximo e maior teor de umidade ótimo, possivelmente influenciado pelo maior representatividade da fração fina na amostra.

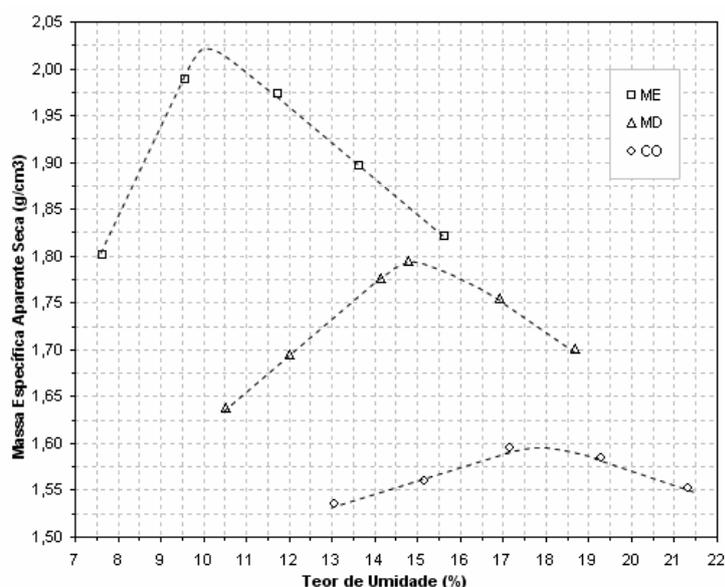


Figura 4.9 – Análise Conjunta da Curva de Compactação dos Materiais Estudados.

Na Tabela 4.6, são consolidados os resultados desses ensaios de compactação utilizados na moldagem dos corpos de prova dos ensaios pinhole. Os pares de valores grau de compactação e umidade de moldagem foram obtidos de duas formas:

- i) traçando uma linha referente ao grau de compactação igual a 98 e 95 %, foram obtidas as umidades nos pontos de interseção desta linha com a curva de compactação;
- ii) para os graus de compactação de 98 e 95 % foram também adotadas as umidades referentes aos desvios de umidade admitidos para as obras e apresentados no Item 3.1.

Tabela 4.6 – Parâmetros de Moldagem Obtidos a partir dos Ensaio de Compactação.

Condição de Moldagem	GC (%)	Desvio de umidade (%)			Forma de Obtenção
		ME	MD	CO	
A	100	0	0	0	Curva de Compactação
B	98	-0,6	-0,4	-2,7	Curva de Compactação
C		1,35	0,6	2,7	
D		-1,5	-1,5	-2,0	Especificação de Projeto
E		1,0	1,5	1,0	
F	95	-1,2	-2,7	-	Curva de Compactação
G		3,0	3,6	-	
H		-1,5	-1,5	-	Especificação de Projeto
I		1,0	1,5	-	

Como tratado anteriormente no Item 3.2.1.4, os parâmetros de moldagem apresentados na Tabela 4.6 foram impressos aos corpos de prova dos ensaios pinhole por meio do método de compactação estática. Na verificação da representatividade dos corpos de prova moldados sob este método com relação ao material compactado em campo, foram conduzidos estudos no material ME por meios de ensaio de compressão simples e pinhole. A condição de moldagem desses corpos de prova foi aquela encontrada, em média, para o material do bloco indeformado, que apresentou GC igual a 96 % e umidade igual a 9,1 %. A comparação dos resultados obtidos nos ensaios de compressão simples, realizados segundo a NBR 12770 (ABTN, 1992), para amostras indeformadas extraídas da barragem e compactadas estaticamente mostra que, no geral, essas últimas apresentaram maior uniformidade no comportamento e maior resistência à compressão simples do que os corpos de prova indeformados (Figura 4.10).

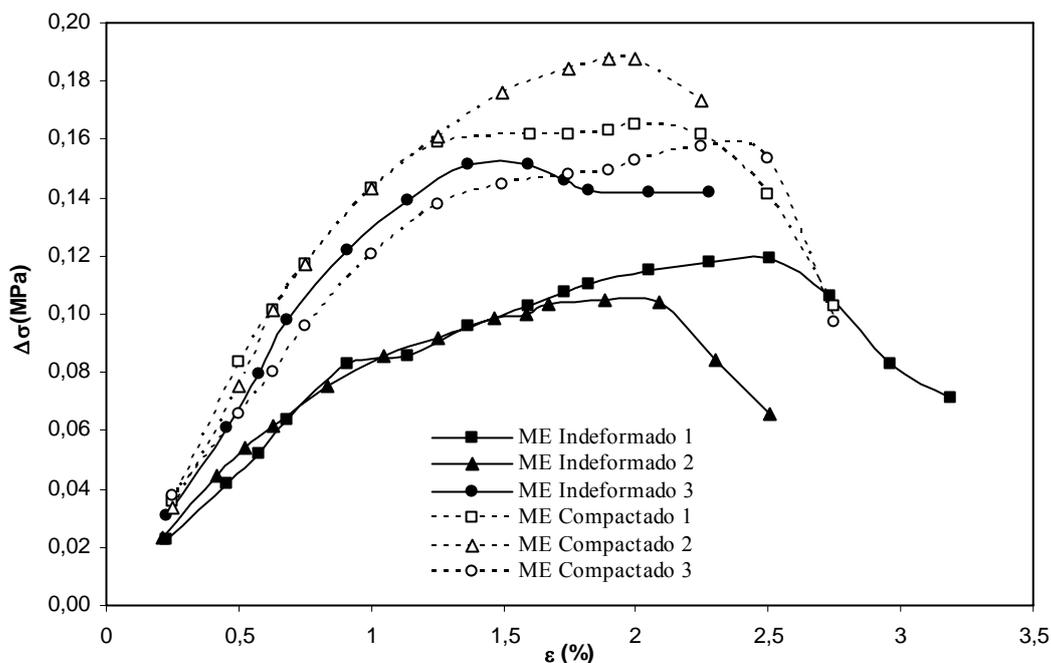


Figura 4.10 – Análise Conjunta dos Resultados de Compressão Simples para o Material ME.

A distinção entre os ensaios 1 e 2, realizados com amostras indeformadas em relação aos demais, pode ter sido influenciada pela estratificação observada no bloco do qual elas foram extraídas, pois os corpos de prova utilizados nesses contemplaram mais de uma camada da compactação de campo. Esta estratificação está representada no baixo entrosamento entre as camadas de compactação, como pode ser notado na Figura 4.11. O ensaio 3, realizado com a amostra indeformada, apresentou resultados mais próximos aos obtidos para os três ensaios

realizados em corpos de prova moldados estaticamente. Isso pode ser justificado por esse corpo de prova ter sido moldado em apenas uma camada da compactação de campo.



Figura 4.11 – Estratificação Observada no Bloco Indeformado.

Já a comparação dos resultados obtidos nos ensaios pinhole realizados para corpos de prova compactados estaticamente e moldados em bloco indeformado coletado na barragem permitiu verificar comportamentos semelhantes para as diferentes formas de moldagem (Figura 4.12). Os corpos de prova obtidos do bloco indeformado foram moldados nas direções vertical e horizontal, contemplando uma única camada ao longo de seu comprimento.

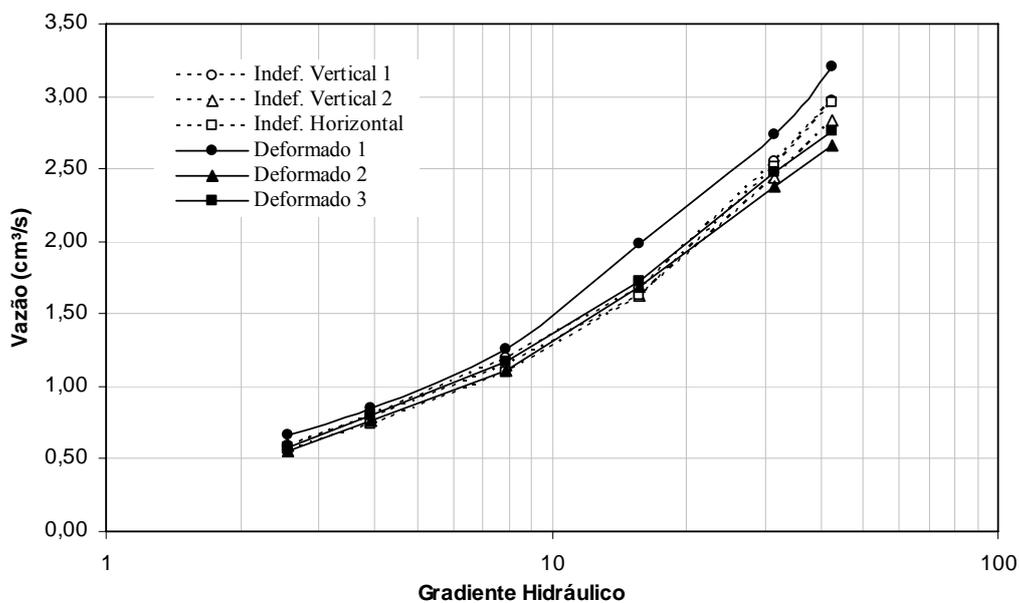


Figura 4.12 – Comparação da Moldagem dos Corpos de Prova a partir de Resultados de Ensaio Pinhole.

Desta forma, tendo em vista os comportamentos observados para as amostras moldadas estaticamente e aquelas extraídas de uma única camada do bloco indeformado nos ensaios de compressão simples e pinhole, considerou-se que a estrutura do material compactado estaticamente em laboratório é representativo do compactado em campo na barragem de Peixe-Angical.

4.2 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA DOS MATERIAIS

A caracterização mineralógica dos materiais, obtida a partir de ensaios de difratometria de raios-X, foi realizada por Furnas Centrais Elétricas SA conforme descrito no Item 3.2.2. Na Figura 4.13 é apresentado o resultado da difração para a amostra de aluvião (ME) de Peixe-Angical. As quatro análises realizadas (amostra integral, fração argila ao natural, fração argila glicolada e fração argila calcinada) permitiram a identificação de:

- ✓ Minerais Principais: Caulinita e quartzo;
- ✓ Minerais Subordinados: Ilita e vermiculita.

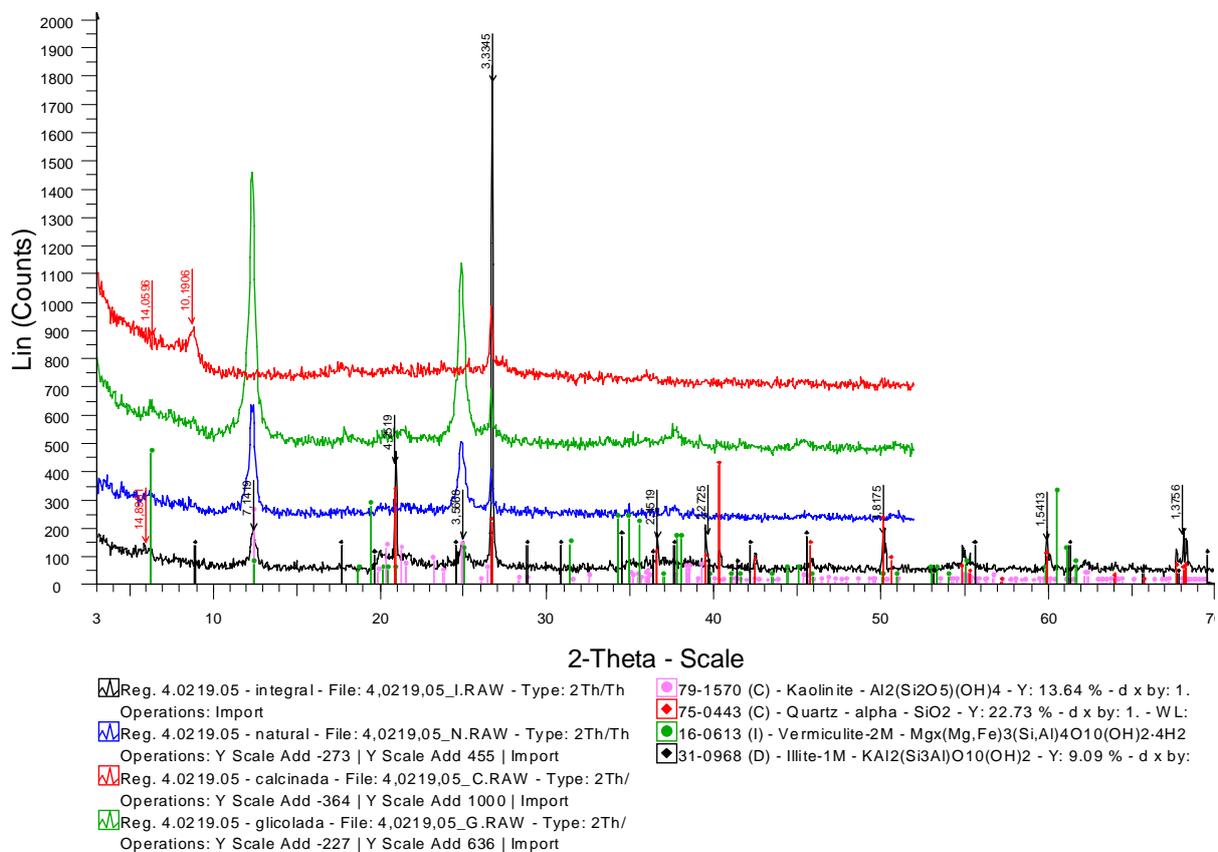


Figura 4.13 – Difratogramas Obtidos para o Material ME.

O resultado da difração para a amostra de colúvio (MD) de Peixe-Angical é apresentado na Figura 4.14. As quatro análises realizadas (amostra integral, fração argila ao natural, fração argila glicolada e fração argila calcinada) permitiram a identificação de:

- ✓ Minerais Principais: Caulinita e quartzo;
- ✓ Minerais Subordinados: Ilita e vermiculita.

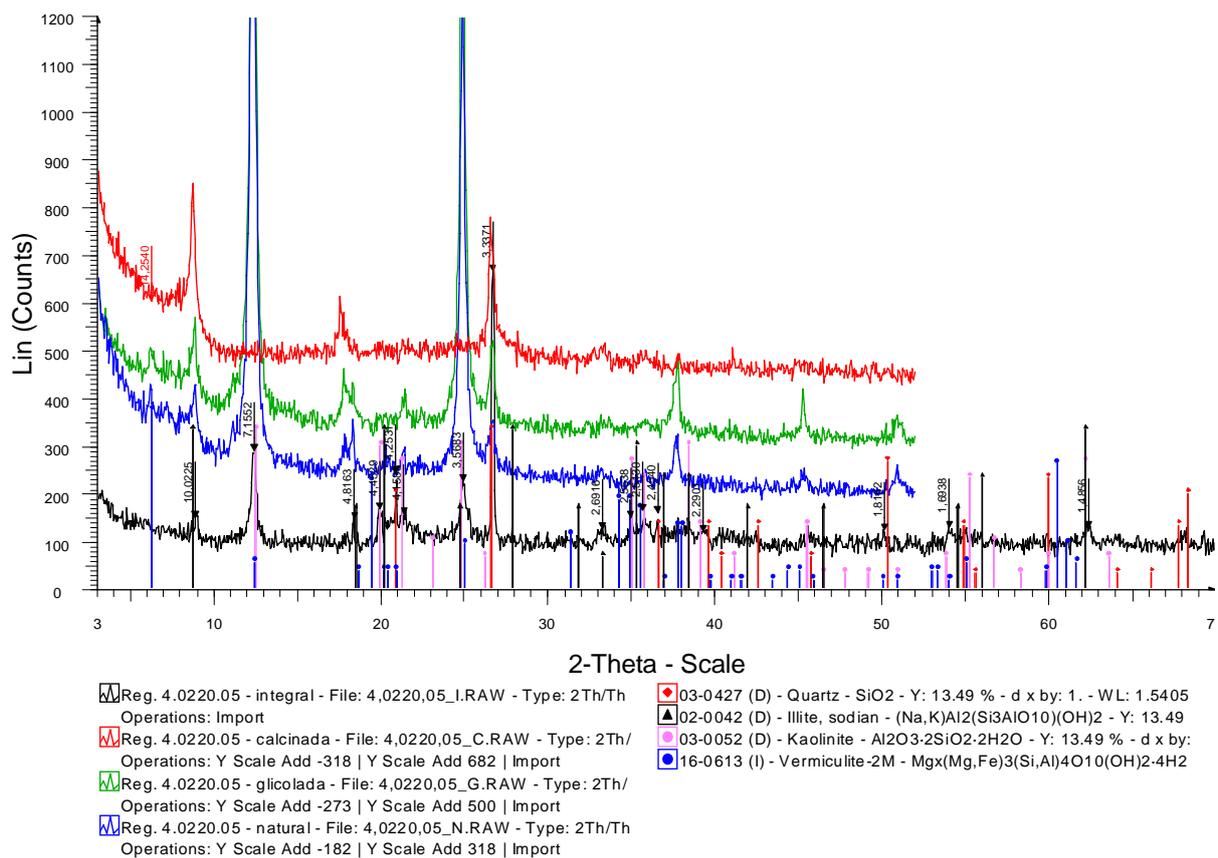


Figura 4.14 – Difratogramas Obtidos para o Material MD.

Já na Figura 4.15 é apresentado o difratograma para a amostra de solo residual de Corumbá I (CO). As quatro análises realizadas (amostra integral, fração argila ao natural, fração argila glicolada e fração argila calcinada) permitiram a identificação de:

- ✓ Minerais Principais: Caulinita e ilita;
- ✓ Minerais Subordinados: quartzo.

De acordo com a apresentação dos resultados dos ensaios, provavelmente encontram-se traços de vermiculita, porém não foi possível determiná-lo com exatidão.

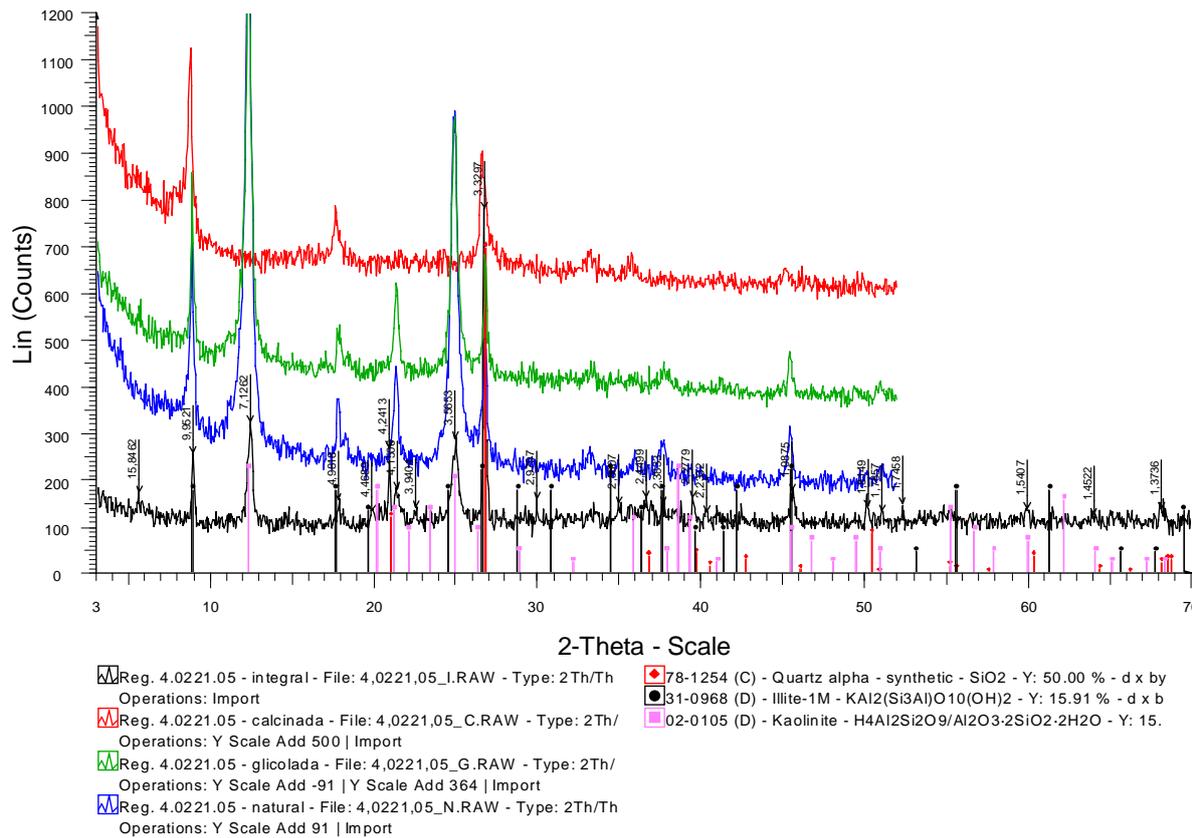


Figura 4.15 – Difratomogramas Obtidos para o Material CO.

Como pôde ser observado em todos os solos estudados, ocorreram de forma importante o quartzo e os filossilicatos caulinita, ilita e vermiculita, comumente originados da alteração de feldspatos e micas. O quartzo, um dos minerais mais comuns na natureza, é muito resistente à alteração, sendo o principal constituinte das areias e solos arenosos. A caulinita, bastante comum em solos maduros que sofreram algum tipo de intemperismo, apresenta baixa CTC e não é expansiva. A ilita é comumente encontrada em solos mais jovens e que não sofreram tanto a ação de agentes de intemperismo. A presença da ilita como mineral primário no solo residual de Corumbá (CO) pode estar relacionada ao seu menor grau de intemperismo. Por outro lado, a caulinita identificada indica que, apesar do solo ainda preservar características da rocha de origem, o mesmo já sofreu processo de intemperismo um pouco mais avançado, tratando-se então de um solo residual maduro.

De acordo com Fácio (1991), citando Arumugan em 1974, os argilominerais exercem influência na susceptibilidade à erosão dos solos, sendo que solos com argilominerais do tipo montmorilonita possuem maior resistência à erosão do que a ilita, que por sua vez, são mais resistentes que a caulinita.

4.3 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA DOS MATERIAIS

A caracterização química dos solos foi realizada pela Soloquímica – Análises de Solos Ltda., conforme apresentado no Item 3.2.3. Na Tabela 4.7 são apresentados os resultados da análise realizada.

Tabela 4.7 – Resultados da Caracterização Química dos Materiais.

Parâmetro	Amostra		
	ME	MD	CO
pH _{H2O}	4,9	5,4	4,9
pH _{KCl}	3,9	4,5	4,1
ΔpH	-1,0	-0,9	-0,8
Cálcio (mE/100ml)	0,2	0,6	0,2
Magnésio (mE/100ml)	0,1	0,3	0,1
Potássio (mE/100ml)	0,1	0,1	0,1
Sódio (mE/100ml)	0,01	0,03	0,01
Valor S (mE/100ml)	0,41	1,03	0,41
Alumínio (mE/100ml)	0,7	0,1	0,6
Acidez Total (mE/100ml)	3,2	3,7	3,2
CTC (mE/100ml)	3,61	4,73	3,61
Saturação de Alumínio (%)	63	9	59
Saturação de Bases (%)	11	22	11
Carbono Orgânico (g/kg)	1,5	2,3	4,6
Matéria Orgânica (g/kg)	2,6	4,0	7,9
Fósforo (mg/dm ³)	0,5	0,5	0,5

Como pode ser observado, os materiais apresentaram pH ácido (menor que 7). Segundo Cardoso (2002), no caso das argilas do grupo da montmorilonita, illita e caolinita, a floculação é tanto mais fácil quanto mais ácido for o pH do solo. Os valores de ΔpH, diferença entre o pH_{KCl} e pH_{H2O}, encontrados para todos os materiais foram negativos, indicando elevada quantidade de alumínio trocável e baixos teores de óxidos de ferro e alumínio. No que diz respeito à capacidade de troca catiônica, os valores obtidos foram baixos, possivelmente

devido à presença importante do mineral caulinita em todas as amostras. Com base no afirmado por Looke (2001), acerca da influência da capacidade de troca catiônica dos argilominerais no potencial à dispersibilidade dos materiais, é possível que os solos estudados apresentem algum potencial à dispersibilidade.

4.4 CARACTERIZAÇÃO DA ERODIBILIDADE DOS MATERIAIS

Com o objetivo de consolidar a caracterização do comportamento dos solos estudados, a seguir são apresentados os resultados dos estudos experimentais e teóricos realizados a cerca do seu potencial à erodibilidade.

4.4.1 Avaliação da Dispersibilidade

A avaliação do potencial à dispersibilidade foi realizada por meio de ensaios SCS e pinhole, conforme as recomendações da NBR 13602 (ABNT, 1996) e NBR 14114 (ABNT, 1998), tratados no Item 3.2.4.1. Na Tabela 4.8 são apresentados os resultados obtidos a partir do ensaio SCS. É importante lembrar que esses resultados se baseiam em informações obtidas das avaliações granulométricas dos materiais, anteriormente apresentadas no Item 4.1.1.

Tabela 4.8 – Resultados do Ensaio SCS para Avaliação da Dispersibilidade.

Material	% finos < 0,005mm (Sem Defloculante)	% finos < 0,005mm (Com Defloculante)	Grau de Dispersão SCS (%)
ME	3	19	16
MD	2	30	7
CO	8	19	42

Um solo é considerado susceptível a dispersibilidade se seu grau de dispersão é maior que 40%, o que leva à classificar o material CO como o único potencialmente dispersivo dentre os materiais estudados. No caso do material MD, o qual possui a maior fração de suas partículas classificada como argila, foi verificado o mais baixo potencial à dispersibilidade por meio do SCS.

Na Tabela 4.9 são sumariados os resultados dos ensaios pinhole, nesse caso empregado objetivando a determinação do potencial à dispersibilidade dos solos estudados. A classificação foi realizada com base no fluxograma anteriormente apresentado na Figura 3.4.

Tabela 4.9 – Resultados do Ensaio Pinhole para Avaliação da Dispersibilidade.

Condição de Moldagem		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	
Classificação	ME	ND1	ND1 ⁽¹⁾	ND1 ⁽²⁾								
	MD	ND1	ND1 ⁽¹⁾	ND1								
	CO	ND2		ND2	ND2	ND2	-	-	-	-	-	

Notas: Ensaio realizado ⁽¹⁾ com água do Rio Tocantins; ⁽²⁾ com amostra indeformada coletada em campo.

De acordo com os resultados apresentados, verificou-se que os solos ME e MD foram classificados como não dispersivos (ND1) nos ensaios pinhole. Já o material CO, também de forma coerente com o SCS, foi classificado como incipientemente dispersivo (ND2). É importante mencionar que a condição de moldagem não interferiu nos resultados, assim como o uso da água do Rio Tocantins no caso das amostras ME e MD. Para o material ME ainda se observou que o método de compactação também não influenciou nos resultados dos ensaios pinhole, tendo sido classificado como não dispersivo tanto para o corpo de prova moldado estaticamente, quanto para aquele moldado na amostra indeformada, coletada no campo.

No estudo da relação entre o percentual de sódio e os resultados de ensaios de SCS e pinhole, Sherard et al. (1976a) verificou os resultados apresentados na Figura 4.16, tendo sido observado que materiais com baixo potencial à dispersibilidade também apresentaram baixo percentual de sódio. Os valores do grau de dispersão SCS e percentual de sódio obtidos para os solos, no presente estudo, foram lançados na Figura 4.16 e foi observada a coerência desses resultados com a região da figura que contem a maior quantidade de materiais classificados como não dispersivos por meio do pinhole.

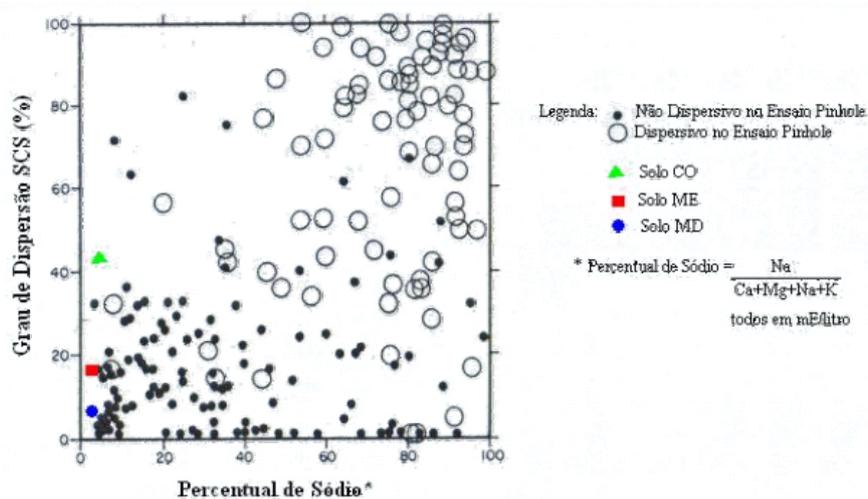


Figura 4.16 – Relação entre Percentual de Sódio, SCS e Pinhole (modificado – Sherard et al., 1976a).

4.4.2 Avaliação da Estabilidade Interna

Como tratado no Item 3.2.4.2, o potencial à instabilidade interna dos materiais foi investigado aplicando as propostas de Sherard (1979), Kenney & Lau (1985) e Lafleur (1989). Na Tabela 4.10 são resumidos os resultados encontrados para o potencial à instabilidade dos solos por meio da aplicação dessas metodologias.

Tabela 4.10 – Resultados da Avaliação da Estabilidade Interna dos Materiais.

Material	Condição	Sherard (1979)	Kenney & Lau (1985)	Lafleur (1989)
ME	CD	Potencialmente Instável	Potencialmente Instável	Potencialmente Instável
	SD	Estável	Estável	Estável
MD	CD	Potencialmente Instável	Potencialmente Instável	Potencialmente Instável
	SD	Estável	Estável	Estável
CO	CD	Estável	Potencialmente Instável	Estável
	SD	Estável	Estável	Estável

Notas: CD e SD correspondem aos ensaios de granulometria realizados com defloculação e sem defloculação, respectivamente.

Como pode ser observado na Tabela 4.10, a classificação dos materiais ME e MD segundo as três metodologias aplicadas foi coerente para as duas condições de determinação da granulometria, enquanto para o material CO a metodologia de Kenney & Lau (1985) forneceu um resultado diferenciado para a granulometria determinada com o uso de defloculação. Os materiais MD e ME foram classificados como potencialmente instáveis para a curva granulométrica obtida com o uso de defloculação. O mesmo ocorreu para o material CO quando aplicada a metodologia de Kenney & Lau (1985). Todas as curvas granulométricas determinadas sem o uso de defloculação foram classificadas como estáveis pelas metodologias aplicadas.

A análise geral do potencial à erodibilidade dos materiais estudados, deve englobar tanto a avaliação da sua dispersibilidade quanto da sua estabilidade interna. Sendo assim, com base nas classificações obtidas individualmente para os potenciais à dispersibilidade e à instabilidade interna dos solos estudados, algumas conclusões podem ser tiradas e expectativas podem ser formadas para a avaliação da ocorrência de erosão interna e obtenção do gradiente hidráulico crítico por meio do ensaio pinhole. Dos três materiais estudados, o solo CO, apesar de sua classificação como ND2 no ensaio pinhole, apresentou um elevado

grau de dispersão SCS e maior potencial à dispersibilidade, porém se mostrou potencialmente instável apenas segundo a metodologia de Kenney & Lau (1985) quando da consideração da granulometria obtida com o uso de defloculante. Já os materiais ME e MD foram classificados como ND1 quanto à sua dispersibilidade, ou seja, caracterizando materiais não dispersivos. Entretanto, no que diz respeito ao seu potencial à instabilidade, ambos os solos foram classificados como potencialmente instáveis quando analisadas as suas granulometrias obtidas com o uso de defloculação.

Desta análise pode ser comentado que o material CO apresenta problemas quanto à erosão interna, tanto no que se refere à erosão por dispersão, quando se tratar de fluxos com elevados gradientes; quanto no que se refere à instabilidade interna de suas partículas (erosão mecânica), quando se tratar de um fluido percolante com elevado poder de defloculação. Já para os materiais ME e MD, a ocorrência de erosão interna está associada apenas à instabilidade interna (erosão mecânica) quando o fluido que percola por entre as suas partículas tiver um relevante efeito defloculante. Esses materiais não apresentam problemas quanto à erosão por dispersão.

A estas informações deve ser adicionado o fato de que os ensaios pinhole foram realizados com uso de água destilada para os três solos estudados e, ainda, com a água do Rio Tocantins para os materiais ME e MD. Esses fluidos não apresentaram características de defloculante, conforme os resultados das análises granulométricas realizadas com o seu uso para os solos ME e MD. Outro fator importante que deverá ser levado em consideração nas análises dos resultados dos ensaios pinhole é o fato de que as avaliações do potencial à instabilidade interna não levam em conta o grau de interação entre as partículas. Ou seja, as metodologias empregadas não levam em consideração informações como o grau de compactação dos materiais e a ocorrência de agentes cimentantes (argilominerais), dentre outros. Apenas os estudos realizados por meio da interpretação dos resultados dos ensaios pinhole, realizados com o objetivo de avaliar o comportamento quanto à dispersibilidade dos materiais, considera estes aspectos.

4.5 DETERMINAÇÃO DO GRADIENTE HIDRÁULICO CRÍTICO À EROSÃO INTERNA

A metodologia de determinação do gradiente crítico foi aplicada seguindo o fluxograma apresentado na Figura 3.12. A seguir os resultados são apresentados para cada material estudado.

4.5.1 Material ME – Aluvião da Barragem do AHE Peixe-Angical

Na Tabela 4.11 são resumidos os resultados da aplicação da metodologia de identificação do gradiente hidráulico crítico para o solo ME. As curvas de carregamento e descarregamento para cada condição de moldagem são apresentadas no Apêndice A.

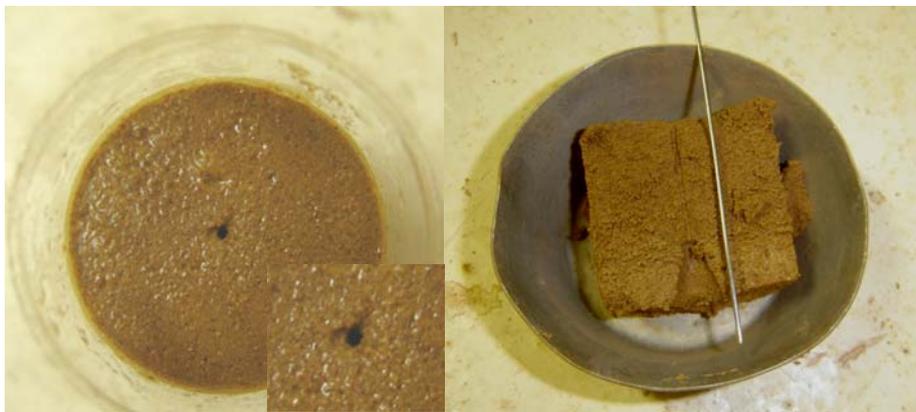
Tabela 4.11 – Identificação do Gradiente Hidráulico Crítico à Erosão.

