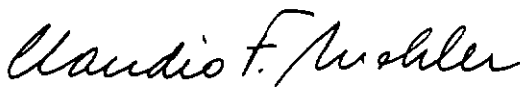


BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO:  
SIMULAÇÃO E PARAMETRIZAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS

**Flavio Alberto Crispel**

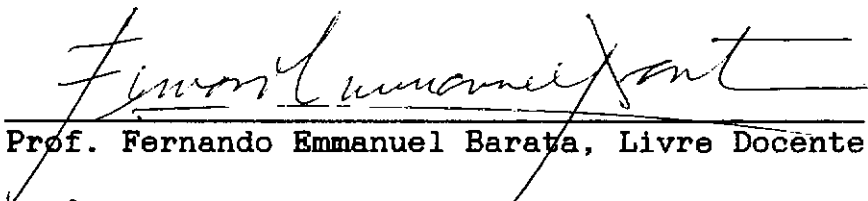
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE POS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSARIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIENCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:



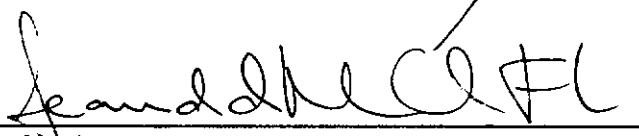
---

Prof. Claudio Fernando Mahler, M.Sc.  
(presidente)



---

Prof. Fernando Emmanuel Barata, Livre Docente



---

Prof. Leandro de Moura Costa Filho, Ph.D



---

Prof. Sandro Salvador Sandroni, Ph.D

CRISPEL, FLAVIO ALBERTO

Barragem de Enrocamento com Face de Concreto: Simulação e Parametrização por Elementos Finitos [Rio de Janeiro] 1991

XI, 257 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1991)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Barragens

I. COPPE/UFRJ

II. Título (série)

Aos meus pais,

Isaac (in memoriam) e Celina.

## AGRADECIMENTOS

Ao professor Cláudio Fernando Mahler, pelo óbvio: a orientação, etc. e tal.

Ao prof. Sandro Salvador Sandroni, pela sugestão do tema e a bibliografia inicial.

A Lúcia Schmidt, pelo apoio logístico, discussões e sugestões.

E a todos que sabem ter contribuído neste trabalho e/ou na minha carreira, mas que, por preguiça ou ingratidão, não cito nominalmente.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.).

**BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO:  
SIMULAÇÃO E PARAMETRIZAÇÃO POR ELEMENTOS FINITOS**

Flavio Alberto Crispel

ABRIL, 1991

Orientador: Prof. Cláudio Fernando Mahler

Programa: Engenharia Civil

Com o objetivo de observar de que maneira a deformação da laje da barragem de enrocamento com face de concreto é afetada pela colocação de materiais menos rígidos na sua porção de jusante, realiza-se a simulação da construção e enchimento da barragem de Foz do Areia e uma parametrização das características de rigidez do enrocamento,

Esse estudo é feito com o auxílio de um programa de computador de elementos finitos, o CONSAT (MAHLER e PEREIRA, 1988), desenvolvido na COPPE/UFRJ.

Apresenta-se também uma ampla revisão da técnica atual do projeto e construção das barragens de enrocamento com face de concreto.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements of the degree of Master of Science (M.Sc.)

**CONCRETE FACE ROCKFILL DAM:  
SIMULATION AND PARAMETRIC STUDY BY FINITE ELEMENTS**

Flavio Alberto Crispel

APRIL, 1991

Thesis Supervisor: Cláudio Fernando Mahler  
Department: Civil Engineering

To evaluate how the movements of the face slab of concrete face rockfill dam are influenced by having soft materials on the downstream portion of the dam, the construction and impoundment of Foz do Areia Dam is reproduced and a parametric analysis of the characteristics of rockfill stiffness is carried on.

This study is done using the finite elements computer program CONSAT (MAHLER and PEREIRA, 1988) developed at COPPE/UFRJ.

A wide review of the state of the art of design and construction of concrete face rockfill dams is also presented.



## INDICE

	pag
CAPITULO I - Introdução .....	1
CAPITULO II - Barragens de Enrocamento com Face de Concreto - Técnica Atual .....	4
II.1 - Introdução .....	4
II.2 - Definições exclusivas .....	5
II.3 - Histórico .....	7
II.4 - Principais fatores a justificar a seleção da barragem de enrocamento com face de concreto ..	12
II.5 - Prática atual do projeto da barragem de enro- camento com face de concreto .....	22
II.5.1 - Plinto .....	24
II.5.2 - Maciço de enrocamento .....	34
II.5.3 - Face de concreto .....	48
II.5.4 - Instrumentação .....	55
II.6 - Construção da barragem de enrocamento com face de concreto .....	55
II.7 - Performance das barragens .....	58
II.8 - O futuro .....	65
CAPITULO III - Características do Enrocamento Compac- tado .....	74
III.1 - Fatores a influenciar a resistência e deforma- bilidade dos enrocamentos .....	76
III.2 - Compressibilidade: a quebra dos grãos .....	80
III.3 - Resistência ao cisalhamento .....	82

	pag
III.4 - Conclusões a respeito dos itens anteriores ...	85
III.5 - Qualidade e critérios de aceitação dos enrocamentos .....	89
III.5.1 - Índices físicos preliminares .....	89
III.5.2 - Especificações .....	91
 CAPITULO IV - Juntas .....	 105
 CAPITULO V - Modelos Constitutivos .....	 119
V.1 - Modelos baseados na elasticidade .....	121
V.2 - Modelos baseados na plasticidade .....	124
V.2.1 - Elastoplasticidade - comportamento isotrópico	126
V.2.2 - Elastoplasticidade - comportamento anisotrópico .....	128
V.3 - Teoria endocrônica .....	129
V.4 - Ruptura .....	130
V.4.1 - Critério isotrópico .....	130
V.4.2 - Critério anisotrópico .....	130
V.5 - Comentários finais .....	130
 CAPITULO VI - O Método dos Elementos Finitos .....	 133
VI.1 - O método .....	133
VI.2 - Aplicações do método .....	135
VI.2.1 - Gerais .....	135
VI.2.2 - Em barragens de núcleo impermeável .....	138
VI.2.3 - Em barragens de enrocamento com face de concreto .....	141

	pag
CAPITULO VII - Simulação da Construção e Enchimento da Barragem de Foz do Areia .....	146
VII.1 - CONSAT, o programa de computador utilizado ...	146
VII.2 - Dados existentes .....	147
VII.3 - Simulação da construção .....	150
VII.4 - Simulação do enchimento .....	169
VII.5 - O estado de tensões no enchimento .....	177
VII.6 - Simulação do movimento da junta perimetral ...	185
VII.7 - Utilização de envoltória curva .....	187
VII.8 - Utilização de coeficiente de Poisson variável	188
CAPITULO VIII - Parametrização da Barragem de Enrocamento com Face de Concreto .....	195
VIII.1 - Parametrização da porção jusante .....	196
VIII.2 - Parametrização da altura da barragem .....	200
CAPITULO IX - Conclusões e Sugestões .....	203
IX.1 - Conclusões .....	203
IX.2 - Sugestões para pesquisa .....	208
BIBLIOGRAFIA .....	210
ANEXO A - Veda-junta .....	232
ANEXO B - Estimativa de Parâmetros de Enrocamento ....	240
ANEXO C - Teste de Esbeltez do Elemento Finito Isoparamétrico .....	249

## CAPITULO I

### INTRODUÇÃO

A barragem de enrocamento com face de concreto foi preterida em relação à com núcleo de terra desde o início da década de 40 até o começo dos anos 70. A partir daí, com a construção da barragem de Cethana, na Austrália, em 1971, começou a retomar espaço no cenário mundial de grandes barragens.

Hoje em dia, tem sido sempre forte opção no estudo das alternativas em qualquer sítio, havendo quase uma dezena de projetos com alturas entre 180 e 220 m, além de muito mais com menores alturas.

O interesse da comunidade técnica na barragem de enrocamento com face de concreto é atestado pela sua presença como tema de diversos encontros recentes. Em 1982, da Décima Oitava Terzaghi Lecture, proferida por J. B. Cooke. Em 1985, do Simpósio sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto, patrocinado pela ASCE. Em 1988, a Questão 61 do Décimo Sexto Congresso Internacional de Grandes Barragens, do ICOLD, sobre elementos impermeabilizantes de barragens de terra-enrocamento outros que não núcleos de terra, teve 60 artigos apresentados. Quinze eram sobre barragem de enrocamento com face de concreto, a maioria restante tratando de elementos asfálticos ou membranas sintéticas. O Décimo Oitavo Seminário Nacional de Grandes Barragens, realizado em 1989, tinha como um dos temas o mesmo do congresso de 1988. Dos 7 artigos apresentados, apenas 2 não eram sobre barragens de enrocamento com face de concreto. Por fim, o boletim número 70 do ICOLD, de 1989, trata exclusivamente do assunto.

No Brasil a trajetória foi semelhante. Da inexistência de barragens desse tipo antes de 1980, quando se concluiu Foz

do Areia, atingiu-se o estágio atual, quando existem três obras em construção (Segredo, Xingó e Itá) e mais sete em fase de projeto, todas prioritárias, na relação das dezoito obras de menor custo previstas pela ELETROBRAS para o período até 1997 (MARQUES F<sup>o</sup> et al., 1989).

DONALDON (1989a) cita que no projeto da barragem de Itaipu cogitou-se a adoção de uma seção em enrocamento com face de concreto. Isso possibilitaria máxima flexibilidade na construção e o manuseio de argilas muito úmidas deixaria de existir. No entanto, tal hipótese foi descartada por receio da necessidade de rebaixamento do NA para reparos da laje, o que era impraticável. Atualmente esse temor não tem razão de ser e a solução com face de concreto poderia ter sido escolhida, assim como foi adotada nas mais recentes barragens da região.

O Brasil atingiu elevado grau de desenvolvimento dessa tecnologia. Foz do Areia é um marco constantemente citado, servindo de orientação para outros projetos. Foi e ainda é a mais alta, o maior volume de maciço e a maior área de laje do mundo. Esse posto será em breve cedido para a barragem de Tianshengqiao, na China, que será 12,5% mais alta e terá 21,5% a mais de área de laje e 40% a mais de volume de enrocamento. Essa barragem, não coincidentemente, tem no projeto o apoio de uma junta de empresas brasileiras.

O desenvolvimento da barragem de enrocamento com face de concreto tem-se dado muito mais por observações in-situ que por evoluções teóricas.

A barragem de enrocamento com face de concreto não apresenta problemas de segurança à ruptura, seu maior desafio são as perdas d'água que podem prejudicar a economicidade da obra. Essa percolação excessiva é sempre consequência dos deslocamentos sofridos pelo maciço quando do enchimento do reservatório e não suportados pelo conjunto laje-plinto.

Assim, recentemente, estudos teóricos e em laboratório têm tentado explicar o comportamento e fornecer novos dados para a evolução do projeto nesses dois pontos: a previsão dos deslocamentos por método dos elementos finitos e ensaios de laboratórios de percolação em juntas e vedajuntas.

Este trabalho, visando o primeiro desses pontos tem três objetivos: (a) verificar o método dos elementos finitos na simulação desse tipo de barragem, pois são poucos os casos existentes na bibliografia internacional; (b) observar o comportamento, quanto às deformações, da barragem de enrocamento com face de concreto, sobretudo da laje, através da parametrização das propriedades do enrocamento; (c) testar e colocar à disposição um programa de computador de elementos finitos, desenvolvido na COPPE, para cálculo de deslocamentos, tensões e deformações em aterros e barragens, o CONSAT (MAHLER e PEREIRA, 1988).

Os capítulos II a IV e os anexos A e B são uma revisão do projeto atual da barragem de enrocamento com face de concreto. Os capítulos V e VI apresentam um resumo sobre modelos constitutivos e sobre aplicações práticas do método dos elementos finitos a barragens, sobretudo as de enrocamento com face de concreto. Nos capítulos finais e no anexo C apresentam-se as análises realizadas para simulação da construção e enchimento da barragem de Foz do Areia e os resultados da parametrização das características do enrocamento.

## CAPITULO II

### BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO TECNICA ATUAL

#### II.1 Introdução

Apresenta-se neste capítulo uma revisão das práticas atuais de projeto e construção de barragens de enrocamento com face de concreto, incluindo um relato de sua evolução histórica. Este trabalho é calcado em alguns artigos básicos nesse tema, a seguir enumerados:

- STEELE e COOKE (1974), um trabalho que sofreu diversas revisões ao longo dos anos;
- COOKE (1984) é o trabalho individual mais conhecido e amplo sobre o tema;
- FITZPATRICK e outros (1985) é a experiência da Comissão de Hidro-eletricidade da Ilha-Estado da Tasmânia, Austrália, que ganha impulso em 1966 com o início da construção da barragem de Cethana, 110 m de altura (ver NOTA 1 no fim do capítulo), concluída em 1971, e inclui um total de 9 barragens em operação e 5 em projeto. A barragem de Cethana é um dos marcos da moderna barragem de enrocamento com face de concreto, estabelecendo várias concepções de projeto a partir daí adotadas. Além dessas 9 barragens, existem outras 9 em operação em outros estados da Austrália, que junto com Brasil, Colômbia e Estados Unidos são os países onde essa tecnologia mais se desenvolveu;
- Anais do Simpósio da ASCE sobre barragens de enrocamento com face de concreto, realizado em Detroit, EUA, em outubro de 1985, do qual o artigo anterior faz parte. Esse simpósio foi uma reedição do realizado em 1958, que, menos específico, tratava globalmente sobre barragens de

enrocamento;

- SHERARD e COOKE (1987) e COOKE e SHERARD (1987) fornecem uma visão abrangente da tecnologia. Artigos incluídos na edição do Journal of Geotechnical Engineering Division dedicada à memória do engenheiro SHERARD, então recentemente falecido e, portanto, postumamente publicados. Trata exclusivamente do referido tema e inclui nesse número as discussões do simpósio supra-citado;
- o boletim nº 70 do Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1970), escrito pelo Comitê Colombiano;
- a dissertação de mestrado de ROSSI (1982);
- e os diversos artigos publicados pelos projetistas da Barragem de Foz do Areia, sobretudo a equipe da COPEL, cujo conjunto constitui uma das referências mais completas sobre o tema. Aí incluem-se MAURER, PINTO, TONIATTI, MARQUES, MATERON, etc. A barragem de Foz do Areia, no rio Iguaçu, com 160 metros de altura, tem o maior volume de reservatório, a maior área de laje e é a mais alta barragem do mundo de enrocamento com face de concreto em operação.

## II.2 Definições exclusivas

Apresentam-se neste item algumas nomenclaturas exclusivas da barragem de enrocamento com face de concreto, conforme figura (II.1), que inclui uma vista de frente e uma seção transversal típicas.