Condição de Moldagem	Avaliação Visual das Curvas	Observações ao Longo do Ensaio	Perda de Solo (%)	Ocorreu Erosão?	Avaliação Numérica das Curvas	i_{cr}
A (1)	PC / APT	Água Clara / Carreamento após Carga Hidráulica = 1080 mm.	0,8	Sim	32-42,5	32
A (2)			0,9	Sim	32-42,5	32
A (3)			0,6	Sim	32-42,5	32
A (AR)	NC / APT	Água Clara / Não Identificado Carreamento	0,2	Não*	-	42,5
B	PC / Carregamento: PT e Descarregamento: NPT	Água Clara / Carreamento após Carga Hidráulica = 1080 mm.	0,7	Sim	32-42,5	32
C	PC / APT		0,2	Sim	32-42,5	32
D	PC / NPT	Água Clara / Não Identificada Carreamento.	0,3	Não*	-	42,5
E	TC / NPT		0,3	Não*	-	42,5
F	PC / NPT		0,5	Não*	-	42,5
G	PC / APT	Água Clara / Carreamento após Carga Hidráulica = 800 mm.	0,7	Sim	32-42,5	32
H	NC / APT		0,6	Sim	32-42,5	32
I		Água Clara / Identificação de Partículas no Dreno Somente Após o Ensaio.	0,4	Sim	32-42,5	32

Nota: Os símbolos NC, PC e TC indicam curvas de carregamento e descarregamento não coincidentes, parcialmente coincidentes e totalmente coincidentes, respectivamente. Os símbolos NPT, APT e PT indicam curvas de carregamento e descarregamento não paralelas, aproximadamente paralelas e paralelas à curva teórica de 1 mm.

Analisando inicialmente a repetibilidade do ensaio pinhole na determinação do gradiente hidráulico crítico relacionado ao início da ocorrência da erosão para o material ME, tem-se os resultados dos ensaios A (1), (2) e (3), realizados sob a mesma condição de moldagem ($G_C = 100\%$ e w_{ot}). Com relação ao valor do i_{cr} obtido para esses ensaios, foi verificada a coerência

nos resultados, tendo sido encontrado o mesmo valor em todos os três. As observações ao longo do ensaio, as análises da forma das curvas e os valores de perda de solo também se mostraram coerentes, com uma ressalva apenas para o não paralelismo das curvas do ensaio A(3), que foi relegado devido às observações de ensaio. Deve ser ressaltado que a definição da ocorrência da erosão levando em conta apenas a análise da forma das curvas de carregamento e descarregamento é um procedimento ineficiente, uma vez que a forma das mesmas pode ser influenciada por imprecisões normais no processo de realização de medidas ao longo do ensaio. Nas Figuras 4.17a e 4.17b são apresentadas algumas observações feitas ao longo dos ensaios, nas quais pode ser observadas a forma do furo, com a região da saída do fluxo um pouco erodida, além da presença de partículas após a carga hidráulica igual a 1080 mm, fotografada após o ensaio.



a) Forma do Furo no Ensaio A(1).



b) Presença de Partículas Finas no Dreno, Carreadas após Carga Hidráulica igual a 1080 mm.

Figura 4.17 – Observações Realizadas ao Longo dos Ensaio A(1), A(2) e A(3).

A determinação do trecho da curva em que o fenômeno de erosão teve início, bem como a definição do valor do gradiente hidráulico crítico, foram feitas a partir da avaliação numérica das curvas de carregamento e descarregamento. Comparando as inclinações dos diversos trechos das curvas de ensaio com a curva teórica (Figura 4.18), foi evidenciado que o trecho

final, do gradiente 32 ao gradiente 42,5, realmente apresentava uma maior diferença percentual entre as inclinações das curvas, como havia sido evidenciado nas observações do ensaio. Como tratado no Item 3.2.5.2, o gradiente crítico foi definido como o menor valor de gradiente para o trecho identificado na análise das inclinações das curvas, sendo igual a 32, nesses casos A(1), A(2) e A(3).

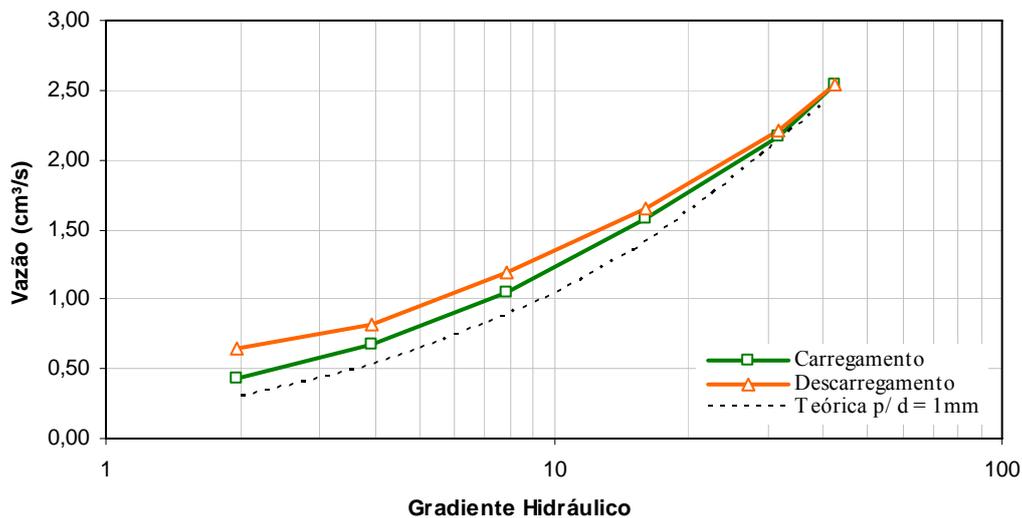


Figura 4.18 – Exemplo de Curva (Ensaio A3) com Trecho Final mais Inclinado em Relação à Curva Teórica.

Com relação ao ensaio A(AR), realizado com a água do Rio Tocantins e moldado na condição A, foi verificada uma distinção no valor do i_{cr} encontrado em relação aos valores obtidos para os outros três ensaios também realizados na mesma condição A de moldagem. As observações durante o ensaio, o paralelismo das curvas de carregamento e descarregamento com a curva teórica, bem como o baixo valor para a perda de solo, levaram a concluir que não houve a ocorrência da erosão, apesar da avaliação visual das curvas terem permitido perceber a não coincidência entre elas (Figura 4.19). Essa distinção entre as curvas de carregamento e descarregamento pode ser justificada pela forma do furo e, provavelmente, pelas dimensões do mesmo não estarem de acordo com o furo padrão, antes do início do ensaio. O deslocamento da curva de carregamento para cima da curva teórica desde o início do ensaio pode estar relacionado com diferenças entre as dimensões do furo realizado para o ensaio e o furo padrão. A conclusão de não ocorrência do fenômeno de erosão para este caso levou ao valor de gradiente crítico igual a 42,5. Cabe mencionar que este valor não pode ser levado em consideração devido às condições de moldagem do furo, que não estava de acordo com o padronizado, e o ensaio foi, então, dado como não representativo. Na Figura 4.20 pode ser observado que o furo não se encontrava perpendicular com as faces do corpo de prova.

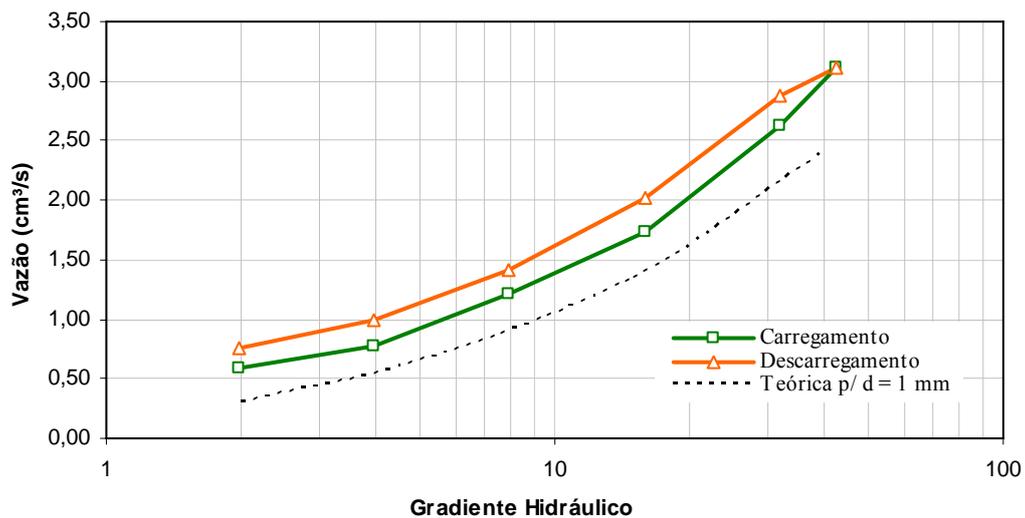


Figura 4.19 – Avaliação Visual das Curvas de Carregamento e Descarregamento do Ensaio A(AR).

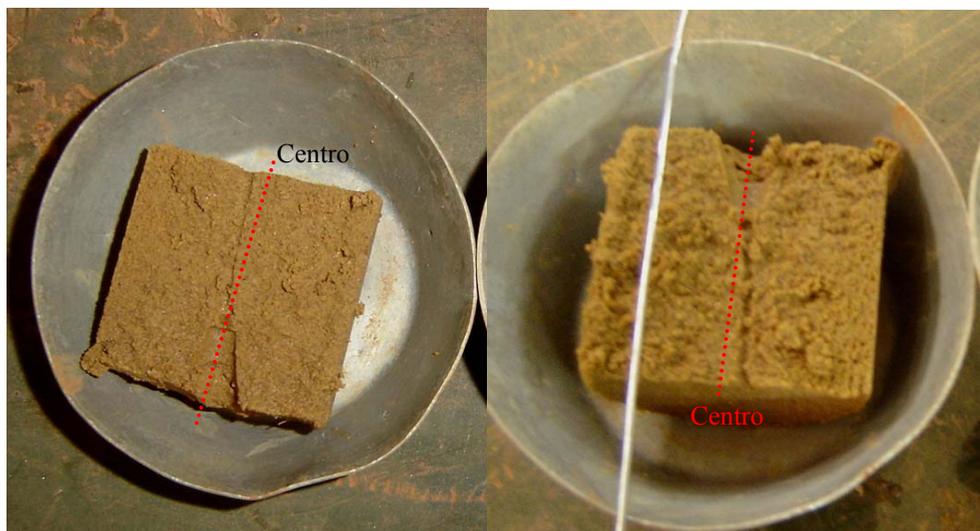


Figura 4.20 – Condição de Moldagem do Furo no Ensaio A(AR): Não Perpendicular às Faces do Corpo de Prova.

Passando para a análise dos ensaios moldados com GC igual a 98 %, as observações ao longo do ensaio e a análise visual das curvas permitiram identificar a ocorrência da erosão para as condições de moldagem B (ramo seco) e C (ramo úmido). No caso da condição B, a perda de solo observada ainda confirmou essa conclusão. Para esses dois casos, a forma das curvas (Apêndice A) evidencia o início da erosão no último trecho de carregamento (trecho com i entre 32 e 42,5), sendo confirmado quando realizada a análise numérica das inclinações das curvas, uma vez que o último trecho do carregamento possui a maior diferença percentual de inclinação em relação à curva teórica. Nesses dois casos (B e C), o i_{cr} foi dado como o menor valor do trecho identificado, ou seja, igual a 32. Nos casos D (ramo seco) e E (ramo úmido), também referentes ao GC de 98 %, foi considerado que não ocorreu erosão do solo por não

ter sido evidenciada a presença de partículas durante o ensaio, como também pela coincidência entre as curvas de carregamento e descarregamento além da pouca perda de solo contabilizada. Porém, deve ser comentado que o não paralelismo entre as curvas do ensaio e a curva teórica (Figura 4.21) confirmou as observações realizadas no corpo de prova após o ensaio de que o furo não estaria centralizado no mesmo (Figura 4.22). Assim como para o ensaio A(AR), por ter sido considerada a não ocorrência da erosão devido às evidências observadas para os casos D e E, o gradiente hidráulico crítico foi dado igual a 42,5. Da mesma forma que o ensaio A(AR), este valor não deve ser levado em consideração, pois a condição de moldagem do furo não estava de acordo com o padronizado.

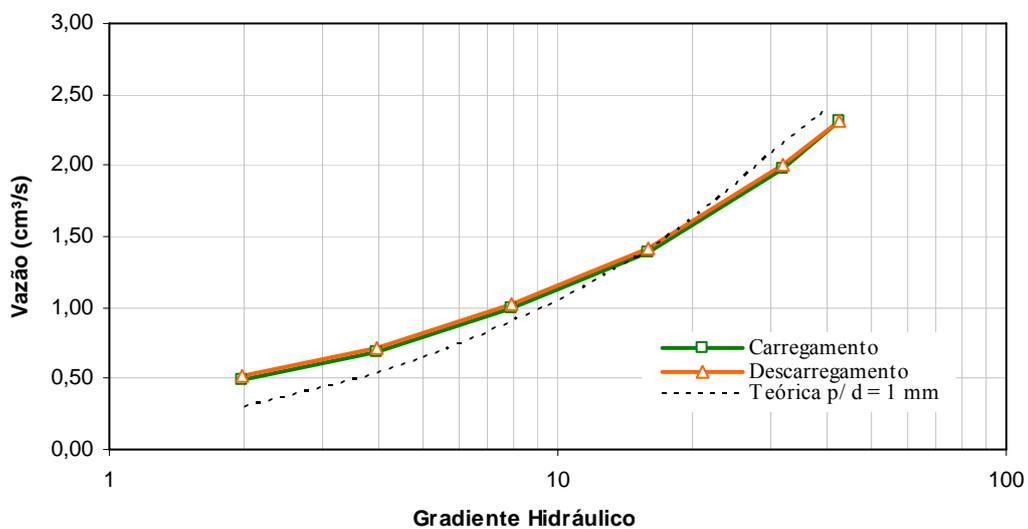


Figura 4.21 – Observação da Coincidência entre as Curvas do Ensaio E, porém o Não Paralelismo entre essas e a Curva Teórica.



Figura 4.22 – Exemplo do Furo Não Centralizado Ocorrido no Ensaio E.

Já para os ensaios moldados com o GC igual a 95 %, na condição de moldagem F (ramo seco) foi observado o mesmo problema de não centralização do furo que verificado anteriormente nos casos D e E. As evidências foram as mesmas que as descritas para os casos desses ensaios. Para as condições de moldagem G (ramo úmido) e H (ramo seco), as observações ao longo do ensaio indicaram a presença de finos a partir da carga hidráulica igual a 1080 mm (gradiente igual a 42,5). Analisando a forma da curva, foi percebida a não coincidência entre as curvas de carregamento e descarregamento (Apêndice A), também sugerindo a ocorrência de erosão, assim como a perda de solo ao longo do ensaio. Com esses três primeiros recursos foi considerado, então, que realmente houve um processo erosivo durante o ensaio. A definição do trecho em que esse processo teve início, a partir da avaliação numérica das curvas, foi coerente com as observações de ensaio, uma vez que o trecho no qual foi percebida uma alteração na inclinação da curva foi entre os gradientes 32 e 42,5 (Figura 4.23). Assim, nesses dois casos o valor do i_{cr} foi definido como igual a 32.

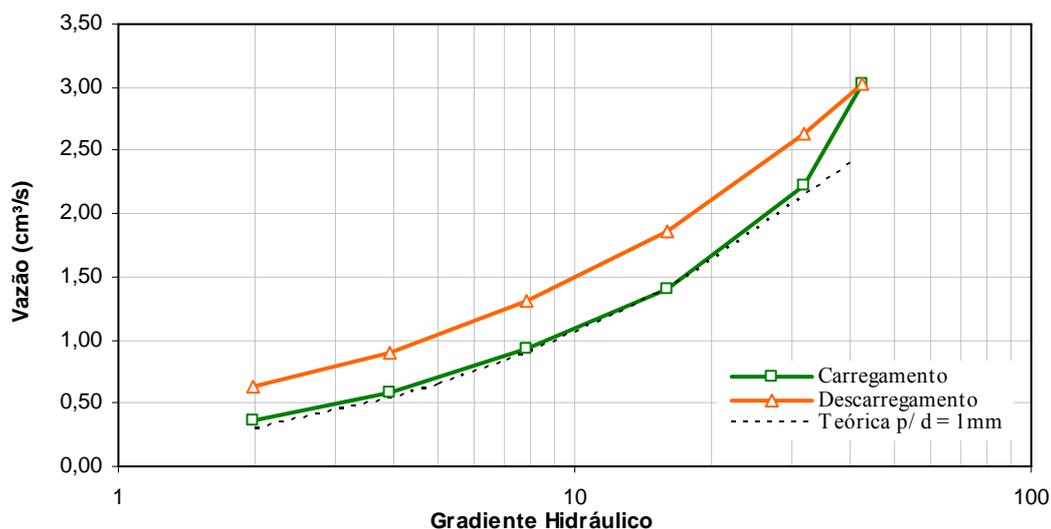


Figura 4.23 – Exemplo de Curva (Ensaio H) com Trecho de Início na Alteração da Inclinação da Curva de Carregamento entre os Gradientes 16 e 32.

Para a condição de moldagem I (GC = 95 % e ramo úmido), a suposição de ocorrência de erosão a partir da análise visual das curvas devido à não coincidência entre as curvas de ensaio (Apêndice A), é confirmada pelas observações de execução do ensaio no qual foram presenciadas partículas no dreno ao final do mesmo. A partir da consideração de que ocorreu a erosão, a identificação do trecho em que o processo teve início foi feita a partir da análise das inclinações das curvas. Concluiu-se que esse trecho também era aquele entre os gradientes 32 e 42,5 mm por ter sofrido uma maior diferença percentual entre as inclinações das curvas de carregamento e teórica. O i_{cr} , neste caso, também foi dado como 32.

Consolidando o que foi apresentado até então para o material ME, foi possível definir um i_{cr} para cada grau de compactação considerado adotando-se a metodologia proposta. Ressalta-se que foram excluídos dessa definição os ensaios moldados sob as condições A(AR), D, E e F, por terem apresentados problemas na execução do furo. Assim, verifica-se que os gradientes mínimos obtidos para os GC iguais a 100, 98 e 95% foram iguais a 32. Observando os desvios de umidade para cada condição de moldagem, não foi possível identificar uma correlação entre esses e o valor do i_{cr} .

4.5.2 Material MD – Colúvio da Barragem do AHE Peixe-Angical

Na Tabela 4.12 são sumariados os resultados da aplicação da metodologia de identificação do gradiente hidráulico crítico para o solo MD. As curvas de carregamento e descarregamento para cada condição de moldagem, são apresentadas no Apêndice B.

Tabela 4.12 – Identificação do Gradiente Hidráulico Crítico à Erosão.

Condição de Moldagem	Avaliação Visual das Curvas	Observações ao Longo do Ensaio	Perda de Solo (%)	Ocorreu Erosão?	Avaliação Numérica das Curvas	i_{cr}
A (1)	TC / APT	Água Clara / Não Identificado Carreamento.	0,1	Não	-	42,5
A (2)			0,1	Não	-	42,5
A (3)	PC / APT		0,3	Não	-	42,5
A (AR)	0,4		Não	-	42,5	
B	TC / APT	Água Clara / Desplacamento de Partículas das Faces do CP Antes do Início do Ensaio.	1,5	Não	-	42,5
C			1,2	Não	-	42,5
D			0,8	Não	-	42,5
E			1,6	Não	-	42,5
F	PC / APT		1,2	Não	-	42,5
G	TC / APT		Água Clara / Não Identificado Carreamento.	0,4	Não	-
H		0,6		Não	-	42,5
I		Água Clara / Desplacamento de Partículas das Faces do CP Antes do Início do Ensaio.	1,8	Não	-	42,5

O comportamento desses dos corpos de prova moldados sob todas as condições (A a I) se mostrou mais uniforme. Em geral, a análise visual das curvas de todas as condições de moldagem permitiu verificar a coincidência entre as curvas de carregamento e descarregamento (Apêndice B), além de todas elas terem se mostrado parcialmente paralelas à curva teórica. Quanto às observações registradas, durante a execução do ensaio não foi presenciado carreamento de partículas do furo. Os valores elevados de perda de solo para alguns casos foram resultado de deslocamentos ocorridos nas faces do CP antes do início da execução do ensaio. Esses deslocamentos foram observados nos quatro casos para o GC igual a 98 % (B, C, D e E) e em dois casos para o GC de 95 % (F e I). Na Figura 4.24 são apresentados alguns exemplos dos deslocamentos de solos ocorridos na face dos corpos de prova antes do início do ensaio.



a) Presença de Partículas de Solo no Dreno Antes do Início do Ensaio (Ensaio D e E).



b) Deslocamentos ocorridos na face anterior ao furo (Ensaio B) e junto à parede do cilindro na face posterior do furo (Ensaio C).

Figura 4.24 – Exemplos de Deslocamentos Ocorridos Antes do Início do Ensaio.

Analisando todos esses fatores preliminares foi considerado que, para o material MD, não houve a ocorrência do fenômeno de erosão para os níveis de carregamento aplicados ao solo durante os ensaios e que as condições de moldagem dos corpos de prova não influenciaram o valor do gradiente hidráulico crítico, tendo sido admitido, para esse material, i_{cr} igual a 42,5.

4.5.3 Material CO – Solo Residual da Barragem da UHE Corumbá I

Na Tabela 4.13 são resumidos os resultados da aplicação da metodologia de identificação do gradiente hidráulico crítico para o solo CO. As curvas de carregamento e descarregamento para cada condição de moldagem, são apresentadas no Apêndice C.

Tabela 4.13 – Identificação do Gradiente Hidráulico Crítico à Erosão.

Condição de Moldagem	Avaliação Visual das Curvas	Observações ao Longo do Ensaio	Perda de Solo (%)	Ocorreu Erosão?	Avaliação Numérica das Curvas	i_{cr}
A (1)	Sem Curva de Descarregamento / PPT	Água Turva / Carreamento após Carga Hidráulica = 800 mm.	3,4	Sim	16-32	16
A (2)	NC / C-APT e D-NPT	Água Turva / Carreamento após Carga Hidráulica = 1080 mm.	2,1	Sim	32-42,5	32
A (3)	Sem Curva de Descarregamento / PPT	Água Turva / Carreamento após Carga Hidráulica = 800 mm.	1,7	Sim	16-32	16
B		Desplacamento de Partículas das Faces do CP Antes do Início do Ensaio / Água Turva / Carreamento após Carga Hidráulica = 800 mm.	11,4	Sim	16-32	16
C		Desplacamento de Partículas das Faces do CP Antes do Início do Ensaio / Água Turva / Carreamento após Carga Hidráulica = 400 mm.	4,9	Sim	8-16	8
D		Desplacamento de Partículas das Faces do CP Antes do Início do Ensaio / Água Turva / Carreamento após Carga Hidráulica = 800 mm.	7,8	Sim	16-32	16
E		Desplacamento de Partículas das Faces do CP Antes do Início do Ensaio / Água Turva / Carreamento após Carga Hidráulica = 400 mm.	5,1	Sim	8-16	8

Como era esperado, com base na caracterização desse material, o solo CO foi o que apresentou maiores problemas com relação à ocorrência do fenômeno de erosão. Analisando

inicialmente a repetibilidade do ensaio pinhole na determinação do i_{cr} para esse material, verifica-se que os casos A(1) e A(3) mostraram-se concordantes. Para ambos, foi observada elevada turbidez na água e presença de muitas partículas carregadas a partir da carga hidráulica igual a 800 mm ($i = 32$), ocorrendo a interrupção dos ensaios para esse carregamento. Analisando o furo após os ensaios, foi observada uma grande cavidade formada (Figura 4.25). A análise visual da curvas e os valores da perda de solo confirmaram claramente a ocorrência da erosão.



Figura 4.25 – Exemplo da Condição do Furo após os Ensaios nas Condições A(1) e A(2).

A determinação do trecho da curva em que o fenômeno de erosão teve início, bem como a definição do valor do i_{cr} , foram feitas a partir da avaliação numérica das curvas de carregamento e descarregamento. Comparando as inclinações dos diversos trechos das curvas de carregamento com a curva teórica (Figura 4.18), foi evidenciado que no trecho entre os gradientes 16 e 32 houve claramente uma alteração nas inclinações das curvas, como havia sido evidenciado nas observações dos ensaios.

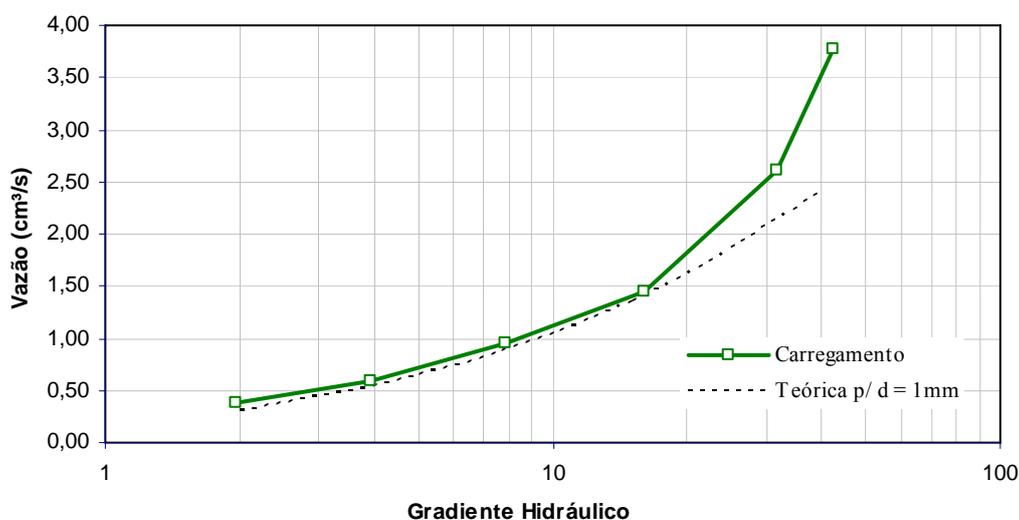


Figura 4.26 – Exemplo de Curva (Ensaio A1) com Trecho de Início na Alteração da Inclinação da Curva de Carregamento entre os Gradientes 16 e 32.

Na análise dos ensaios moldados com GC igual a 98 %, as observações ao longo do ensaio e a análise visual das curvas permitiram identificar a ocorrência da erosão para todas as condições de moldagem. Para as condições B e D, ambas no ramo seco, partículas foram observadas a partir da carga igual a 800 mm, enquanto que para as condições C e E, ambas no ramo úmido, partículas foram observadas a partir da carga igual a 400 mm. Em nenhum desses ensaios foi possível realizar a etapa de descarregamento em virtude das elevadas vazões observadas ou da ocorrência de fechamento do furo. Juntamente com a visualização das partículas carregadas foi observada elevada turbidez da água. Todos os quatro casos também evidenciaram a erosão pelos elevados valores de perda de solo. Para todas esses ensaios a forma da curva (Apêndice C) evidencia o momento de início da erosão, sendo confirmada a partir da brusca alteração na inclinação da curva de carregamento, calculada na avaliação numérica das curvas. Nos casos B e D foi identificado o trecho entre os gradientes 16 e 32 como sendo aquele em que o processo erosivo teve início e, assim, o i_{cr} para esses casos foi igual a 16. Já para os casos C e E o trecho entre os gradientes 8 e 16 foi identificado como o trecho crítico ao desenvolvimento da erosão, sendo o i_{cr} definido como 8 para esses casos.

Da mesma forma que para o material ME, no caso do material CO também foi possível definir um i_{cr} para cada grau de compactação considerado. Assim, verifica-se que os gradientes mínimos obtidos para os GC iguais a 100 e 98 % foram 16 e 8, respectivamente. Observando os resultados para GC igual a 98 % verifica-se uma possível influência da umidade na resistência à erosão desse solo. Corpos de prova compactados no ramo seco apresentaram i_{cr} mais elevado do que os corpos de prova moldados no ramo úmido da curva de compactação.

Avaliando os resultados encontrados para os três diferentes materiais estudados (ME, MD e CO) é aconselhado utilizar como gradiente hidráulico crítico o menor valor encontrado entre todas as condições de moldagem, uma vez que essas condições são passíveis de ocorrer em campo. Avaliando os valores mínimos de gradiente crítico obtidos para cada um desses materiais foi possível identificar algumas correlações entre as características observadas para cada solo e os respectivos valores do i_{cr} :

✓ Com relação à classificação dos solos pela metodologia MCT, era esperado que os materiais classificados como NG' (amostra CO) apresentassem menor resistência à erosão do que os solo classificados como LG' (amostra MD) e LA' (amostra ME), respectivamente, como de fato foi retratado pelos valores de i_{cr} encontrados;

✓ Com relação à caracterização da erodibilidade interna dos solos, havia sido verificado, no Item 3.2.4, que o material CO é estável internamente para fluidos sem poder defloculante, porém apresentava problemas com relação a fluxo com gradientes mais elevados. Já os demais solos estudados não apresentaram tantos problemas relacionados à erosão, tanto ao potencial à instabilidade interna, quanto à dispersibilidade. A avaliação do i_{cr} permitiu confirmar esta caracterização, uma vez que o material CO foi o que apresentou menores valores que os demais. Esta observação demonstra a coerência do ensaio pinhole com as metodologias existentes para a avaliação do potencial à erodibilidade dos materiais. Quanto ao maior valor de gradiente crítico observado para o material MD, em comparação ao material ME, este pode estar relacionado com o maior percentual de argila no primeiro solo, o que favorece a resistência à erosão.

CAPÍTULO 5. METODOLOGIA PARA DIMENSIONAMENTO DE NÚCLEO ARGILOSO PARA BENA, BASEADA EM RESULTADOS DE ENSAIOS PINHOLE, E EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Este capítulo tem como objetivo apresentar a proposta de metodologia para o dimensionamento de núcleos argilosos de barragens de enrocamento, baseada em resultados de ensaios pinhole e na avaliação da ocorrência de transferência de tensões. Um exemplo da aplicação dessa metodologia é apresentado para o caso da Barragem do UHE Corumbá I, cujo solo do seu núcleo foi objeto de análise nos ensaios pinhole realizados.

Para tanto, após a apresentação da metodologia proposta, é feito um resumo das informações referentes ao projeto e construção da Barragem de Corumbá I com a apresentação da sua geometria, etapas construtivas e materiais utilizados, dados importantes para a realização da simulação numérica. As informações aqui relatadas sobre a Barragem de Corumbá I foram obtidas em Ribas & Shimabukuro (1992), Choairy (1993), CBDB (2000) e Memória Geotécnica Corumbá I (Furnas).

Em seguida é apresentado o gradiente crítico obtido por meio dos ensaios pinhole realizados para o qual foi determinada a espessura mínima do núcleo desta barragem. Essa espessura é, então, utilizada para a avaliação dos níveis de transferência de tensões via simulação numérica e, a partir desses resultados, é verificada a eventual necessidade de aumento da espessura preliminarmente definida.

5.1 APRESENTAÇÃO DA METODOLOGIA

Para a definição da espessura do núcleo é importante que sejam realizados estudos tanto em nível de projeto básico quanto de projeto executivo. Na etapa de projeto básico, o estudo dos materiais disponíveis para utilização no núcleo deve contemplar, além dos estudos convencionais, a avaliação da sua resistência à erodibilidade interna, com o intuito de indicar ao projeto executivo aquele material que apresente as melhores características geotécnicas,

inclusive maior resistência ao fenômeno de erosão interna. Como foi verificado durante esta pesquisa, o ensaio pinhole possibilita a previsão da erodibilidade dos solos e a quantificação do gradiente hidráulico crítico ao desenvolvimento do fenômeno de erosão. Desta forma, tendo em vista ainda a simplicidade e rapidez de execução deste ensaio, a sua utilização é sugerida como ferramenta de investigação da resistência dos materiais estudados na etapa de projeto básico. Esta investigação com os ensaios pinhole deve ser pautada na moldagem de corpos de prova baseada em parâmetros extraídos da curva de compactação de cada um dos materiais a serem estudados, sendo recomendados os graus de compactação de 100, 98 e 95 % e respectivos teores de umidade. Desta forma, os materiais escolhidos poderão ser objeto de estudos em nível de projeto executivo, com o intuito de especificar as características de execução das estruturas com esses materiais.

Um dos produtos da etapa de estudos de projeto executivo são as especificações de compactação de materiais argilosos no núcleo. De posse dessas especificações, a metodologia de dimensionamento do núcleo argiloso, que leve em consideração a sua resistência à erodibilidade a partir de ensaios pinhole, poderá ser implementada. É importante mencionar que, anteriormente à fase de aplicação da metodologia de dimensionamento do núcleo, também se tenha conhecimento de possíveis imposições de projeto que interfiram na definição da posição núcleo, como por exemplo, as condições da fundação e a eventual opção por incorporação de enscadeiras. Esta informação é de grande relevância durante os estudos do potencial de ocorrência dos fenômenos de transferência de tensões e arqueamento hidráulico.

Sendo assim, é recomendada a utilização da seguinte metodologia para o dimensionamento de núcleos argilosos de barragens de enrocamento, quanto à segurança contra a ocorrência de fenômenos de erosão interna e transferência de tensões:

i) Verificar se os estudos da erodibilidade dos materiais selecionados, realizados na etapa de projeto básico, contemplam as condições especificadas para a compactação em campo. Caso contrário, realizar ensaios pinhole para corpos de provas em condições de moldagem que respeitem a variabilidade das faixas de umidade e grau de compactação especificados para a aplicação dos materiais em campo. Os ensaios pinhole devem ser realizados, preferencialmente, segundo a metodologia utilizada nesta pesquisa e apresentada no Item 3.2.5.1.

ii) Durante os ensaios pinhole, providenciar o registro de todas as alterações porventura observadas no comportamento do corpo de prova e nas características do fluido percolado. Findo os ensaios, obter as curvas de vazão *versus* gradiente hidráulico das etapas de carregamento e descarregamento, além dos valores de perda de solo ocorrida.

iii) Determinar o gradiente hidráulico crítico para cada condição de moldagem, de acordo com a metodologia de análise dos resultados dos ensaios pinhole, proposta no Item 3.2.5.2 desta dissertação.

iv) Dentre todos os valores de gradiente crítico encontrados para as diversas condições de moldagem, definir o menor deles como o gradiente hidráulico crítico (i_{cr}) do material.

v) Uma vez encontrado o gradiente hidráulico crítico (i_{cr}), a espessura mínima da base do núcleo, para que haja a segurança contra erosão interna do solo poderá ser determinada por:

$$e_1 = \frac{H}{i_d} \quad (5.1)$$

onde:

e_1 é a espessura mínima da base do núcleo quanto à resistência do material à erosão interna;

H, a carga hidráulica obtida por meio da diferença dos níveis d'água de montante e jusante; e

i_d , o gradiente de cálculo médio no núcleo, dado por:

$$i_d = \frac{i_{cr}}{FS} \quad (5.2)$$

O valor do fator de segurança (FS) a ser utilizado deve levar em consideração as demais características de projeto do núcleo, como os tipos de materiais empregados e anisotropia de permeabilidade, dentre outras, além das características do próprio ensaio pinhole. Na Tabela 2.2 foram apresentados valores propostos por alguns pesquisadores para FS no caso de fluxo ascendente em solos e, na ausência de valores que levem em consideração as especificidades da metodologia proposta, podem ser tomados como referência.

vi) De posse desta espessura mínima ao carreamento de partículas, realizar análise tensão-deformação para verificar a possível ocorrência de transferência de tensões da região do núcleo para as adjacentes. Nesta etapa devem ser consideradas as situações de projeto para as etapas de construção e operação da barragem. Tomando-se por base a afirmativa de Moreira (1981), de que a posição otimizada do núcleo sob o ponto de vista de estabilidade dos taludes,

arqueamento de tensões e fraturamento hidráulico, de um modo geral, seja moderadamente inclinado para montante, é recomendado que esta posição seja a primeira a ser verificada nesta etapa de análise.

vii) Calcular a taxa de transferência de tensões, como sendo a razão entre os valores de σ'_y e $\gamma'h$, dada em percentagem, sendo que valores abaixo de 100 % indicam ocorrência de transferência de tensões do núcleo. Nos casos em que o efeito da rotação de tensões principais no núcleo for baixo, o valor de σ'_1 poderá ser utilizado no lugar de σ'_y . O nível de transferência aceitável deve ser aquele para o qual não é prevista a ocorrência de fraturamento hidráulico em qualquer região do núcleo.

viii) Caso seja caracterizado o fraturamento hidráulico para uma primeira geometria, inicialmente, deve ser verificada a possibilidade de alteração da posição do núcleo, desde central à inclinado para montante. Caso persista a condição de fraturamento hidráulico, a espessura do núcleo deverá ser aumentada até que se alcance a segurança desejada quanto a este fenômeno.

Desta forma a espessura a ser proposta ao projeto do núcleo que atenda aos requisitos mínimos de segurança contra a ocorrência dos fenômenos de fraturamento hidráulico e erosão interna deveser aquela obtida no último item da metodologia (item viii).

Cabe ressaltar que a espessura final de projeto do núcleo ainda deve contemplar estudos do comportamento da estrutura de barramento quanto à estabilidade e à percolação. A seguir é apresentado um exemplo de aplicação da metodologia proposta para o caso da Barragem de Corumbá I.

5.2 EXEMPLO DE APLICAÇÃO PARA A BARRAGEM DE CORUMBÁ I

5.2.1 Aspectos Gerais do Projeto

A barragem da Usina Hidrelétrica (UHE) Corumbá I está localizada no Rio Corumbá, ao sul do Estado de Goiás a, aproximadamente, 200 km do município de Goiânia (Figura 5.1). A usina entrou em operação no ano de 1997, com a potência total instalada de 375 MW, e conta com a barragem de enrocamento com núcleo impermeável de solo compactado no leito do rio, além das as estruturas de concreto (casa de força, vertedouro, canal de dissipação, etc)

localizadas na margem direita do rio. O arranjo geral e uma vista da usina e reservatório são apresentados nas Figuras 5.2 e 5.3, respectivamente.

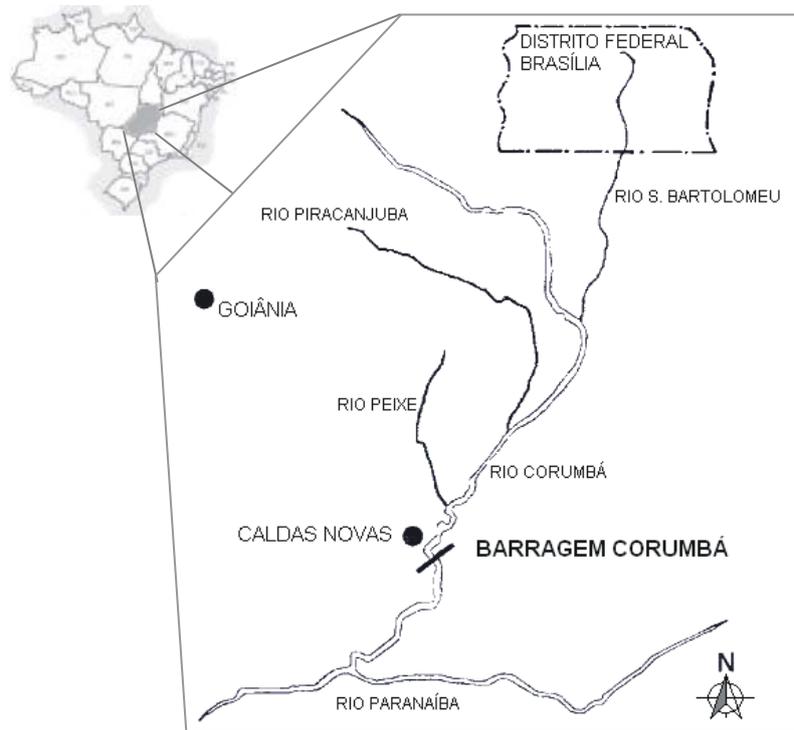


Figura 5.1 – Localização da Barragem Corumbá I.

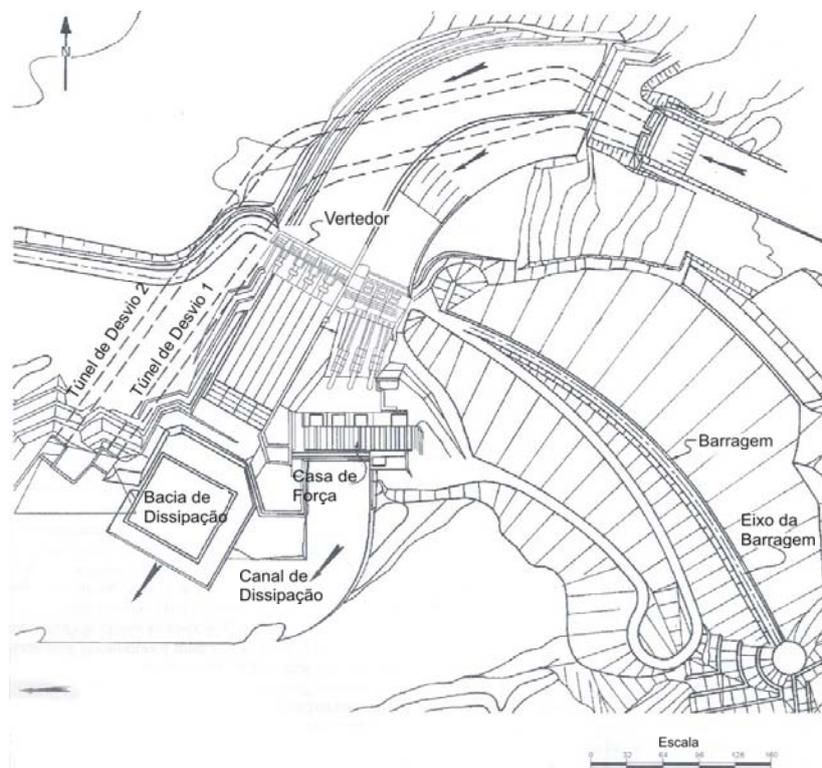


Figura 5.2 – Arranjo Geral da UHE Corumbá I (modificado CBDB, 2000).



Figura 5.3 – Vista da Usina e Barragem de Corumbá I (CBDB, 2000).

A barragem de enrocamento possui, como material impermeável, um núcleo central de solo compactado e tem altura máxima de 90 metros e 540 metros de comprimento na crista. A base do núcleo impermeável possui, aproximadamente, 50 metros de espessura e entre ele e o espaldar de enrocamento há transições de 3,0 metros de espessura no lado de montante e 7,0 metros a jusante. O talude de montante tem uma inclinação de 1V:1,8H enquanto que o talude de jusante possui inclinação de 1V:1,5H com duas bermas. O volume total da barragem é, segundo CBDB (2000), de 3.904.573 m³ sendo que deste, 576.000 m³ é o material do núcleo compactado. A seção típica da barragem no leito do rio é apresentada na Figura 5.4.

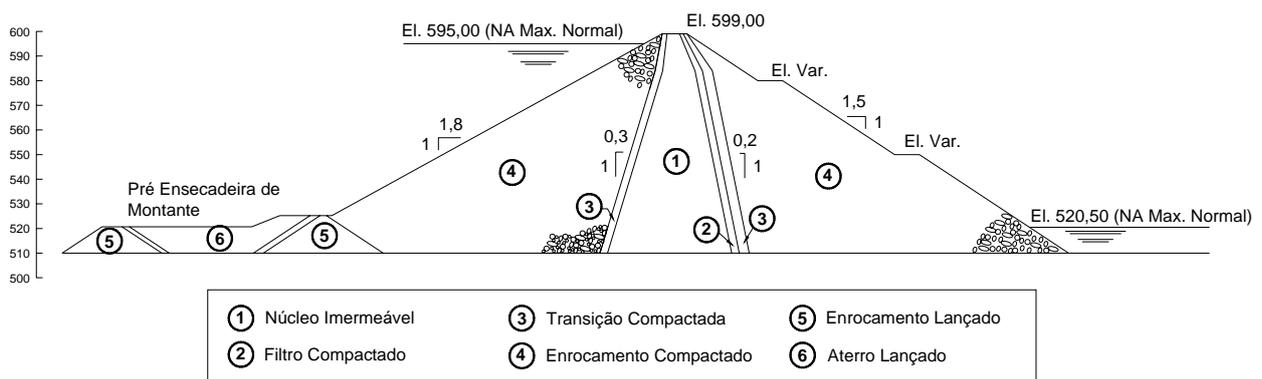


Figura 5.4 – Seção Transversal no Leito do Rio (modificado Ribas & Shimabukuro, 1992)

Para o desvio do rio foram escavados dois túneis na margem direita e, com a conclusão destes, foram construídas ensecadeiras galgáveis no leito do rio que permitiriam a realização dos trabalhos de construção durante os períodos de seca em dois anos consecutivos. O primeiro galgamento das ensecadeiras ocorreu em 16 de dezembro de 1991, quando a

primeira fase de construção do enrocamento havia chegado à elevação de 520,0 metros a jusante do núcleo, e o período de cheia durou até o mês de março de 1992. A partir desta data, a construção da barragem foi reiniciada até o mês de novembro de 1992 alcançando a elevação de 560,0 m, correspondente à conclusão da 1ª etapa. A segunda etapa da obra iniciou em maio de 1993, após o segundo período de cheias, alcançando a elevação de 570,0 metros em novembro do mesmo ano. A terceira etapa construtiva compreendeu o período de março a julho de 1994, até a elevação de 580,0 metros e a última etapa se iniciou em março de 1995 com a finalização da barragem no mês de setembro de 1995. O enchimento do reservatório ocorreu entre os meses de setembro de 1996 a abril de 1997 (Furnas). Nas Figuras 5.5 e 5.6 abaixo são apresentadas as etapas construtivas e a evolução construtiva da barragem, respectivamente.

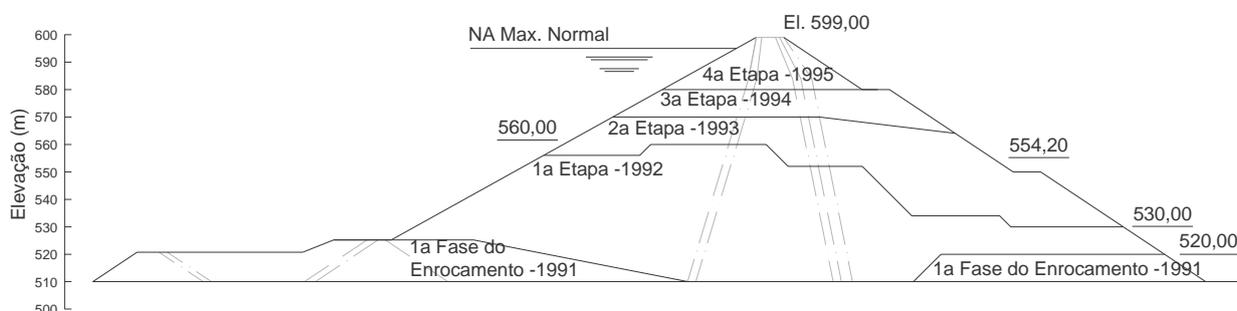


Figura 5.5 – Etapas Construtivas da Barragem de Corumbá I (modificado - Furnas).

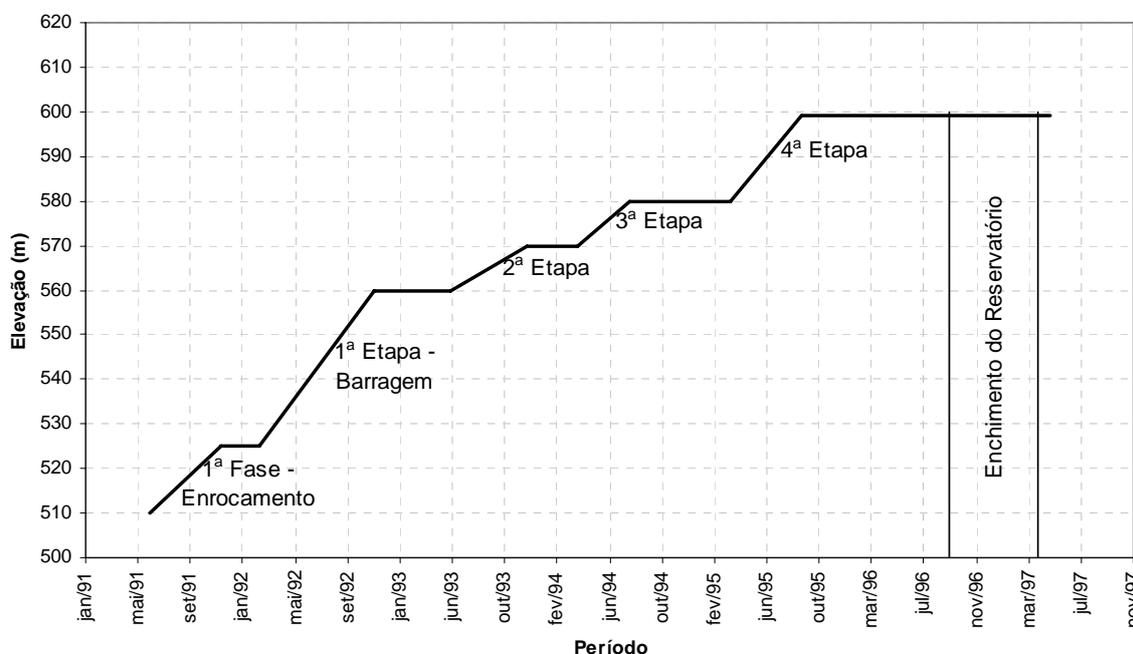


Figura 5.6 – Evolução Construtiva da Barragem de Corumbá I (modificado - Furnas).

A geologia da região da Barragem de Corumbá I consiste em camadas alternadas de clorita xisto e quartzito. O eixo da barragem está situado em uma descontinuidade caracterizada por

uma falha de mergulho e o vale do rio nesta área representa aproximadamente o contato entre o quartzito e o clorita xisto.

A ombreira direita é composta principalmente por quartzito com cerca de 40 metros de profundidade, sobrejacente ao clorita xisto são. Entre estes existe uma camada de clorita xisto alterado, com 3 a 8 metros de espessura. Nesta ombreira havia uma pequena cobertura de solo que foi totalmente removido para o assentamento da barragem. Próximas ao leito do rio foram encontradas camadas mais espessas de solos aluvionares e coluvionares.

Na ombreira esquerda foi observada a ocorrência de uma camada superficial de colúvio com espessura máxima de 1,5 metro e subjacente a este, em alguns locais, foi encontrado solo residual maduro com a mesma espessura máxima. Abaixo destas camadas observou-se a ocorrência de até 30 metros de espessura de saprolito de clorita xisto, sobrejacente ao clorita xisto são. Foi observada a ocorrência de pequenos veios de quartzito fraturado nesta camada. Como o saprolito apresentava uma grande espessura, além de uma elevada resistência e baixa compressibilidade, foi decidido manter a fundação da barragem na ombreira esquerda sobre esta camada, removendo-se as camadas mais superficiais de colúvio, solo residual e saprolito menos compacto. Para evitar erosão pela fundação nesta ombreira, foi executado um tapete filtrante sobre a superfície da escavação em saprolito, a jusante do núcleo. (Ribas & Shimabukuro, 1992). A Figura 5.7 abaixo mostra um perfil geológico simplificado da seção pelo eixo da barragem.

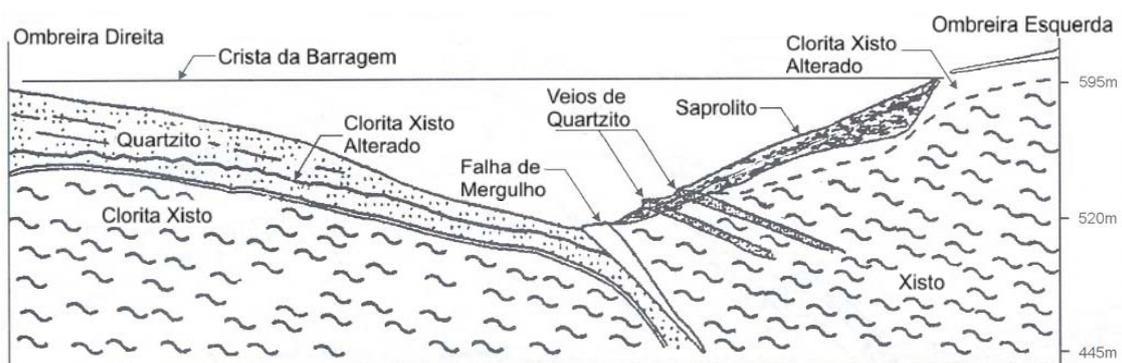


Figura 5.7 - Perfil Geológico pelo Eixo da Barragem (modificado CBDB, 2000).

Segundo Furnas, o quartzito possui granulação fina e de cor branca quando são e avermelhada quando alterado. O maciço é levemente alterado e o valor do RQD, relacionado com as características de fraturamento, situa-se em faixas inferiores a 50% indicando rocha razoavelmente fraturada. A resistência à compressão uniaxial varia entre 150 e 300 MPa e a permeabilidade mais freqüente da camada é 10^{-4} cm/s, sendo o topo e a base mais permeáveis. Já o topo do clorita xisto apresenta pouco alterado, cinza esverdeado, granulação cinza,

xistosidade subhorizontal, microdobrado e com lentes de quartzo. É pouco fraturado e com valores de RQD superiores a 80%. A resistência à compressão uniaxial varia de 60 a 90 MPa e geralmente é pouco permeável (10^{-6} cm/s) a impermeável.

5.2.1.1 Materiais de Construção

a) Solos para o Núcleo Impermeável

Nas investigações preliminares de áreas para o fornecimento dos materiais a serem utilizados no núcleo da barragem, foram inicialmente definidas duas áreas de empréstimos distantes 5 km e 8,5 km da construção. A área mais próxima era constituída por uma camada de solo coluvionar, com cerca de 1,0 a 2,0 metros de espessura, sobreposta a uma camada de aproximadamente 2,0 metros de um solo residual maduro de clorita xisto e outra de 2,0 de espessura de solo residual jovem subjacente a esta. O projeto previa apenas a utilização de solo coluvionar, mas devido ao volume insuficiente deste material na área de empréstimo mais próxima, foram propostos estudos de viabilidade da utilização dos solos residuais com o objetivo de redução do custo de transporte. Os estudos de viabilidade consistiram da obtenção das propriedades geotécnicas por meio de ensaios de laboratório e execução de pistas experimentais. Os resultados destes estudos indicaram que os solos residuais apresentavam as propriedades necessárias para o seu emprego como material do núcleo da barragem (Ribas & Shimabukuro, 1992).

Os materiais foram utilizados na medida em que eram escavados, sendo que o colúvio foi empregado nos primeiros 10 metros do aterro, na região do leito do rio. A partir daí a escavação dos materiais da área de empréstimo foi alterada de forma a promover uma mistura do colúvio com o solo residual sobrejacente. Além dos solos provenientes da área de empréstimo, foi também empregada, no núcleo da barragem, parte do solo residual jovem escavado na ombreira esquerda, o que resultou em uma redução de 15%, em volume, do solo compactado da área de empréstimo (Furnas).

O colúvio mais superficial da área de empréstimo era um material areno silto argiloso de cor marrom e amarela avermelhada, apresentando pedregulhos de quartzo e alguns conglomerados na base da camada. A camada de solo residual maduro apresentava um material areno silto argiloso, pouco micáceo, amarelado com manchas marrons, cinzas e roxas e com alguns veios de quartzo. Já o solo residual jovem foi caracterizado como areno siltoso pouco argiloso, micáceo, estruturado, roxo ou marrom com manchas amareladas e cinza e com alguns veios de quartzo.

Na tabela 5.1 são apresentadas algumas propriedades de caracterização e compactação dos solos do núcleo, segundo dados obtidos da Memória Geotécnica de Corumbá I.

Tabela 5.1 – Dados de Caracterização e Compactação para os Solos Utilizados no Núcleo

Propriedades	Solos Área de Empréstimo						Solo Ombreira Esquerda	
	Colúvio		Residual Maduro		Residual Jovem		Residual Jovem	
	Média	Faixa	Média	Faixa	Média	Faixa	Média	Faixa
Argila (%)	31,0	17,0-42,0	20,0	6,0-35,5	12,0	4,4-30,0	8,5	3,0-16,0
Silte (%)	15,0	12,4-18,4	26,0	5,7-39,6	30,0	12,8-47,3	30,6	12,0-41,0
Areia (%)	52,0	44,6-66,5	48,0	35,2-68,5	55,0	38,3-78,4	46,2	33,5-63,2
Pedregulho (%)	2,0	0,0-9,2	6,0	0,0-48,9	3,0	0,0-17,3	14,6	0,8-44,7
LL (%)	36,0	22,2-45,1	42,0	28,4-50,6	42,0	24,1-52,8	35,6	23,5-43,8
IP (%)	16,0	11,4-24,7	20,0	7,8-30,0	18,0	5,3-29,4	17,2	10,3-22,0
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	17,50	16,33-18,56	17,20	15,06-20,14	16,80	15,34-18,56	17,66	16,30-18,70
$W_{\acute{o}tima}$ (%)	17,0	13,0-20,2	18,0	10,5-24,7	18,0	11,4-22,6	15,9	13,0-18,6
W_{nat} (%)	21,0	14,3-37,0	19,0	6,3-31,8	16,0	2,2-28,8	14,4	-

Ensaio triaxiais e de adensamento foram realizados por Furnas, em amostras indeformadas extraídas do aterro compactado da barragem durante a construção (Furnas). Os resultados para o solo residual jovem são apresentados nas figuras 5.8, a 5.11 abaixo.

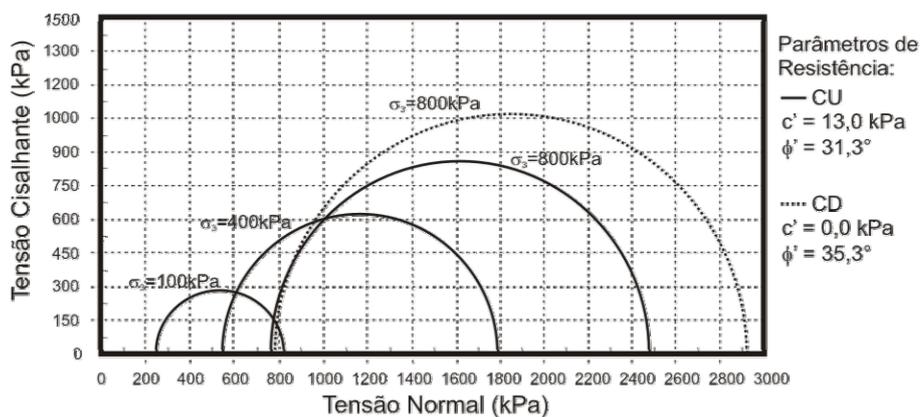


Figura 5.8 – Resultado de Ensaio Triaxial para Material do Núcleo –Círculo de Mohr - Tensões Efetivas.

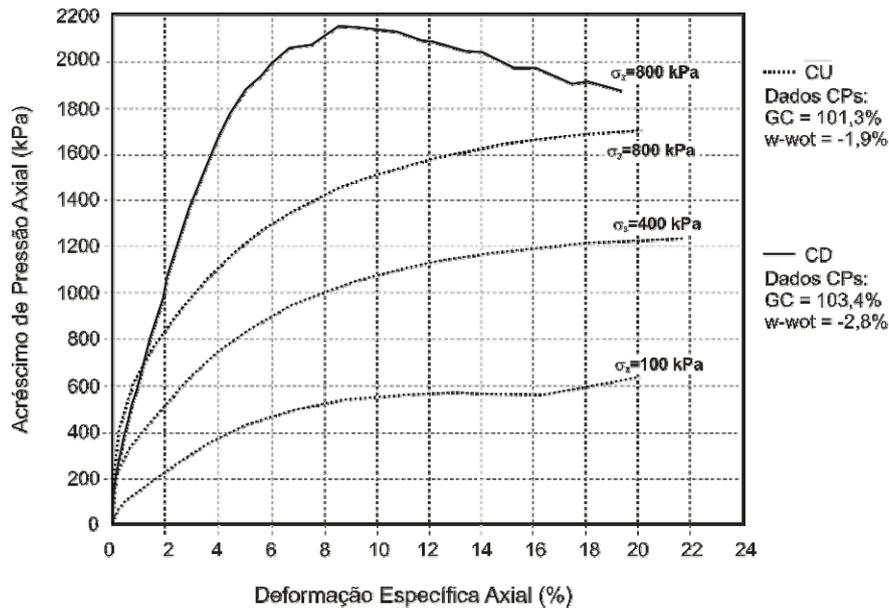


Figura 5.9 – Deformação Específica Axial vs. Acréscimo de Pressão Axial.

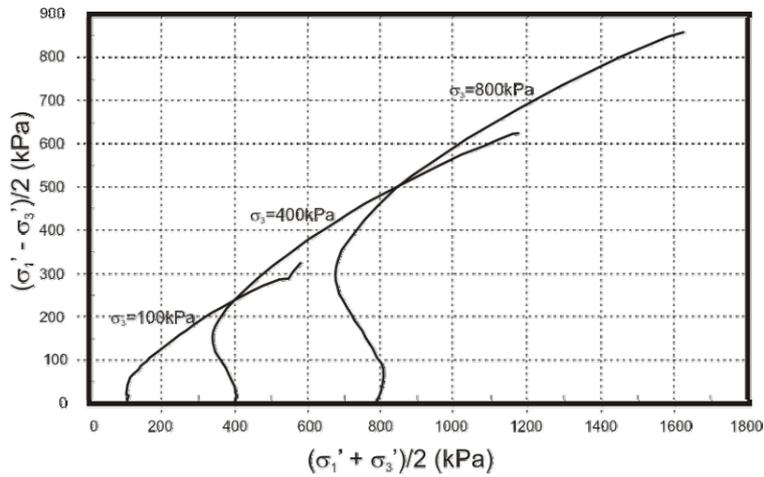


Figura 5.10 – Resultado de Ensaio Triaxial CU para Material do Núcleo – TTE.

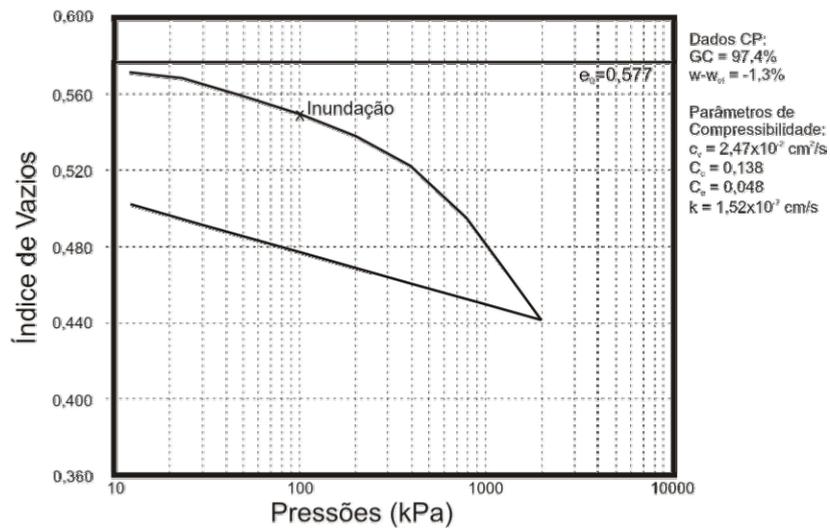


Figura 5.11 – Resultado de Ensaio de Adensamento para Material do Núcleo.

Choairy (1993), realizou ensaios de compressão triaxial do tipo consolidado drenado em amostras indeformadas do solo residual maduro de Corumbá I, retiradas de uma pista experimental executada pelo autor. Para os ensaios realizados com amostras saturadas foram encontrados os valores iguais a 29° e 43 kPa para o ângulo de atrito e a coesão, respectivamente. A Figura 5.12 apresenta os resultados obtidos para esses ensaios.

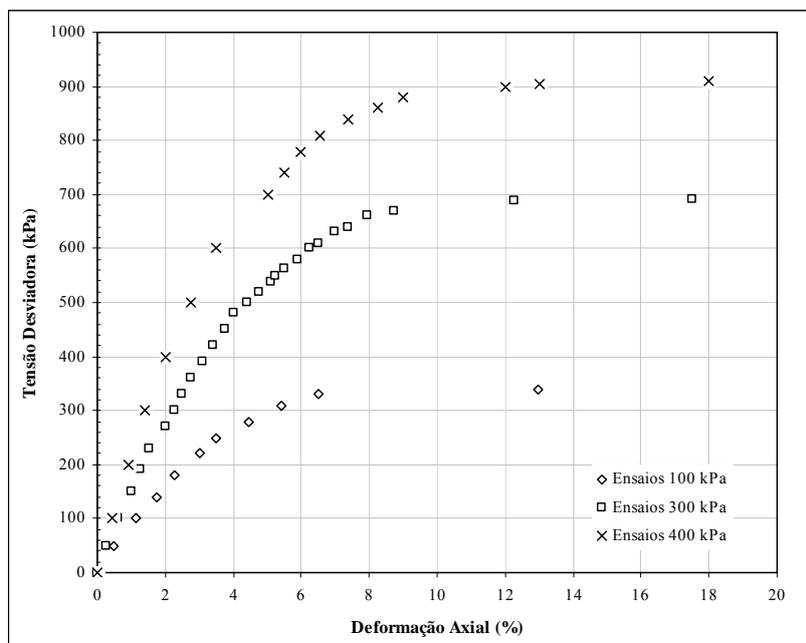


Figura 5.12 – Resultado de Ensaios Triaxiais no Solo Residual Maduro de Corumbá I (modificado - Choairy, 1993).

Quanto à permeabilidade do material do núcleo, segundo Ribas & Shimabukuru (1992), os coeficientes de permeabilidade obtidos em ensaios de adensamento ficaram dentro das faixas apresentadas na Tabela 5.2 abaixo.

Tabela 5.2 – Faixa de Coeficiente de Permeabilidade para os Materiais do Núcleo (Ribas e Shimabukuru, 1992).

Material	Faixa para o Coeficiente de Permeabilidade – k (cm/s)
Colúvio	3×10^{-7} a 2×10^{-5}
Residual Maduro	2×10^{-6} a $1,5 \times 10^{-4}$
Residual Jovem	3×10^{-5} a $1,5 \times 10^{-4}$

b) Materiais para Filtros e Transições

As areias utilizadas na construção dos filtros, localizados a jusante do núcleo e no tapete drenante da ombreira esquerda, foram obtidas por dragagem em bancos de areia na região

próxima ao eixo da barragem. Este material foi dividido de acordo com sua granulometria em areia fina a média e areia média a grossa, denominadas A1 e A2 respectivamente (Figura 5.13). A permeabilidade média destas areias foi obtida em ensaios de laboratório a carga constante, encontrando-se valores da ordem de 1 a 4×10^{-2} cm/s.

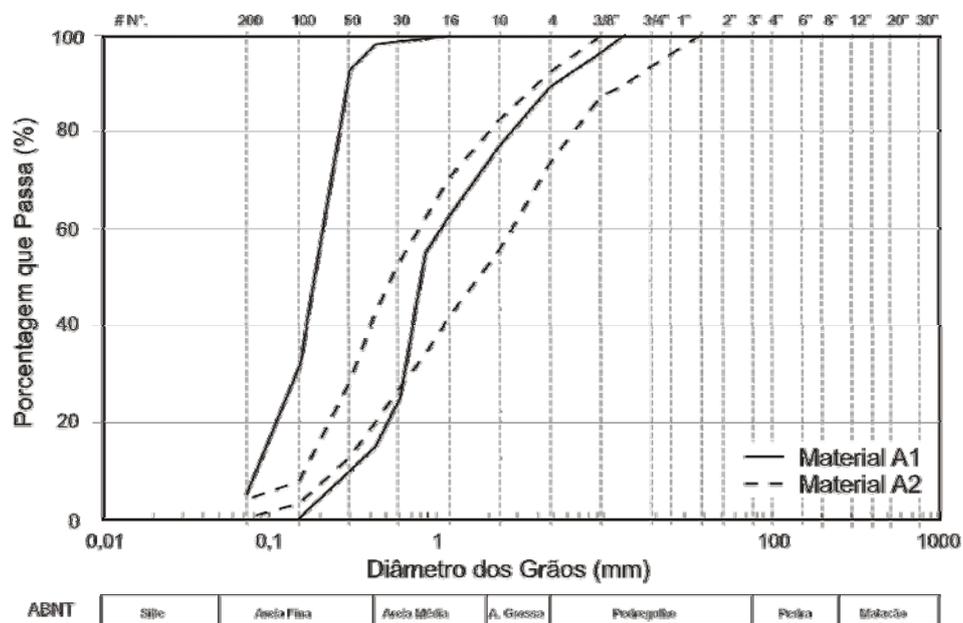


Figura 5.13 – Faixas granulométrica para os materiais do filtro (modificado - Furnas).

Já os materiais para a transição, obtidos pela britagem da rocha quartzítica proveniente das escavações obrigatórias, foram denominados A3, T1, T2 e T3 (Figura 5.14). Os valores médios do coeficiente de permeabilidade, obtidos em laboratório, para estes materiais são apresentados na Tabela 5.3.