**FACE DE CONCRETO:** é o elemento impermeabilizante, uma laje delgada de concreto de 25 a 80 cm de espessura, executada por formas deslizantes, também denominada laje ou membrana de concreto.



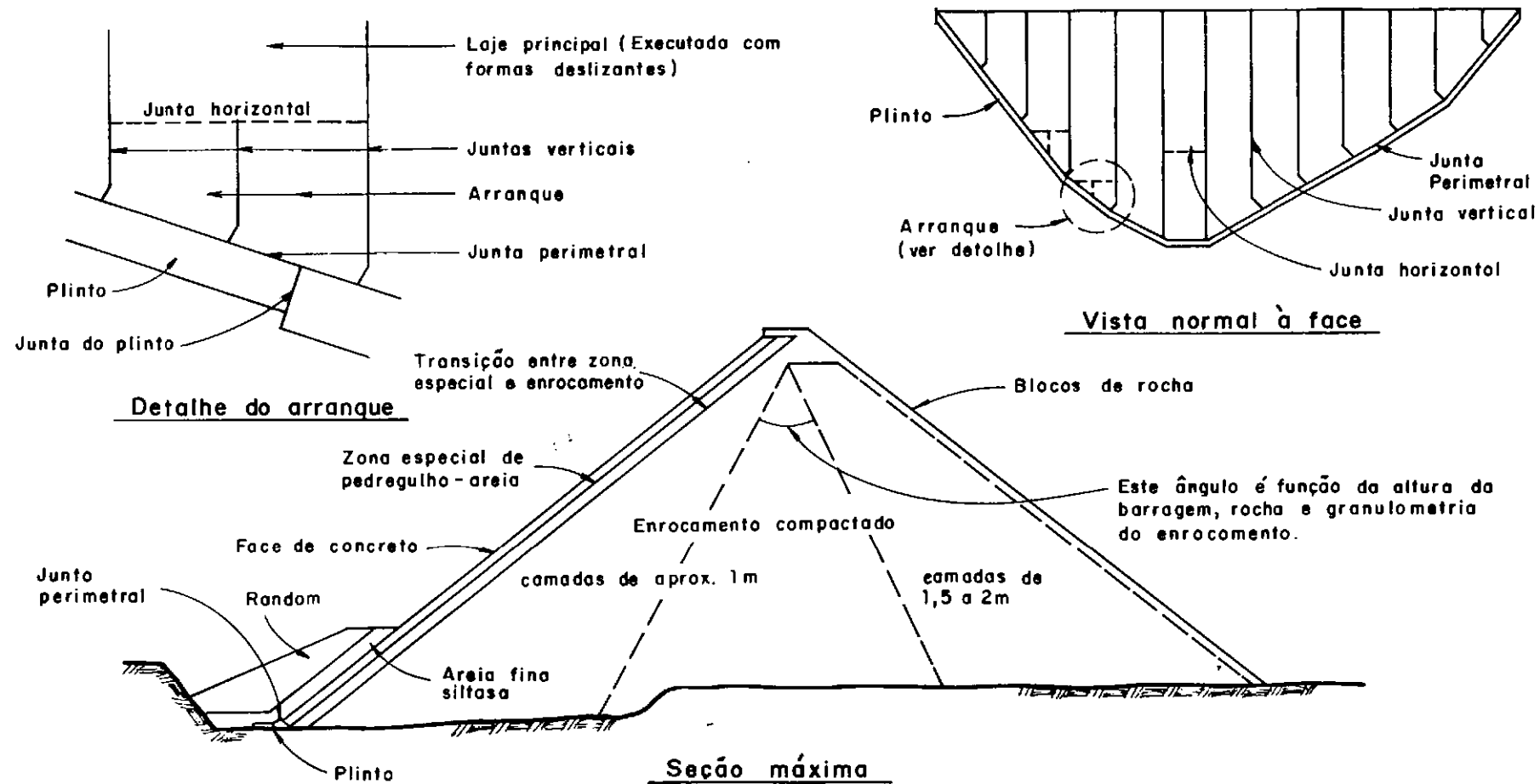


Fig. II.1 - Definições básicas da barragem de enrocamento com face de concreto

**PLINTO:** localizada no pé de montante da barragem, é a estrutura de concreto que faz a conexão entre a face de concreto e a fundação de baixa permeabilidade, também denominada laje de pé (*toe slab*), e que substituiu o antigo septo, ou trincheira, escavado a fogo na rocha sã.

**JUNTA PERIMETRAL:** é a junta entre o plinto e a face de concreto, portanto ao longo do pé de montante da barragem, de ombreira a ombreira.

**ARRANQUE:** é a laje inicial, a partir do plinto, cujo objetivo é fornecer uma superfície horizontal para o início da operação das formas deslizantes.

**JUNTAS DA FACE:** são as juntas, horizontais e verticais, da laje, com diversos objetivos.

**ZONEAMENTO DO ENROCAMENTO:** o enrocamento, além de compactado desde o início da década de 60, recebe um zoneamento que confere características especiais e desejadas ao maciço.

### II.3 Histórico

O projeto atual das barragens de enrocamento com face de concreto é uma evolução devida, ao contrário das barragens de enrocamento com núcleo impermeável, menos aos estudos teóricos e em laboratórios que à observação in-situ. COOKE (1984) divide a evolução em três fases: inicial, transição e moderna.

#### **Período inicial (1850-1940): enrocamento lançado**

A barragem de enrocamento com face de concreto surgiu durante a "corrida do ouro" em Sierra Nevada, Califórnia, conseqüência direta da necessidade de estocar água para lavagem dos minérios e da escassez de material terroso para barragens de terra. Dada a disponibilidade de rochas na

região e o know-how no uso de explosivos, a solução em enrocamento, inicialmente com face de madeira, foi imediata. Uma "pele" de rochas colocadas manualmente no talude das faces continha o enrocamento lançado em taludes mais íngremes que o de repouso.

A maioria das barragens desse período têm altura em torno de 25 m e taludes bem íngremes, de 1:0,75 (V:H) a até 1:0,5 (V:H), todas com boa performance. Entre 1920 e 1940 várias barragens ultrapassaram os 30 m. As mais notórias são Dix River (1925, 84 m) e Salt Springs (1931, 100 m), ambas nos EUA, que caracterizaram-se por problemas de percolação excessiva: Dix River, com recalque da crista de 1,57% de sua altura, apresentou perdas d'água de  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  e Salt Springs, com recalque de 1%, teve vazões de  $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$  (medições de 1958).

A barragem de enrocamento com núcleo impermeável surgiu apenas no final desse período. A barragem de San Gabriel I, 123 m, EUA, concluída em 1939, é um dos marcos desse período.

#### **Período de transição (1940-1965): enrocamento racionalizado**

Entre 1950 e 1955, seis barragens da *Pacific Gas & Electric Company*, Estados Unidos, ainda hoje em operação, foram construídas com alturas entre 23 e 43 m e taludes entre 0,5:1(H:V) e 1,3:1(H:V) A excelente performance dessas barragens impulsionou a construção de barragens ainda mais altas.

As duas barragens de Lower Bear River, EUA, completadas em 1952 com 73 e 46 m de altura tiveram excelente comportamento.

No entanto, as más performances das barragens de Dix River e Salt Springs desencorajavam maiores alturas. Salt Springs permaneceu como a mais alta barragem de enrocamento com face de concreto durante quase 30 anos, até a construção de

Paradela, em Portugal, completada em 1955 com 110 m de altura, que também apresentou sérios problemas de percolação. Os reparos necessários nessas três obras acabaram ocasionando a suspensão das barragens de enrocamento lançado com face de concreto, com altura acima de 90 m, até cerca de 1965.

Isso porque observava-se que a barragem composta de enrocamento lançado enfrentava limitações, sobretudo para alturas acima de 90 m. Os critérios para aceitação do enrocamento eram os mesmos que para agregado de concreto: visando altas tensões no contato rocha-rocha, exigia-se uma rocha sã, dura e durável, com resistência a compressão simples elevada, lançada em camadas de 18 a 60 m de espessura, com adição de 1 a 3 volumes de água sob pressão por volume de enrocamento. A obtenção e exploração desse material era difícil e cara.

Além disso, sob a carga do reservatório, a barragem de enrocamento lançado com face de concreto era induzida a grandes deformações, não suportadas pela laje, que fissurava. Outro ponto nevrálgico era o contato do pé da laje com o septo escavado em rocha. Enquanto este permanecia imóvel, a laje acompanhava o movimento do maciço causando grandes aberturas dessa junta (a perimetral). Essas aberturas e fissuras acarretavam uma vazão de percolação muito alta, sem prejuízo da estabilidade, mas com elevadas perdas econômicas.

A barragem de New Exchequer, EUA, com 150 m, iniciada em 1958 e terminada em 1966, foi a última barragem desse período, já combinando compactação em camadas de 1,2 a 3,0 m de espessura com enrocamento lançado em camadas de 18 m. O projeto inadequado da zona de suporte da laje e da junta perimetral, embora de acordo com a tecnologia da época, o excesso de juntas na laje e o mau uso da compactação causaram problemas na laje e, conseqüentemente, elevada percolação, assim como Dix River, Salt Springs e

Paradela. Em 1967, com o reservatório próximo ao  $NA_{max}$ , atingiu  $14 \text{ m}^3/\text{s}$ ! Os reparos executados baixaram a vazão para  $0,23 \text{ m}^3/\text{s}$ , que no entanto continuou crescendo e chegou a  $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$  em 1978. Desde então, os reparos contínuos não impediram atingir  $4 \text{ m}^3/\text{s}$  em 1983. Novos tratamentos estavam sendo executados em 1985 (LEPS et al.), aproveitando os atuais conhecimentos.

Foram necessários 14 anos e várias experiências bem sucedidas até que se ultrapassasse a altura de New Exchequer: Foz do Areia, Brasil, com 160 m, concluída em 1980.

Enquanto isso, o projeto das barragens de enrocamento com núcleo impermeável gerenciou melhor o problema de percolação, através de filtros e transições cicatrizantes das fissuras do núcleo argiloso que, além disso, por ser material com maior capacidade de deformação, acompanhava melhor os assentamentos do enrocamento lançado. A barragem de Goschenen, Suíça, concluída em 1960, a mais alta da época, atingiu 155 m de altura. A preferência dos projetistas passou a recair, então, sobre esse tipo de barragem.

Ainda dentro desse período, entre 1955 e 1965, iniciou-se a transição do enrocamento lançado ao compactado. A necessidade de maiores alturas de barragem em cada vez piores sítios, a não disponibilidade de material rochoso que atendesse às especificações e o desenvolvimento e teste de rolos vibratórios lisos cada vez mais pesados impulsionaram o desenvolvimento. Este deu-se sobretudo nas barragens de enrocamento com núcleo impermeável, já que as com face de concreto estavam quase abandonadas.

No Simpósio sobre barragens de enrocamento da ASCE, em 1958, TERZAGHI (1960b), calcado no sucesso das barragens de enrocamento com núcleo impermeável, incentivou a adoção de compactação igualmente nas barragens de enrocamento com

face de concreto, servindo como uma linha divisória para o período moderno.

#### **Período moderno (1958-dias atuais): enrocamento compactado**

A passagem do enrocamento lançado para o compactado foi rápida e inevitável. A barragem de enrocamento com face de concreto de Quoich, Inglaterra, 1956, 38 m, foi compactada com rolo vibratório de 35 kN (além dos estáticos de 100 kN); a de Balderhead, com núcleo de terra, também Inglaterra, em 1965, 48 m, usou vibratório de 85 kN; e Oroville, EUA, 1968, o de 100 kN. Esse rolo compactador liso vibratório de peso estático 100 kN e a adoção de camadas mais finas conduziram a altas densidades e baixa compressibilidade do enrocamento.

As barragens de enrocamento compactado com núcleo impermeável atingiram 235 m em Esmeralda, Colômbia (1975) e 261 m em Chicoasen, México (1980), esta a mais alta de terra-enrocamento, até a conclusão, no mesmo ano, de Nurek. As barragens com espaldares de pedregulho vão sendo consecutivamente as mais altas barragens de terra-enrocamento do mundo: Oroville (1968), EUA, com 230 m; Mica (1972), Canadá, com 242 m; e Nurek (1980), URSS, com 300 m, ainda hoje a mais alta do mundo (a de Rogun, URSS, com 335 m, está em construção). Esse bom comportamento restaurou a confiança nas barragens de enrocamento com face de concreto.

Também nesse período passou a se adotar formas deslizantes na execução da laje de concreto, o que ajudou a eliminar bom número de juntas da face. New Exchequer é a primeira, seguida de Cabin Creek (1967), EUA; Kangaroo Creek (1968), 59 m e Wilmot (1970), 35 m, ambas na Austrália. O sucesso definitivo não só da adoção das formas deslizantes como do enrocamento compactado em barragens de enrocamento com face de concreto é alcançado em Cethana (1971), 110 m, Austrália.

A evolução das barragens de enrocamento com face de concreto foi rápida: de Cethana, atinge-se 140 m em Alto Anchicaya, Colômbia (1974) e 160 m em Foz do Areia, Brasil (1980). Caminha-se atualmente para ainda maiores alturas. Tianshengqiao, China, com 180 m, está em construção. Além da mais alta do mundo, terá o maior volume de maciço e a maior área de laje, ultrapassando Foz do Areia em todos os aspectos. Em projeto, La Miel I e II, Colômbia, respectivamente com 185 e 170 m, Aguamilpa, México, com 190 m e Campos Novos, Brasil, com 194 m. Além dessas estão em fases ainda mais preliminares Lang Tan, na China (JGED, Keming, 1987), com 215 m e Seti, no Nepal, com 220 m.

## **II.4 Principais fatores a justificar a seleção da barragem de enrocamento com face de concreto**

### **II.4.1 Vantagens e desvantagens**

Relaciona-se a seguir um conjunto das vantagens da barragem de enrocamento com face de concreto em relação à barragem de enrocamento com núcleo de argila. Não há razão porque comparar separadamente uma ou outra com barragens de concreto, sejam estas de gravidade, de arco, com contrafortes, etc., pois que as vantagens são essencialmente as mesmas: não necessidade de agregado para concreto e requisitos de fundação menos rígidos. Há casos em que, apesar dos custos beneficiarem a solução em concreto, esta foi descartada por incertezas nas verdadeiras condições de fundação, que poderiam levar a custos reais de construção muito maiores. A barragem de concreto em arco necessita de ombreiras com alta resistência. As barragens de enrocamento, pelo contrário, ajudam a sustenta-lás.

Analogamente, não se compara a barragem de enrocamento com face de concreto com a homogênea de terra. Uma fundação resistente a profundidade rentável, existência de

enrocamento e escassez de material impermeável favorecem a solução em enrocamento com núcleo impermeável ou face de concreto em relação à homogênea de terra.

Quando se opta por uma solução em material natural de construção, sendo esse material o enrocamento e não a terra (argila, silte), as opções recaem sobretudo na barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC) ou com núcleo de terra (BENT).

No caso da BEFC, é comum estudar-se o asfalto, o aço ou as membranas sintéticas como alternativas ao concreto.

As membranas sintéticas, ou geomembranas, são constituídas basicamente de polímeros (ver anexo A): neoprene, butil, PVC, hypalon, etc. Tecnologia promissora, mas pouco desenvolvida, de durabilidade duvidosa e custo alto, embora já sendo largamente empregadas em tanques e coberturas e em reparos de barragens. A membrana Rodimper da Rodio, um geotêxtil não-trançado saturado com látex polimérico e asfalto, foi empregada na recuperação da laje (mã executada) de concreto da barragem de Rouchain, França, 60 m e na de Paradela, Portugal, 110 m (PORCELLINIS, na discussão de COOKE, 1984). A barragem de Martin Gonzalo, Espanha, com 54 m, concluída em 1986, inicialmente prevista em face de concreto, empregou membrana sintética, pois o concreto não suportaria os recalques previstos.

A face metálica, embora muito flexível, além de cara, apresenta incertezas no comportamento contra a corrosão. Na Itália, porém, existem barragens com até 82 m de altura, com membranas metálicas de espessura de 4 a 6 mm e manutenção a cada 10 anos (MAURER, 1989).

A face de asfalto é a mais usada após a de concreto. Na Itália (ITALIAN COMMITTEE, 1988) e no Japão (YAMAMURA, 1988), a preferência é, inclusive, pela de asfalto. Representa uma solução de custo menor e de grande



flexibilidade. O maior obstáculo é a sensibilidade das propriedades de durabilidade, fluidez, etc. do material. Portanto, necessita de mão-de-obra e tecnologia especializada, além de rigoroso controle de execução. A manutenção da membrana de asfalto é muito mais complicada que a de concreto. Precisa-se praticamente rebaixar o reservatório e recapeá-la. Os taludes mais comuns estão entre 1:1,7 e 1:2 (V:H). Para se obter taludes íngremes como os da face de concreto, as propriedades do asfalto têm que ser mais rígidas, necessitando um maior controle na construção e perdendo sua alta competitividade de custo. Nos registros do ICOLD consta a barragem de El Ghrib, Argélia, construída em 1939, com taludes 1:1,25 (V:H) e 105 m de altura! Tais valores causam estranheza, pelo ano, pelo talude e pela altura, que a colocariam como a segunda mais alta do mundo (a maior é a de Oscheniksee, Austria, 1972, com 116 m).

### **Vantagens da BEFC x BKNT**

#### **a) Do projeto**

No projeto da seção transversal de uma barragem, deve-se prevê-la com bastante flexibilidade. Assim pode-se absorver variações nos volumes encontrados de material na construção, ao invés de consumir tempo e dinheiro na obrigação de que os volumes explorados sejam iguais àqueles projetados. A barragem de enrocamento com face de concreto tem essa flexibilidade.

Um exemplo da flexibilidade e velocidade da BEFC é dado por SHERARD (1967): em local onde só há disponibilidade de pedregulho e areia fina siltosa, ambos provenientes de aluvião, estes podem ser seletivamente escavados com scrapers. Um projeto econômico e satisfatório de uma barragem de enrocamento com núcleo de terra usaria o pedregulho no espaldar e a areia siltosa no núcleo. Porém a construção é lenta, porque é necessário cuidado na seleção

do material escavado e na construção do núcleo. O uso de laje de concreto a montante permite a execução em muito menos tempo, pois permite o uso indiscriminado do pedregulho e da areia no corpo da barragem.

O projeto de alteamento é simples e de fácil execução, basta que seja previsto na espessura da laje, na largura do plinto e nas injeções da fundação. A barragem de Fortuna, Austrália, 60 m, 1984, tem previsão de 40 m de alteamento (PERDOMO et al., 1985).

#### b) Da fundação

Não há grandes diferenças nos requisitos básicos do local de implantação das barragens de enrocamento com face de concreto das com núcleo de terra, ao contrário do que se imaginava até o início da década de 80. Uma fundação rochosa é necessária em ambos os casos. Aluvião pedregulhoso e tálus são aceitos em alguns pontos da fundação, assim como dobras, falhas e outras descontinuidades preenchidas ou não podem cruzar o plinto, desde que convenientemente tratadas.

O tratamento da fundação sob o elemento vedante na BEFC é feito sob o plinto em largura média de 5 a 10% da carga hidráulica no ponto ( $0,05$  a  $0,1 H$ ) e, portanto, menor que da BENT ( $0,3$  a  $0,5 H$ ). Por outro lado, como o plinto está localizado a montante do maciço, a extensão das injeções é maior. Mesmo assim, em geral, o custo da área a tratar na barragem de enrocamento com face de concreto é menor que na de núcleo de terra.

O fato do tratamento da fundação sob o plinto ser realizado externamente ao maciço, permite que este seja executado concomitantemente ao alteamento do maciço. As vantagens são claras, sobretudo em locais em que se prevê um tratamento oneroso e longo.

Em barragens longas e de pequena altura, o custo do

tratamento da fundação tem peso ainda maior, favorecendo o enrocamento com face de concreto. O custo unitário dos materiais é maior, pois a praça é menor e a parcela do filtro cresce. A barragem de Macagua, Venezuela, 1978, está nesse caso, com 22 metros de altura e 2900 metros de comprimento de crista, assim como os complexos hidrelétricos de Altamira e Karaó, no Brasil, com as barragens de Babaquara (80 m e 2700 m de crista) e Juruá (40 m e 3000 m de crista).

#### c) Do maciço de enrocamento

O zoneamento do maciço e a compactação do enrocamento permitem um melhor aproveitamento do material proveniente de escavações obrigatórias. Assim rochas de pior qualidade podem ser inseridas no corpo da barragem. De certa forma, tal recurso também pode ser adotado na barragem de enrocamento com núcleo de terra, embora com menor flexibilidade.

O volume necessário de enrocamento em barragem com face de concreto é aproximadamente igual ao da com núcleo de terra. Porém, o custo unitário do enrocamento em barragens de enrocamento com face de concreto é menor, virtude da maior flexibilidade de colocação no maciço e maior facilidade de acessos e rampas.

O custo do núcleo + filtro da BENT é, em geral, superior ao da laje + zona subjacente a laje (zona 2) da BEFC, devido em grande parte à onerosa confecção dos filtros.

#### d) Das estruturas de concreto

Função dos taludes menos abatidos, a menor largura da BEFC (aprox. 2,6H) leva a menores estruturas de concreto do que a BENT (com largura aprox. 3,6H): tomadas d'água, abraços, túneis de desvio, etc.

### e) De climas extremos: frios ou chuvosos

Em locais com clima excepcionalmente frio, as barragens aí existentes não apresentaram nenhum mal funcionamento, parecendo não enfrentar grandes problemas. Outardes 2, no Canadá (executada sobre estrutura de concreto, como em New Exchequer); Cabin Creek, a 3660 m de altitude, nas Montanhas Rochosas, Estados Unidos; Courtright (problemas devido a ser de enrocamento lançado), a 2500 m de altitude, na Sierra Nevada, Estados Unidos; e Golillas, a 3000 m de altitude, nos Andes colombianos. O bom comportamento levou ao projeto da barragem de Iruro, no Peru, com 49 m de altura e a 4065 m de altitude, provavelmente a mais alta do mundo (JGED, Tenorio e Bernal, 1987).

O máximo que acontece são paradas eventuais no serviço, devido a nevascas, o ano de trabalho sendo mais curto. O cuidado maior é na execução do concreto, pois o frio aumenta o tempo de pega e o endurecimento é mais lento. Adotam-se técnicas usuais de concretagem em climas frios: uso de pozolanas e elevação do teor de ar incorporado. O ar incorporado melhora a trabalhabilidade, reduz a segregação e aumenta a impermeabilidade e resistência ao congelamento, embora diminua a resistência (para 1% de ar incorporado, tem-se uma redução de 3% no  $f_{ck}$ ).

Em climas chuvosos, a barragem de enrocamento com face de concreto é especialmente vantajosa. Diferentemente da barragem de enrocamento com núcleo de terra, sobremaneira quando o solo tem teor de umidade elevado, não gera acréscimos de pressões hidrostáticas, nem apresenta problemas de traficabilidade. Assim raros episódios de chuva intensa interrompem sua construção.

### f) Da construção

O medo da fratura hidráulica do núcleo de terra de barragens altas em vales encaixados incentiva a BEFC. O tratamento das ombreiras em barragens de enrocamento com núcleo de terra é feito em estágios imediatamente acima da

cota de construção. Qualquer dificuldade na sua execução torna-o parte do caminho crítico do cronograma de construção, causando atrasos freqüentes. Adota-se, portanto, executar tal tratamento antes do alteamento do maciço de terra-enrocamento, ao contrário das barragens de enrocamento com face de concreto, em que o tratamento é simultâneo ao alteamento.

O alteamento do enrocamento independe da execução da laje de concreto, enquanto na BENT, não pode prosseguir sem a elevação do núcleo e dos filtros.

A BEFC pode suportar enchentes que passem sobre ou pelo maciço. O controle de cheias, portanto, pode correr maiores riscos. Os tempos de recorrência adotados são menores e as ensecadeiras daí resultantes idem.

Somados todos os fatores anteriores, a construção é, portanto, mais rápida. VARTY et al. (1985) ilustram essa rapidez com os dados da Comissão de Hidro-eletricidade da Tasmânia, para barragens com alturas entre 26 e 122 m: alteamento do enrocamento em 6 a 18 meses e execução da laje em 4 a 15 meses, com toda a construção em 10 a 30 meses, apesar de não adotarem a execução simultânea da laje e do enrocamento. As barragens de Cethana (110 m, 1971) e Lower Piemann (122, 1986) foram executadas, respectivamente, em 23 e 30 meses, com produções médias mensais em torno de 120 000 m<sup>3</sup> de enrocamento e 3 200 m<sup>2</sup> de área de laje. Na barragem de Foz do Areia, em que se adotou a construção simultânea da laje e do enrocamento, o maciço foi executado em 30 meses e, apenas 8 meses depois, iniciou-se o enchimento. Uma produção de quase 500 000 m<sup>3</sup> de enrocamento por mês (MATERON, 1985b).

#### g) Da laje de concreto

A inspeção da laje, quando em operação, ao contrário da BENT, é simples, seja por meio de mergulhadores ou de rebaixamento do NA. Em caso de ocorrência de percolação não

há, na verdade, nem mesmo necessidade de inspeção, bastando adicionar areia fina siltosa no reservatório, o que provocará a cicatrização das eventuais fissuras. Na BENT é difícil localizar o ponto responsável pela percolação, sendo o único recurso disponível o controle das ressurgências a jusante da barragem.

#### h) Do perigo de entubamento e erosão

Em barragens de enrocamento com núcleo de terra, a ressurgência traz junto o medo do entubamento pelo núcleo, necessitando monitoração por toda a vida útil da obra. Nas barragens de enrocamento com face de concreto, o único problema é a perda d'água em termos econômicos, ou seja, convive-se com a perda d'água enquanto esta não for anti-econômica. O único alerta é para fundação com material erodível.

#### i) Da segurança ao deslizamento

A BEFC tem elevado fator de segurança, de tal maneira que alguns projetistas não realizam quaisquer estudos de estabilidade. O fato do esforço solicitante, o empuxo hidrostático, estar agindo a montante do maciço, faz com que todo o peso da barragem de enrocamento com face de concreto atue no sentido de estabilizá-la. Na barragem de enrocamento com núcleo de terra, o espaldar de montante não tem atuação efetiva na resistência. Além do mais, o empuxo atua na BEFC para baixo, melhorando o contato maciço-fundação.

#### j) Da sismicidade

As barragens de enrocamento com face de concreto são altamente resistentes a terremotos. As barragens de Cethana, Alto Anchicaya, Foz do Areia e Murchison mediram módulo de compressibilidade três vezes maior ortogonalmente à face que na direção vertical, isto é, o movimento horizontal é bem menor que o vertical. Portanto a aceleração sísmica é menos prejudicial. Talvez a laje fissure, mas sem problemas de percolação.

Essa barragem é considerada por SHERARD e COOKE (1987) a mais segura contra terremotos, que esperam abatimentos induzidos por sismos no máximo da ordem de 1 a 2% da altura da barragem. O projeto, portanto, não sofre alteração em áreas sísmicas, apenas aumenta-se a borda livre.

Um excelente exemplo é o da barragem de Cogoti, Chile, concluída em 1940, portanto com um projeto que não incorporava a maior parte dos aspectos modernos. Com 76 m de altura e taludes conservativamente abatidos como prevenção a sismos (1:1,6 a montante e 1:1,8 (H:V) a jusante), sofreu forte abalo com abatimento de apenas 40 cm da crista e nenhum aumento da percolação, em 7 de abril de 1943 (STEELE e COOKE, 1974).

#### 1) Da operação cíclica de armazenamento-bombeamento

Tipica em reservatórios de ponta, permite verificar a performance das barragens de enrocamento com face de concreto sob carregamentos cíclicos. A barragem de Cabin Creek, 76 metros de altura, opera com uma variação diária do NA de 27 metros, tendo assentado em 10 anos 0,02% de sua altura e apresentado percolação de 28 l/s, valores baixos.

#### **Desvantagens**

O concreto, como não é material natural de construção, é sensível ao ataque do meio ambiente. A tendência a longo prazo de um material manufaturado é de degradar. Portanto, frente ao núcleo de terra, que já é um material intemperizado, a laje de concreto tem vida útil menor. Além disso, como é externa, a membrana está mais exposta e mais sujeita a ataques que se fosse interna.

A ensecadeira de montante não pode ser incorporada à barragem, pois estaria localizada justamente no trecho de maiores requisitos de tratamento de fundação, compactação do enrocamento, cuidados nas juntas, etc. As conseqüências sobre as obras de desvio e nos custos são óbvias.

Importante lembrar que, por outro lado, com os maiores riscos que se pode correr no desvio do rio, essas ensecadeiras são menores, sendo prática comum altear rapidamente um trecho de montante do maciço principal. A barragem parcialmente executada pode reter as cheias, permitindo a percolação pelo maciço, ou até ser galgada (desde que o talude de jusante seja reforçado).

Há preocupação em alturas maiores de barragens com o movimento da junta perimetral e a percolação por ventura resultante. Considerando que esses movimentos são diretamente proporcionais ao quadrado da altura da barragem, o receio de tais movimentos é compreensível.