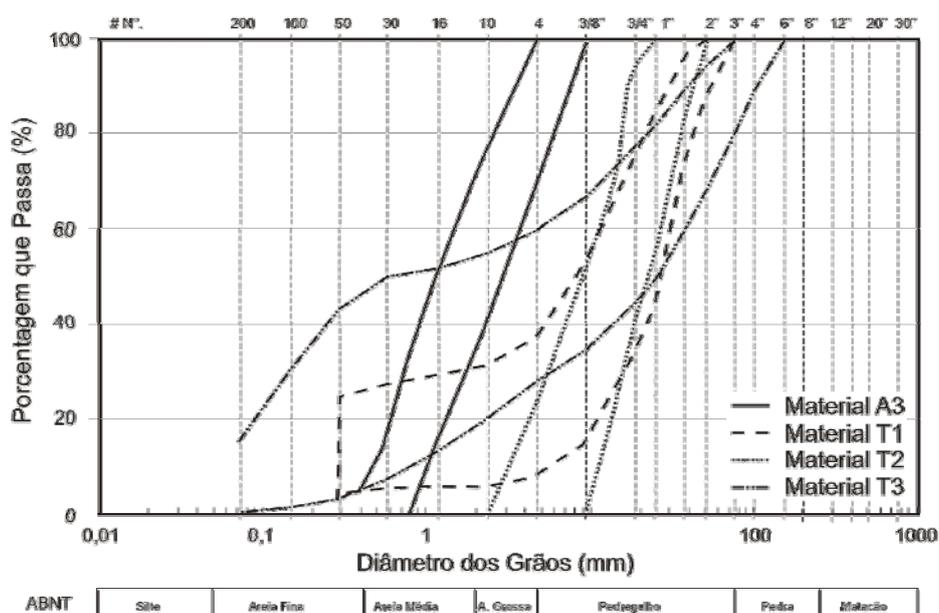


Figura 5.14 – Faixas Granulométrica para os Materiais da Transição (modificado - Furnas).

Tabela 5.3 – Coeficiente de Permeabilidade para os Materiais de Transição (Furnas).

Material	K (cm/s)
A3	$1,0 \times 10^{-1}$
T1	$1,55 \times 10^0$
T2	$7,0 \times 10^{-2}$ a $4,0 \times 10^{-1}$
T3	$1,0 \times 10^{-4}$

Segundo Choairy (1993), os parâmetros adotados para os materiais de filtro e transição nas análises de estabilidade dos taludes de jusante e montante são apresentados na Tabela 5.4 abaixo.

Tabela 5.4 – Parâmetros dos materiais de filtro e transição (Choairy, 1993).

Material	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
Filtro	20,0	21,0	0,0	35,0
Transição	20,0	21,0	0,0	35,0

c) Materiais dos Espaldares

Já os materiais para os espaldares de enrocamento foram obtidos das escavações obrigatórias para a implantação dos túneis, canas de desvio e adução e estruturas de concreto. Foram utilizados materiais das escavações de quartzito e clorita xisto, que apresentaram grande quantidade de finos, principalmente o quartzito, após as operações de desmonte, carga, descarga e espalhamento. Isto tornou necessária a realização de uma seleção dos materiais nas frentes de escavação e nos estoques.

Os enrocamentos mais grossos, denominados 5AC, possuíam máximo de 35% do material passando na peneira de 1” (25,4 mm) e foram lançados junto aos taludes externos em uma faixa de 10 metros de largura a jusante e acima da elevação 570,00 a montante. Os enrocamentos mais finos, denominados 5EF, foram lançados numa faixa de 5 metros, a montante e a jusante da transição T3. Entre estes dois materiais foi lançado o enrocamento denominado 5AF, com até 62% de material passando na peneira de 1”. As faixas granulométricas para os três tipos de enrocamento são apresentadas na Figura 5.15.

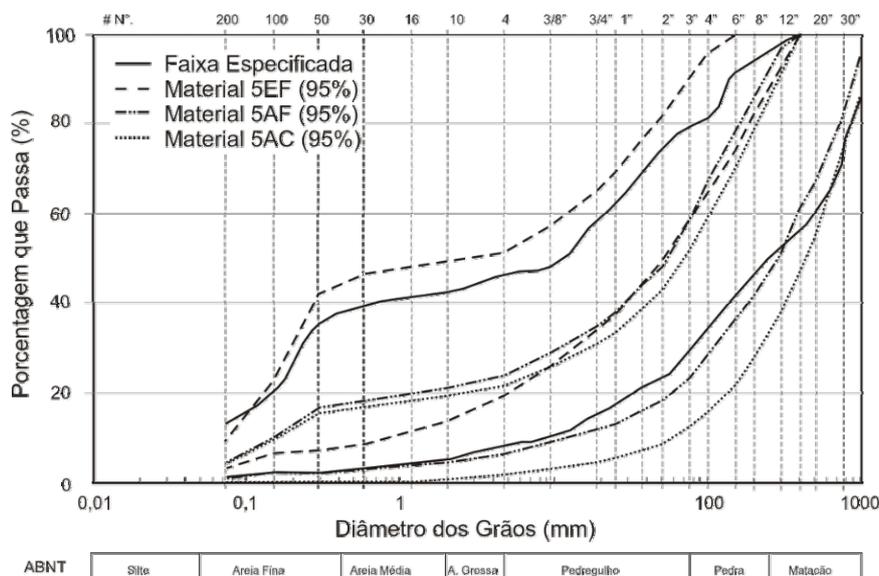


Figura 5.15 – Faixas Granulométricas para o Enrocamento (modificado - Furnas).

Os parâmetros utilizados para o enrocamento nas análises de estabilidade, realizadas por Furnas, são apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Parâmetros para o Enrocamento (Choairy, 1993).

Material	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
Enrocamento	20,0	21,0	0,0	45,0

5.2.1.2 Instrumentação

Com o objetivo de acompanhar o comportamento da barragem, foram instalados alguns instrumentos como pode ser observado na Figura 5.16 para a seção do leito do rio. Para a medição de poropressões no núcleo foram utilizados piezômetros pneumáticos e para o monitoramento dos deslocamentos do aterro foram instaladas células de recalque tipo caixa sueca e uma série de marcos topográficos superficiais.

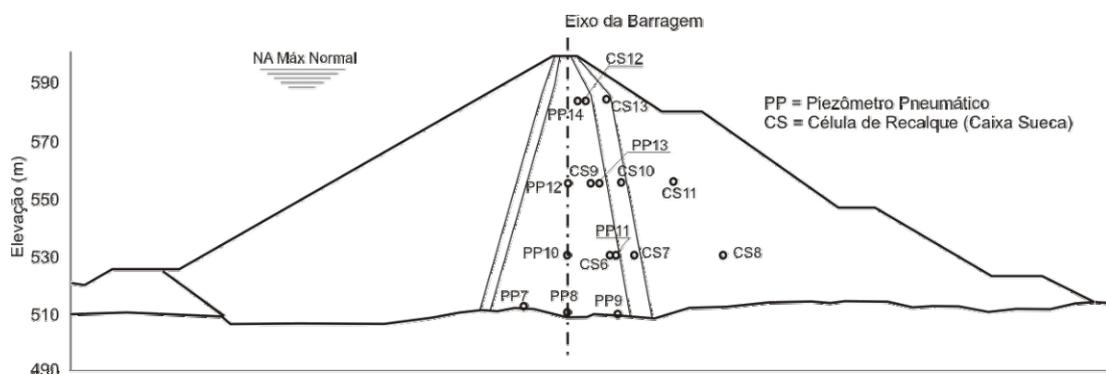


Figura 5.16 – Instrumentação da Seção da Barragem no Leito do Rio (modificado CBDB, 2000).

As leituras realizadas em alguns dos instrumentos ao longo da construção da barragem e durante o enchimento do reservatório são apresentadas nas Figuras 5.17 a 5.19 abaixo. Nas figuras 5.17 e 5.18 podem ser verificados os baixos valores de excesso de poropressão desenvolvidos durante o período de construção da barragem. Pode-se notar a influência exercida pelo nível d'água de montante nos piezômetros PP7, PP8 e PP9, instalados abaixo do mesmo. Já para os piezômetros PP10 e PP11, instalados na El. 830,0 m, o nível d'água de montante não interferiu na eventual geração de poropressões construtivas, as quais permaneceram aproximadamente constantes e nulas durante toda a fase construtiva.

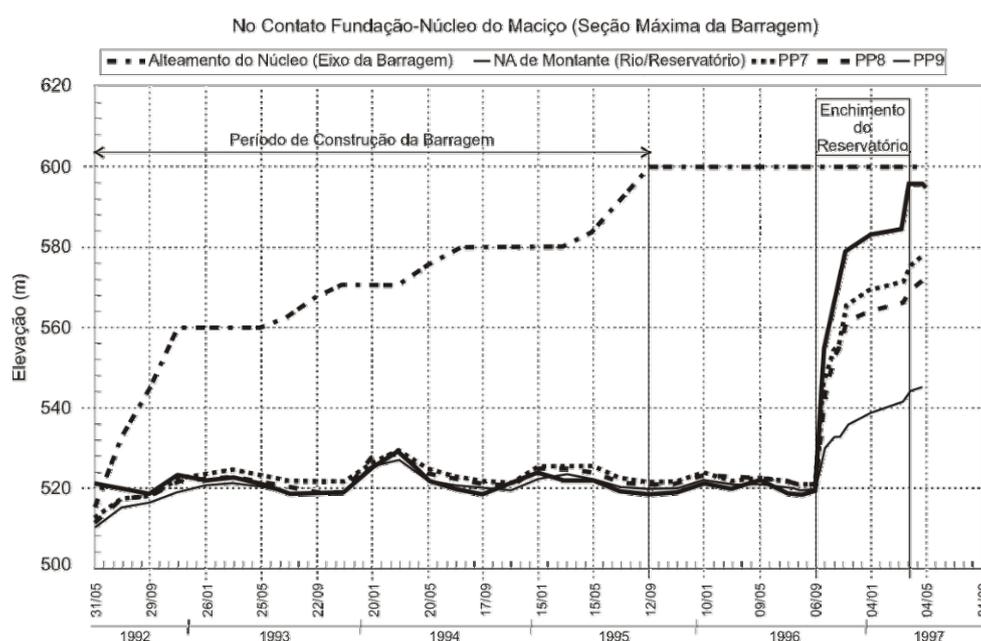


Figura 5.17 – Leituras dos Piezômetros Pneumáticos PP7, 8 e 9 (modificado - Furnas).

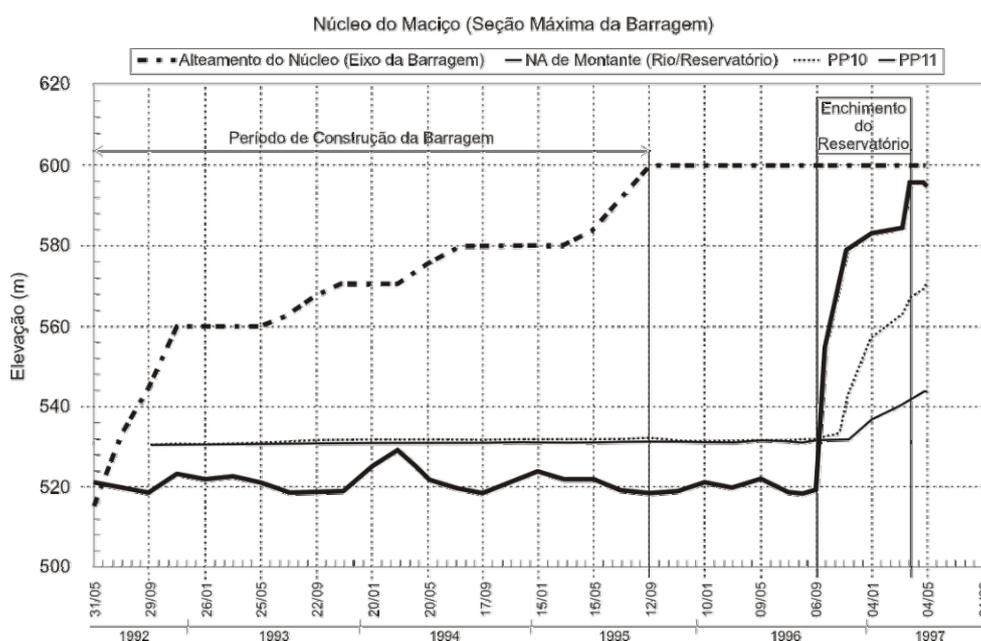


Figura 5.18 – Leituras dos Piezômetros Pneumáticos PP10 e 11 (modificado - Furnas).

Já com relação às leituras das células de recalques apresentadas na Figura 5.19, pode ser observado que os maiores recalques foram sofridos pelo enrocamento, seguido pelo material do núcleo o qual apresentou valores de deslocamento pouco superiores ao material da transição.

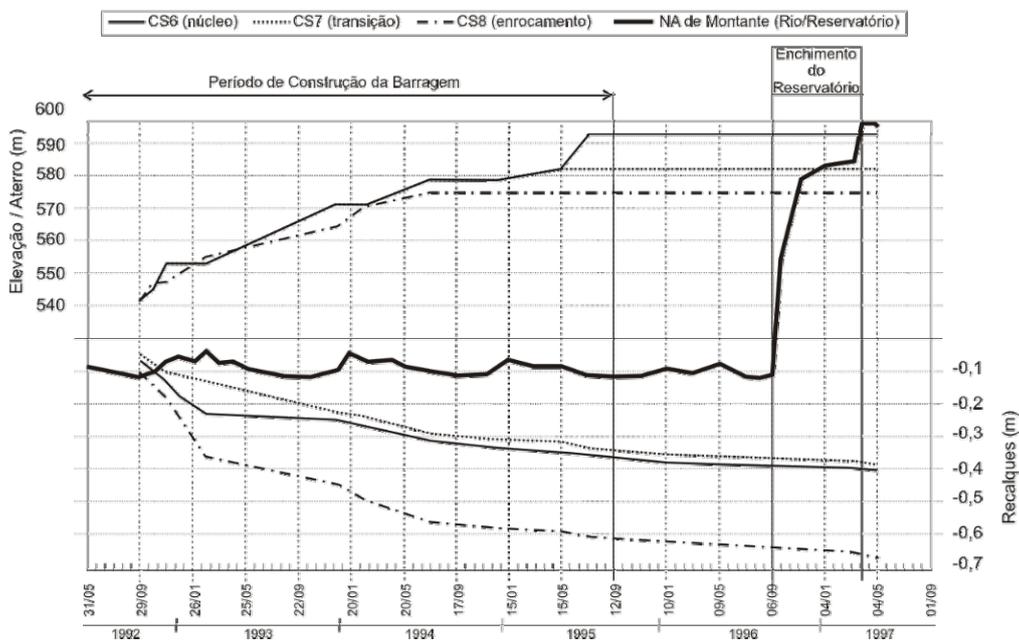


Figura 5.19 – Leituras das Células de Recalque CS6, 7 e 8 (modificado - Furnas).

A partir dos deslocamentos medidos pelas células de recalque foram obtidos os módulos de deformabilidade no período construtivo para o núcleo, transição e enrocamento, como apresentado na Figura 5.20 (CBDB, 2000).

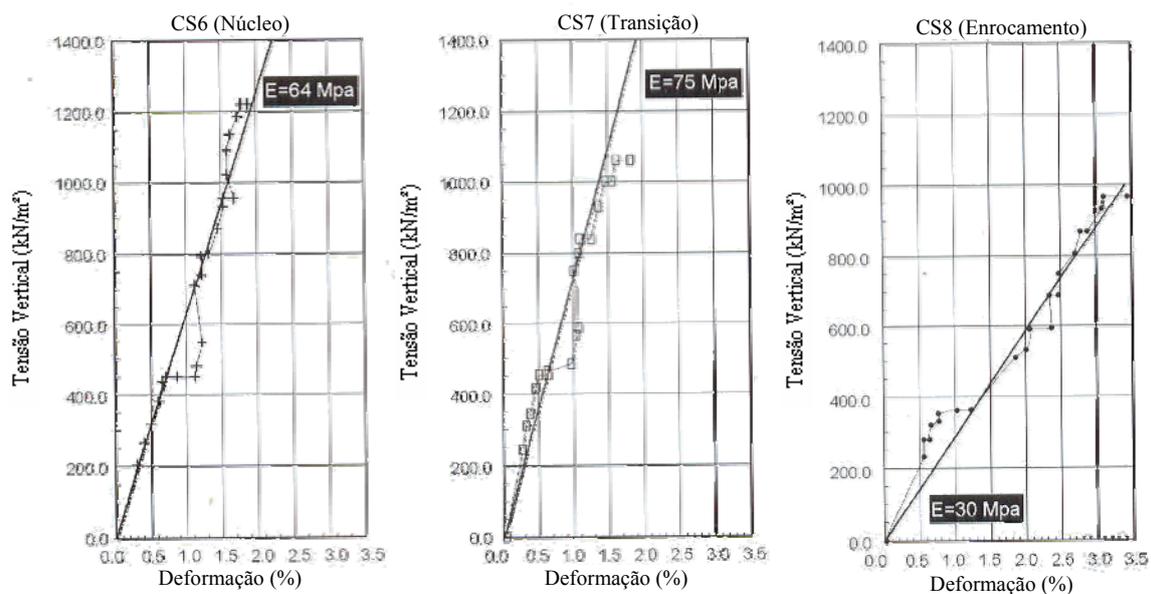


Figura 5.20 – Módulos de Deformabilidade para os Materiais da Barragem (modificado – CBDB, 2000).

5.2.2 Determinação da Espessura Mínima do Solo para a Barragem de Corumbá I, Baseada no Gradiente Hidráulico Crítico

Com base na metodologia proposta nesta dissertação para o dimensionamento de núcleos argilosos, o material empregado na construção do núcleo da Barragem de Corumbá I foi submetido a ensaios pinhole para a determinação do seu gradiente crítico à ocorrência do fenômeno de erosão interna. Desta forma, o material, denominado por CO, foi coletado e utilizado na moldagem dos corpos de prova do ensaio conforme as condições apresentadas no Capítulo 3. Estas condições levaram em consideração as especificações de projeto para a compactação do material no campo (Furnas).

Conforme apresentado no Capítulo 4, para o caso do material CO foi verificado que o gradiente hidráulico crítico ao carreamento de partículas foi influenciado pelas características de moldagem dos corpos de prova. No uso da metodologia de análise dos resultados deste ensaio proposta no Item 5.2.1.2, o valor 8 foi identificado como sendo aquele menor gradiente hidráulico capaz de provocar a ocorrência do carreamento de partículas através do furo do corpo de prova para este material. Cabe mencionar que este valor correspondeu à condição de grau de compactação de 98 % e teor de umidade no ramo úmido. Para as demais condições de moldagem foi identificado o gradiente hidráulico de 16 como sendo o crítico ao desenvolvimento do processo erosivo.

A partir do conhecimento do menor gradiente hidráulico capaz de provocar a erosão interna no material CO, a espessura mínima da base do núcleo necessária para garantir a segurança contra a ocorrência deste fenômeno foi calculada considerando a equação 5.1. No uso desta equação foi adotado o valor igual a três para o fator de segurança, tomando-se por base os valores apresentados na Tabela 2.2. Tendo em vista, ainda, as condições de nível d'água a montante e a jusante (Figura 5.4), foi obtido o valor de 28 m como sendo essa espessura mínima.

A seguir, conforme a metodologia proposta no Item 5.1, o dimensionamento do núcleo constituído pelo material CO tem seqüência com os estudos referentes à possibilidade de ocorrência dos fenômenos de transferência de tensões e fraturamento hidráulico.

5.2.3 Determinação da Espessura Mínima do Núcleo, Baseada na Avaliação da Ocorrência de Transferência de Tensões

De posse da espessura mínima ao carreamento de partículas estabelecida no item anterior, a aplicação da metodologia proposta nesta pesquisa para o dimensionamento do núcleo argiloso tem continuidade com a simulação numérica da geometria de Corumbá I. Esta simulação teve início considerando a espessura mínima de núcleo identificada para a avaliação dos níveis de transferência de tensões ocorrentes. A partir dos resultados foi verificada a necessidade de aumento da espessura do núcleo a fim de evitar a ocorrência do fenômeno de fraturamento hidráulico.

5.2.3.1 Programa Utilizado

A simulação numérica da Barragem da UHE Corumbá I foi realizada utilizando o programa de elementos finitos Plaxis 2D, versão 7.2, na previsão de níveis de arqueamento de tensões atuantes que possam prejudicar o desempenho do barramento. O programa Plaxis possui uma interface simples para entrada de dados e visualização dos resultados e foi especificamente desenvolvido para o cálculo de deformações e estabilidade em projetos de Geotecnia. Como exemplos de suas características pode-se citar (Brinkgreve & Vermeer, 1998):

- ✓ Realização de análises bidimensionais para condições de deformação plana e axi-simétrica;
- ✓ Elementos finitos do tipo triangular com seis ou quinze nós para as condições de deformação plana e axi-simétrica. No caso de uma análise 3D simplificada axi-simétrica são disponíveis apenas elementos com quinze nós. A geração da malha de elementos finitos é feita automaticamente;
- ✓ Disponibilidade de cinco modelos constitutivos para simulação do comportamento dos solos, sendo eles: um linear elástico (Linear Elastic Model); um elástico perfeitamente plástico (Mohr Coulomb Model); dois elastoplásticos (Hardening Soil e Soft Soil Model) e um visco-elastoplástico (Soft Soil Creep Model);
- ✓ A simulação da construção de estruturas geotécnicas pode ser feita por etapas a partir da ativação de cargas ou camadas da geometria referente a cada etapa a ser construída ou escavada, no caso de um túnel;
- ✓ A consideração de condições drenadas ou não drenadas é feita para cada material a partir da escolha dentre três modelos disponíveis: Drained, Undrained ou Non-Porous. Esse último é

utilizado para materiais como o concreto, cuja percolação pode ser desprezível comparando-se com os demais materiais geotécnicos presentes na análise.

5.2.3.2 Verificação dos Parâmetros - Simulação Numérica da Geometria Real da Barragem Corumbá I

Como o intuito foi o de aplicar a metodologia de dimensionamento de núcleos argilosos para o caso real da Barragem de Corumbá I, o primeiro passo foi verificar se os parâmetros geotécnicos adotados estavam reproduzindo bem o comportamento para a sua geometria real. Para o caso real, a espessura da base do núcleo é igual a 50 metros, o que corresponde a um gradiente hidráulico médio igual a 1,5. A simulação para essa geometria foi feita considerando o seu período de construção e foram confrontados os dados das leituras de instrumentação (células de recalque e piezômetros) com os dados calculados nessa simulação.

a) Modelagem dos Materiais

Para a modelagem dos materiais da barragem foram considerados os dados referentes às leituras das células de recalque para o módulo de deformabilidade (Figura 5.20) e os resultados de ensaios realizados por Furnas e Choairy (1993), descritos no item 5.2.1.1, para os demais parâmetros. Para a fundação, os parâmetros utilizados foram obtidos em Choairy (1993). Foi adotado o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb devido a sua praticidade e facilidade de obtenção dos parâmetros, além de fornecer resultados satisfatórios. Na Tabela 5.6 são apresentados os parâmetros geotécnicos utilizados para os materiais envolvidos na análise.

Tabela 5.6 – Parâmetros Considerados para os Materiais

Parâmetro	Núcleo	Transição	Enrocamento	Fundação
γ_{nat} (kN/m ³)	16,0	20,0	20,0	27,0
γ_{sat} (kN/m ³)	18,0	21,0	21,0	27,0
c' (kPa)	45,0	0,0	0,0	30,0
ϕ' (°)	30,0	35,0	45,0	28,5
Ψ' (°)	0,0	5,0	0,0	0,0
E (kPa)	64.000	75.000	30.000	150.000
ν	0,30	0,35	0,25	0,35
k (m/s)	$1,0 \times 10^{-8}$	$1,0 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-1}$	$1,0 \times 10^{-8}$

Com relação às condições de drenagem, foi verificada uma situação considerando o núcleo não drenado e os demais materiais drenados; além de uma outra situação adotando a condição drenada para todos os materiais, inclusive o núcleo. Para o material do núcleo essa consideração drenada pode ser justificada, pois a geração de poropressões positivas durante a construção dependerá em grande parte do grau de saturação do material compactado e da velocidade de construção. Como, para a condição de compactação com w_{ot} e γ_{dmax} , o material do núcleo de Corumbá I possui um grau de saturação próximo a 80% (Figura 4.8), espera-se que a geração de poropressões positivas durante a sua construção tenha sido baixa ou nula. Essa afirmação pode também ser confirmada pelos dados de instrumentação, onde se observa que o excesso de poropressão foi praticamente nulo durante esse período.

b) Simulação do Processo Construtivo

A simulação da construção da barragem teve início com a definição da geometria da seção analisada, incluindo a divisão de cada camada considerada. Essa divisão, ilustrada na Figura 5.21, conta com 16 camadas e foi feita já com a preocupação de aproximar da melhor forma a simulação numérica com o processo construtivo real ocorrido para a barragem (Figura 5.6).

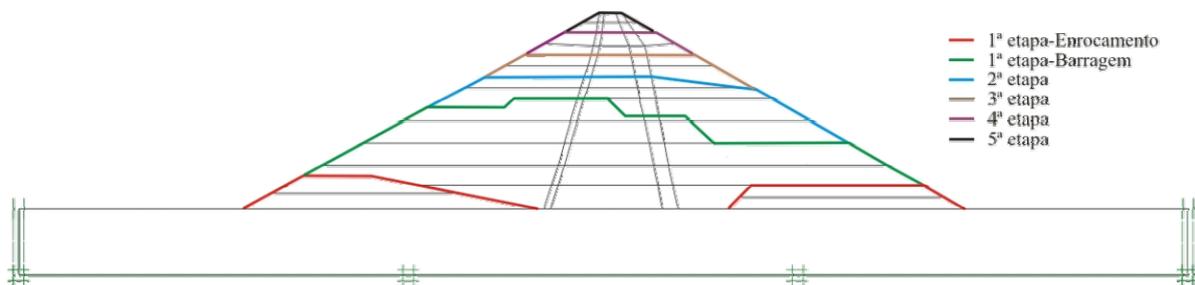


Figura 5.21 – Divisão Adotada das Camadas para Simulação do Processo Construtivo

Para a condição inicial, ainda sem a construção de nenhuma camada, o nível d'água foi considerado coincidente com o nível da fundação e o estado de tensões iniciais foi calculado considerando o valor de k_0 para o material da fundação, obtido em Choairy (1993), igual a 0,18.

Após a geração da condição geostática, a simulação construtiva da barragem foi realizada de forma que após cada etapa de construção de uma camada (fase plástica) houvesse uma etapa de dissipação das poropressões (fase de consolidação), promovendo desta maneira um efeito de acoplamento entre equilíbrio e fluxo (Pereira, 2005). Assim, foi necessário um total de 32 fases com duração diversa para cada uma delas, conforme a evolução real da obra. Na Tabela

5.7 é detalhado como foi realizado o processo de simulação, apresentando a divisão das camadas e a duração das fases plástica e de consolidação.

Como verificado anteriormente, nas Figuras 5.17 a 5.19, percebe-se que o NA de montante, durante o período construtivo da barragem, ficou oscilando em torno da El. 520,0m. Deve ser comentado que, para simular esse carregamento, após a construção da camada 3 foi considerado um NA de montante nessa elevação.

Tabela 5.7 – Etapas da Simulação Construtiva da Barragem Corumbá I

Etapa	Camada	Fase	Altura da Camada (m)	Tempo de Duração (dias)	Tempo Acumulado (Dias)
1ª Fase Enrocamento	1	Fase Plástica	5,25 / 7,5	85	85
		Fase Consolidação		15	100
	2	Fase Plástica	5,25 / 7,5	85	185
		Fase Consolidação		90	275
1ª Etapa	3	Fase Plástica	10,5	85	360
		Fase Consolidação		10	370
	4	Fase Plástica	9,5	40	410
		Fase Consolidação		10	420
	5	Fase Plástica	10,0	40	460
		Fase Consolidação		10	470
	6	Fase Plástica	10,0	40	510
		Fase Consolidação		10	520
	7	Fase Plástica	10,0	30	550
		Fase Consolidação		182	732
2ª Etapa	8	Fase Plástica	20,0	25	757
		Fase Consolidação		10	767
	9	Fase Plástica	5,0	55	822
		Fase Consolidação		10	832
	10	Fase Plástica	5,0	83	915
		Fase Consolidação		121	1036
3ª Etapa	11	Fase Plástica	5,0	56	1092
		Fase Consolidação		10	1102
	12	Fase Plástica	5,0	56	1158
		Fase Consolidação		243	1401
4ª Etapa	13	Fase Plástica	5,0	52	1453
		Fase Consolidação		10	1463
	14	Fase Plástica	5,0	38	1501
		Fase Consolidação		10	1511
	15	Fase Plástica	5,0	24	1535
		Fase Consolidação		10	1545
	16	Fase Plástica	5,0	24	1569
		Fase Consolidação		380	1949

Para a obtenção das curvas de deslocamento e poropressão *versus* tempo, referentes aos pontos de instalação da instrumentação, foi necessário especificar os nós representativos desses pontos para que os cálculos fossem realizados. Desta forma os resultados obtidos

punderam ser comparados com os dados da instrumentação. Na Figura 5.22 é apresentada a localização dos nós selecionados.

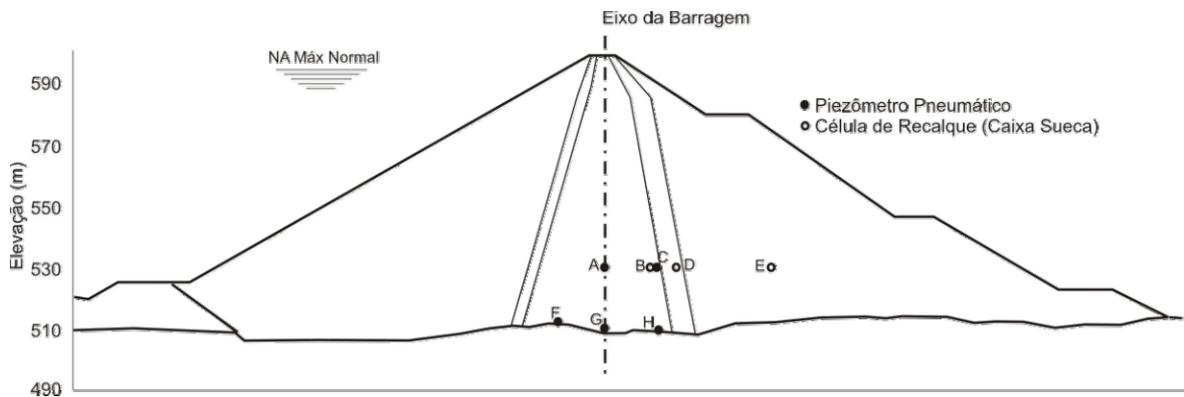


Figura 5.22 – Localização dos Nós Equivalentes aos Locais de Instalação da Instrumentação.

c) Verificação dos Dados de Instrumentação Medidos versus Resultados da Simulação

A comparação entre os valores de deslocamentos e poropressões obtidos com a simulação numérica com aqueles verificados nas leituras da instrumentação pode ser visualizada nas Figuras 5.23 a 5.30 abaixo. Em termos de deslocamentos, nas Figuras 5.23 a 5.25, verifica-se que os valores obtidos para as condições de núcleo drenado e não drenado apresentaram pouca diferença entre si. Nessas figuras observa-se também que os valores encontrados com a simulação numérica se aproximaram daqueles ocorridos de acordo com os dados de leitura das células de recalque, principalmente para as células localizadas no núcleo e no enrocamento (CS6 e CS8). Apesar da diferença obtida, entre os valores reais x calculados, para a célula localizada na transição (CS7), os resultados obtidos pela simulação podem ser considerados satisfatórios tendo em vista à complexidade de uma análise desse tipo.

Já na comparação entre as poropressões medidas da instrumentação e as calculadas pela simulação numérica, verificou-se um ajuste um pouco distinto para os piezômetros localizados na El. 530,0 m (PP10 e PP11) daqueles instalados na El. 510,0 m (PP7, PP8 e PP9), devido à influência do NA de montante nesses últimos. Nas Figuras 5.26 a 5.28, nota-se que as poropressões encontradas na simulação para a condição de núcleo não drenado se ajustaram melhor com as leituras dos piezômetros PP7, PP8 e PP9, do que a condição de núcleo drenado. Foi observada uma maior geração de excesso de poropressão na condição não drenada, sendo que esse fato era esperado para esses instrumentos, pois nos locais onde foram instalados, o solo do núcleo possivelmente apresentava um grau de saturação maior, devido à presença de um nível d'água à montante com elevação superior a eles. Para os piezômetros PP10 e PP11 instalados na El. 530,0 m, verifica-se, a partir das Figuras 5.29 e 5.30, que as

poropressões resultantes da simulação com a condição de núcleo drenado representaram melhor o comportamento do material do núcleo para esta elevação. Esta situação condiz com o exposto anteriormente que, para materiais que apresentam baixo grau de saturação para a condição de compactação, podem ser simulados sob condições drenadas para o período construtivo, pois dificilmente serão gerados excessos de poropressão neste período. Vale comentar que, no caso do piezômetro PP11, a simulação da condição não drenada também se mostrou próxima das leituras do instrumento, justificado por este estar instalado adjacente a uma fronteira drenante, de forma que as possíveis poropressões geradas eram dissipadas mais rapidamente.

A partir dessas análises foi possível constatar que, no caso da verificação dos deslocamentos, o modelo constitutivo e os parâmetros geotécnicos adotados para os materiais, notadamente o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson, condisseram com o comportamento observado para os mesmos durante o período de construção da barragem. Já quanto às condições de drenagem, observou-se que o comportamento ideal para os materiais do núcleo localizados abaixo do NA de montante durante o período construtivo (El. 520,0 m) foi quando adotada a situação não drenada, enquanto que para aqueles situados acima deste nível d'água a condição drenada foi mais satisfatória.

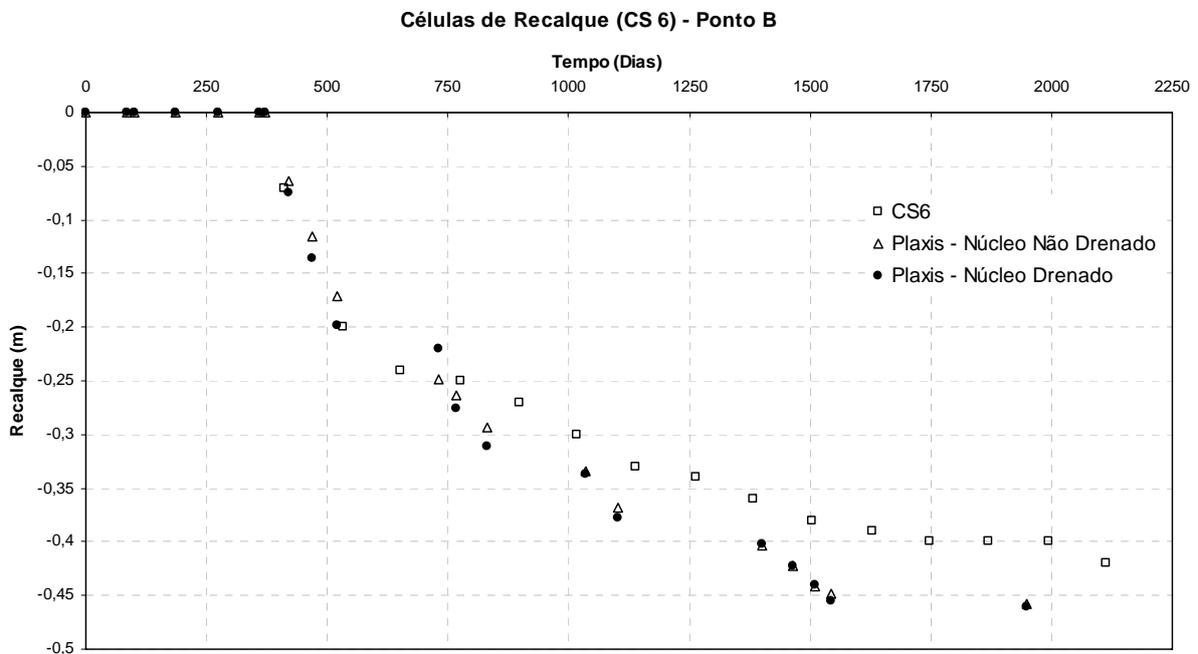


Figura 5.23 – CS 6: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.

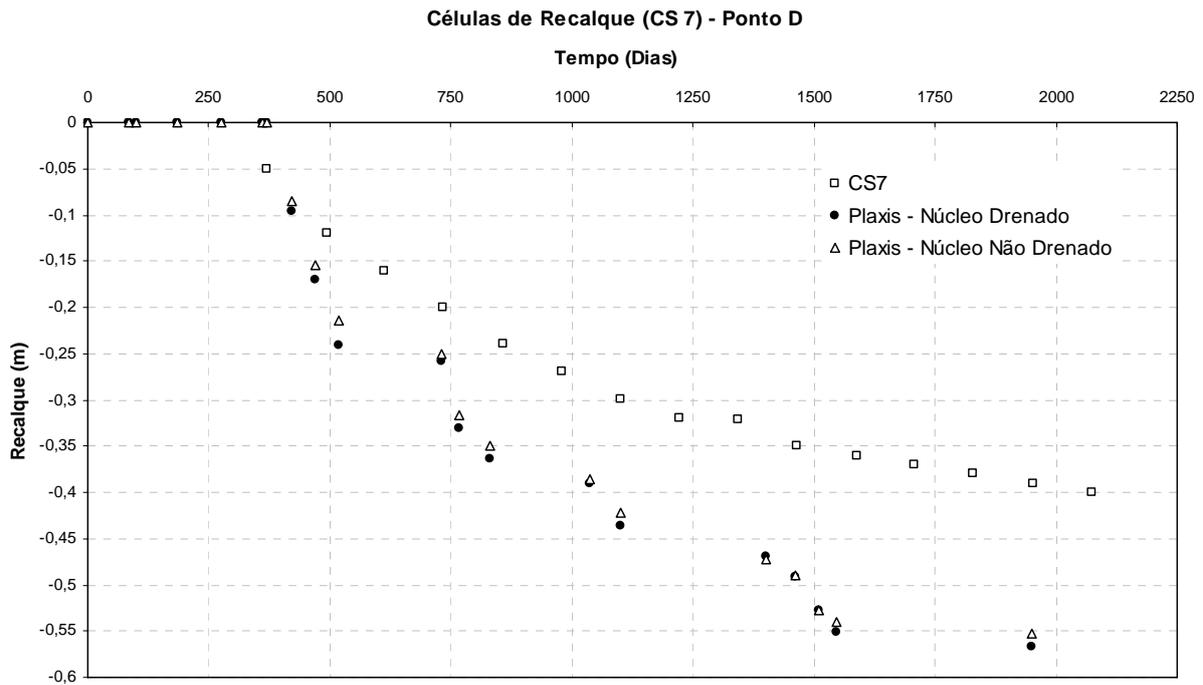


Figura 5.24 – CS 7: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.

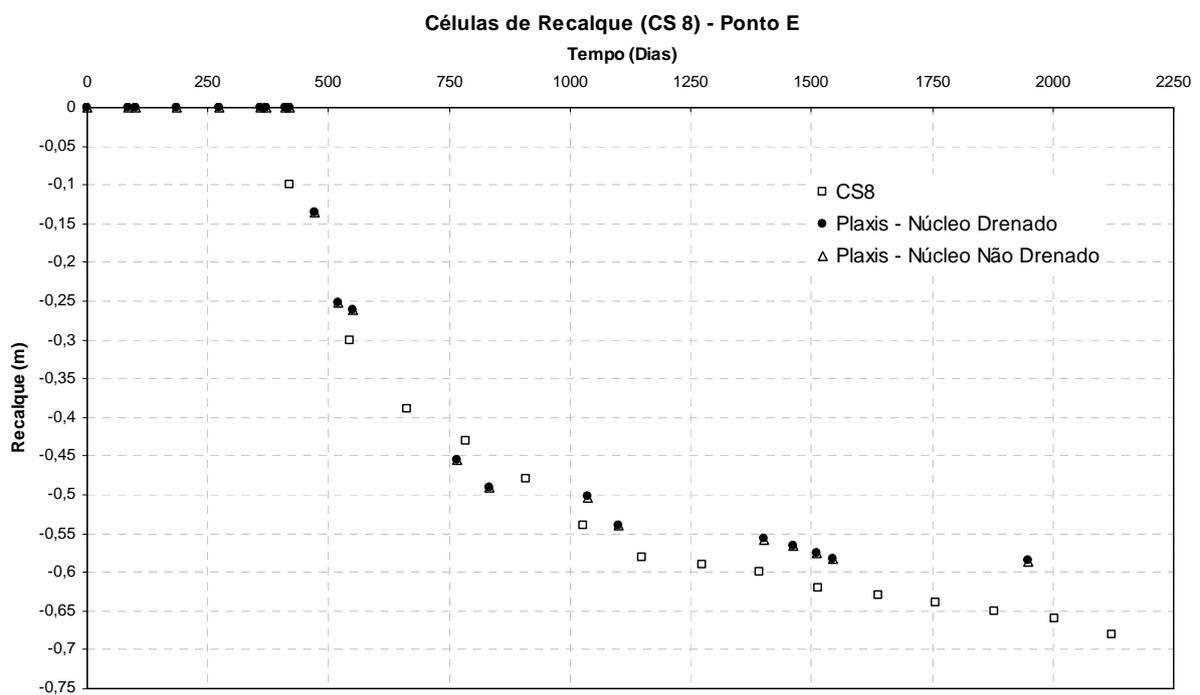


Figura 5.25 – CS 8: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.

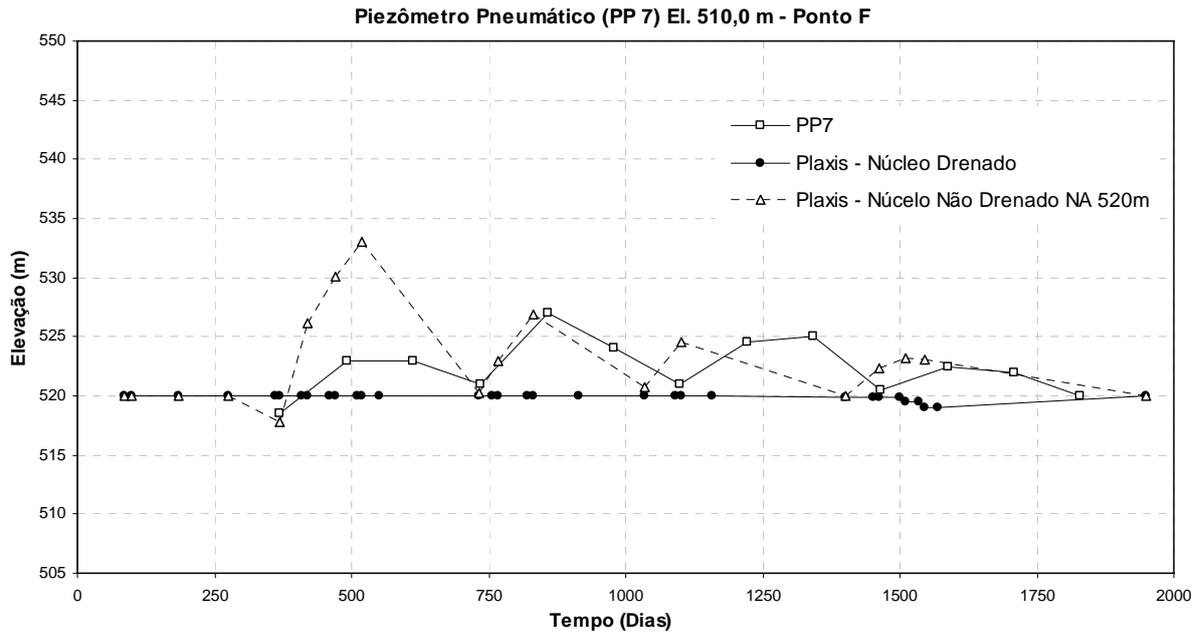


Figura 5.26 – PP 7: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.

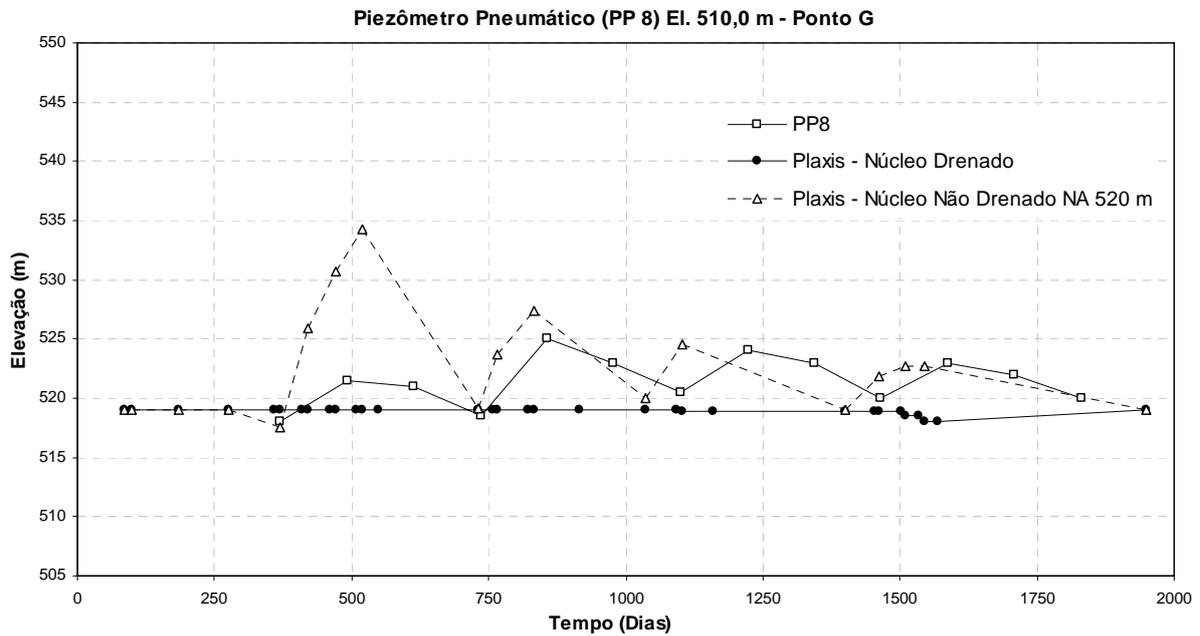


Figura 5.27 – PP 8: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.

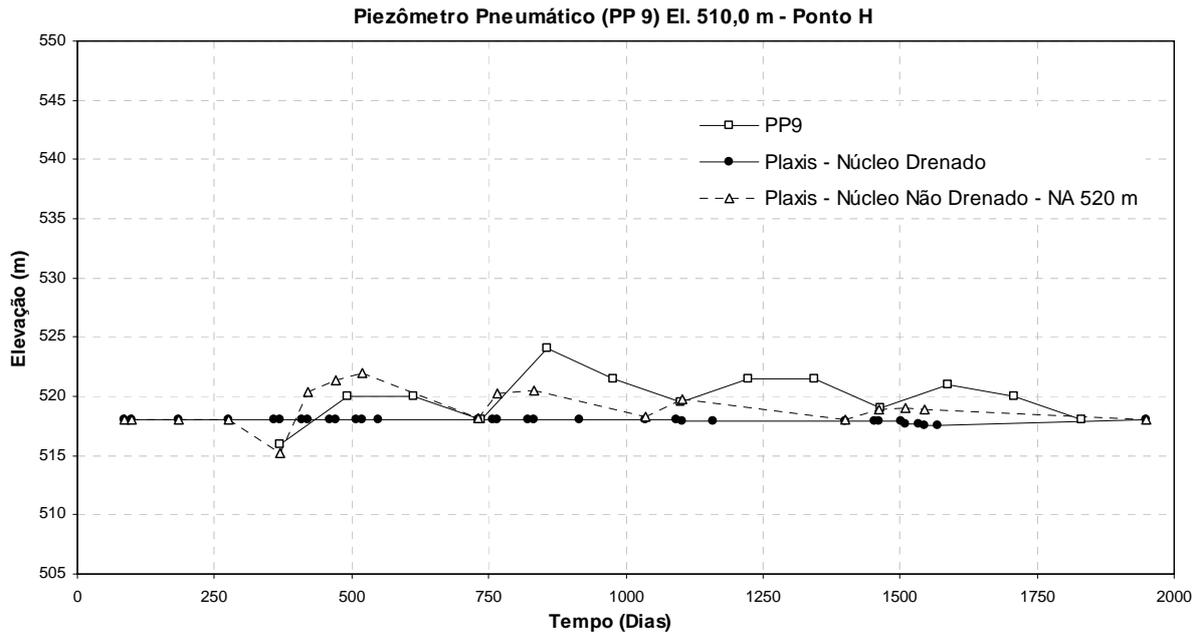


Figura 5.28 – PP 9: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.

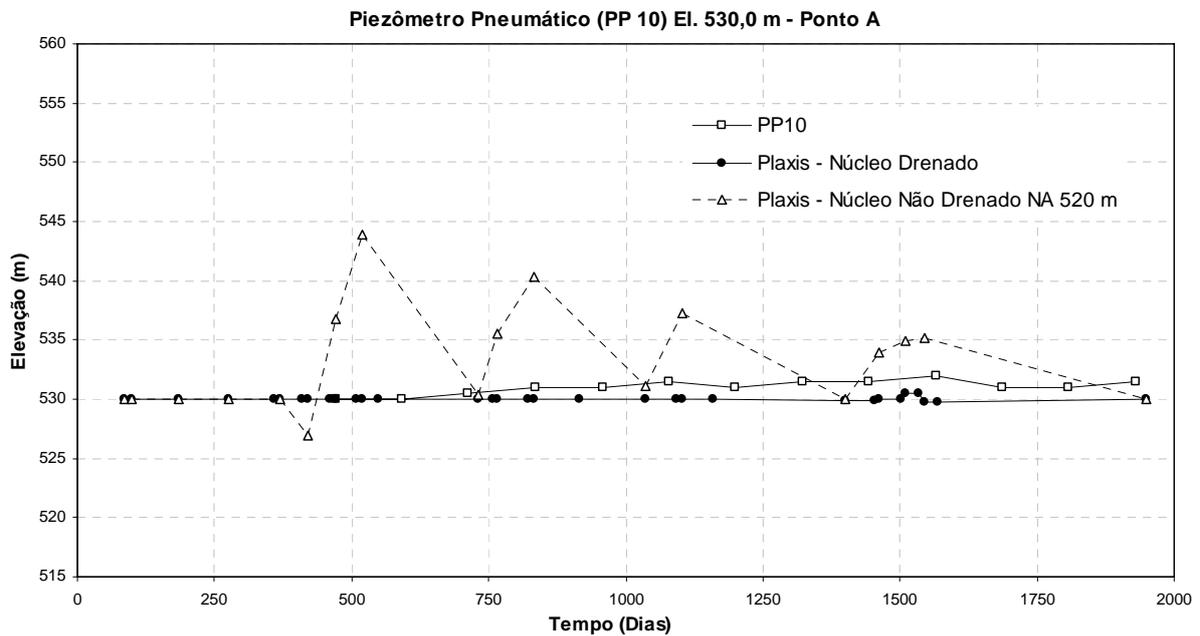


Figura 5.29 – PP 10: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.

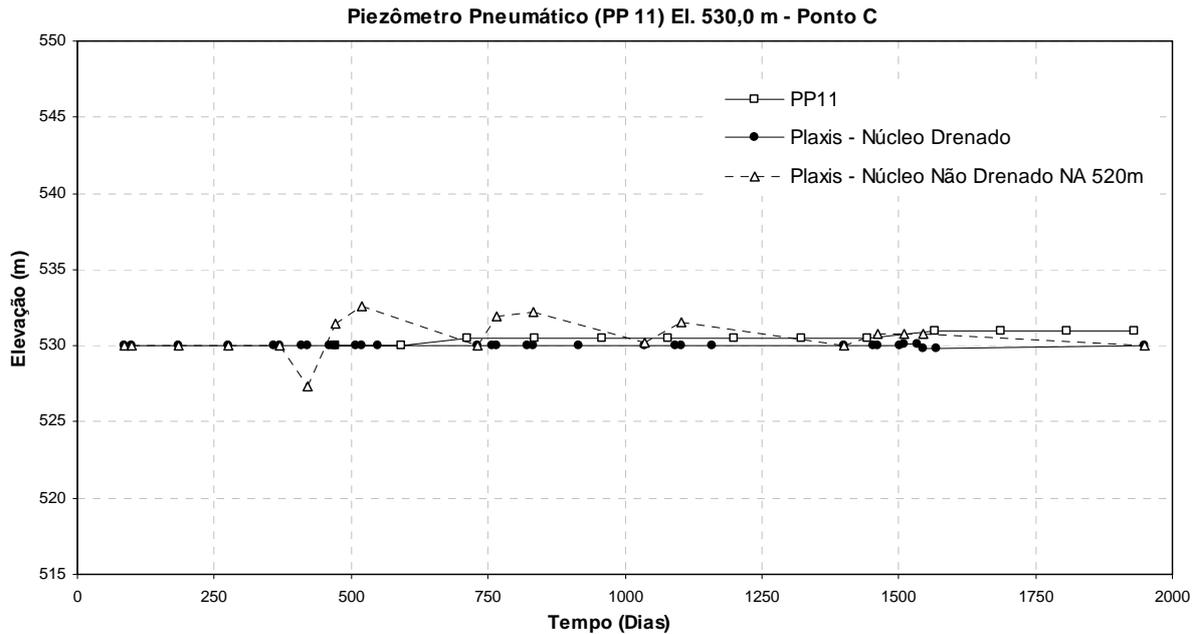


Figura 5.30 – PP 11: Comparação entre Dados da Instrumentação e Simulação Numérica.

5.2.3.3 Verificação da Espessura do Núcleo - Simulação Numérica da Geometria Obtida a Partir do i_{cr}

Na verificação da espessura do núcleo, por meio de simulação numérica, para a avaliação dos níveis de arqueamento desenvolvidos no núcleo da barragem e conseqüentemente da possível ocorrência de fraturamento hidráulico, as análises foram iniciadas com a espessura mínima do núcleo calculada a partir do gradiente hidráulico crítico obtido nos ensaios pinhole. Com base nos resultados dessa simulação numérica será avaliada a necessidade de aumento na espessura inicial do núcleo com o objetivo de reduzir os níveis de arqueamento e fraturamento hidráulico eventualmente ocorrentes. Caso esses níveis estejam dentro de limites aceitáveis, a espessura final de projeto para o núcleo será aquela determinada quanto ao potencial de carreamento do material. A geometria inicial é apresentada na Figura 5.31, com a espessura do núcleo calculada a partir do i_{cr} do pinhole e igual a 28 metros.

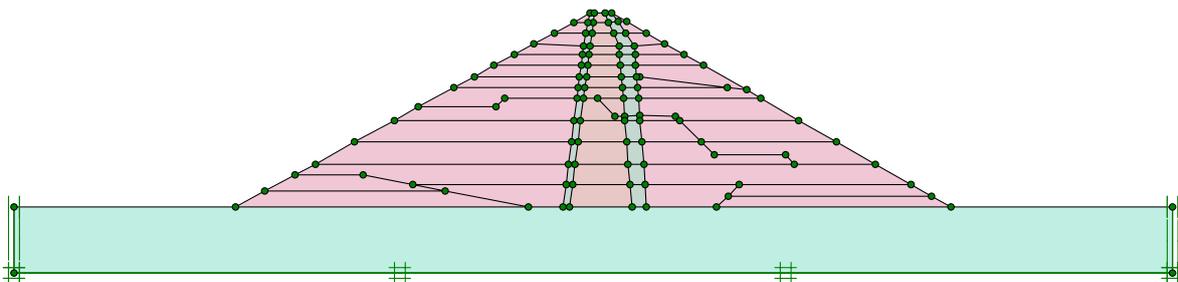


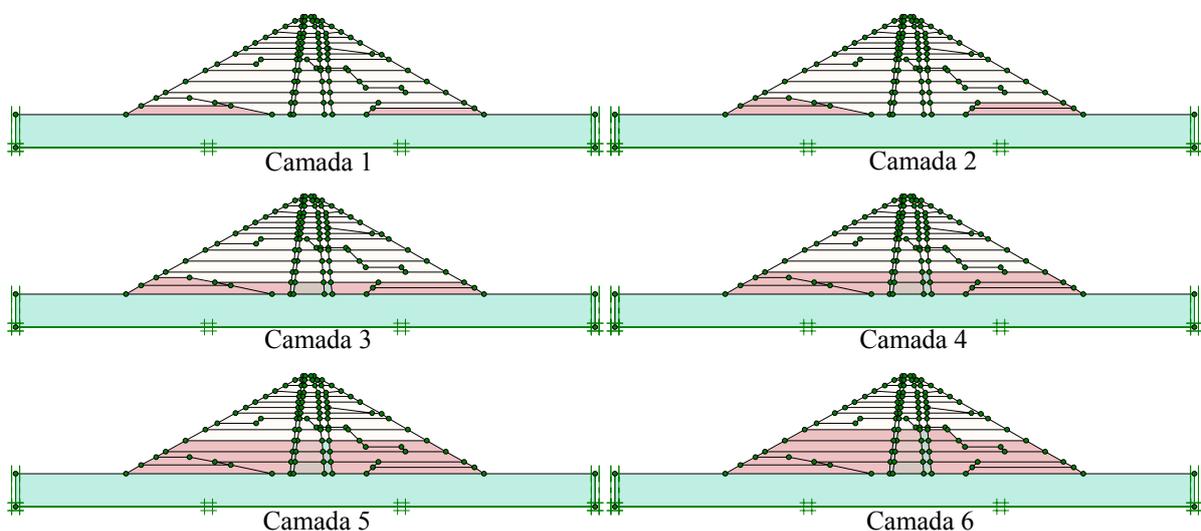
Figura 5.31 – Geometria de Análise de Transferência de Tensões para Espessura do Núcleo Calculada a partir do i_{cr} do Pinhole.

As análises foram conduzidas para duas situações de carregamento da barragem: final de construção e operação da barragem com o NA máximo (regime estacionário de fluxo). Na etapa de final de construção foi avaliada a ocorrência da transferência de tensões, enquanto que na situação de operação da barragem, além dessa avaliação foi verificada também a possibilidade de ocorrência de fraturamento hidráulico devido às pressões de água impostas pelo reservatório.

Os parâmetros adotados para os materiais da barragem foram aqueles verificados no Item 5.2.3.2 para a geometria real da barragem e estão apresentados na Tabela 5.6. Quanto às condições de drenagem do núcleo, para o período construtivo foi adotada a condição drenada para o material acima da El. 520,0 m e não drenada para o material abaixo dessa elevação. Já para o evento de operação da barragem, foi considerada a condição não drenada para o solo do núcleo.

a) Simulação do Processo Construtivo

Para a simulação do processo construtivo deste caso, foi considerado o mesmo cronograma real da construção da Barragem de Corumbá I (Figura 5.6). A divisão das camadas de construção também foi a mesma realizada anteriormente na simulação da geometria real, como está apresentado na Figura 5.32, contando com um total 16 camadas. A simulação teve início com a definição das tensões iniciais da fundação, seguindo para a simulação construtiva que também foi realizada de forma a se obter um efeito de acoplamento entre equilíbrio e fluxo. Para tanto, após cada etapa de construção de uma camada (fase plástica) houve uma etapa de dissipação das poropressões (fase de consolidação). Assim, foi necessário um total de 32 fases e a duração de cada uma delas, conforme a evolução real da obra de Corumbá I, foi apresentado anteriormente na Tabela 5.7.



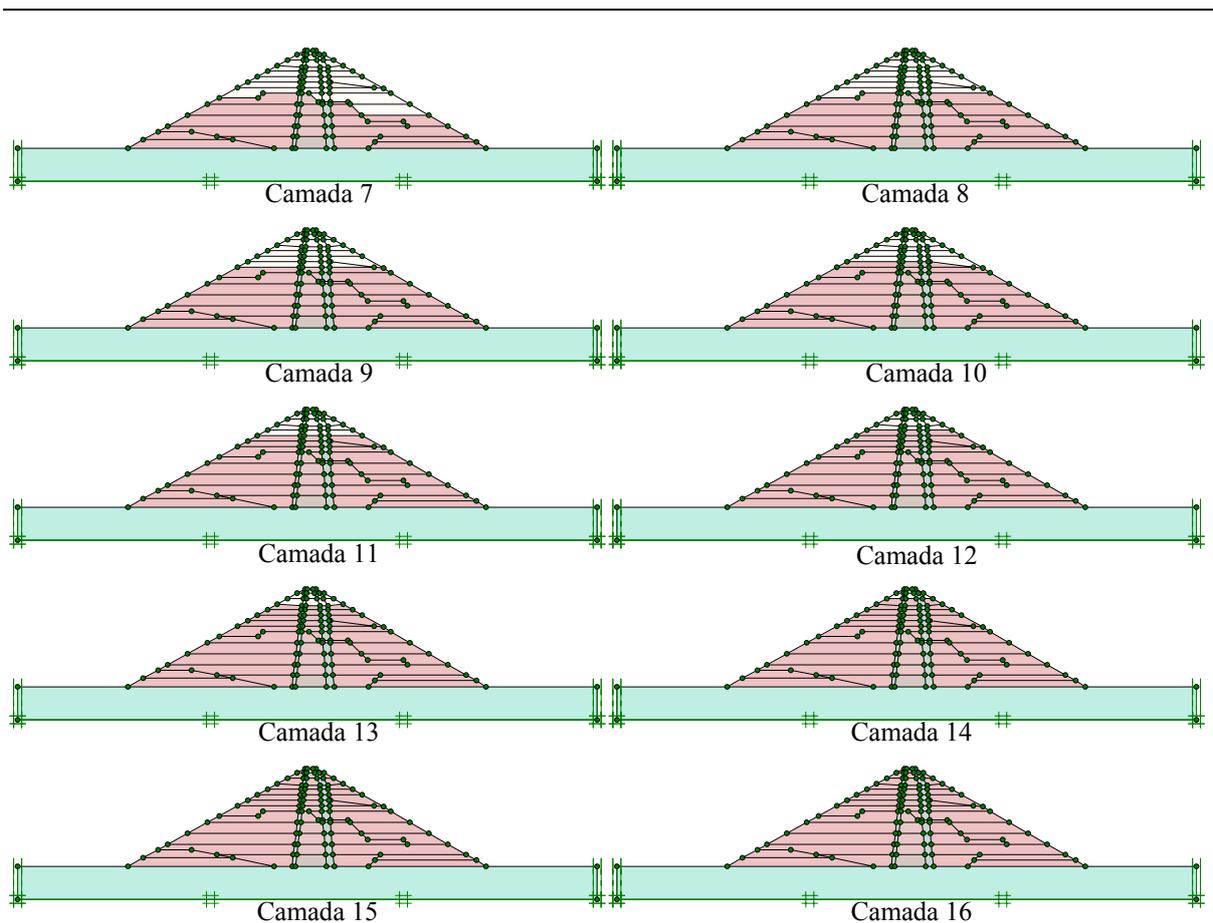


Figura 5.32 – Simulação Construtiva: Divisão das Camadas de Construção.

Para o cálculo das tensões principais (σ'_1 , σ'_2 e σ'_3) e da tensão vertical (σ'_{yy}) no núcleo foi necessário especificar quais os pontos de Gauss desejados, nos quais essas tensões seriam calculadas. Esses pontos foram localizados em várias elevações ao longo do eixo da barragem, de forma que a rotação de tensões principais não influencie na identificação da ocorrência do fenômeno de transferência de tensões (Figura 5.33).

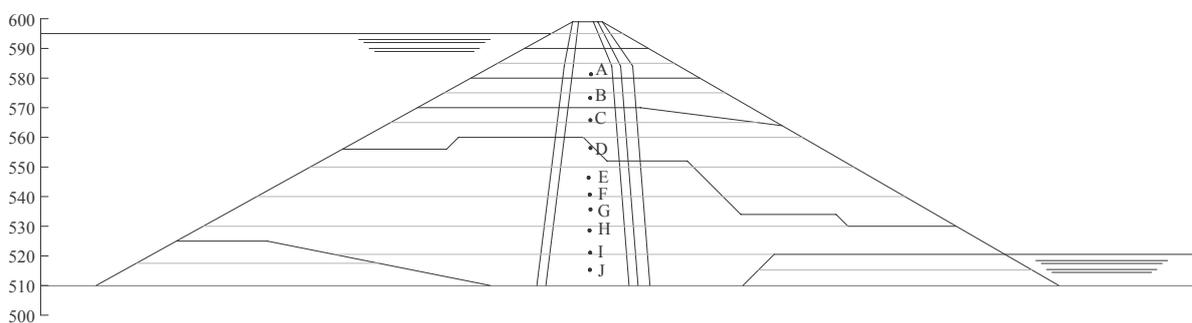


Figura 5.33 – Localização dos Pontos de Gauss Próximos ao Eixo da Barragem.

b) Análise da Transferência de Tensões para Situação Final de Construção

Os valores de tensões obtidos, nos pontos de Gauss selecionados, a partir da análise numérica para a situação de final de construção estão apresentados na Tabela 5.8. Dos resultados pode ser verificada a grande proximidade entre os valores de σ'_1 e σ'_{yy} , indicando que os locais onde os pontos foram selecionados estavam isentos do efeito de rotação de tensões principais.

Tabela 5.8 – Tensões Resultantes da Simulação para a Situação Final de Construção.

Ponto de Gauss	Elevação (m)	Tensão (kPa)			
		σ'_1	σ'_{yy}	σ'_2	σ'_3
A	581,3	280,27	279,89	107,02	76,47
B	573,3	414,62	414,11	157,43	110,15
C	565,8	536,10	536,00	206,09	150,86
D	556,4	628,98	627,82	239,31	168,72
E	546,4	765,68	765,66	291,05	204,47
F	540,7	941,70	939,82	361,09	261,94
G	535,7	1065,40	1064,80	414,22	315,36
H	528,6	1155,20	1155,20	457,56	369,94
I	521,1	1248,00	1248,00	491,37	389,95
J	515,3	1326,20	1326,20	525,51	425,46

Para a avaliação da eventual ocorrência do fenômeno de transferência de tensões e das taxas em que possa estar ocorrendo, foi calculado para cada ponto o valor de $\gamma'h$ e esse valor foi comparado com o σ'_1 obtido (Figura 5.34).

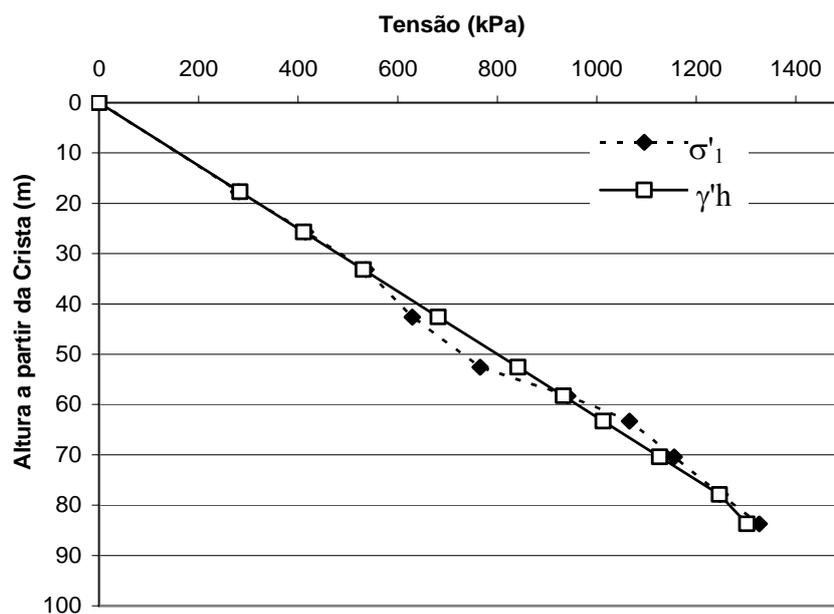


Figura 5.34 – Comparação entre σ'_1 e $\gamma'h$ no Eixo da Barragem.

A taxa de transferência de tensões foi calculada (Tabela 5.9) como sendo a razão entre os valores de σ'_1 e $\gamma'h$, dada em porcentagem, sendo que valores abaixo de 100 % indicam ocorrência de transferência de tensões do núcleo para as transições enquanto que valores maiores que 100 % indicam transferência das transições para o núcleo.

Tabela 5.9 – Avaliação da Ocorrência de Transferência de Tensões.

Ponto	Elevação (m)	σ'_1 (kPa)	$\gamma'h$ (kPa)	Taxa de Transferência de Tensão - $\sigma'_1/\gamma'h$ (%)
A	581,3	280,27	283,2	99%
B	573,3	414,62	411,2	101%
C	565,8	536,1	531,2	101%
D	556,4	628,98	681,6	92%
E	546,4	765,68	841,6	91%
F	540,7	941,7	932,8	101%
G	535,7	1065,4	1012,8	105%
H	528,6	1155,2	1126,4	103%
I	521,1	1248	1246,4	100%
J	515,3	1326,2	1339,2	99%

De acordo com os resultados é verificado que, para a situação final de construção, os valores de σ'_1 e $\gamma'h$ se apresentaram muito próximos, o que pode ser avaliado pelo valor da taxa de transferência de tensões. O valor mínimo obtido para o núcleo foi igual a 91 %, indicando transferência de tensões do núcleo para as transições, mas não chega a ser um valor muito expressivo. Também foi observada em algumas regiões a ocorrência de transferência de tensões das transições para o núcleo. Isso pode ter ocorrido devido à pequena diferença observada para os módulos de deformabilidade dos materiais do núcleo e da transição.

c) Análise da Transferência de Tensões e Fraturamento Hidráulico para Situação de Operação da Barragem

A simulação da situação de operação da barragem foi realizada considerando o NA de montante e de jusante nas elevações 595,0 e 520,5 m, respectivamente (Figura 5.35). O fluxo foi aplicado à barragem após a etapa final de consolidação da fase de construção e a condição estacionária foi obtida adicionando uma fase de consolidação após o carregamento.