#### **II.4.2 Fatores que favorecem a seleção de barragem de enrocamento com face de concreto frente a de núcleo de terra**

Esses fatores são consequência direta dos aspectos apresentados acima e podem ser itemizados sem maiores explicações:

- escavações obrigatórias (túnel de desvio, vertedouro, casa de força) em rocha com volume suficiente para a obra
- inexistência e/ou exploração cara de material impermeável
- vales encaixados que trazem junto o medo do entubamento e requer confecção de filtros, drenos e transições em praça apertada de trabalho
- clima extremo (frio ou chuvoso)
- custo das estruturas de concreto
- argila com teor de umidade natural elevado



-tratamento de fundação complexo, sobretudo quando consumidor de tempo.

A tecnologia da construção civil está num estágio em que está capacitada a executar uma barragem de grande altura de qualquer tipo: barragem de concreto gravidade, de terra-enrocamento, em concreto compactado a rolo, em arco, homogênea de terra, em enrocamento com face de concreto, asfalto, etc. A opção por qualquer uma destas é suficientemente segura. Por conseguinte, todas as vantagens da barragem de enrocamento com face de concreto aqui apresentadas não significam ser esta a solução definitiva. O projeto sempre contemplará aquela que fornecer a melhor resposta no aspecto técnico-econômico.

#### **II.5 Prática atual do projeto da barragem de enrocamento com face de concreto**

O estágio atual do projeto e da tecnologia de construção da barragem de enrocamento com face de concreto é fruto de uma evolução essencialmente empírica, baseada na experiência, julgamento e bom senso. Os principais pontos dessa evolução podem ser visualizados comparando-se a figura II.1, do projeto atual, com a figura II.2, do projeto antigo, conforme STEELE e COOKE (1974):

1) trincheira escavada a fogo na rocha com reentrância para receber a laje, substituída pelo plinto, ou laje de pé, chumbada na rocha;

2) zoneamento de enrocamento que passou a ser compactado ao invés de lançado, além do emprego de rochas cada vez menos resistentes;

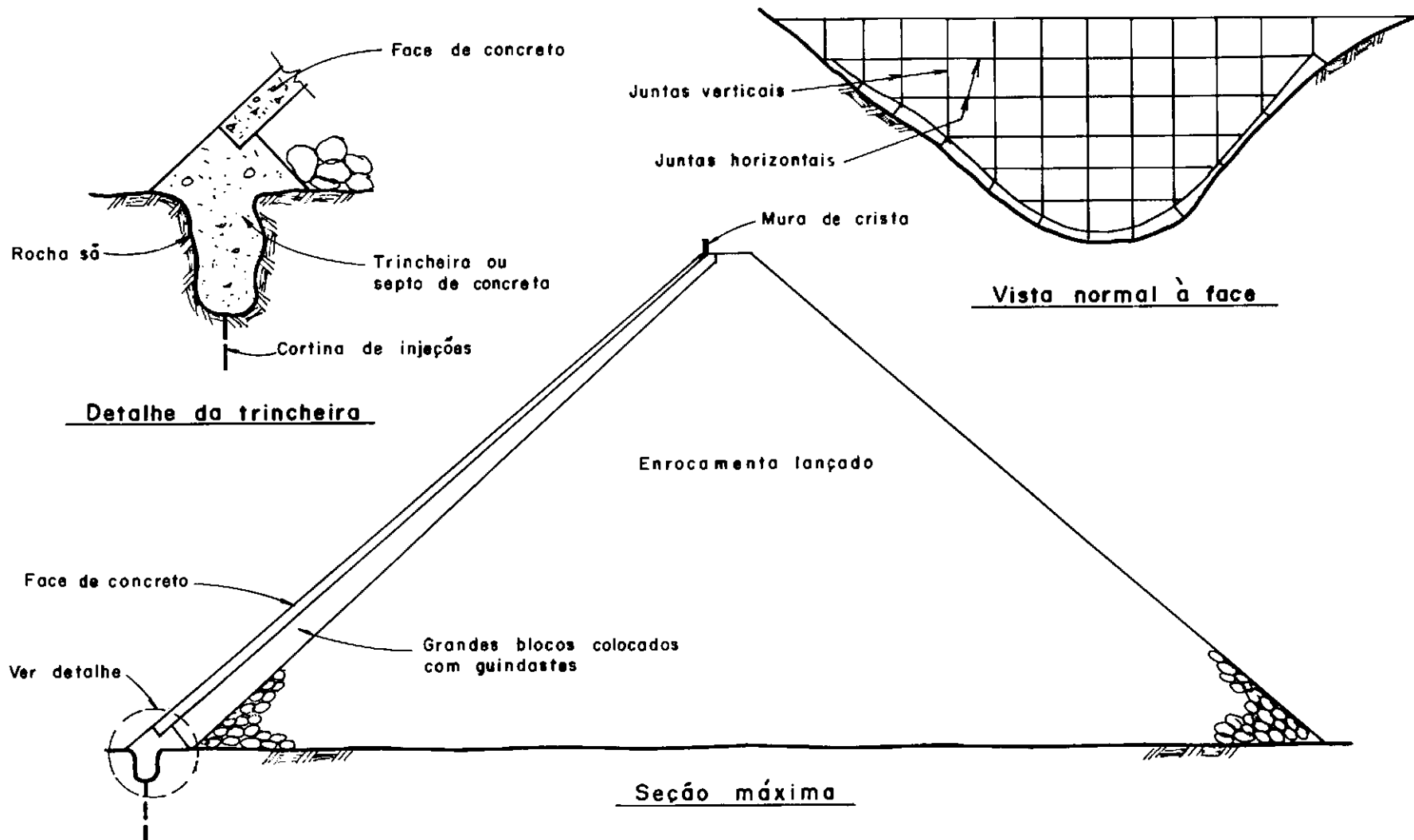


Fig. II.2 - Projeto antigo da barragem de enrocamento com face de concreto.

3) enrocamento especial subjacente a laje, a denominada zona 2, no lugar do colocado por guindaste, em serviço mais rápido e econômico e reduzindo a necessidade de excesso de concreto na construção;

4) laje mais fina, com redução na porcentagem de armadura e menor número de juntas, as horizontais só existem quando de construção e as verticais, quando sob compressão, sem material de preenchimento compressível;

5) emprego de formas deslizantes na construção da laje.

Todos esses avanços resultaram em obra mais rápida e menos onerosa.

O eixo ótimo é o que fornece a menor área de laje e não o menor volume de enrocamento.

### II.5.1 Plinto (figura II.3)

O plinto, ou laje de pé, foi uma gradual evolução da trincheira escavada a fogo, para uma laje ancorada em rocha sã. TERZAGHI (1960a) foi um dos primeiros a incentivar tal prática, ao examinar o desenvolvimento alcançado nas barragens de Wishon e Courtright. Para ele, "escavar a superfície alterada da rocha até onde for possível sem o uso de fogo e, a partir daí, proceder à injeção da fundação, deve ser tratamento suficiente. Difícil entender como a brutal prática de explosivos na escavação de rocha sã surgiu. O objetivo dessa estrutura é somente reduzir a percolação".

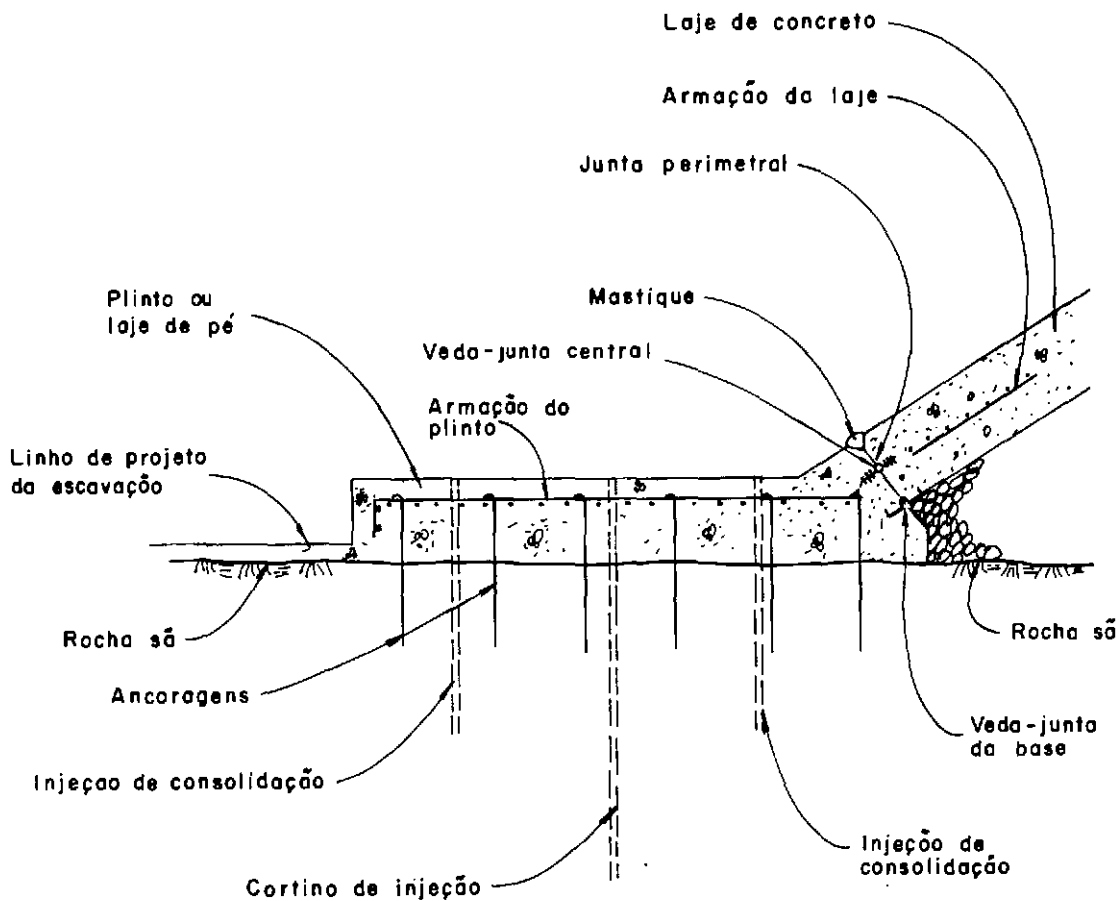


Fig. II. 3 - Plinto

Os objetivos principais do plinto são prover uma conexão impermeável da laje com a fundação (sua forma é apropriada para os serviços de injeção) e fornecer uma face de apoio para o início da execução da laje.

### II.5.1.1 Tratamento da fundação do plinto

De um lado, as menores preocupações com percolação, quanto à segurança, induzem a requisitos mais leves de fundação. Do outro, o elevado gradiente hidráulico (o caminho de percolação é menor) e a falta de peso de maciço que ajude a fechar as fissuras e/ou fraturas da fundação exigem um maior cuidado no tratamento.

A rocha ideal de fundação do plinto deve ser sã, dura (ver NOTA 2 no fim do capítulo), não erodível e injetável. SIERRA (1989), a parte o fraturamento e a sanidade, considera importante apenas o critério de erodibilidade, pois uma rocha terá capacidade de suporte sempre suficiente para qualquer material de construção. Porém rochas alteradas, fraturadas, com falhas, juntas preenchidas com material argiloso ou rochas até levemente erodíveis e suscetíveis a entubamento podem ser aceitas se adequadamente trabalhadas. O básico é eliminar as possibilidades de erosão e entubamento. Para tanto, vários recursos podem ser empregados:

- escavação do material erodível e substituição por concreto. A escavação deve ser cuidadosa, evitando o emprego de explosivos, para minimizar o fraturamento da rocha subjacente;
- alargamento local do plinto a montante e/ou a jusante, o caminho de percolação é estendido a até 25% da carga hidráulica ( $L = H/4$ , ao invés de  $H/10$  ou  $H/20$ );

- aumento do número de linhas ou da profundidade da cortina de injeção;
- a jusante do plinto, implantação de uma camada de concreto ou concreto projetado, subjacente (ou não) a camada de filtro e tendo (ou não) filtro a jusante e
- execução de parede-diafragma ou de trincheira rígida de concreto ou flexível de areia-asfalto.

Os melhores exemplos de tratamento complexos de fundação podem ser obtidos com detalhe nas barragens de Salvajina (SIERRA et al., 1985), Khao Lem - em fundação cárstica (WATAKEEKUL et al., 1985), Winneke (CASINADER e WATT, 1985), Mangrove Creek (MACKENZIE e McDONALD, 1985) e Kotmale (GOSSCHALK e KULASHINGHE, 1985). O trabalho de SIERRA (1989) é também importante no assunto.

O uso de material impermeável a montante (aterro de random e areia fina siltosa - ver zona 1 no item II.5.2.3), aumenta a estanqueidade, fornecendo material que previne contra o fissuramento do concreto e abertura das juntas. A maioria das barragens, mesmo aquelas que dispõem de fundação em rocha sã, necessita algum dos tratamentos supra-citados do plinto em pontos localizados.

O procedimento em fundação boa resume-se a escavação até a cota designada e limpeza da superfície com jateamento de ar ou ar-água. As imperfeições localizadas são tratadas com alguns dos recursos anteriormente citados. Quanto mais se escavar, melhores fundações são atingidas e menor volume de tratamento é necessário, porém com maior custo de escavação. Procura-se, claro, a profundidade ótima.

### II.5.1.2 Arranjo e dimensões do plinto

Os métodos variam muito de acordo com o caso. Na situação ideal, removendo-se a capa de solo pouco espessa, atinge-se uma fundação competente. Pode-se escavar trincheira em toda a linha de projeto do plinto, antes de se definir um nível de referência. Em vales íngremes, minimiza-se ao máximo a escavação por esta ser de difícil logística.

A escavação tem duas geometrias básicas. A empregada em Cethana, e mais amplamente usada, que obtém uma fundação horizontal para o plinto, ou acompanhando a inclinação do terreno original, mais recentemente adotada pela Comissão da Tasmânia, Austrália. Embora esta reduza o volume de escavação, as dificuldades na execução do chumbamento e da injeção eliminam essa vantagem. A própria Comissão está voltando ao projeto com plinto horizontal.

A largura depende da qualidade da rocha e da altura da barragem. Em fundações adequadas, adota-se entre  $H/20$  e  $H/25$ . A redução da largura faz-se em degraus, e não continuamente, por razões construtivas. A largura mínima é de 3 m, aceitando-se 2 m para barragens com menos de 40 m em fundação competente.

A espessura é pelo menos igual à da laje. A topografia irregular do topo da rocha e o processo de escavação resultam em excesso de escavação normalmente grande. Aceita-se, portanto, em projeto, espessura entre 0,3 e 0,4 m, no máximo 0,5 m na seção máxima transversal.