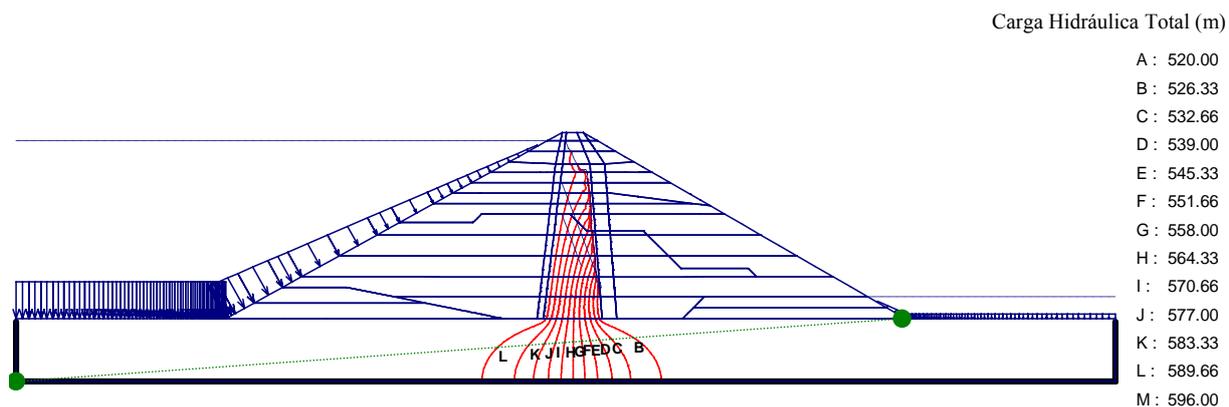


Figura 5.35 – Aplicação do Carregamento Devido ao Reservatório.

Os valores de tensões obtidos, nos mesmos pontos de Gauss selecionados anteriormente, a partir da análise numérica para essa situação de operação estão apresentados na Tabela 5.10. Dos resultados pode ser verificada a proximidade entre os valores de σ'_1 e σ'_{yy} .

Tabela 5.10 – Tensões Resultantes da Simulação para a Situação de Operação.

Pontos de Gauss	Elevação (m)	Tensões (kPa)				
		σ'_1	σ'_{yy}	σ'_2	σ'_3	u
A	581,3	219,50	217,12	82,56	62,00	118,63
B	573,3	349,06	348,28	138,30	111,94	148,03
H	565,8	444,10	444,18	186,45	177,10	183,15
C	556,4	526,74	526,65	224,22	220,66	230,97
G	546,4	606,95	604,34	248,03	219,83	278,75
I	540,7	743,79	727,07	309,79	288,85	277,03
D	535,7	822,26	801,32	347,58	336,34	305,60
J	528,6	866,19	822,19	369,31	364,85	342,38
E	521,1	947,35	850,24	373,28	296,91	381,13
F	515,3	999,06	866,30	386,31	288,62	427,81

Assim como para a situação de final de construção, para a avaliação da eventual ocorrência do fenômeno de transferência de tensões e das taxas em que possa estar ocorrendo, foi calculado para cada ponto o valor de $\gamma'h$ e esse valor foi comparado com o σ'_1 obtido (Figura 5.36). A taxa de transferência de tensões foi calculada e está apresentada na Tabela 5.11.

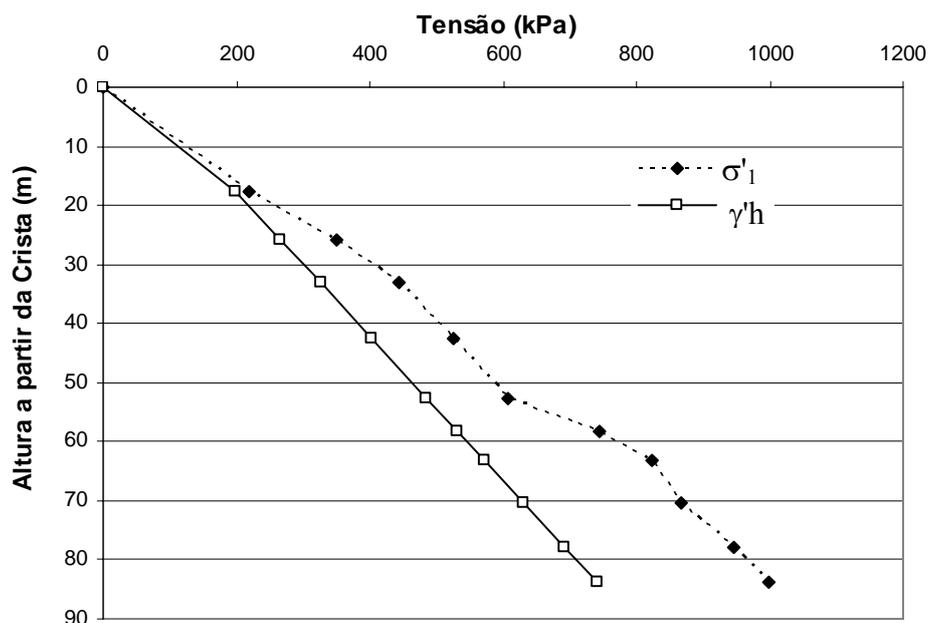


Figura 5.36 – Comparação entre σ'_1 e $\gamma'h$ no Eixo da Barragem.

Tabela 5.11 – Avaliação da Ocorrência de Transferência de Tensões.

Ponto	Elevação (m)	σ'_1 (kPa)	$\gamma'h$ (kPa)	Taxa de Transferência de Tensão - $\sigma'_1/\gamma'h$ (%)
A	581,3	219,50	199,74	110%
B	573,3	349,06	265,34	132%
C	565,8	444,10	326,84	136%
D	556,4	526,74	403,92	130%
E	546,4	606,95	485,92	125%
F	540,7	743,79	532,66	140%
G	535,7	822,26	573,66	143%
H	528,6	866,19	631,88	137%
I	521,1	947,35	693,38	137%
J	515,3	999,06	740,94	135%

Com o novo estado de tensões imposto pelo reservatório da barragem foi verificada a ocorrência de transferência de tensões para o núcleo. Esta ocorrência era esperada tendo em vista que o carregamento adicional hidráulico aplicado favorece deslocamentos ainda maiores no enrocamento de montante em virtude da sua maior deformabilidade em relação aos materiais das transições e do núcleo, os quais recebem as tensões transferidas pelo enrocamento.

Já a ocorrência do fraturamento hidráulico deve ser avaliada comparando as tensões totais em uma determinada elevação e a poropressão atuante na mesma elevação. Para a verificação de fraturamento em planos horizontais e verticais devem ser avaliadas as tensões σ_1 e σ_2 , respectivamente, como tratado no Item 2.3. Valores menores do que 100 %, para a razão entre a tensão total e $\gamma_w h$, dada em percentagem, indicam a possibilidade de ocorrência do fraturamento hidráulico. Na Tabela 5.12 são apresentados os valores encontrados para os mesmos pontos de Gauss anteriores, localizados próximos ao eixo da barragem. Como pode ser observado, o núcleo da barragem apresenta baixo potencial à ocorrência de fraturamento hidráulico tanto em planos horizontais, quanto em verticais.

Tabela 5.12 – Avaliação da Ocorrência de Fraturamento Hidráulico para Pontos Localizados Próximo ao Eixo da Barragem.

Ponto	Elevação (m)	σ_1 / u (%)	σ_2 / u (%)	σ_3 / u (%)
A	581,3	285%	170%	152%
B	573,3	336%	193%	176%
C	565,8	342%	202%	197%
D	556,4	328%	197%	196%
E	546,4	318%	189%	179%
F	540,7	368%	212%	204%
G	535,7	369%	214%	210%
H	528,6	353%	208%	207%
I	521,1	349%	198%	178%
J	515,3	334%	190%	167%

A avaliação de fraturamento hidráulico anterior foi verificada para o caso de pontos localizados próximo ao núcleo. Para avaliar a sua ocorrência na região mais próxima ao contato com a transição de montante, onde a pressão da água é maior, foram obtidos valores das tensões em mais dez pontos de Gauss nessa região (Figura 5.37). Neste caso, como o efeito da rotação das tensões verticais é maior, a avaliação da ocorrência do fraturamento hidráulico foi feita comparando-se os valores da tensão vertical total (σ_{yy}) e da poropressão atuante, além da tensão total atuante no plano da seção transversal da barragem (σ_{zz}). Adicionalmente, foi verificado também para a tensão total normal ao plano da seção transversal da barragem (σ_{xx}). Na Tabela 5.13 são apresentados os valores das tensões, poropressões e coeficientes do potencial ao fraturamento hidráulico.

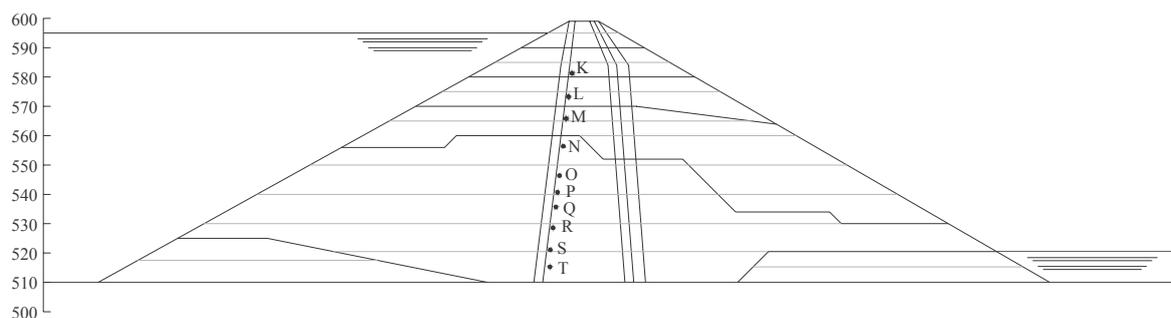


Figura 5.37 – Localização dos Pontos de Gauss Próximos ao Contato da Transição de Montante.

Tabela 5.13 – Avaliação da Ocorrência de Fraturamento Hidráulico para Pontos Localizados Próximo ao Contato da Transição de Montante.

Ponto de Gauss	Elevação (m)	Tensões (kPa)				Coeficientes de Fraturamento (%)		
		σ'_{xx}	σ'_{yy}	σ'_{zz}	u	σ_{xx} / u	σ_{yy} / u	σ_{zz} / u
K	580,68	34,84	166,98	60,50	137,96	125%	221%	144%
L	573,74	33,87	225,57	77,83	207,55	116%	209%	137%
M	565,83	59,52	245,44	91,49	279,2	121%	188%	133%
N	555,74	66,93	280,18	104,13	377,47	118%	174%	128%
O	545,98	108,25	378,53	146,05	473,85	123%	180%	131%
P	540,82	131,04	443,8	172,45	518,72	125%	186%	133%
Q	536,07	150,93	502,35	195,98	565,83	127%	189%	135%
R	528,17	152,76	514,81	200,27	652,45	123%	179%	131%
S	521,27	92,06	367,72	137,93	731,86	113%	150%	119%
T	515,39	198,57	415,85	184,33	783,28	125%	153%	124%

Os valores dos coeficientes de fraturamento hidráulico para os pontos na região próxima à transição de montante foram um pouco inferiores aos da região central do núcleo, porém indicando também um baixo potencial à ocorrência do fenômeno.

Assim, com base nos resultados obtidos na aplicação da metodologia proposta no caso da Barragem de Corumbá I, pôde ser verificado que a espessura mínima identificada como necessária à segurança quanto aos fenômenos de erosão interna e fraturamento hidráulico é inferior à realmente utilizada no projeto desta barragem. No entanto, deve ser realçado que esta otimização da espessura do núcleo não levou em consideração as avaliações convencionais quanto a sua influência nas condições de estabilidade e percolação da barragem.

CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Diante do desafio de propor uma metodologia de dimensionamento de núcleos argilosos com base na avaliação do potencial à erodibilidade por meio de ensaios pinhole, foi desenvolvido um estudo que buscou verificar a adequação deste tipo de ensaio na identificação de parâmetros de projeto com este fim. A partir da definição deste parâmetro de projeto foi proposta uma metodologia de determinação da espessura mínima da base de núcleos argilosos em barragens de enrocamento que seja segura quanto aos fenômenos de erosão interna e de transferência de tensões. Nesta metodologia, o fenômeno de transferência de tensões é avaliado a partir de análises de tensão-deformação da barragem por meio da simulação numérica, tendo o núcleo, inicialmente, a espessura mínima identificada ao carregamento de partículas.

Assim, esta pesquisa foi implementada com base em estudos experimentais que objetivaram caracterizar o comportamento, quanto à erosão interna, de materiais argilosos empregados na construção de núcleos de barragens brasileiras. A seleção destes materiais se baseou no interesse de verificar a possível influência de características diversas de solos tropicais no seu comportamento quanto à erodibilidade. Desta forma, foram selecionados um aluvião (ME) e um colúvio (MD) do AHE Peixe-Angical, além de um solo residual (CO) utilizado no núcleo da barragem da UHE Corumbá I. Nesta investigação experimental, especial atenção foi dada à avaliação da aplicabilidade de ensaios pinhole na caracterização de fenômenos de erosão interna e no fornecimento do parâmetro de projeto de interesse ao dimensionamento de tais núcleos capazes de resistir a estes fenômenos. Previamente, os materiais selecionados ao estudo foram submetidos a uma caracterização física, química, mineralógica e de seu potencial à erodibilidade. No estudo dos materiais com os ensaios pinhole foi proposta uma metodologia de identificação do gradiente hidráulico crítico ao desenvolvimento de fenômenos de erosão interna, sendo este um parâmetro passível de ser utilizado no projeto de núcleos argilosos.

O gradiente hidráulico crítico determinado nos ensaios pinhole foi utilizado na metodologia de dimensionamento da espessura mínima de núcleos argilosos, de forma que seja garantida a

segurança quanto à erodibilidade do material. Quanto à segurança à transferência de tensões e ao fraturamento hidráulico, nesta metodologia de dimensionamento foi proposta a realização de simulações numéricas que avaliem o potencial à ocorrência destes fenômenos e que permitam verificar a necessidade de adequação da espessura mínima do núcleo, inicialmente calculada para prevenir o carreamento das partículas. Esta metodologia foi implementada num estudo de caso da Barragem de Corumbá I, tendo sido coletada amostra representativa do material utilizado no núcleo desta estrutura para realização dos estudos experimentais e obtidas informações de projeto para subsidiar a etapa de simulação numérica.

6.1 CONCLUSÕES

A partir da coleta dos materiais no campo, os mesmos foram submetidos à caracterização física, química e mineralógica em laboratório. Na caracterização física os solos ME e MD foram classificados como granulares enquanto que, para o material CO, a avaliação granulométrica levou a identificação de uma maior fração de finos. Nesta avaliação, foram utilizados diferentes métodos de obtenção da curva granulométrica os quais foram coerentes em indicar a grande distinção entre os resultados obtidos com e sem o uso de agentes defloculantes para todos os materiais. Em uma barragem, tal observação ressalta a importância de se conhecer o efeito defloculante que a água do reservatório pode exercer, tendo em vista os diferentes comportamentos que podem ocorrer em função desta característica. No caso dos materiais utilizados no AHE Peixe-Angical, a realização de ensaios de granulometria com o uso da água do Rio Tocantins, onde a barragem está instalada, levou a conclusão do seu baixo efeito defloculante nesses solos.

Na caracterização dos três solos estudados segundo a metodologia MCT expedita, o material CO foi classificado como NS', o que o caracteriza como não laterítico siltoso. Este resultado indica que esse solo é pouco resistente no que se refere à ocorrência de erosão e é coerente com aqueles obtidos em sua caracterização química e mineralógica, as qual indicaram o baixo grau de intemperização deste material. Já os materiais ME e MD foram classificados, com a metodologia MCT expedita, como LA' e LG', respectivamente, o que os caracteriza como solos lateríticos. Ainda segundo a metodologia de classificação MCT expedita, os materiais ME e MD indicaram comportamento que os qualificam ao uso em obras de proteção à erosão, ao contrário do que foi verificado para o material CO.

Nos ensaios de compactação do tipo Proctor Normal foi verificado que o material ME apresentou o maior peso específico seco máximo para o menor teor de umidade ótimo. Já o

material CO foi aquele para o qual foi obtida a curva de compactação mais abatida, indicando uma menor influência do teor de umidade nos resultados do processo de compactação. Além disso, o ponto dado pelo peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo para este material ficou abaixo do grau de saturação de 80 %, diferentemente dos outros dois materiais, o que favorece a minimização da geração de poropressões durante a construção de estrutura, como os núcleos, com este material. A partir destes ensaios foram estabelecidos os parâmetros de moldagem a serem implementados nas investigações da erodibilidade dos materiais por meio dos ensaios pinhole. Porém, como nos ensaios pinhole o método de compactação de laboratório utilizado foi estático, antes foi conduzida pesquisa para avaliação da representatividade do comportamento de corpos de prova constituídos pelos materiais ME, MD e CO compactados com este método. Na comparação dos resultados obtidos nesta pesquisa para os corpos de prova moldados com os diferentes métodos de compactação foram verificados resultados coerentes nos ensaios de compressão simples, para os corpos de prova em que foi observada uma maior homogeneidade física, e nos ensaios pinhole de uma forma geral. Estes resultados levaram a conclusão de que a estrutura das partículas dos corpos de prova moldados com o método estático não influenciou nos resultados, sendo que esses indicaram que o comportamento era representativo daqueles compactados no campo.

Na caracterização mineralógica, por difratometria de raios X, nos três materiais estudados foi verificada importante ocorrência, além de quartzo, dos argilominerais ilita e caulinita. A ilita como mineral primário no solo CO indicou o seu menor grau de intemperismo. Nos estudos de caracterização química dos materiais a quantificação de pHs ácidos conduziu à conclusão de um maior potencial de floculação das partículas dos mesmos, tendo em vista que os argilominerais ocorrentes apresentam esta característica quanto maior a acidez do meio (Cardoso, 2002). Esta observação também favoreceu à justificativa do uso do método de compactação estática na moldagem dos corpos de prova ensaiados com o pinhole. Os valores de ΔpH negativos indicou o não predomínio de óxidos de ferro e alumínio nos materiais, sendo um indicativo de solos pouco intemperizados.

Na caracterização do potencial à dispersibilidade as metodologias utilizadas foram coerentes ao classificar o material CO como aquele que apresenta o maior potencial à dispersibilidade dentre os estudados. Por meio do SCS, este material apresentou grau de dispersão de 40 % e nos ensaios pinhole apresentou comportamento de incipientemente dispersivo (ND2), revelando baixa resistência na presença de elevados gradientes. A coerência foi também verificada na caracterização dos solos ME e MD como não dispersivos (ND1) em ambas as

metodologias. Avaliando o baixo percentual de sódio encontrado para esses materiais (em torno de 2 %) era esperado um comportamento não dispersivo desses solos.

Com relação à instabilidade interna, foi verificado que a metodologia de Kenney e Lau (1985) classificou as curvas granulométricas dos três materiais, obtidas com o uso de defloculação, como sendo potencialmente instáveis internamente, enquanto que as demais metodologias aplicadas conduziram a conclusões semelhantes apenas para os materiais ME e MD. As granulometrias dos três materiais, obtidas sem o uso de agentes defloculantes, foram classificadas por todas as metodologias de como sendo estáveis internamente.

Assim, da caracterização geral aplicada aos materiais ME, MD e CO podem feitas as seguintes observações: o material CO apresenta potencial a problemas quanto à erosão interna tanto no que se refere à erosão por dispersão (quando se tratar de fluxos com elevados gradientes), quanto no que se refere à instabilidade interna de suas partículas (erosão mecânica), quando na presença de agentes defloculantes. Já para os materiais ME e MD, a ocorrência de erosão interna está associada apenas à instabilidade interna (erosão mecânica) quando o fluido que percola por entre as suas partículas tiver um relevante efeito defloculante.

Foram conduzidos ensaios pinhole com o objetivo de caracterizar a ocorrência de fenômenos de erosão interna tanto por dispersibilidade como por instabilidade interna. Os resultados daí obtidos foram confrontados com as conclusões apresentadas para a caracterização geral prévia anterior com o intuito de qualificar o uso dos ensaios pinhole para a obtenção de parâmetros de projeto ao dimensionamento de núcleos argilosos. Assim, foi desenvolvida uma metodologia de condução e avaliação dos resultados dos ensaios pinhole com vistas à avaliação da ocorrência de erodibilidade interna dos solos estudados e quantificação do gradiente hidráulico crítico. Durante estes estudos foi verificada a importância da realização de observações ao longo da condução dos ensaios, de forma a descrever o comportamento do corpo de prova e da coloração do fluido percolado. Estas informações foram muito importantes na identificação da ocorrência do fenômeno de erosão interna ao longo do ensaio e na identificação do momento no qual o carregamento de partículas teve início. A avaliação da forma das curvas de carregamento e descarregamento resultantes do ensaio serve apenas como medida auxiliar na confirmação da ocorrência do fenômeno, uma vez que pode ser influenciada por imprecisões normais no processo de realização de medidas ao longo do ensaio. Durante a realização destes ensaios pinhole também foi verificada a possibilidade de quantificação do gradiente hidráulico crítico ao desenvolvimento do carregamento de partículas por meio de uma avaliação numérica do comportamento das curvas de ensaio obtidas, em

relação à curva teórica estabelecida para um furo padrão de 1 mm de diâmetro (Sherard et al., 1976b). Desta forma, alterações bruscas nas inclinações das curvas de ensaio, em relação à teórica, indicam a alteração no comportamento do corpo de prova, sendo extremamente importante ressaltar que esta informação deve ser sempre checada com as observações realizadas ao longo do ensaio. Com o emprego desta metodologia foi observada boa repetibilidade dos ensaios pinhole, com relação aos valores resultantes de gradiente hidráulico crítico, para as diversas condições de moldagem aplicadas aos corpos de prova constituídos para os três materiais estudados. Nestes resultados foi verificado que o material CO foi aquele para o qual foi caracterizada a ocorrência do fenômeno de erosão para o menor gradiente hidráulico ($i_{cr} = 8$). Neste solo foi verificada a influência das condições de moldagem no valor do gradiente hidráulico crítico, enquanto que nos demais materiais essa influência não foi observada. O material caracterizado como sendo o mais resistente ao fenômeno de erosão foi o MD ($i_{cr} = 42,5$). Para o material ME foi identificado o valor 32 como sendo aquele gradiente hidráulico capaz de iniciar o desenvolvimento do carreamento de partículas.

No geral estes resultados são bastante coerentes com aqueles previstos por meio da caracterização prévia realizada. Especialmente no que se refere às previsões do comportamento dos três materiais estudados segundo a metodologia de classificação MCT expedita e a caracterização quanto à erodibilidade, para o material CO foi previsto o maior potencial ao desenvolvimento de fenômenos de erosão interna, seguido pelos materiais ME e MD, respectivamente. A observação desta coerência entre os resultados obtidos pelas diversas metodologias aplicadas à caracterização do fenômeno de erosão interna para os materiais estudados foi considerada suficiente para qualificar o uso dos ensaios pinhole no fornecimento do gradiente hidráulico crítico como parâmetro de projeto da espessura da base de núcleos argilosos.

Com base nestas conclusões foi desenvolvida uma metodologia de dimensionamento da espessura mínima da base de núcleos argilosos de barragens de enrocamento quanto à segurança contra a ocorrência de fenômenos de erosão interna e transferência de tensões. Esta metodologia está pautada na determinação inicial da espessura mínima do núcleo quanto à erosão, com base no gradiente hidráulico crítico obtido nos ensaios pinhole realizados para corpos de prova moldados segundo a variabilidade geotécnica dos materiais compactados no campo. Esta espessura inicial, então, é utilizada no projeto da barragem o qual é submetido à simulação numérica para avaliação da ocorrência da transferência de tensões e do fenômeno de fraturamento hidráulico. Caso seja caracterizada a possibilidade de ocorrência destes

fenômenos, a espessura deverá ser aumentada gradativamente até se alcançar uma condição segurança contra os mesmos. Assim, esta nova espessura, segura tanto quanto à erodibilidade quanto à transferência de tensões, deverá ser recomendada ao projeto para a realização das demais análises necessárias (estabilidade e percolação).

Com intuito de exemplificar o uso desta metodologia a mesma foi aplicada ao estudo de caso da Barragem de Corumbá I. Esta trata-se de uma barragem de enrocamento, com núcleo central argiloso (material CO), de 90 m de altura e 540 m de comprimento de crista. A espessura da base do núcleo especificada no projeto foi de 50 m, sendo que seu posicionamento em relação ao restante do barramento (central) foi condicionado especialmente pela incorporação de ensecadeiras no corpo principal da barragem.

A avaliação do comportamento quanto à erodibilidade do material CO levou a identificação do gradiente hidráulico crítico igual a 8, o qual ocorreu para a condição de moldagem equivalente ao grau de compactação de 98 % e teor de umidade do ramo úmido da sua curva de compactação. O uso deste i_{cr} levou a determinação do valor 28 m para a espessura mínima da base do núcleo constituído por este material. O projeto original da Barragem de Corumbá I foi então modificado no que diz respeito a esta dimensão para que fosse conduzida a simulação numérica do seu comportamento quanto à transferência de tensões. Nesta simulação não foi verificada a ocorrência de transferência de tensões do núcleo para a transição, nem tão pouco de fraturamento hidráulico, devido à proximidade nos valores dos módulos de deformabilidade desses materiais. Essa análise qualificou o uso da espessura de 28 m para a base do núcleo quanto a segurança contra fenômenos de erosão interna e transferência de tensões. Esses resultados encontrados indica a possibilidade de otimização da espessura de núcleos utilizando a metodologia proposta, como no caso da barragem de Corumbá I, reduzindo o volume necessário de material argiloso nessas estruturas. Deve ser ressaltado, porém, que a espessura final de projeto ainda deve contemplar análises de estabilidade e percolação.

Assim, conclui-se que o uso de ensaios pinhole no dimensionamento de núcleos argilosos de barragens de enrocamento é bastante promissor, tanto no que diz respeito a sua simplicidade e rapidez de execução, quanto ao seu potencial de qualificação e quantificação do potencial à erodibilidade dos solos. Deve ser ressaltada, porém, a necessidade de investigações mais abrangentes, especialmente no que se refere a diferentes tipos de solos e na aferição dos seus resultados a partir de outros ensaios mais sofisticados de previsão à erosão interna, para confirmar esta metodologia.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Muitos avanços ainda podem e precisam ser feitos para checar e até melhorar as propostas feitas nesta pesquisa. Com o intuito de incentivar e auxiliar neste desenvolvimento, abaixo são apresentadas algumas sugestões de aprofundamentos que poderão ser implementadas em pesquisas futuras:

- ✓ Aplicar a metodologia de análise do ensaio pinhole para outros materiais, objetivando checá-la e adequá-la, caso necessário, para diferentes tipos de solos não contemplados nesta pesquisa;
- ✓ Avaliar a influência de diversos métodos de compactação de laboratório nos resultados do ensaio pinhole, buscando obter corpos de prova caracterizados pela ocorrência tanto da estruturação floculada quanto dispersa das partículas.
- ✓ Realizar ensaios de laboratório mais representativos das condições de percolação de campo, como bomba de fluxo e permeabilidade em câmara triaxiais. Os resultados desses ensaios poderão ser utilizados na aferição dos resultados de ensaios pinhole e na melhor definição do fator de segurança deste ensaio a ser recomendado na determinação da espessura mínima ao carregamento de partículas;
- ✓ Realizar ensaios simulando o estado de tensões ocorrente em núcleos de barragens para verificar a sua influência no valor do gradiente hidráulico crítico;
- ✓ Estudar mais detalhadamente a influência de fluidos com diversas características químicas, passíveis de ocorrer em um reservatório de barragem, no potencial à erodibilidade dos solos e no valor do gradiente crítico;
- ✓ Aprofundamento da simulação numérica checando os efeitos da variação da posição do núcleo e o comportamento quanto à estabilidade e percolação do barramento com o intuito de propor a espessura final de projeto da base do núcleo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1984). NBR 6459. Solo – Determinação do limite de liquidez. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- ABNT (1984). NBR 6508. Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 8p.
- ABNT (1984). NBR 7180. Solo – Determinação do limite de plasticidade. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 3p.
- ABNT (1984). NBR 7181. Solo – Análise granulométrica. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 13p.
- ABNT (1986). NBR 6457. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. ABNT, São Paulo, SP, 7p.
- ABNT (1986). NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 10p.
- ABNT (1992). NBR 12770. Solo Coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 4p.
- ABNT (1996). NBR 13602. Solo – Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo – Ensaio de Dispersão SCS. ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 5p.
- ABNT (1998). NBR 14114. Solo – Solos argilosos dispersivos – Identificação e classificação por meio do ensaio do furo de agulha (pinhole test). ABNT, Rio de Janeiro, RJ, 8p.
- Aiaban, S.A. & Znidarcic, D. (1989). Evaluation of the flow pump and constant head techniques for permeability measurements. *Geotechnique*, 39(4): 655-666.
- Alonso, E.E. (1997). Flow and hydraulic fracture in earthfill dams. 19th International Congress on Large Dams, ICOLD, Florence, Itália, 2:521-549.
- Arulanandan, K. & Perry, E.B. (1983). Erosion in relation to filter design criteria in earth dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 109(5): 682-698.
- Arulanandan, K., Loganathan, P. & Krone, R.B (1975). Pore eroding fluid influences on surface erosion on soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 101(1): 51-66.
- Bordeaux, G. (1979). Barragens de Terra e Enrocamento – Apostila do Curso de Extensão Universitária. UnB-ABMS, Brasília, DF, 312p.
- Botelho, A.P.D. (2001). Implementação de Metodologias de Ensaio para Determinação de Relações Constitutivas de Processos de Fluxo em Solos com a Utilização da Bomba de Fluxo. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.
- Brinkgreve, R.B.J. & Vermeer, P.A. (1998). *Plaxis 2D 7.2 – Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. Rotterdam, Netherlands, 482p.

Camapum de Carvalho, J., Crispel, J.J., Mieussens, C. & Nardone, A. (1987). La reconstitution des éprouvettes en laboratoire – Théorie et pratique opératoire. Repport de recherche LPC N° 145, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, França, 54p.

Cardoso, F.B.F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado. Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 356p.

CBDB (2000). Main Brazilian Dams – Design, Construction and Performance. CBDB, Rio de Janeiro, RJ, 2 vol., 496p.

Cedergren, H.R. (1973). Seepage control in earth dams. Embankment-Dam Engineering - Casagrande Volume. R.C. Hirschfeld & S.J. Poulos (eds.), John Wiley & Sons, New York, USA, pp. 21-45.

Choairy, C.F. (1993). Previsão de Tensões e Deformações do Material do Núcleo da Barragem da UHE Corumbá I. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 139p.

Coelho Neto, A.L. (1998). Hidrologia de encosta na interface com a geomorfologia. Geomorfologia – Uma Atualização de Base e Conceitos, Guerra, A.J.T. & Cunha, S.B. (eds.), Bertrand, Rio de Janeiro, RJ, 472p.

Cooke, J.B. (1964). Design, Methods of Construction and Performance of High Rockfill Dams. 8th International Congress on Large Dams, ICOLD, Edinburgh, Inglaterra, 4: 595-621.

Dolezalová, M. (1970). Effect of steepness of rock canyons slopes on cracking of clay cores of rock-and-earthfill dams. 10th International Congress on Large Dams, ICOLD, Montréal, Canadá, 1:215-224.

Fácio, J.A. (1991). Proposição de uma Metodologia de Estudo da Erodibilidade dos Solos do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 120p.

Farias, M.M. (1993). Numerical Analysis of Clay Core Dams. PhD Thesis, University of Walles, Inglaterra, 161p.

Fenton, G.A. & Griffiths, D.V. (1997). Extreme hydraulic gradient statistics in stochastic earth dam. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(11): 995-1000.

Foster, M., Fell, R. & Spannagle, M. (2000a). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5): 1000-1024.

Foster, M., Fell, R. & Spannagle, M. (2000b). A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(5): 1025-1061.

Furnas (????). Memória Geotécnica da Barragem de Enrocamento de UHE Corumbá I. Departamento de Apoio e Controle Tecnológico, Furnas Centrais Eletricas SA, Aparecida de Goiânia, GO, 72p.

Hargerty, D.J. (1991). Piping/sapping erosion. I: basic considerations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(8): 991-1008.

Hjeldnes, E.I & Lavania, B.V.K. (1980). Cracking, leakage, and erosion of earth dam materials. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 106(2): 117-135.

Honjo, Y., Haque, M.A. & Tsai, K.A. (1996). Self-filtration of broadly and gap graded cohesionless soils. *Geofilters'96*, Montreal, Canadá, pp. 227-236.

-
- Indraratna, B. & Vafai, F. (1997). Analytical model for particle migration within base soil-filter system. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123(2): 100-109.
- Indraratna, B. e Radampola, S. (2002). Analysis of critical hydraulic gradient for particle movement in filtration. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 128(4): 347-350.
- Jacinto, E.C (2005). Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Emulsão para Uso em Barragens. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 160p.
- Jaworski, G.W., Duncan, J.M. & Seed, H.B. (1981). Laboratory study of hydraulic fracturing. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 107(6): 713-732.
- Johansen, P.M. & Eikevik, J.H. (1997). Internal erosion and rehabilitation of Jukla rockfill dams. 19th International Congress on Large Dams, ICOLD, Florence, Itália, 2:245-253.
- Kennard, M.F., Penman, A.D.M. & Vaughan, P.R. (1967). Stress and strain measurements in the clay core at Balderhead dam. 9th International Congress on Large Dams, ICOLD, Istambul, 3:129-151.
- Kenney, T.C. & Lau, D. (1985). Internal stability of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal*, 22: 215-225.
- Kulhawy, F. H. & Gurtowski, T.M. (1976). Load transfer and hydraulic fracturing in zoned dams. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 102(9): 963-974.
- Lafleur, J., Mlynarek, J. & Rollin, A.L. (1989). Filtration of broadly graded cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 115(2): 1747-1768.
- Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1979). *Soil Mechanics*. Massachusetts Institute of Technology, John Wiley & Sons, 553p.
- Lima, M.C. (2003). Degradação Físico-Química e Mineralógica de Maciços Junto às Voçorocas. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 336p.
- Locke, M.R. (2001). Analytical and Laboratory Modelling of Granular Filters for Embankment Dams. PhD Thesis, Faculty of Engineering, University of Wollongong, Australia, 334p.
- Löfquist, B. (1951). Earth pressures in a thin impervious core. 4th International Congress on Large Dams, ICOLD, New Delhi, India, 1:99-109.
- Maksimovic, M. (1973). Optimum position of the central clay core of a rockfill dam in respect to arching and hydraulic fracture. 11th International Congress on Large Dams, ICOLD, Madrid, Espanha, 3:789-800.
- Meyer, W., Schuster, R.L. & Sabol, M.A. (1994) Potencial for seepage erosion of landslide dam. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 120(7): 1211-1228.
- Moreira, J.E. (1981). Considerações sobre projetos de barragens de terra e enrocamento. *Barragens de Terra e Enrocamento*. ABMS/DF, Brasília, DF, pp. VIII/01-VIII/18.
- Muñoz, C.S. (2005). Desempenho de Geotêxteis na Filtração de Solos Internamente Instáveis. Dissertação de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP, 109p.