Até Salvajina, Colômbia (145 m, 1983) o espaçamento das juntas de construção era constante, entre 6 e 8 m. A partir de então, as juntas de construção do plinto levam armação contínua espaçadas a conveniência do construtor (no caso 15 m).

Nos trechos onde há variações significativas da topografia

natural e da rocha exposta pela escavação, executam-se juntas com armação interrompida e dotadas de veda-juntas, sem coincidirem com as juntas verticais da laje, sobretudo quando estas levam veda-juntas. A junção em T desses veda-juntas é tarefa bem delicada e deve ser evitada.

### II.5.1.3 Estabilidade do plinto

Com o enchimento do reservatório e o assentamento do maciço, as juntas perimétricas abrem, afastando a laje do plinto. A laje trabalha, então, independente do plinto e vice-versa. Por isso, o plinto deve resistir ao empuxo hidrostático horizontal sem o apoio da laje ou do enrocamento a jusante.

Normalmente o atrito na base é enorme, exceção feita aos plintos assentados em fundações alteradas, com falhas, etc. Para plintos altos (espessos), em locais determinados, necessita-se uma análise de estabilidade. Nesse dimensionamento deve-se considerar, no mínimo, os esforços dos tirantes. A subpressão é levada em conta por um diagrama triangular.

Na Europa é comum a prática de usar uma galeria de drenagem (ligada à zona 2), inspeção e injeção junto com o plinto, o que o torna uma estrutura menos estável, por sua maior altura. FRANCO e PENA (1988) apresentam trabalho exclusivo sobre a análise da estabilidade do plinto-galeria. O ITALIAN COMMITTEE (1988) também aborda o tema.

O plinto é chumbado na rocha antes das injeções.

Deve-se, no alinhamento do plinto, evitar grandes espessuras, não só pela estabilidade ao deslizamento, como para evitar um grande volume de enrocamento suportando a junta perimetral, o que aumentaria sua tendência a abrir. Deve-se procurar evitar, também, variações bruscas dessa



quantidade de enrocamento que suporta a laje logo atrás do plinto. Os recalques diferenciais possíveis em tais situações podem ser controlados pelo emprego de juntas dotadas de veda-juntas. A Comissão da Tasmânia chega a exigir pelo menos 90 cm de enrocamento entre a laje e a fundação, na região junto ao plinto.

#### II.5.1.4 Injeção da fundação a partir do plinto

O plinto é executado antes da zona 2 adjacente e funciona como capa de topo da injeção. Esta é feita a qualquer instante, facilitando sobremaneira o cronograma. Especifica-se, às vezes, a injeção obrigatoriamente antes da colocação da zona 2, para que se possa observar o retorno da calda na vizinhança. Não é procedimento necessário, pois a eventual redução das perdas é menos importante que a redução do cronograma.

O critério de parada é o de sempre: quando a injeção não aceitar mais calda, isto é, até 5 a 10 m de profundidade, se a absorção for menor que 25 a 50 kg/m e abaixo de 10 m de profundidade, para absorção menor que 100 kg/m. Esse critério varia de acordo com a experiência local. Executar as injeções através do plinto proporciona um melhor *groutamento* da superfície próxima à base do plinto.

As opções de tratamento são as mesmas que em outros trabalhos de injeção. Numa rocha competente, com poucas descontinuidades, uma simples linha de injeção é suficiente, a "cortina", adotando-se o processo de iniciar com furos primários mais espaçados (de 14 a 30 m), depois reduzidos nos furos secundários, terciários, se necessário. Caso haja maiores problemas, recorre-se a uma ou duas linhas paralelas a primeira. Pode-se também realizar um "tapete" de injeções, com maior concentração de injeções a menor profundidade. A combinação de cortina com tapete também é possível e muitas vezes atraentes. Nesse caso, as

injeções mais rasas do tapete são realizadas inicialmente com baixas pressões selando fissuras próximas à superfície. As injeções mais profundas da cortina usam maiores pressões e vão a maiores profundidades.

Em barragens de enrocamento com face de concreto, os furos de consolidação são de extrema importância, em virtude do pequeno caminho de percolação sob o plinto. Estes devem ser fundos o suficiente para penetrarem em zonas de maior permeabilidade ou com fissuras abertas.

A profundidade antes adotada era em geral de  $0,5H$ , onde  $H$  é a carga hidráulica do reservatório. Os australianos (FITZPATRICK, 1985) tendem a adotar atualmente  $H/3$ . Na barragem de Shiroro, em fundação ruim, chegou-se a  $2H/3$ . SIERRA (1989) sugere em rocha não erodível levar a linha de cortina (central) até  $H/3$ , ou pelo menos 15 m e as linhas de consolidação (do tapete) a 6 m mais que os furos terciários da linha central e um mínimo de 6 m. Caso adote-se tapete apenas, sugere malha de 3x3 m, a profundidade máxima de 15 m. Na barragem de Xingó, Brasil, em construção, com 140 m de altura, a injeção está prevista atingir 30 m de profundidade (VASCONCELOS e EINGENHEER, 1985), o que significa aproximadamente apenas  $H/4,5$ !

A pressão a ser usada é função da experiência com a rocha local sendo, em geral, de 7 a 10,5 kPa por metro de profundidade (COMITE COLOMBIANO, 1989). Em Foz do Areia, a prática mostrou que pressões de 200 kPa eram um limite seguro para evitar o levantamento do plinto, ocasionado por pressões de 300 a 400 kPa, em zonas de permeabilidade baixa com fraturas sub-horizontais limpas e contínuas. Nos trechos muito fraturados e alterados, as pressões se dissipavam a distâncias pequenas dos furos, o que permitiu empregar pressões de até 500 kPa. No entanto, sempre se teve o cuidado de medir o desenvolvimento das pressões em furos próximos e observar as deformações do plinto durante os trabalhos.

### II.5.1.5 Armação e ancoragem do plinto

A armação controla os efeitos do gradiente térmico e eventuais tensões de trações ocorridas durante as injeções. Transformam-se poucas fissuras espessas em múltiplas fissuras estreitas. A armadura, na taxa de 0,3% em cada direção, é colocada em uma camada a 10-15 cm do topo do plinto, ligada às ancoragens. Antigamente utilizavam-se 2 camadas de armadura, porém apenas uma camada permite melhor limpeza da superfície da rocha antes da concretagem.

A armação é contínua nas juntas de construção do plinto, sem necessidade de veda-juntas. A junção deste com o veda-junta da junta perimetral era um obstáculo ao perfeito acabamento do concreto. As ancoragens promovem a conexão entre o plinto e a fundação rochosa, não tendo função de resistir à subpressão das injeções. Quando a fundação é bem limpa, a conexão com o plinto é perfeita, portanto não há como a calda penetrar na interface e pressionar. No máximo, existindo uma pequena fratura, mas o esforço aí exercido é desprezível. A preocupação só existe em juntas abertas paralelas à base do plinto e a pouca profundidade.

Ferros usados como chumbadores: diâmetro de 25 a 32 mm, espaçados de 1,0 a 1,5 m, 3 a 5 m de comprimento, injetados em toda a sua extensão. Não se faz ensaio de arrancamento, pois não há carga de projeto. O espaçamento, comprimento e diâmetro são escolhidos de acordo com a experiência precedente na rocha em questão.

### II.5.1.6 Tabela-resumo do projeto do plinto

SIERRA (1989) fornece um resumo das sugestões do projeto do plinto, sendo o único autor a ter estabelecido definições sobre o que é uma rocha erodível e suas diversas graduações. A tabela a seguir foi extraída desse trabalho.

Tipo de fundação	I	II	III	IV
Largura do plinto L/H da barragem	1/18	1/12	1/6	1/3
Escavação local e reenchimento com concreto	o	f	f	
Injeção				
-cortina	f	f	f	f
-consolidação	o	f	f	f <sup>(1)</sup>
-tapete				f <sup>(1)</sup>
Trincheira				
-concreto			f	f
-asfalto+areia				f <sup>(2)</sup>
Filtros	para proteger de erosão material da fundação			
Outras medidas				
-tapete de concr. ou concr. projetado			o	f
-aterro areia fina sil-tosa	f	f	f	f
-plinto flexível com veda-junta				f

o - uso ocasional

f - uso freqüente

(1) só em rocha muito fraturada ou friável, injetável

(2) em solo residual compressível

#### FUNDAÇÃO

TIPO I) Rocha não erodível: pouco fraturada, juntas e descontinuidades bem espaçadas, fechadas ou, se abertas, sem material de preenchimento carreável. Recuperação > 80% e RQD > 50 a 60%.

TIPO II) Rocha moderadamente erodível: alterações aceitas em pequenas áreas, fraturada, com fendas de no máximo 10 mm. Material de preenchimento não coesivo, lavável pelo ensaio de perda d'água e que permita passagem da nata de cimento. Recuperação > 50% e RQD > 20 a 30%.

TIPO III) Rocha erodível: muito fraturada, branda e moderadamente alterada. Sob percolação de água, a rocha, em torno de suas descontinuidades, é erodível, sem contudo carrear mais que 5% da massa da rocha. Descontinuidades de qualquer largura, com ou sem material de preenchimento. A injeção não preenche todos os vazios. Zonas alteradas por tectonismo podem existir em no máximo 10% da área ou volume de rocha considerado. Recuperação > 30% e RQD > 0 a 10%.

TIPO IV) Rocha altamente erodível: completamente alterada, saprolito.

## II.5.2 Maciço de enrocamento

### II.5.2.1 Tratamento de fundação

Na barragem de terra-enrocamento o elemento vedante, o núcleo argiloso, está no interior do maciço; e o espaldar de montante não contribui na absorção do empuxo do reservatório. Já na barragem de enrocamento com face de concreto, o elemento vedante, a laje, encontra-se a montante do maciço e, portanto, o carregamento é suportado por todo o enrocamento. O esforço hidrostático, todo a montante do maciço, é absorvido pela fundação a montante do eixo. As medições confirmam o pequeno movimento para jusante do talude de montante durante o enchimento. Em média, a relação força vertical/horizontal está em torno de 6,0. Por conseguinte, o critério de tratamento pode ser menos rigoroso que o das barragens de enrocamento com núcleo impermeável.

COOKE (1984) e COOKE e SHERARD (1987) recomendam proceder à retirada de escarpas e arestas com mais de 2 m em área até  $0,3 H$  (no mínimo 10 m) a jusante do plinto. Na fundação como um todo, remove-se a capa de solo até a cota em que os pontos de rocha mais resistente fiquem expostos, empregando-se basicamente tratores. Na porção de montante da barragem (do eixo a face) de barragens altas, escava-se o solo e a rocha alterada entre esses pontos de rocha mais resistente, através de retroescavadeira ou equipamento similar. Não há necessidade de limpeza final. No trecho restante, ou em barragens de menor altura (abaixo de 75 m) em toda sua fundação, esse saprolito/rocha alterada não é removido. Depósitos de pedregulhos aluvionares a pequena distância a jusante do plinto não são removidos. Depósitos de areia são removidos, sobretudo quando existe risco de liquefação.

A Comissão da Tasmânia (FITZPATRICK, 1985) retira aluviões pedregulhosos num raio de  $0,5H$  a jusante do plinto e fazem

limpeza completa do plinto ao eixo; daí para trás removem somente o solo superficial, deixando o saprolito/rocha alterada.

SIERRA (1989) sugere retirar material com compressibilidade maior que o enrocamento no trecho montante, em zonas com área maior que  $100 \text{ m}^2$ . A uma distância  $0,2H$  a jusante do plinto, mantém-se a mesma fundação que sob o plinto. Desse ponto até o eixo, propõe o mesmo que COOKE e SHERARD: expor a rocha. A metade jusante divide em dois trechos: do eixo até  $0,2H$  a jusante, os depósitos de solo são removidos e daí até o pé de jusante, apenas raspagem. Para barragens menores que 50 m, até  $0,2H$  a jusante do plinto, deve-se expor a rocha e no resto da fundação, remove-se os depósitos de solo.

Na barragem de Balsam Meadow, EUA, 38 m, 1978, a fundação do enrocamento principal (subzonas 3B e 3C) foi em solo residual de granito com SPT no mínimo 40.

Em fundações erodíveis, protege-se o maciço com filtro se houver, a custo adequado, disponibilidade de material da zona 2 e 3A. Caso contrário, só até a distância  $H$  a partir do plinto.

#### II.5.2.2 Taludes

Não se conhece a forma da superfície de ruptura desse tipo de barragem, pois até hoje nenhuma rompeu por estabilidade inadequada. Portanto, torna-se difícil propor qualquer método de análise. A elevada confiança na estabilidade da barragem de enrocamento com face de concreto faz com que a experiente Comissão de Hidro-eletricidade da Tasmânia, Austrália, não realize estudos de estabilidade.

Existindo fraturas na fundação, o estudo clássico por cunhas tem sido realizado, como na barragem de Kotmale

(GOSSCHALK e KULASINGHE, 1985). Deslizamento e tampouco flutuação são problemas. Em Foz do Areia, reduziu-se o talude de controle para 1:1,4 (V:H) - o talude entre banquetas era de 1:1,25 (V:H) -, em função da sabida redução do ângulo de atrito para grandes tensões e por tratar-se de barragem de enrocamento com face de concreto com altura e volume de reservatório sem precedente anterior. Fundações menos competentes e rochas menos resistentes têm taludes mais abatidos. A barragem de Golillas, Colômbia (130 m, 1978) tem taludes 1:1,6 (V:H) e a de Bailey R. D., Estados Unidos (85 m, 1979) 1:2 (V:H).

Zonas de baixa compressibilidade são especialmente desejadas nas ombreiras de barragens mais altas em vales encaixados.

Taludes temporários e rampas de acesso. Segundo COOKE e SHERARD (1987) taludes de 1:1,3 (V:H) transversal ou longitudinalmente ao corpo da barragem não afetam a resistência ou compressibilidade final da barragem. A possibilidade de altear para diferentes cotas trechos diversos do maciço e de executar acessos e caminhos de serviço confere extraordinária flexibilidade à barragem de enrocamento com face de concreto. Em termos de custo e de proteção ao meio-ambiente é altamente benéfico, pois reduz a necessidade de implantação de estradas de acesso e de estocagem de material.

MATERON (JGED, 1987, em resposta à COOKE sobre o artigo de Foz do Areia) apresenta uma proposta de especificação das rampas e estradas de acesso:

- rampa temporária dentro do maciço com declividade máxima de 15%, dotada de plataformas horizontais para mudança de direção.
- estrada de acesso a jusante (permanente) com rampa de 12% e plataforma horizontal.

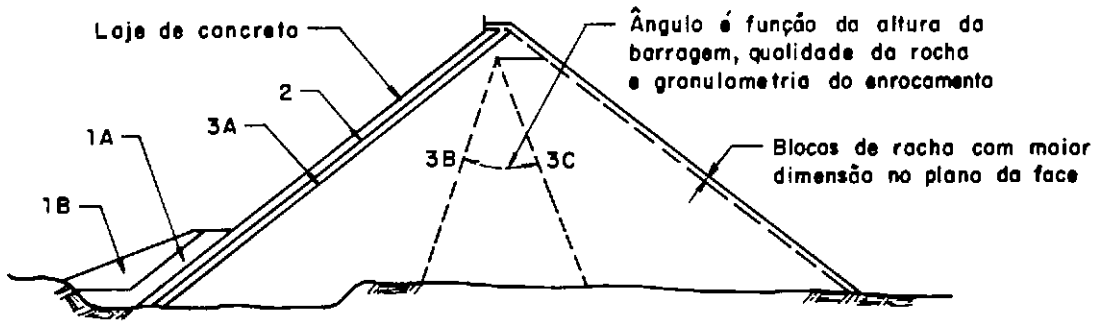
- taludes laterais de 1:1,2 (V:H).
- no enrocamento das zonas 2 e 3A o ideal é não permitir rampas; caso imprescindível, adotar 10% de declividade e sentido paralelo ao eixo da barragem somente próximo à crista, desde que com o intuito de completar a seção, de modo a permitir o início da colocação da laje.
- o pé do talude de montante das rampas deve ter afastamento mínimo da face de 10 m.
- empregar nas estradas as especificações da zona em questão, aceitando, a jusante do eixo e em local de difícil acesso, material lançado.

### II.5.2.3 Zoneamento (figura II.4)

A permeabilidade do maciço crescente no sentido montante-jusante é desejável para permitir o controle de enchente antes da colocação da laje. O grau de compactação crescente no sentido jusante-montante também é necessário para absorver o empuxo hidrostático.

A numeração dada às zonas é aquela sugerida por SHERARD (1985). Escolheu-se essa nomenclatura por ser crescente na direção montante-jusante. Como este trabalho faz diversas referências à barragem de Foz do Areia, apresenta-se também a correlação entre a nomenclatura usada nesta e a aqui utilizada. Além das zonas abaixo citadas, algumas obras incluíram filtros-chaminé e drenos. Todas as obras eram compostas de enrocamentos de propriedades duvidosas: Salvajina, Kangaroo, Little Para, Golillas e Mangrove Creek.





- 1A - Areia fino siltoso  
 1B - Random  
 2 - Zona processada de pedregulho-areia  
 3A - Pedra selecionada (camadas de mesma espessura que zona 2)  
 3B - Enrocamento de pedra ou escavação obrigatório (camadas de ~1 m)  
 3C - Enrocamento de pedra ou escavação obrigatório (camadas de 1,5 a 2,0m)

Fig. II.4 - Zoneamento do maciço (apud. Cooke e Sherard, 1987)

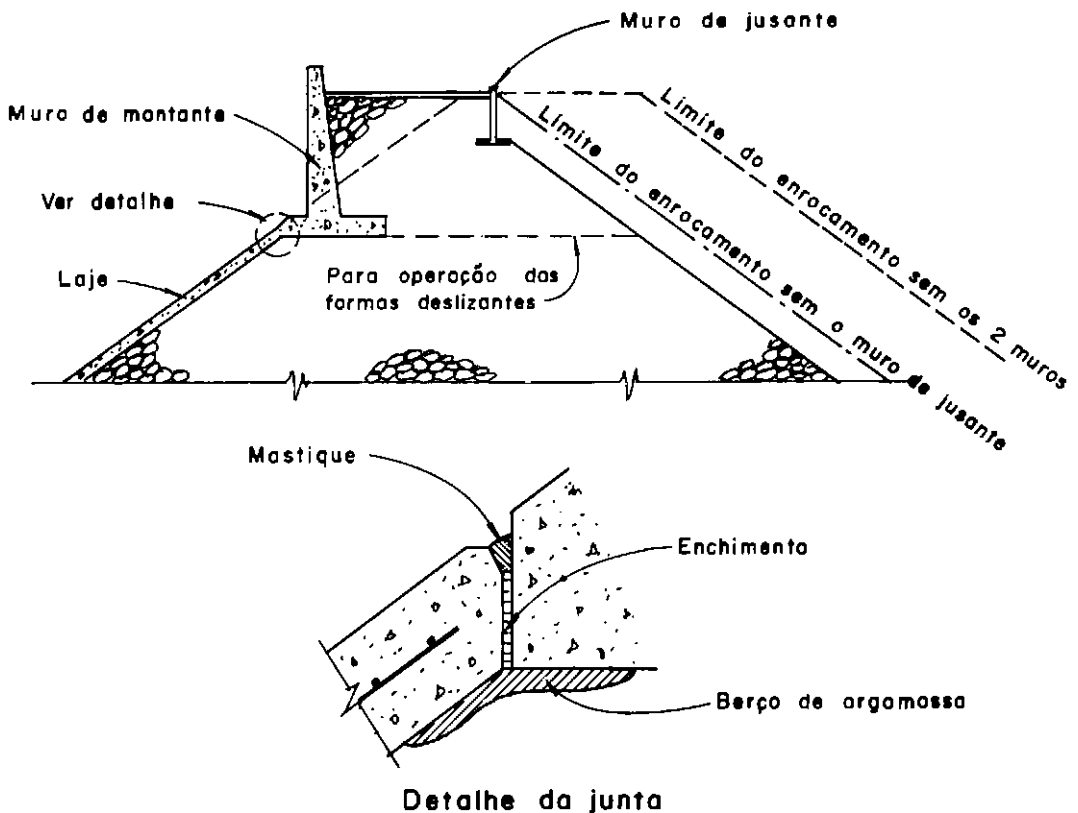


Fig. II.5 - Parapeitos de crista (apud. Comitê Colombiano, 1990)

**Zona 1** - Em Foz do Areia foi denominada zona III. A subzona 1A é composta de areia fina siltosa e a subzona 1B de random. Objetiva fornecer material capaz de selar quaisquer aberturas da junta perimetral e nos trechos inferiores da laje e das juntas verticais. Trabalha como o filtro de montante do núcleo de barragens de terra-enrocamento. COOKE sugere diâmetro máximo de 2 a 0,8 mm e cerca de 30% de material menor que 0,075 mm (peneira 200), enquanto MORI e PINTO (1988 e 1989) propõem  $d_{max}$  igual a 0,6 mm e de 5 a 20% abaixo de 0,075 mm.

A largura da zona 1A é a mínima requerida para a sua construção. A zona 1B terá, então, a espessura necessária para conferir estabilidade ao conjunto.

Não obstante a sua utilidade na cicatrização de fissuras, não há registros que justifiquem a adoção desta zona. A maioria das barragens em operação não a têm e nem por isso apresentaram má performance. Essa camada talvez se justifique em barragens altas, como Alto Anchicaya (a primeira a adotá-la), Foz do Areia, Golillas. Em barragens de menor altura, com a criteriosa execução da zona 2, o lançamento de areia fina siltosa a partir da crista basta para obter a selagem de eventuais fissuras ou aberturas de juntas.

**Zona 2** - Em Foz do Areia foi denominada zona II. Tem tal importância na performance adequada da barragem que é tratada separadamente no item II.5.2.5.

Mistura de pedregulho e areia obtida de enrocamento britado ou diretamente de aluvião pedregulhoso. Sua largura é a mínima possível, entre 3 e 5 m. Em Foz do Areia tinha 4 m na crista e 10 m na junta perimetral. A Comissão da Tasmânia, Austrália (FITZPATRICK et al., 1985) está

empregando apenas 1 m de largura, ao mesmo tempo que aumenta a largura da zona 3A adjacente.

Não se deve permitir teor de umidade do material passando na peneira n<sup>o</sup> 4 (4,8 mm) muito alto (de 4 a 10%), pois pode prejudicar a traficabilidade do equipamento de compactação. Em Salvajina, quando havia mais que 15% passando na peneira 100 (0,15 mm), enfrentava-se problemas de traficabilidade, de acordo com o teor de umidade. Além de compactação da camada com as habituais 4 passadas, emprega-se na face (na direção do talude) 4 passadas sem vibração, seguidas de 4 passadas ascendentes com vibração. O uso de placa vibratória é recente e promissor (PHILIPS, 1985). Adota-se espessura de camada de 40 a 50 cm, 40% de material arenoso e diâmetro máximo de 7,5 cm. Encontra-se na bibliografia barragens recentes que ainda adotaram  $d_{max}$  de 10 cm.

Todos os taludes internos temporários, resultantes de alteamentos desiguais da barragem, provocam concentração do escoamento superficial durante as chuvas, o mesmo acontecendo no maciço junto às ombreiras. Para impedir o desenvolvimento de sulcos profundos de erosão nessa zona, esta deve ser protegida com dispositivo de drenagem superficial. Para chuvas diretas, aplicar camada de concreto projetado ou emulsão de asfalto e areia de 50-75 mm de espessura.

Essa zona tem função semelhante ao filtro de jusante do núcleo de barragem de terra-enrocamento, além de fornecer superfície lisa para o trabalho de concretagem da laje.

Tem-se adotado na região próxima à junta perimetral uma zona 2 especial (em Foz do Areia chamada IIBB), em geral com adição de cerca de 5% de cimento, composta de um material de granulometria mais fina, com diâmetro máximo de 2 a 5 cm (SHERARD, 1985, sugere 1,25 cm). Essa zona, compactada a mão ou por placas vibratórias, garante melhor qualidade dessa transição crítica e facilita, por sua

pequena coesão, as escavações necessárias à implantação do berço do veda-junta inferior.

Zona 3 - Em Foz do Areia denominada zona I. A subzona 3A é obtida de carregamentos especiais, sendo necessária seleção de material. Compacta-se junto com a zona 2, portanto, em espessura de 40 a 50 cm. A largura é a necessária para a construção. A Comissão da Tasmânia, que antes projetava com 3 m, tem usado 5 m para compensar redução na largura da zona 2. A subzona 3A deve atender aos critérios de filtro entre a zona 2 e a subzona 3B (ver NOTA 3 no fim do capítulo).

A subzona 3B absorve a maior parte da carga do reservatório e deve ser, portanto, pouco compressível. Especifica-se enrocamento de pedreira, compactado em camadas de cerca de 1 m de espessura e com 4 passadas de rolo de 100 kN.

A subzona 3C, compactada em camadas de 1,5 a 2 m de espessura, também é adequada para rochas que ultrapassem o diâmetro máximo, conferindo maior flexibilidade aos serviços.

No Brasil tem-se adotado 80 cm para a subzona 3B e 160 cm na 3C, valores que dão grande flexibilidade na construção, permitindo a cada duas camadas da subzona 3B, compactá-la junto com a 3C.

Talude de jusante - Em Foz do Areia denominada IE. A maior dimensão dos blocos de rochas de diâmetro elevado é colocada na face de jusante, dando um aspecto mais agradável a esse talude. Estoca-se material para execução do talude junto a crista, pois nessa fase há pouca exploração de pedreira.

Zona 4 - No pé de jusante da barragem, composta de blocos de rocha são de grande diâmetro, que não quebrem sob ciclos de molhagem e secagem. Objetiva resistir a erosão da água e

em alguns casos, melhorar a resistência contra sismos.

#### II.5.2.4 Enrocamento principal

Neste subitem apresenta-se, em relação às especificações do material constituinte e do manuseio do enrocamento nas barragens com face de concreto, apenas uma síntese do procedimento atual, pois no capítulo III, a seguir, esse assunto é mais amplamente apresentado.

Não há especificação rígida da qualidade da rocha ou de sua granulometria. Praticamente qualquer rocha pode ser utilizada se adequadamente manuseada.

Para rocha dura, a simples especificação de material não selecionado de pedreira é suficiente. Em geral, um máximo de 50% de material menor que 2,5 cm, 20% menor que 4,8 mm (peneira 4) e 10% menor que 0,075 mm (peneira 200) indica enrocamento com características adequadas.

A especificação sempre dependerá das características das pedreiras. O material que, explorado, é empregado diretamente no canteiro sem necessitar nenhum processamento (britagem, peneiramento, etc.) é o ideal. Por que fazê-lo atender à especificação pré-estabelecida, se mesmo assim obtém-se um bom comportamento? Em Foz do Areia, o enrocamento principal, zona 3B, era bastante uniforme (coeficiente de desuniformidade igual a 6), sem que se obtivesse uma fraca performance da barragem.

Se o enrocamento obtido não estiver dentro dos limites acima, ainda assim será adequado desde que suporte o tráfego dos caminhões fora-de-estrada e dos pesados rolos compactadores vibratórios.

Adota-se diâmetro máximo que possa ser incorporado às camadas e forneça superfície lisa para equipamentos de

compactação e transporte.

Uso de pedregulho como enrocamento compactado - O pedregulho também é utilizável, sendo bem econômico o seu emprego. Espessuras de camada entre 0,3 e 0,9 m, função da altura da barragem, dimensão do pedregulho, porcentagem de material passando na peneira 0,075 mm (número 200). Não se usa adicionar água. Para enrocamentos sujos de pedregulhos (mais que 10% abaixo da peneira 200) a umidade pode ser excessiva e obrigar o uso de filtros-chaminés e drenos nas ombreiras e transições, como em Salvajina, Golillas e Mangrove Creek.

Adição de água - apesar de alguma controvérsia, acredita-se que auxilia na redução da compressibilidade, porém em rochas com pequena absorção (2%), zona 3C, o custo pode não compensar, como nas barragens de Segredo, Xingó e Miel.

Em barragens altas, dispendo-se de enrocamento que perde resistência quando saturado, especialmente em enrocamentos sujos, usá-lo na subzona 3B, com adição de água. Não há necessidade de injetá-la sob pressão. De 10 a 20% de volume de água do volume de enrocamento é a prática atual.

Ocasionalmente, quando a jusante tem-se área de pesca ou de abastecimento urbano de água, e devido à turbidez da água que drena do enrocamento, há que se limitar a adição de água na compactação. Nesses casos, melhor adotar camadas menos espessas, de 60 cm ou menos, e 6 passadas do rolo, ao invés das 4 passadas habituais.

Controle de compactação - Na zona 2 são executados ensaios de densidade iguais aos de barragem de terra, exigindo-se grau de compactação mínimo de 98% do Proctor Normal, obtido da fração menor que 19 mm. Na zona 3 não é necessário o controle de compactação. Escavam-se poços com profundidade igual a espessura da camada e mede-se a densidade do enrocamento, para permitir comparação com outras barragens.