-
- Musman, J.V.R. (2002). Análise Tensão-Deformação da Barragem da UHE Nova Ponte. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, UFOP, Ouro Preto, MG, 143p.
- Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (1994). Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, 4: 1293-1300.
- Penman, A.D.M. & Charles, J.A. (1979). The influence of their interfaces on the behavior of clay cores in embankment dams. 13th International Congress on Large Dams, ICOLD, New Delhi, India, 1:695-714.
- Pereira, D.A. (2005). Previsão de Poropressão Construtiva em Barragens Via Simulação Numérica. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 112.
- Pessoa, F.H. C. (2004). Análise dos Solos de Urucu para Fins de Uso Rodoviário. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 151p.
- Radampola, S.S. (2001). Geohydraulic Aspects of Dam Filters. Master of Engineering Thesis, Faculty of Engineering, University of Wollongong, Australia, 173p.
- Reddi, L. N., Lee, I-M. & Bonala, M.V.S. (2000). Comparison of internal and surface erosion using flow pump tests on a sand-kaolinite mixture. *Geotechnical Testing Journal*, 23(1): 116-122.
- Ribas, J.B.M. & Shimabukuro, M. (1992). AHE Corumbá I – O projeto da barragem de enrocamento. XX Seminário Nacional de Grandes Barragens, CBGB, Curitiba, PR, 2: 27-40.
- Rico, A. & Castillo, H. (1976). *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas*. Editorial Limusa, Mexico.
- Rodrigues, J.E. (1984). Estudo geotécnico dos fenômenos erosivos acelerados (voçorocas). 4^o Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, ABGE, Belo Horizonte, MG, 169-12pp.
- Santos, R.M.M. & Camapum de Carvalho, J. (1998). Ensaio de erodibilidade em voçorocas do município de Goiânia. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, DF, 1: 581:588.
- Schober, W. (1967). Behaviour of the Gepatsch rockfill dam. 9th International Congress on Large Dams, ICOLD, Istamboul, 3:677-699.
- Sharma, H.D, Nayak, G.C. & Maheshwari, J.B. (1979). Nonlinear analysis of a high rockfill dam with earth core. 13th International Congress on Large Dams, ICOLD, New Delhi, India, 1:879-894.
- Sherard, J. L. (1979). Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils. 13th International Congress on Large Dams, 2: 25-35.
- Sherard, J. L., Dunnigan, L.P. & Talbot, J. R. (1984b). Filters for silts and clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 110 (6): 701-718.
- Sherard, J.L. (1973). Embankment dam cracking. *Embankment-Dam Engineering - Casagrande Volume*. R.C. Hirschfeld & S.J. Poulos (eds.), John Wiley & Sons, New York, USA, pp. 21-45.
- Sherard, J.L. (1985). Hydraulic fracturing in embankment dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(10): 905-927.
-

-
- Sherard, J.L. (1986). Hydraulic fracturing in embankment dams. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (10):905-927.
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P. & Decker, R.S. (1976a). Identification and nature of dispersive soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(4): 287-301.
- Sherard, J.L., Dunnigan, L.P., Decker, R.S. & Steele, E.F. (1976b). Pinhole test for identifying dispersive soils, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(1): 69-85
- Sherard, J.L., Woodward, R.J., Gizienski, S.F. & Clevenger, W.A. (1963). *Earth and Earth-Rock Dams - Engineering Problems of Design and Construction*. John Wiley and Sons Inc., New York, USA, 725p.
- Silva, W.S. (1999). Desenvolvimento de um Edômetro para Ensaio de Adensamento Induzido por Forças de Percolação. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 112p.
- Squier, L.R. (1970). Load transfer in earth and rockfill dams. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96(1): 213-233.
- Thomas, H.H. (1979). *The Engineering of Large Dams*. John Wiley & Sons, Londres, Inglaterra, 2 vol., 777p.
- Tomlinson, S.S. & Vaid, Y.P. (2000). Seepage forces and confinement pressure effects on piping erosion. *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 1-13.
- Vaughan, P.R. & Soares, H.F. (1982). Design of filters for clay cores of dams. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 108(1): 17-31.
- Viotti, C.B. (1997). Longitudinal cracking at Emborcação Dam. 19th International Congress on Large Dams, ICOLD, Florence, Itália, 4:735-747.
- Wolski, W., Fürstenberg, A., Mioduszewski, W. & Reczek, J. (1970). Protection against piping of dams cores made of flysh origin cohesive soils. 10th ICOLD Congress, ICOLD, Montreal, Canadá, 1: 575-585.

A. CURVAS DOS ENSAIOS PINHOLE REALIZADOS COM O MATERIAL ME

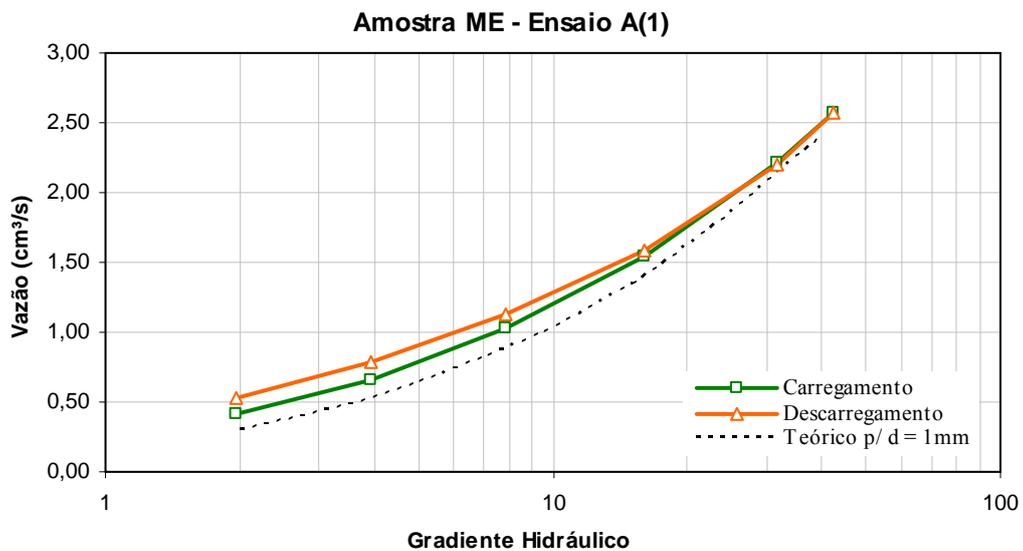


Figura A.1 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(1) na Amostra ME.

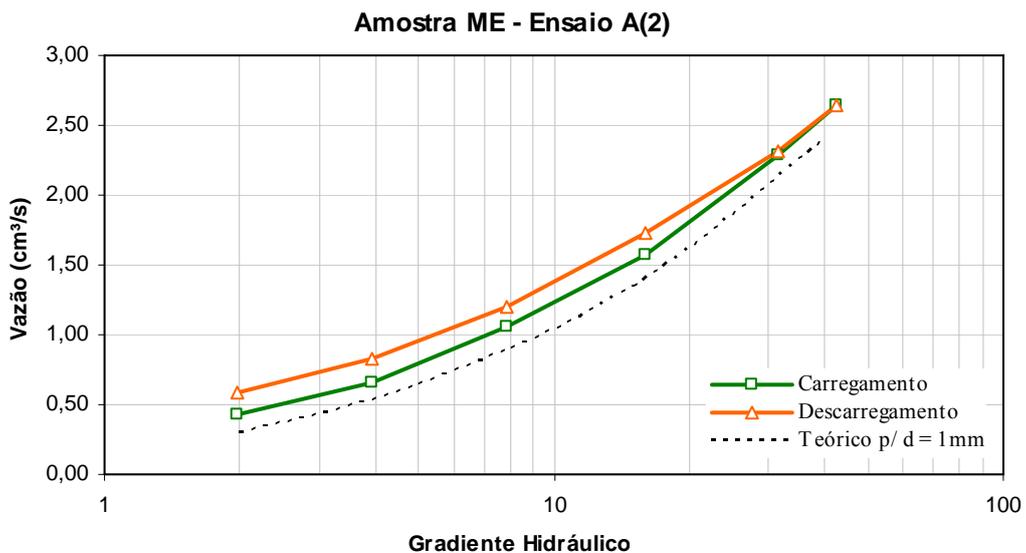


Figura A.2 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(2) na Amostra ME.

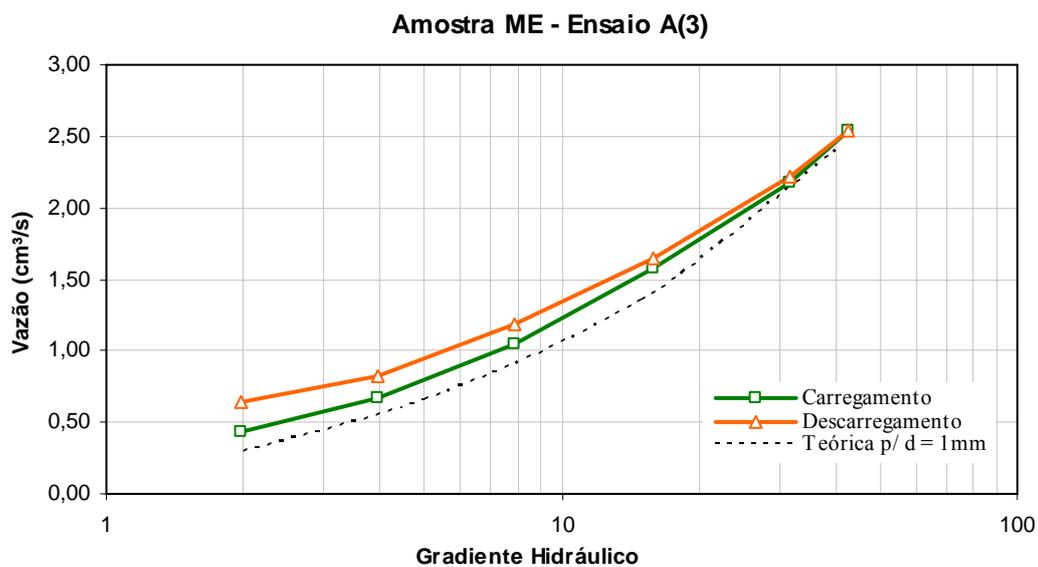


Figura A.3 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(3) na Amostra ME.

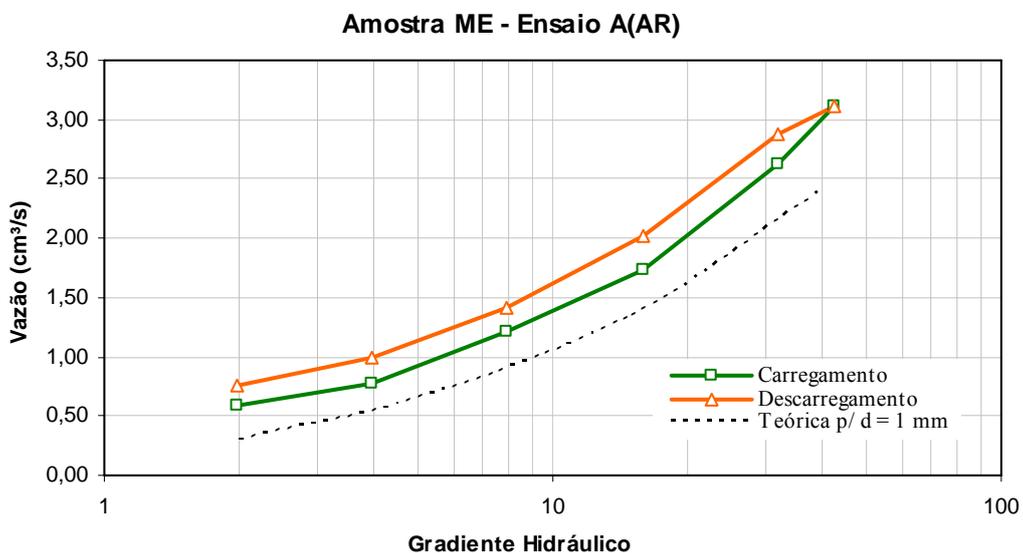


Figura A.4 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(AR) na Amostra ME.

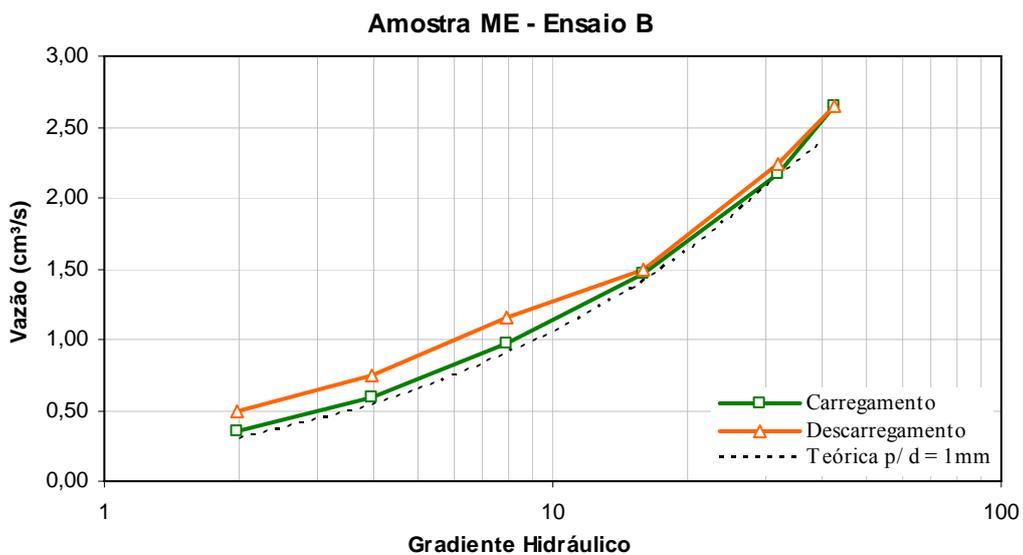


Figura A.5 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio B na Amostra ME.

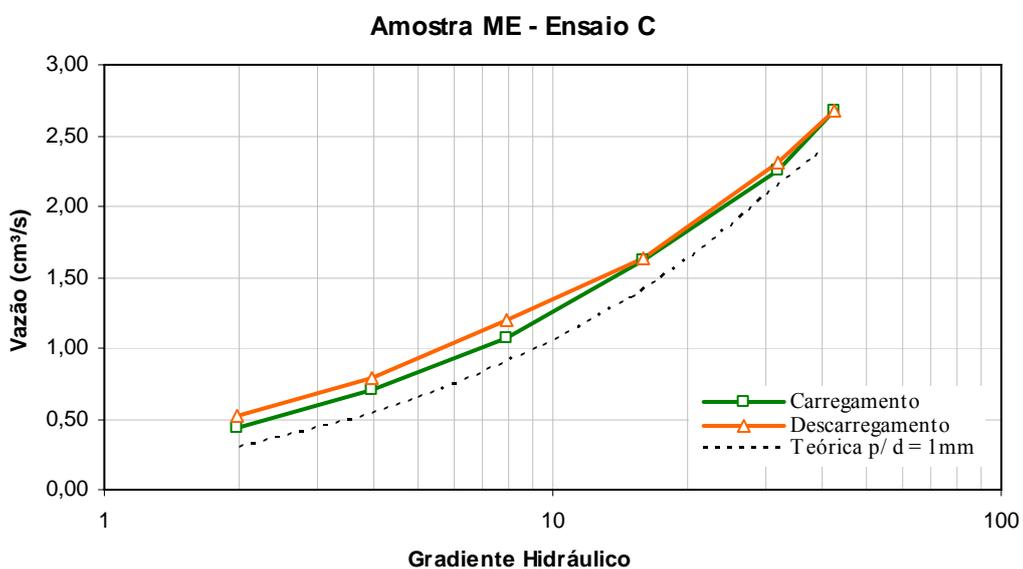


Figura A.6 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio C na Amostra ME.

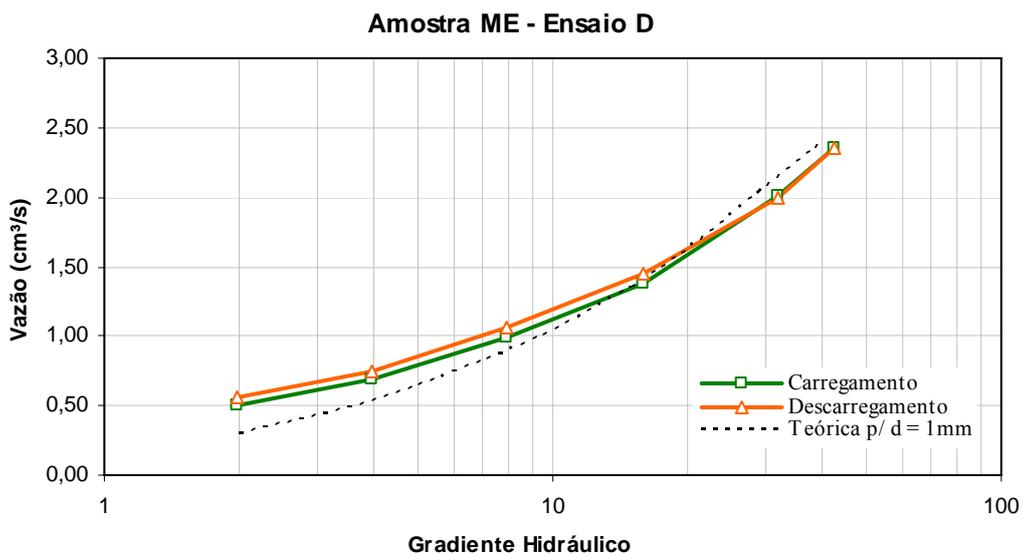


Figura A.7 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio D na Amostra ME.

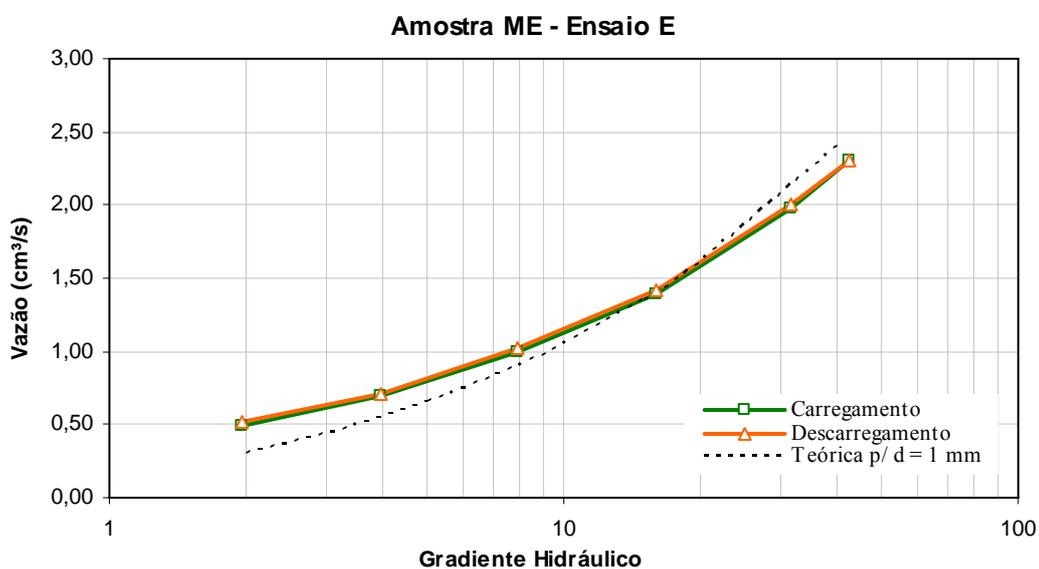


Figura A.8 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio E na Amostra ME.

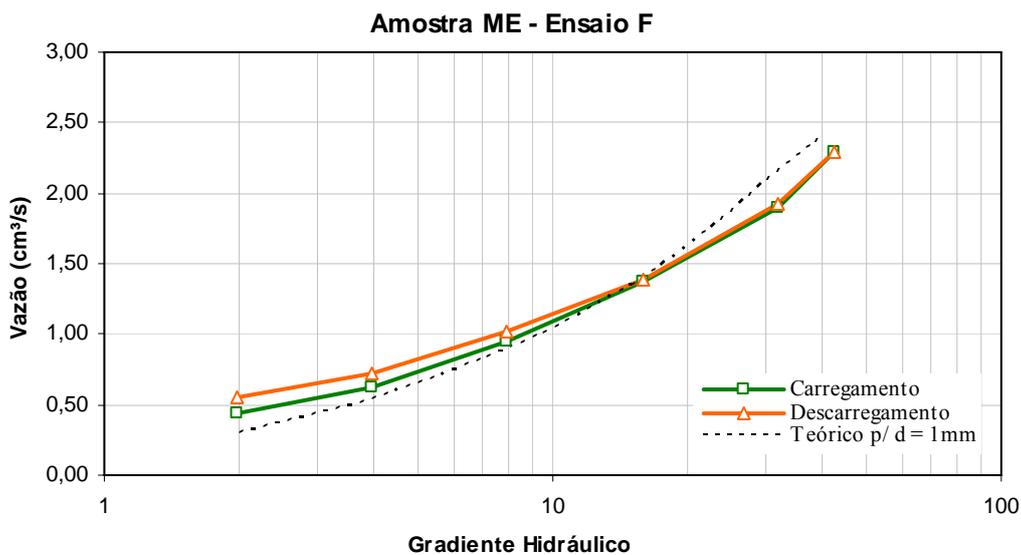


Figura A.9 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio F na Amostra ME.

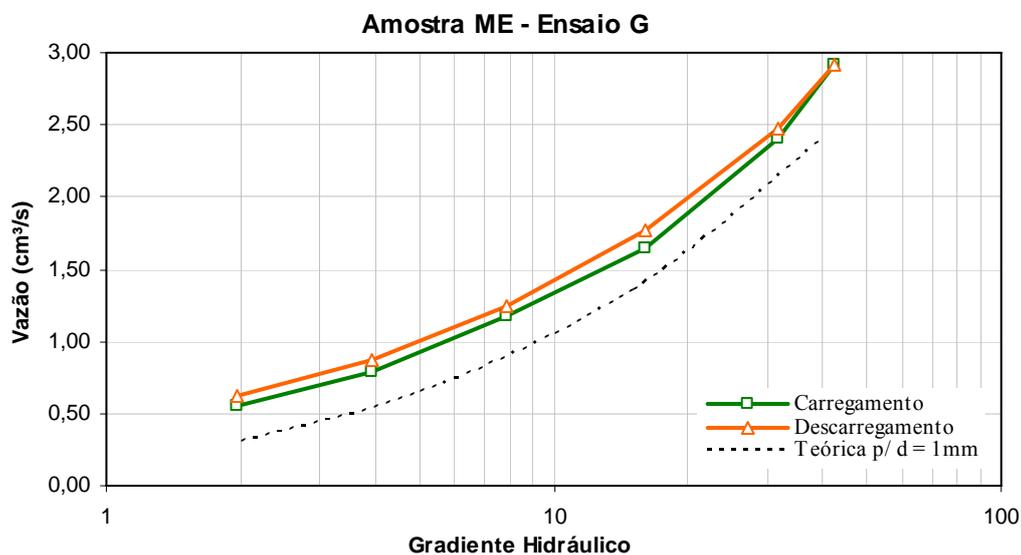


Figura A.10 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio G na Amostra ME.

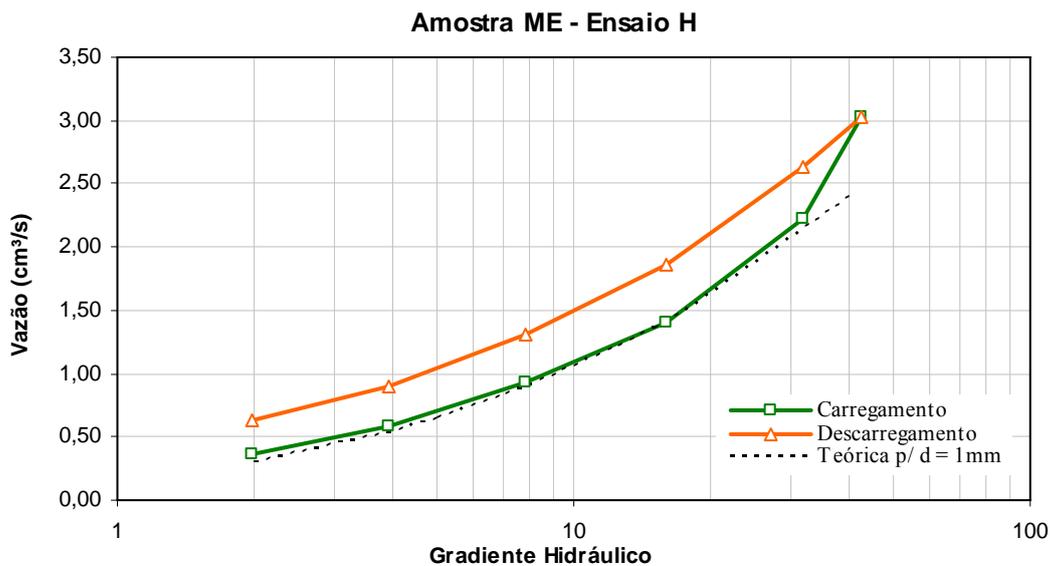


Figura A.11 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio H na Amostra ME.

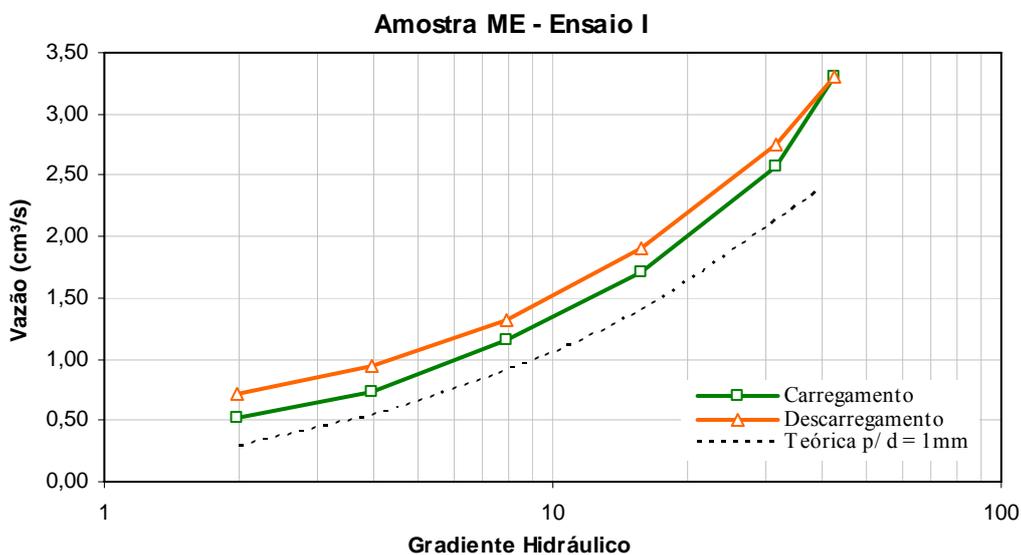


Figura A.12 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio I na Amostra ME.

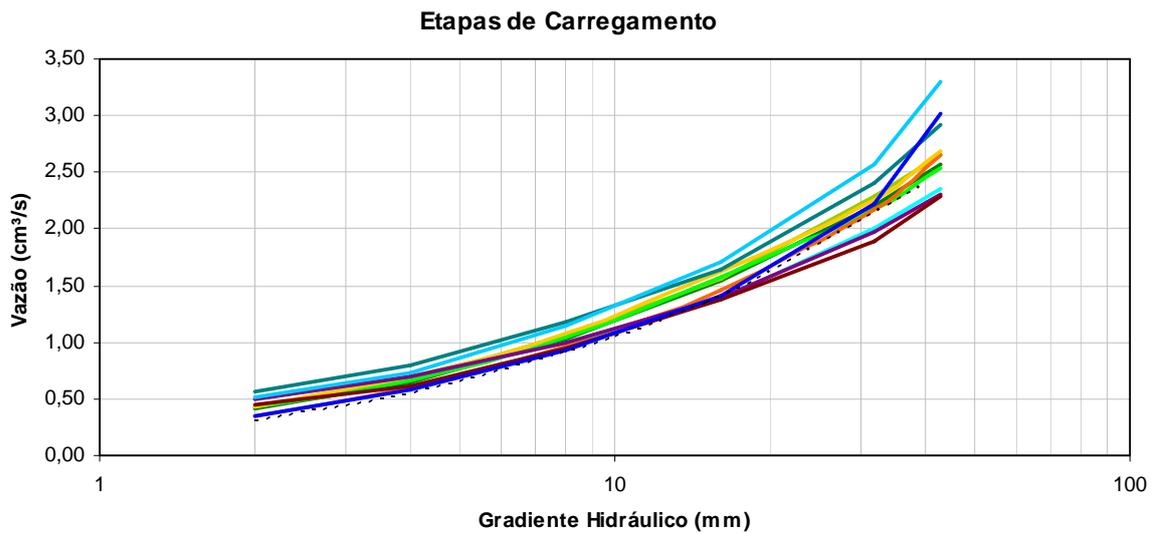


Figura A.13 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão de Todos os Ensaio Realizados com a Amostra ME – Faixa de Variação.

B. CURVAS DOS ENSAIOS PINHOLE REALIZADOS COM O MATERIAL MD

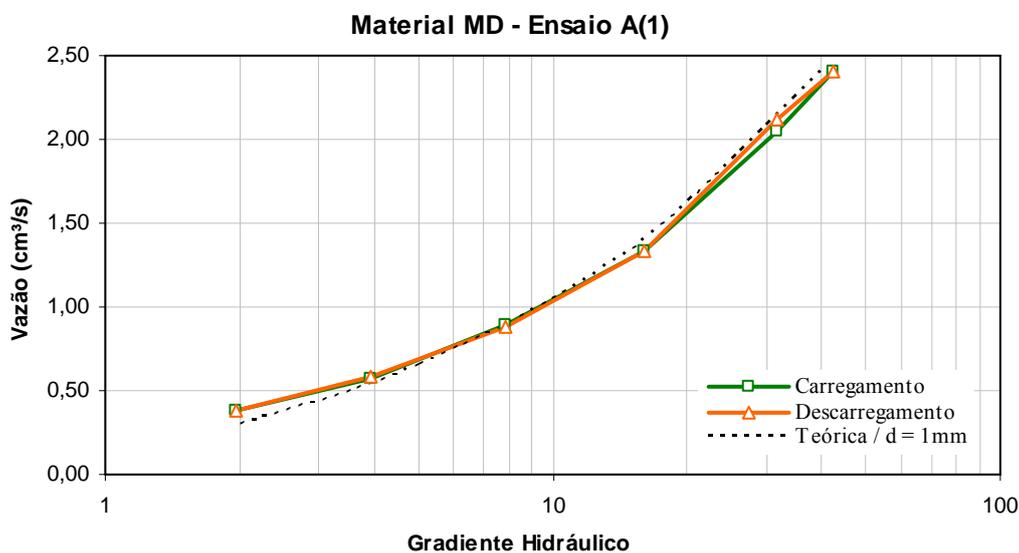


Figura B.1 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(1) na Amostra MD.

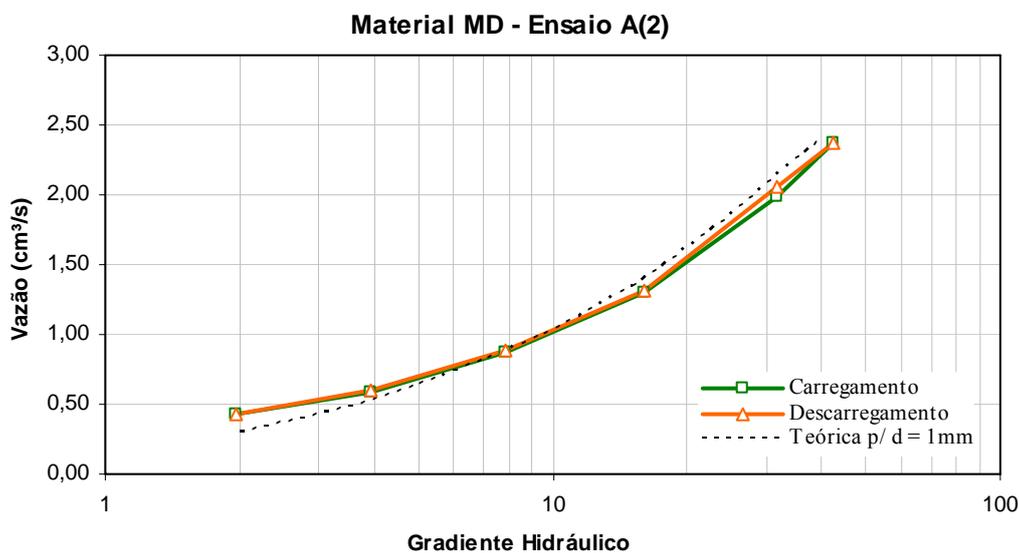


Figura B.2 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(2) na Amostra MD.