#### II.5.2.5 Zona 2 - a transição ou o enrocamento da face de montante

Antes da compactação, o enrocamento dessa zona era colocado por guindaste. No início da compactação, acreditava-se que uma granulometria distribuída entre 5 e 25 cm, de maneira que se tivesse contato rocha-rocha, formaria uma boa base para a laje. Assim, em caso de infiltração pela laje, não haveria possibilidade de perda de finos, com conseqüentes recalques e fissuras da face. Porém esse material segregava e não continha ligante, perdendo sua compactidade com os serviços de armação e forma, além de ser muito permeável em enchentes durante a construção, antes da colocação da laje. Em Cethana, usou-se material não selecionado e não processado de pedra e de escavação, não mais se expurgando o material abaixo de 5 cm. A zona 2 assim composta era compacta, não erodível e semi-permeável, adequada como base à laje, abrindo o caminho para o projeto atual.

O objetivo principal dessa zona é dar suporte à laje. Antes, com a adoção de blocos de rocha, esse apoio não era uniforme, o que induzia a concentração de tensões na laje e obrigava a maiores taxas de armação. A granulometria mais fina conferiu um suporte mais uniforme à laje, além de uma superfície acabada mais lisa, o que permitiu reduzir o excesso de concreto na construção. A zona 2 tornou-se menos permeável e capaz até de reter enchentes durante a construção.

O passo mais recente no projeto atual foi dado por SHERARD (1985), que se baseou sobretudo em observações de campo. O emprego, até então, de cerca de 20% de material arenoso (menor que 4,8 mm, peneira 4), com diâmetros máximos entre 7,5 e 15 cm, levava à segregação do material no lançamento e fornecia uma zona de alta permeabilidade (até cerca de

10 cm/s).

SHERARD observou as seguintes características em filtros de barragens com núcleos impermeáveis, compostos de misturas bem graduadas de areias e pedregulhos:

1) Em misturas areia-pedregulho com 20% de areia (abaixo de 4,8 mm, peneira 4), ou menos, é praticamente impossível de se evitar a segregação, não importando o cuidado ou o método usado na construção.

2) Em misturas com 25 a 35% é possível evitar a segregação, mas só a custa de muito trabalho.

3) Misturas com 40% ou mais de areia não segregam. O coeficiente de permeabilidade é governado pelo material menor que 4,8 mm e a proporção de 40% é suficiente para envolver e acamar os grãos maiores, não importando se o diâmetro máximo da mistura é 5 ou 15 cm. Além do mais, a resistência ao cisalhamento desse material é ainda ditada pelas partículas pedregulhosas. A única desvantagem é sua maior suscetibilidade à erosão.

Assim SHERARD sugere esta granulometria para a zona 2 (ver curva na figura IV.7):

DIAMETRO (cm)	% PASSANDO
7,5	100-90
3,8	95-70
1,9	80-55
0,48 - peneira 4	55-35
0,06 - peneira 30	30-8
0,0075 - peneira 200	12-2

Desses, o requisito mais importante é o da peneira 4, em que SHERARD considera o ideal uma média de 40% de areia. Este impede a percolação e permite redução no custo da laje, através de menor espessura de laje, menor porcentagem



de armadura e menor número de veda-juntas (ou detalhes mais simples nas juntas), processo que realmente aconteceu e ainda está em curso.

O mínimo de 8 e 2% passando, respectivamente, nas peneiras 30 e 200 é necessário para conferir um baixo coeficiente de permeabilidade (aproximadamente  $10^{-4}$  cm/s). O máximo de 12% na número 200 é porque acima desse valor o material não mais era estável internamente durante os ensaios de laboratório (SHERARD e DUNNIGAN, 1985). Ensaios de laboratório indicaram que a zona 2 assim constituída é internamente estável contra o entubamento, mesmo para altos gradientes hidráulicos. Essa granulometria associada com a zona 1 de areia fina siltosa (a montante da laje) permite melhor selo de fissuras existentes.

RIPLEY (discussão de COOKE, 1984) lembra que em filtros de núcleos impermeáveis o material não segrega quando  $D_{100}/D_{10} < 6$ . Porém SHERARD et al. (1984a e 1984b) advogam que a segregação é governada pelas partículas acima de  $D_{60}$ , sobremaneira  $D_{90}$ , e que, para eles, o critério contra segregação deve ser estabelecido pela experiência.

Para SHERARD, essas especificações são de fácil obtenção no campo, aumentando ligeiramente o custo de exploração e fabricação desse material. A possibilidade de se utilizar o aluvião pedregulhoso contrabalança esse aumento de custos e onde há inexistência de aluvião, SHERARD estimou o encarecimento em US\$4 a 8 por  $m^2$  de área de laje (aproximadamente 6% do custo de concreto da laje).

Largura constante de 4 a 5 m na horizontal para barragens maiores que 100 m, com alargamento no contato com a fundação (em Foz do Areia, 10 m). A Comissão da Tasmânia sugere redução de sua espessura de 3 m para 1 m, com aumento da espessura da zona 3A de 3 para 5 m. Nas ombreiras essa zona também deve ser espessada para maiores alturas de barragens ou vales encaixados. Compactação em

camadas de 40 a 50 cm com 4 passadas do rolo vibratório liso de 100 kN. Sobre a face, 4 passadas subindo sem vibração, seguidas de 4 a 8 passadas com vibração apenas no sentido ascendente. A Comissão da Tasmânia adota também 4 passadas com meia energia de vibração, antes de vibração total.

Nas barragens de Batang Ai, Malásia, de 60 e 85 m de altura (PHILIPS, 1985) compactou-se essa zona em camadas de 25 cm de espessura com 6 passadas de um rolo de 70 kN e a face com placas vibratórias de 10 kN. Os testes mostraram que vibração de 10 s no sentido ascendente equivaleria a 1 passada sem vibração, 1 com meia vibração e 4 com energia total de um rolo de 100 kN. A menor espessura de camada foi adotada porque o material constituinte era muito erodível, ficando desprotegido durante muito tempo (o rolo precisa de 9 m de praça na direção do talude contra apenas 3,5 m da placa). O uso de placas reduziu o excesso de concreto para 2,5 e 5,0 cm.

A barragem da Balsam Meadow, 86 m, EUA, também empregou placas vibratórias, resultando em apenas 5 cm de excesso de concreto (Comitê Colombiano, 1989).

Não se utiliza motoniveladora ou trator. Acumula-se material a 60 cm da borda. Coloca-se o material em caçambas, que basculam até alinharem-se com a face. Isso impede a segregação e o material não rola face abaixo.

Esse material não pode ser erodido pela chuva direta. O construtor é o responsável pela sua proteção durante a construção, portanto é ele quem escolhe o procedimento.

A imprimação asfáltica é um desses procedimentos, fornecendo maior estabilidade às partículas e incrementando as condições de segurança dos trabalhos. Em Foz do Areia adotou-se uma taxa de cerca de  $5 \text{ l/m}^2$  de emulsão asfáltica de ruptura rápida (RR-1C) misturada com areia projetada

aplicada após as passadas do rolo pela face sem vibração. Em seguida compactou-se com vibração total a face. Essa técnica é usada por outros autores, entre eles o Comitê Colombiano que, no entanto, sugere taxa entre 2 e 4 l/m<sup>2</sup>. Os australianos adotam de 1,5 a 2,0 l/m<sup>2</sup> e aplicam a mistura areia-asfalto só após a vibração da face.

Em Salvajina e Golillas a proteção da face foi através de 4 cm de concreto projetado com diâmetro máximo de agregado entre 9 e 19 mm.

### II.5.3 Face de concreto

#### II.5.3.1 Dimensões

As deformações da face de concreto não dependem de sua espessura, mas da movimentação do enrocamento, portanto, atualmente existe tendência a adotar-se lajes ainda mais finas. Regra geral, projeta-se 25 a 30 cm de espessura mínima e incrementos de 0,002 H a 0,003 H (H é a carga hidráulica - COOKE e SHERARD adotam o primeiro valor, apesar do segundo ser mais empregado). Sugere-se espessura constante de 25 a 30 cm para barragens com até 75 a 100 m de altura. O incremento de espessura antes era de 0,0067 H. A Comissão de Hidro-eletricidade da Tasmânia, Austrália, projetou para a barragem de Lower Pieman, com 122 m de altura e concluída em 1986, uma laje com a fórmula  $t(m) = 0,3 + 0,001 H!$

A espessura parece ter atingido o limite aceitável quanto à durabilidade da laje. Nenhum autor recomenda redução além de 25 cm.

### II.5.3.2 Concreto

Especifica-se consumo de cimento em torno de  $300 \text{ kg/m}^3$ ,  $f_{ck} = 20$  a 25 MPa, diâmetro máximo do agregado de 38 mm, abatimento (*slump*) de 5 a 8 cm e ar incorporado de 4 a 5% (nas regiões mais frias chega-se a 7%). Valor mais elevado de  $f_{ck}$  não é desejado pois aumentaria a retração do concreto na cura. O que se deseja não é resistência, mas impermeabilidade e durabilidade (ver nota 4 no fim do capítulo).

COOKE e SHERARD (1987) aconselham o uso de pozolanas, mesmo em agregados inertes, pois aumentaria a durabilidade e a estanqueidade e evitaria reações pouco conhecidas álcalis-agregado a longo prazo.

A Comissão de Hidro-eletricidade da Tasmânia adota  $f_{ck}$  de 30 a 40 MPa (!) e cimento não pozolânico.

### II.5.3.3 Armação

Tradicionalmente empregava-se 0,5% do volume projetado de concreto. Tende-se para a adoção de taxa de ferro de 0,4% próximo às juntas perimetrais e às verticais tracionadas e de 0,3% na zona central em compressão.

A armação é colocada no meio da seção para conferir flexibilidade à laje e resistência à flexão igual na duas direções. Em lajes com espessuras de 0,6 m ou mais convém colocar a ferragem um pouco acima do meio da seção e manter a mesma distância do topo no trecho de espessamento da laje. As fissuras oriundas do ressecamento têm, em média, de 0,1 a 0,2 mm de abertura, podendo serem fechadas com lançamento de areia fina siltosa no reservatório.

CASINADER (discussão de COOKE, 1984) recomenda manter a armação a uma distância constante do topo, pois sua função

mais importante é combater as fissuras de retração.

Armação contra esmagamento do concreto nas juntas perimétricas é de difícil justificativa técnica em barragens de pequena a média altura (75 a 100 m). Antes do enchimento as tensões de contato são pequenas e após este a laje afasta-se do plinto levando essas tensões a valores nulos. Apesar de parecer conservativa, vários autores (COOKE e SHERARD, 1987) aconselham seu uso, sobretudo em barragens mais altas, no trecho acima do veda-junta central.

As barragens de Pindari (1969, 44 m) e Brogo (1976, 40 m), Austrália, não tinham preenchimento na junta e apresentaram leve esmagamento do concreto (FOSTER e MITCHELL, in JGED, 1987, discussão do artigo de PERDOMO).

O aço usado é o comum, sem nenhum tratamento especial.

#### II.5.3.4 Juntas

Este item é de tal importância no projeto da barragem de enrocamento com face de concreto que se estende em capítulo à parte (ver capítulo IV). Aqui apresentam-se apenas os aspectos principais.

As juntas verticais devem terminar normais à junta perimetral. Um ângulo agudo pronunciado na laje provocará tensões indesejáveis no concreto.

O espaçamento a se adotar entre as juntas verticais deve pesar duas características: espaçamentos grandes (16 a 18 m) reduzem a quantidade de juntas, enquanto espaçamentos pequenos (12 a 14 m) diminuem o efeito de retração do concreto e necessitam de formas deslizantes mais leves. Recentemente tem-se adotado espaçamentos grandes.

As juntas horizontais são todas de construção, ou por eventual parada na concretagem, ou por razões construtivas (no topo da laje de arranque, para o início dos serviços de forma deslizante, ou em construção em dois estágios). Executa-se uma junta fria, com armação contínua, perpendicular à laje até a armação e horizontal daí até o enrocamento.

Tem-se adotado armação contínua também nas juntas verticais sob compressão. Assim, elimina-se o mastique e deixa de ser necessária armadura adicional contra esmagamento do concreto. O concreto das juntas é melhor adensado, melhorando sua estanqueidade. Com armação contínua a possibilidade de fissuras é igual em qualquer ponto da laje. Essa solução só deve ser adotada em vales abertos. No caso de alteamento concomitante da laje e do enrocamento, é sem dúvida necessária. Em vales encaixados ou com variações abruptas da fundação, a junta deve ter armação interrompida.

Nas juntas verticais sob tração, empregam-se alguns dos recursos adotados na junta perimetral, a saber: veda-junta na base da laje e mastique no topo.

A junta perimetral é o local de maior potencial de perda d'água. Em barragens com alturas inferiores a 75 m, a abertura da junta tem sido de alguns milímetros. Nesses casos o detalhamento comum da junta é suficiente. Para maiores alturas, alcança-se a grandeza de centímetros, como em Foz do Areia em que a abertura máxima foi de 2,5 cm e o degrau de 5 cm. Não ocorreu percolação excessiva, mas provavelmente o veda-junta central rompeu.

COOKE e SHERARD (1987) acreditam não haver necessidade do veda-junta central, apesar das várias tendências existentes, mesmo para barragens mais altas e em vales encaixados. Este dificulta a concretagem e os veda-juntas da base e do topo têm transmitido confiança. Veda-junta

superior de mastique coberto com membrana de PVC ou hypalon e o veda-junta inferior de cobre ou aço inox, sobrejacentes a berço de areia-asfalto ou de argamassa de cimento, além de granulometria especial na zona 2 junto ao plinto constituem os recursos adotados em barragens mais altas.

A membrana do mastique tem que manter a água externa a ela, por razões óbvias e ter a concavidade voltada para dentro da junta para permitir movimento. Deve-se colocar tal membrana o mais próximo da época do enchimento, para evitar estragos. O uso de viga metálica ligando os chumbadores que aderem a membrana ao concreto é importante recurso. O formato em L, como adotado em Foz do Areia, é o mais recomendado. Se não for possível adotá-lo, como em Salvajina (SIERRA et al., 1985), emprega-se viga plana, colada, com adesivo vedante do tipo epoxi, ao concreto tratado com primer. Esse veda-junta superior só precisa durar os primeiros anos de operação, até que o mastique preencha a abertura e pare ou no veda-junta de cobre ou no berço de areia-asfalto.

Para proteger o concreto das altas tensões de contato laje-plinto durante a construção, prevê-se um enchimento de madeira, material betuminoso ou outro material compressível de 12 a 20 mm. Este é pregado ao plinto acima do veda-junta e abaixo deste à laje, para evitar o cisalhamento do veda-junta com o movimento descendente da laje em relação ao plinto.

Para barragens com ombreiras muito inclinadas deve-se ter cuidado no detalhamento das juntas perimetrais, pois pode também existir uma componente de cisalhamento no seu movimento.