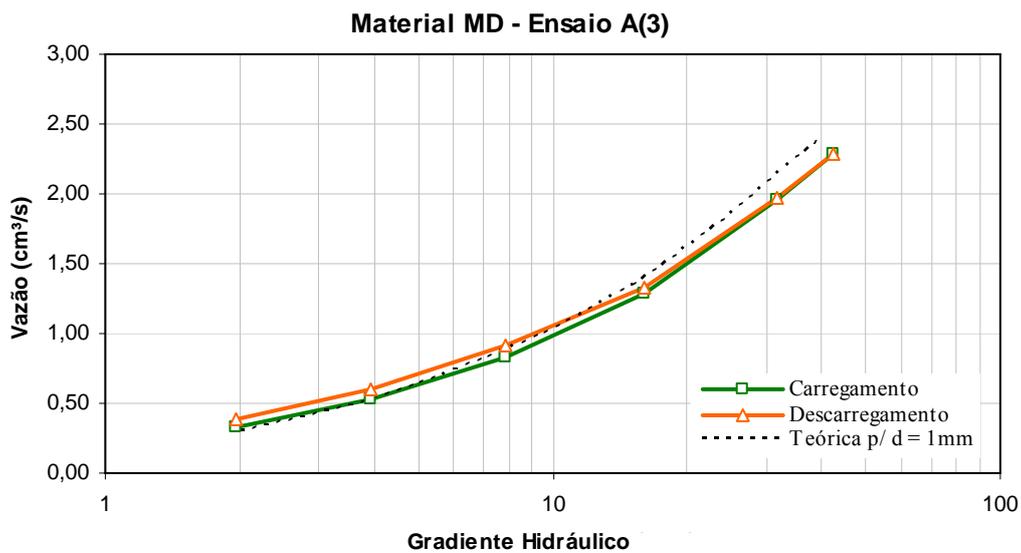


Figura B.3 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(3) na Amostra MD.

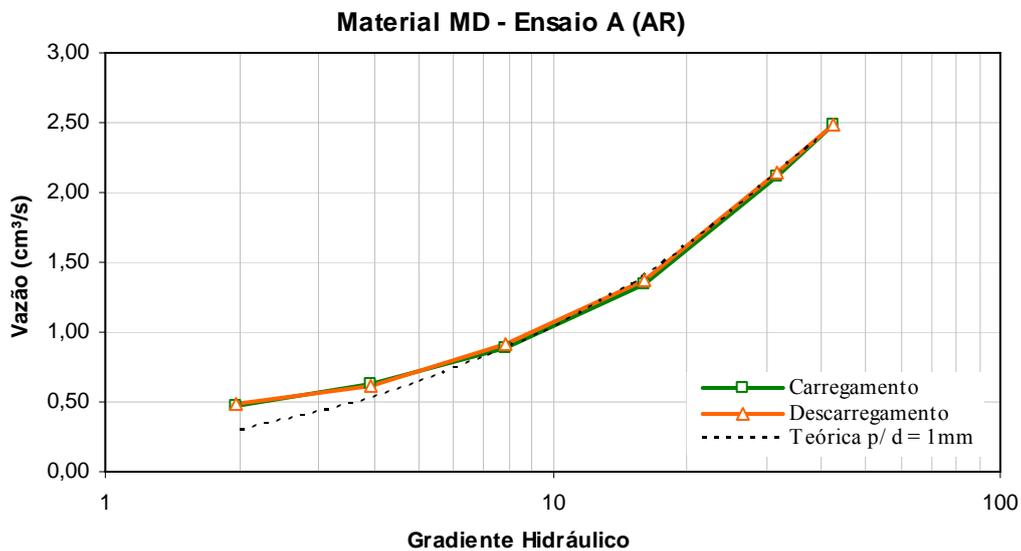


Figura B.4 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(AR) na Amostra MD.

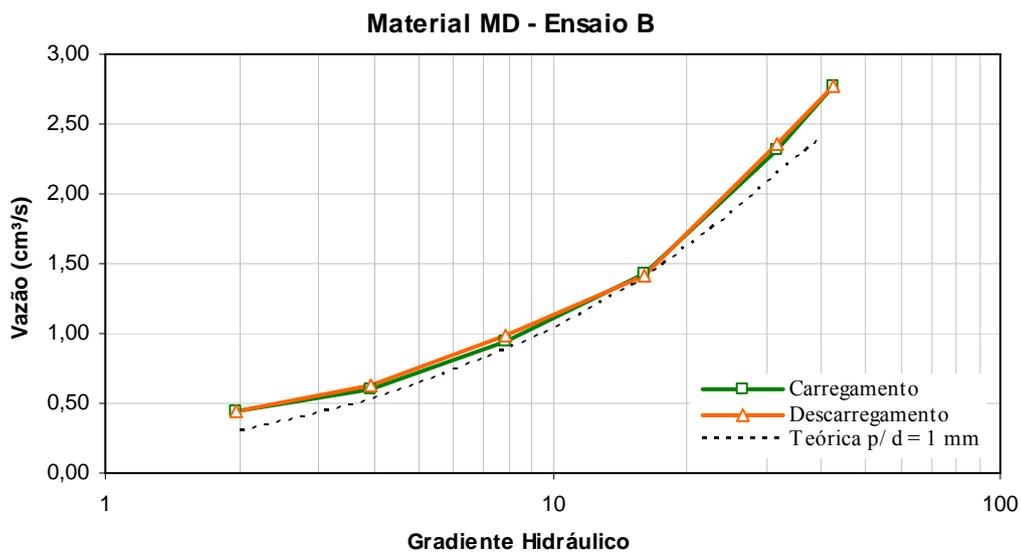


Figura B.5 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio B na Amostra MD.

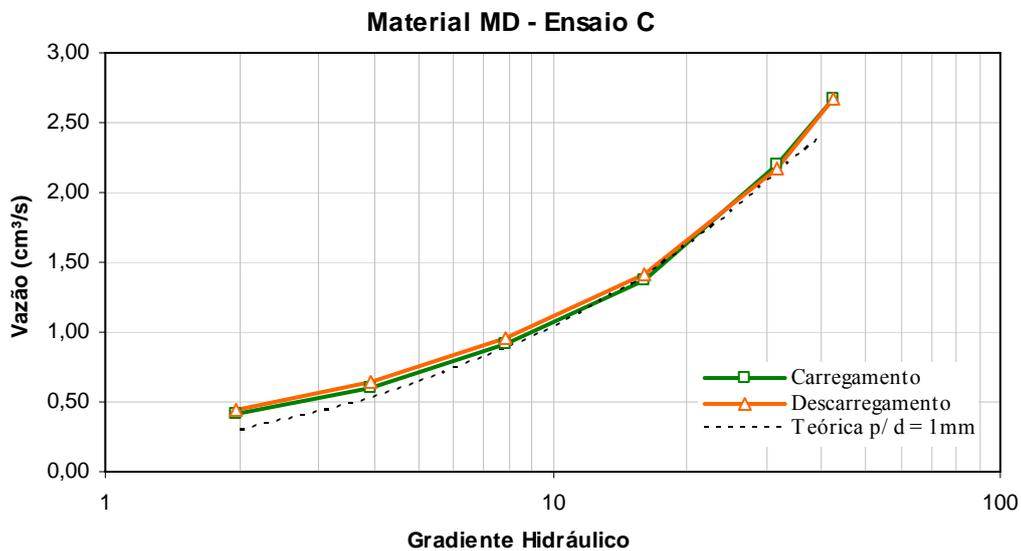


Figura B.6 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio C na Amostra MD.

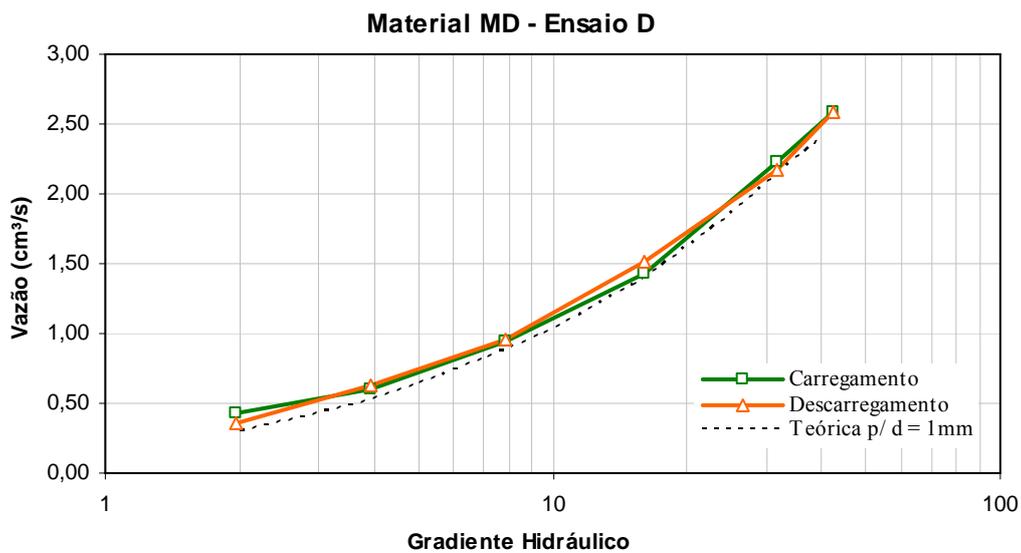


Figura B.7 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio D na Amostra MD.

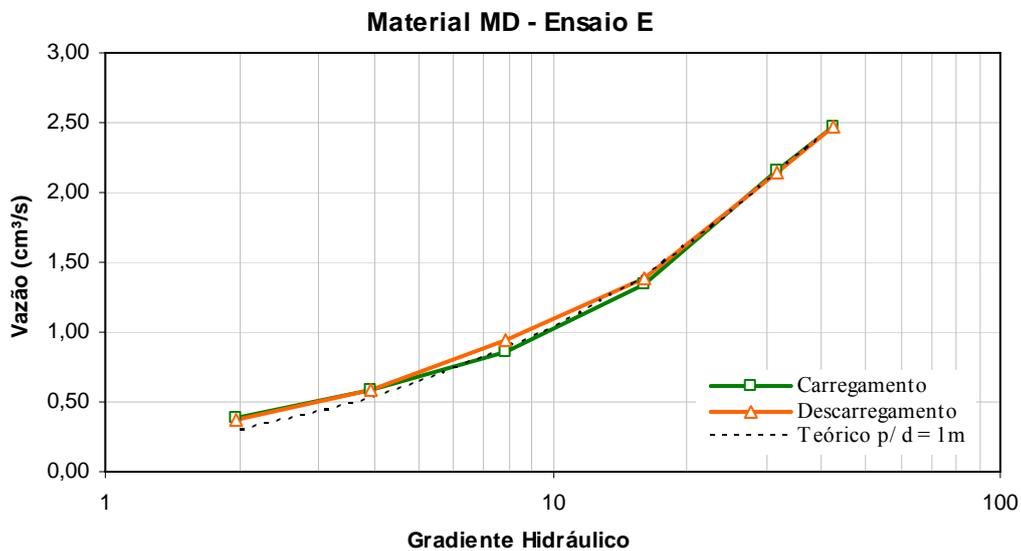


Figura B.8 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio E na Amostra MD.

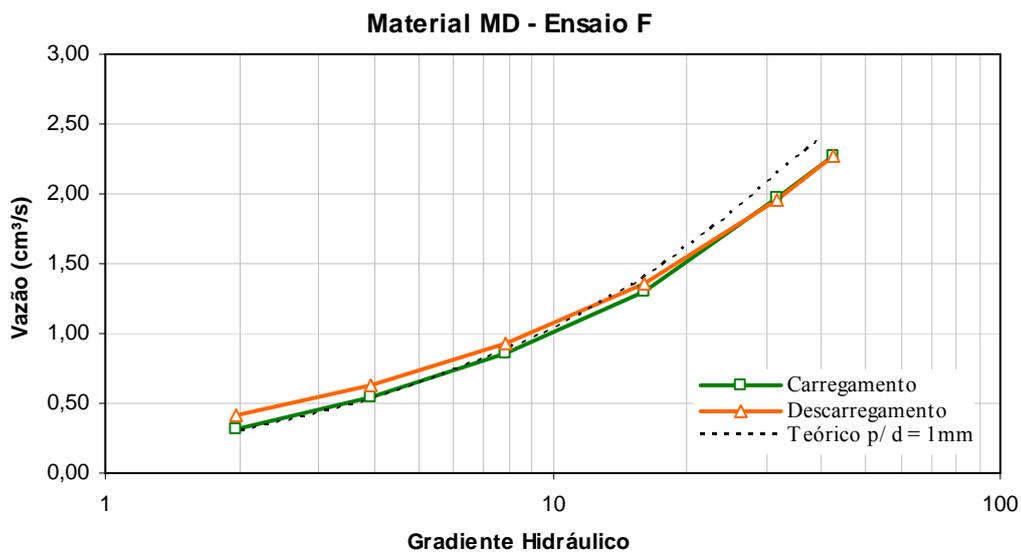


Figura B.9 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio F na Amostra MD.

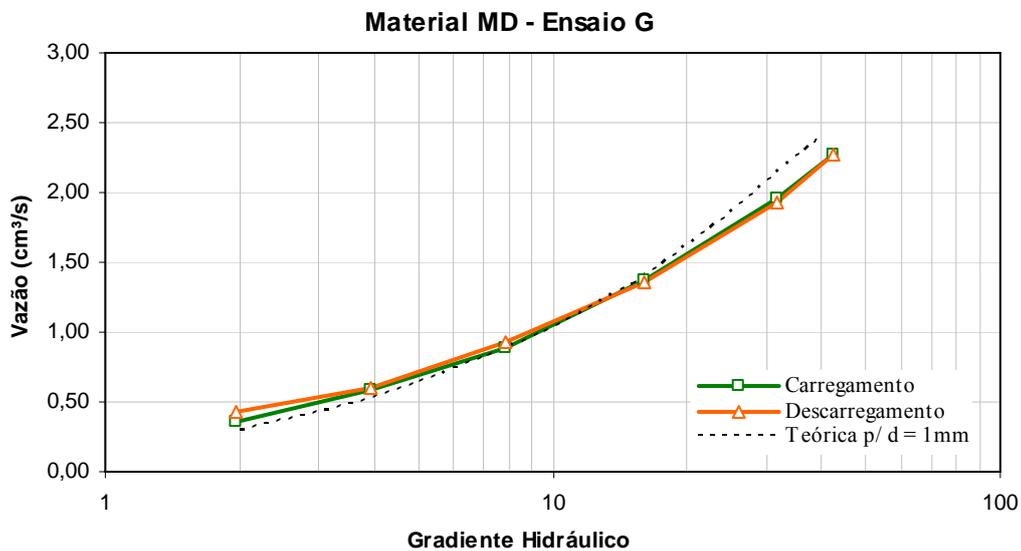


Figura B.10 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio G na Amostra MD.

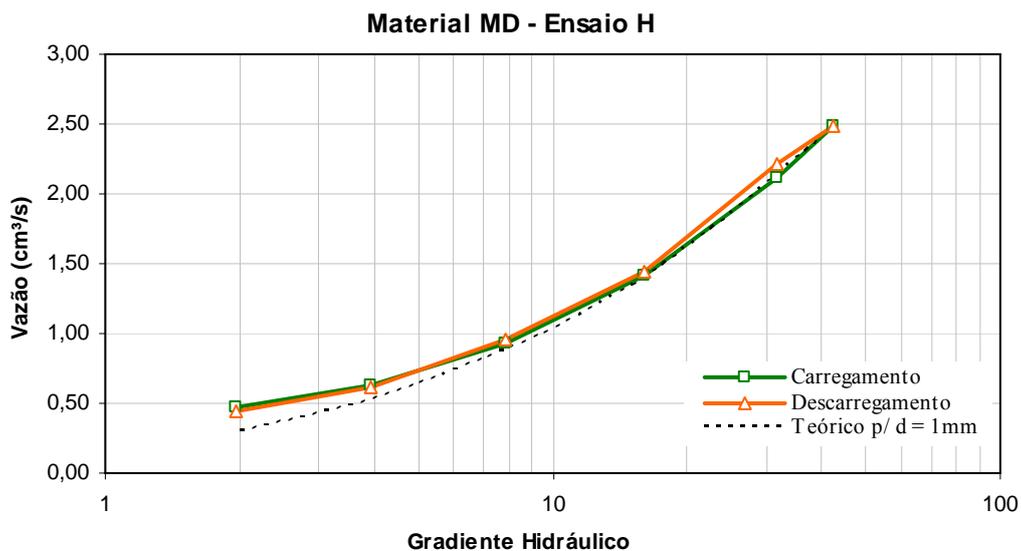


Figura B.11 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio H na Amostra MD.

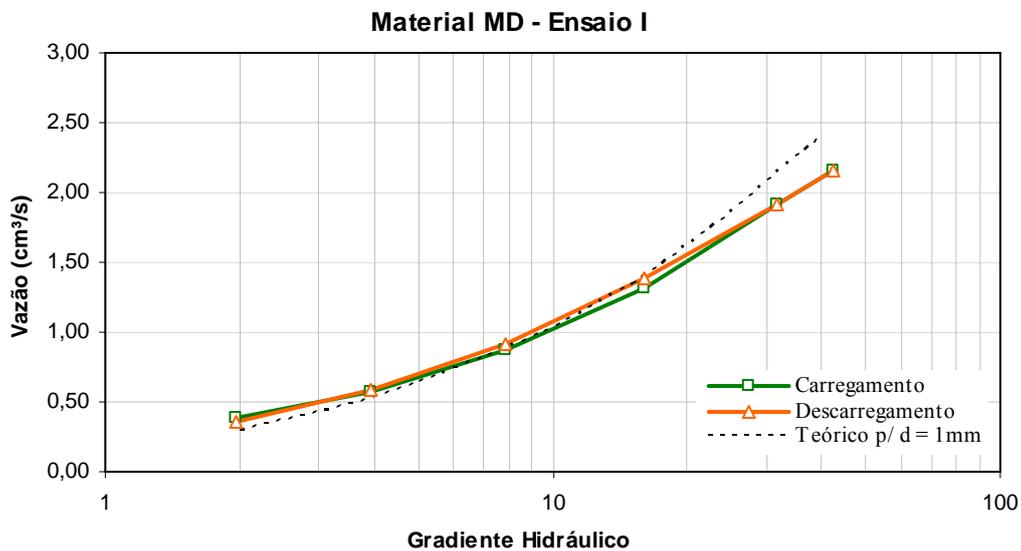


Figura B.12 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio I na Amostra MD.

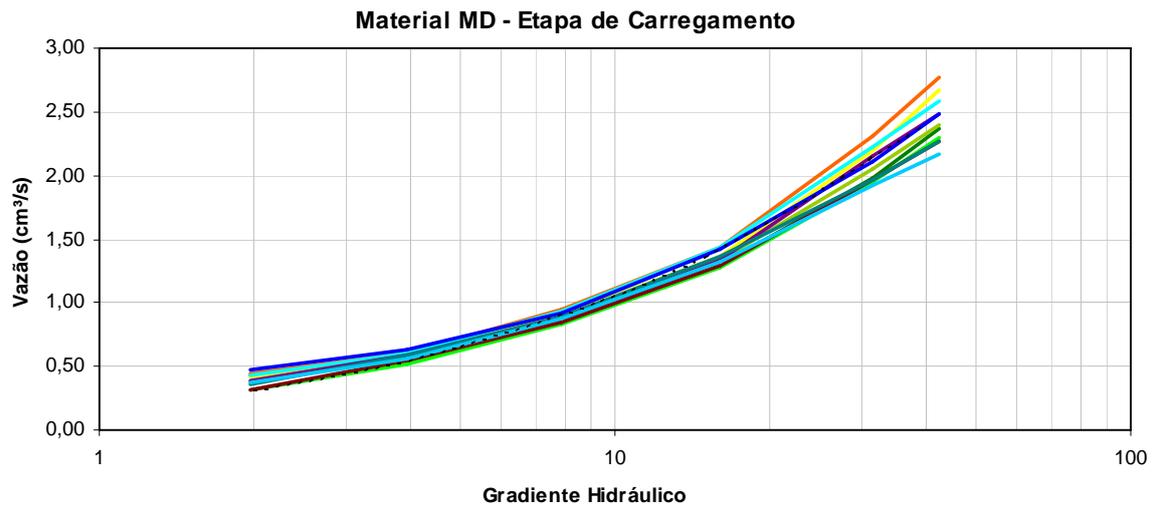


Figura B.13 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão de Todos os Ensaio Realizados com a Amostra MD – Faixa de Variação.

C. CURVAS DOS ENSAIOS PINHOLE REALIZADOS COM O MATERIAL CO

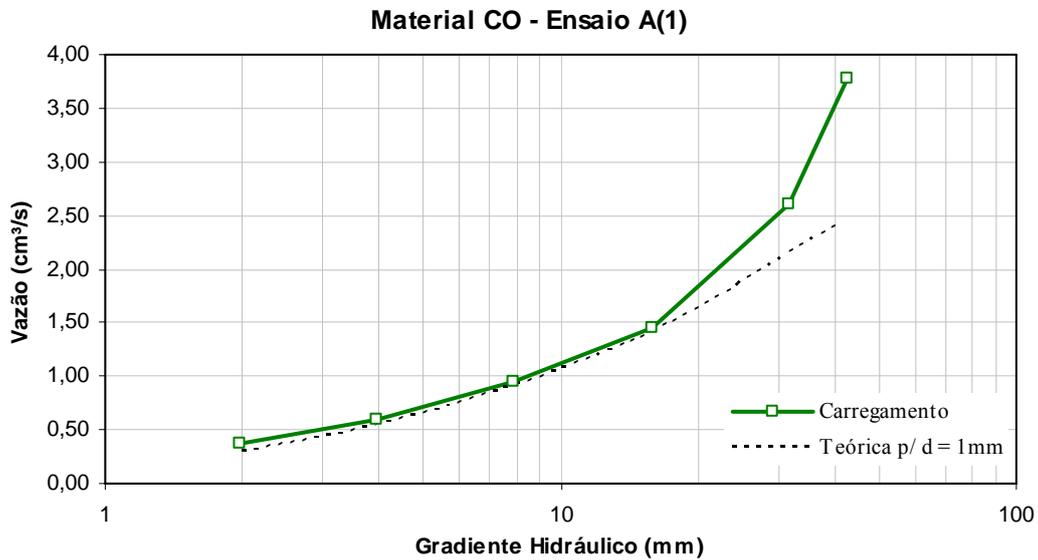


Figura C.1 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(1) na Amostra CO.

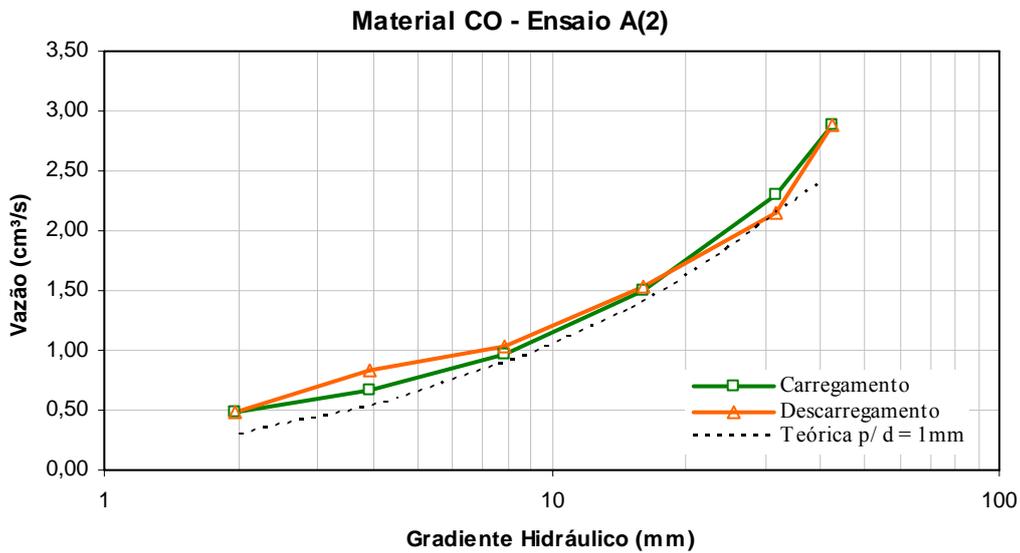


Figura C.2 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(2) na Amostra CO.

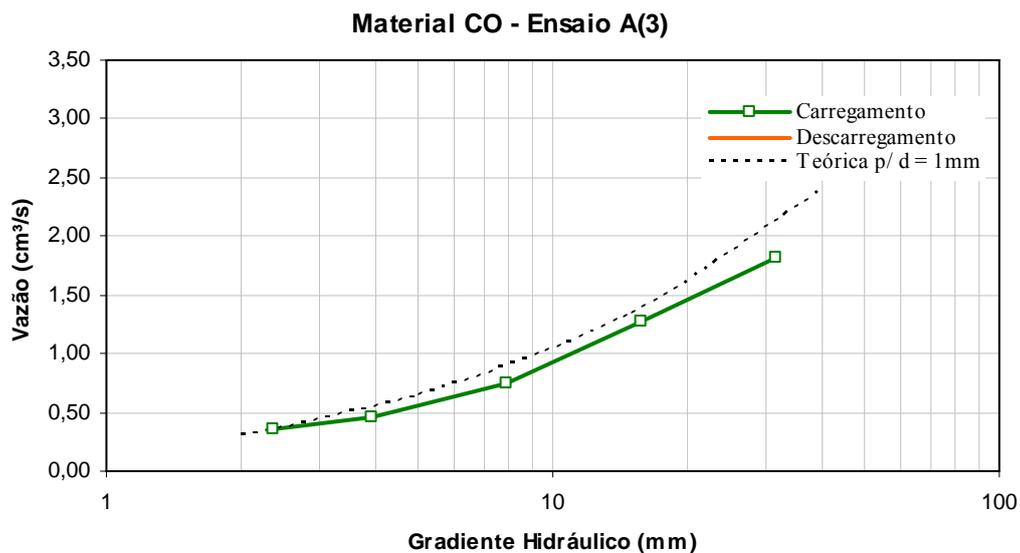


Figura C.3 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio A(3) na Amostra CO.

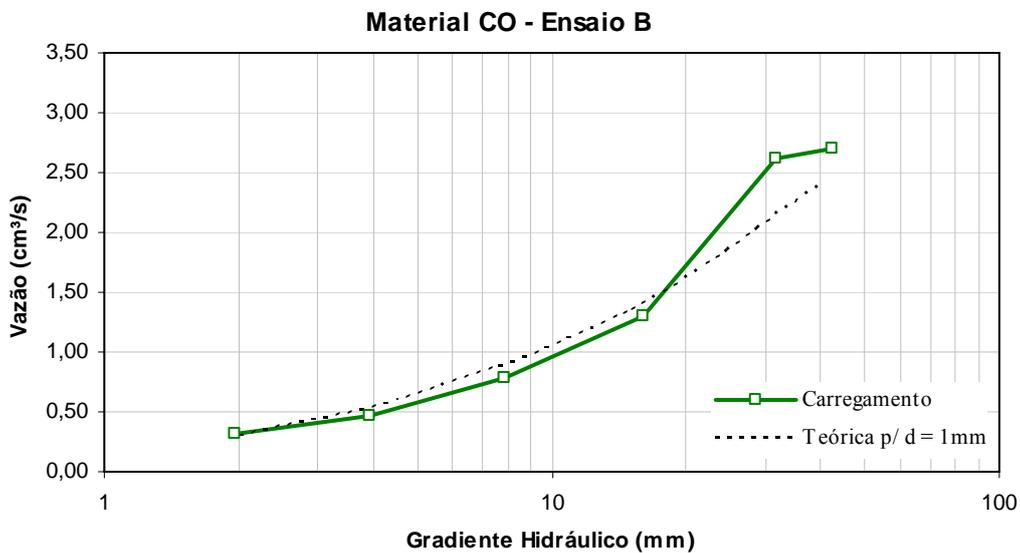


Figura C.4 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio B na Amostra CO.

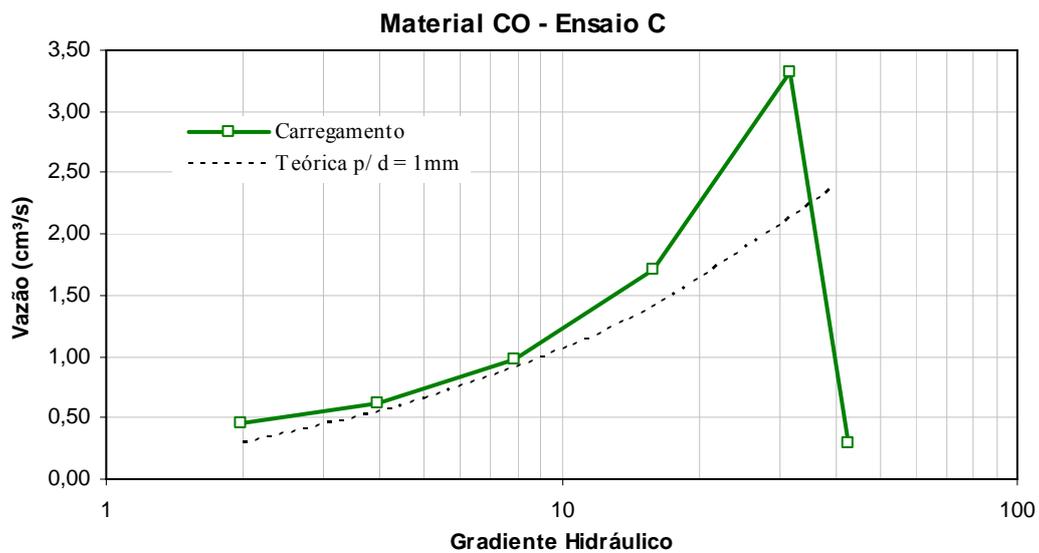


Figura C.5 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio C na Amostra CO.

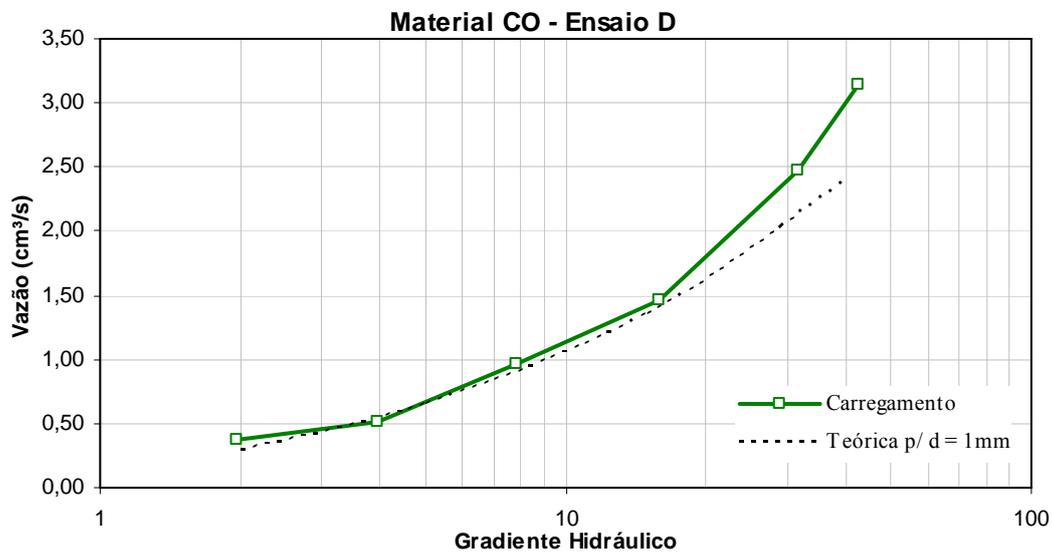


Figura C.6 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio D na Amostra CO.

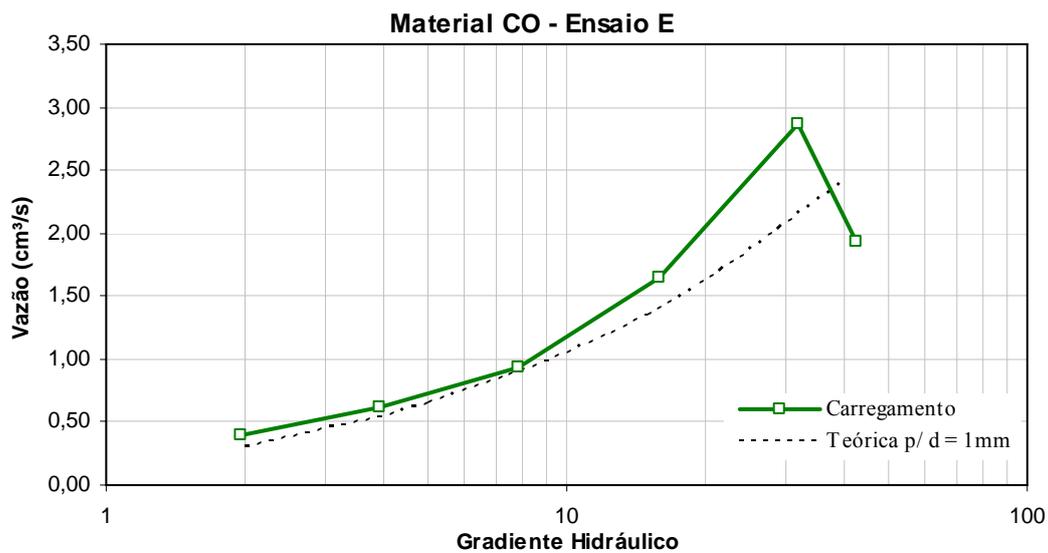


Figura C.7 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão do Ensaio E na Amostra CO.

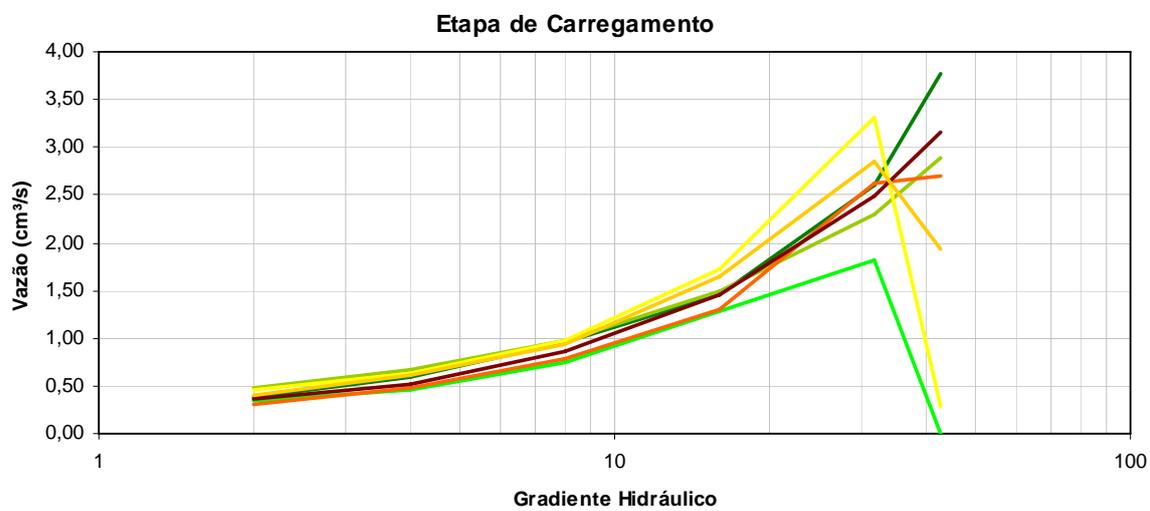


Figura C.8 – Curvas Gradiente Hidráulico *versus* Vazão de Todos os Ensaios Realizados com a Amostra CO – Faixa de Variação.