### II.5.3.5 Parapeito

Trata-se de um muro de crista cujo objetivo é economizar enrocamento não necessário para a estabilidade da barragem (fig. II.5). Se essa economia é maior que o custo do muro, e esta aumenta com a altura da barragem, é utilizado. Da altura anterior de 1,2 m evoluiu-se para a atual de 3 a 6 metros. Confere praça larga na crista para operação das formas deslizantes. O camber pode ser obtido não pela maior altura do enrocamento, mas pela variação da altura do muro. Em Salvajina, além de sua excepcional altura (8 m), executou-se também um muro de crista de jusante de 2,6 m, aumentando ainda mais a economia de enrocamento (ver figura anterior). A Comissão da Tasmânia está considerando o uso de 2 níveis de muro de crista.

### II.5.3.6 Construção da laje

A construção da laje emprega formas deslizantes de 1,3 m de comprimento que trabalham a velocidade de 1 a 3 m/hora continuamente de baixo para cima. Para o lançamento do concreto, podem-se usar caçambas, bombas ou canaletas, sendo esta última a mais usada para barragens mais altas, onde o guindaste é inexequível. No caso de ser necessário interromper o serviço de concretagem de uma laje, executar junta horizontal com armação contínua. A largura da laje pode ser escolhida pelo empreiteiro. Em barragens longas de altura constante, como Macagua, Juruá e Babaquara, pode ser executada a laje em faixas horizontais, dependendo da opinião do empreiteiro.

Um dique de 17 m de altura do complexo de Winneke, Austrália, teve a face executada em concreto projetado, apresentando ótima performance. Esse fato encoraja o emprego dessa técnica em barragens de menor altura, pois dispensaria a mobilização de formas deslizantes, item de custo elevado em barragens mais baixas.



Foz do Areia, Salvajina e Khao Lem provaram que não há necessidade de se terminar o maciço para se começar a laje, o que permite maior flexibilidade ao empreiteiro. Em Salvajina, inclusive, a laje foi executada em 3 estágios.

O excesso de concreto tem sido, em construções cuidadosas, de 5 a 10 cm. Permitir tal fato, pagando-se ao empreiteiro o volume projetado de concreto com 7,5 cm de excesso, é prática habitual.

Em Foz do Areia, realizou-se a cura do concreto por meio de película d'água até 14 dias após a concretagem, creditando-se a isso a pouca incidência de fissuras de retração no concreto. O Comitê Colombiano mantém a cura por 28 dias e a Comissão da Tasmânia até o enchimento.

A laje trapezoidal do arranque tem sido moldada manualmente, às vezes com a metade da espessura da laje principal.

Em Foz do Areia o arranque foi executado através de formas temporariamente fixas, apoiadas em guias ancoradas no corpo da transição (zona 2). A Comissão da Tasmânia tem estudado a possibilidade da eliminação do arranque através do uso de forma deslizante mais leve diretamente a partir da linha do plinto.

CASINADER (discussão de COOKE, 1984) acha importante atentar aos seguintes detalhes: reduzir o teor de cimento com substituição por pozolanas, para diminuir a retração do concreto, sem sacrifício da durabilidade; adotar baixo fator água/cimento com uso de plastificantes, sem perda da trabalhabilidade; usar agregados com baixo potencial de ressecamento, verificado por ensaios; posicionar a armação a distância constante do topo da laje, ao invés de no centro; e dar atenção especial à cura do concreto.

#### II.5.4 Instrumentação

A instrumentação, mais que monitorar a segurança da obra, objetiva comparar a performance com barragens existentes e fornecer subsídios para a continuação do desenvolvimento empírico do projeto de barragens de enrocamento com face de concreto.

Mede-se, em barragens com até 60 m de altura, o abatimento na crista e, através de poços, a vazão. Acima dessa altura inclui-se instrumentos hidráulicos de medição de recalques (caixas suecas), úteis para estimar os módulos de deformabilidade na construção e no enchimento, monumentos de superfície para registrar a movimentação, medidores de abertura de juntas, medidores de tensão do concreto e medidores de deformação da laje. Para alturas superiores a 120 m, convém instalar inclinômetros.

#### II.6 Construção da barragem de enrocamento com face de concreto

A construção visa obter uma obra mais estanque que estável, graças ao elevado grau de segurança da barragem de enrocamento com face de concreto, mesmo quando sujeita a percolação.

MATERON e SCHUMANN (JGED, 1987, discussão de FITZPATRICK), expõem que na necessidade de lançamento de enrocamento na água, antes do desvio do rio, deve-se evitar tal procedimento em área de 35 a 40 m a jusante do plinto. Essa zona deve ser compactada a seco e com cuidado após o desvio. A espessura máxima de lançamento recomendada é de 15 m.

A execução da laje de concreto é o ponto crucial do cronograma de construção. O consumo de tempo justificou em

algumas obras a preferência pela membrana de asfalto.

A construção do maciço em dois estágios visa antecipar a execução da laje, além de reduzir as alturas de lançamento de concreto, controlando melhor a segregação. No entanto sempre se teve receio de que a movimentação do maciço provocasse tensões inaceitáveis na laje, ou que pudesse romper os vedas-juntas da laje perimetral. O sucesso de tal procedimento em Foz do Areia deu a confiança necessária. Ao se executar com antecedência, pode-se verificar o  $f_{ck}$  aos 90 dias, o que é benéfico em se tratando de uso de cimentos pozolânicos.

Já a Comissão da Tasmânia (FITZPATRICK, 1985 e discussão, JGED, 1987) prefere, sempre que possível, executar a laje de uma só vez, assim evitando uma junta de construção no terço inferior da laje, sujeito à tração.

O enrocamento estratificado é desejado. No método atual, a descarga é feita no topo da camada que está sendo lançada e então empurra-se a rocha na direção do avanço da face. Isso leva a blocos maiores subjacentes aos menores. A superfície lisa acabada causa menor desgaste dos pneus, maior velocidade de tráfego e melhor praça de trabalho para o rolo liso vibratório. A adoção de processo de homogeneização do enrocamento é desnecessária, pois fornece superfície de rolamento mais irregular, altamente prejudicial aos rolos e aos pneus dos caminhões, além de conferir menor permeabilidade ao maciço.

A maior permeabilidade montante-jusante, oriunda do zoneamento e da estratificação resultante da construção, é positiva, sobretudo quando uma enchente percola pela barragem. O fluxo que passa pela barragem não a instabiliza. As tensões de contato entre as rochas são maiores que as forças de percolação. No máximo, as chamadas partículas passivas (soltas) são carregadas para fora do maciço, fato já verificado. A água aparece inicialmente

suja, mas rapidamente torna-se limpa.

O máximo que se prevê é um reforço do talude de jusante. Em Bondooma, Austrália, 64 m, 1983, usou-se malha de 10x10 m de ferros de 8 mm de diâmetro, com barras de 2 cm de diâmetro sobrepostas à malha, ao longo do talude, a cada 3 metros. A Comissão da Tasmânia protege com gabiões cilíndricos ancorados no enrocamento subjacente. Em Fortuna, Panamá, 60 m, 1982, o talude de jusante reforçado permitiu reduzir a altura das ensecadeiras.

Várias obras têm previsto a incorporação da ensecadeira de jusante, por ser zona de menor responsabilidade do enrocamento: Itá, Xingó, Glennies Creek. Fades, na França com 68 m, concluída em 1968, e Pindari, em 1969, já tinham incorporação da ensecadeira, entre outras obras.

#### Desvio do rio

Uma grande preocupação durante a construção de qualquer barragem é o volume de água que pode ser liberado pela ruptura das ensecadeiras ou pela barragem parcialmente completada. Tem-se dois riscos:

1) Tempo de recorrência pequeno, de 3 a 10 anos. O galgamento não libera volume de água significativo, não sendo, portanto, perigoso. Porém corre-se um maior risco no desvio.

2) Tempo de recorrência grande, de 200 a 1000 anos. A capacidade de armazenamento da estrutura é grande e o galgamento é catastrófico.

Aqui reside uma das grandes vantagens da barragem de enrocamento com face de concreto: os riscos menores permitem custos mais baixos. Foz do Areia é um bom exemplo: no desvio executou-se ensecadeira para 10 anos. Com a construção do primeiro estágio do maciço (o trecho montante) a recorrência passou para 500 anos. Como o

enrocamento suporta percolação, o único incômodo é causado pela interrupção dos serviços no plinto durante a enchente que por ventura galgue a ensecadeira de montante. Após, bombeia-se a água acumulada.

A barragem de Cethana foi galgada durante a construção, perdendo cerca de 15 000 m<sup>3</sup> de enrocamento. Melhorias no reforço do enrocamento permitiram que não somente Cethana suportasse nova enchente (menor, que percolou pelo maciço), como o mesmo aconteceu nas barragens de Pindari e Mackintosh. Murchison foi levemente galgada e Paloona, fortemente, sem nenhum dano. Todas essas obras estão localizadas na Austrália, em regiões chuvosas, o que tem sido de grande valia no projeto do desvio.

A barragem de Shiroro, na Nigéria (125 m, 1983), executou face temporária de concreto, para impedir o fluxo pelo maciço.

A barragem de Itá, Brasil (125 m), prevê 2 opções no desvio: o reforço do talude de jusante permitindo o galgamento ou uma face de concreto projetado para reter as enchentes (JGED, 1987, SOBRINHO e CUNHA, em resposta à discussão).

Tianshengqiao, na China, em construção (será a mais alta, o maior volume de maciço e a maior área de laje), previu o galgamento da ensecadeira e da barragem parcialmente completada na primeira estação chuvosa. Para o porte da estrutura é decisão inédita.

## II.7 Performance das barragens

Na construção da barragem, 90% da laje sofre leve compressão devido ao assentamento do enrocamento e à retração do concreto. No enchimento, a água provoca movimento para jusante, abrindo a junta perimétrica e

tracionando pequenos trechos da laje. As zonas tracionadas junto às ombreiras ocorrem em função da tendência das laterais de se deslocarem para o centro.

A maioria das observações do comportamento da face provém de monumentos/pinos instalados na face e, portanto, apenas naqueles acima do NA foram feitas leituras sistemáticas. Em algumas obras, havia inclinômetros instalados (Cethana, Outardes, Winneke, Shiroro), às vezes verticais, às vezes inclinados na direção da face. Problemas de leitura foram freqüentes. Embora sejam poucas as barragens instrumentadas, nestas os deslocamentos das lajes foram, na seção transversal, ligeiramente inclinados para baixo em relação à normal à face nas elevações junto à crista, perpendiculares à face no centro da laje e ligeiramente inclinados para cima nas elevações inferiores, isto é, praticamente na direção do empuxo d'água.

O maior deslocamento da face tem se situado em pontos entre 30 e 60% da altura da barragem, medidos a partir da fundação.

A parte superior do talude de jusante desloca-se mais para baixo do que para jusante de modo que a superfície deslocada fica situada abaixo da sua posição original, enquanto no trecho inferior a superfície apresenta pequeno movimento para jusante.

SIERRA (1989) retroanalizando o comportamento de Cethana, Anchicaya, Golillas, Areia, Shiroro, Salvajina, Khao Lem e Lower Pieman não observou correlação clara entre o recalque da crista na construção e a deflexão normal à laje no enchimento. Não obstante, interpolando linearmente entre Areia, Anchicaya e Salvajina, obteve: deflexão da laje no enchimento = 0,2 recalque máximo na crista na construção.

O recalque da crista pós-construção é influenciado pelas propriedades do enrocamento e efeito de arco do tipo de

vale. Em vales encaixados o arqueamento parece reter os deslocamentos que, no entanto, vão aumentando ao longo do tempo na forma de deformação lenta, resultante da relaxação das tensões. Esse efeito de *creep* provém de quebra de grãos, rearranjo dos novos grãos, nova quebra e novo rearranjo.

SHERARD e COOKE, a partir das barragens de Murchison, Mackintosh, Cethana, Anchicaya e Areia, com alturas de 75 a 160 metros, observam que o recalque nos primeiros 5 anos após o enchimento variou entre 10 a 20 cm, com pequeno aumento posterior. A deflexão normal à laje no mesmo período foi de 20 a 75 cm, isto é, de 2 a 4 vezes o recalque da crista. Essas barragens são bastante representativas da atual tecnologia e, portanto, formam uma amostra adequada.

SCHUMANN (1987) apresenta uma expressão simples e eficiente para correlacionar a altura das barragens e a deflexão máxima da face no enchimento:

$$D = H^2/E_v \quad (II.1)$$

onde D é a deflexão máxima da face em centímetros

H é a altura da barragem em metros e

$E_v$  é o módulo de compressibilidade vertical do enrocamento ao fim da construção em  $\text{kgf/cm}^2$ .

MARQUES F<sup>Q</sup> et al. (1989) apresentam a figura II.6, onde os autores, empregando a fórmula acima, procuram diferenciar o comportamento entre enrocamentos mais (Foz do Areia) e menos (Cethana) deformáveis.

A correlação entre altura da barragem e movimentos da junta perimetral é ainda mais imprevisível, pois é consequência de particularidades de cada obra. Os mesmos autores correlacionam altura de barragem com movimentos da junta perimetral na figura II.7.

A figura II.8, também de MARQUES F<sup>Q</sup> et al., relaciona os módulos de compressibilidade dos enrocamentos medidos na construção, ou verticais -  $E_v$ , com os no enchimento, ou transversais (à face) -  $E_t$ . Os autores apresentam regressão linear em que  $E_t = 2E_v$ . Essa tendência foi observada em todas as barragens em operação.

Esse comportamento diferente na construção e no enchimento e a tendência do movimento da laje acelerar-se próximo aos níveis máximos do reservatório foram investigados por poucos autores.

MORI e PINTO (1988) citam ensaios triaxiais e edométricos de larga escala que indicaram módulo de compressibilidade até seis vezes maior na recompressão que na compressão inicial. Examinaram o caminho de tensões de elementos dispostos ao longo de uma linha perpendicular à face de concreto. Antes do enchimento, a tensão principal menor tem direção próxima à normal à face. Portanto, quando há o enchimento, a tensão principal menor cresce desse valor e a principal maior aumenta apenas de uma fração do empuxo. Em suma, a tensão de desvio reduz no enchimento, em processo de descarregamento, e, portanto, com um comportamento mais rígido que na construção.

IMAIZUMI e SARDINHA (1983 e 1985), usando o método dos elementos finitos, observaram que a presença da laje tende a tornar o movimento da face perpendicular a ela. A tendência das barragens de enrocamento com face de concreto apresentarem maiores deslocamentos na construção do que no enchimento foi justificada pela pequena variação da tensão de desvio no enchimento é a justificativa apresentada. Propõem, para simular o comportamento no enchimento, adotar Poisson na construção igual a 0,3 e no enchimento a 0,07.



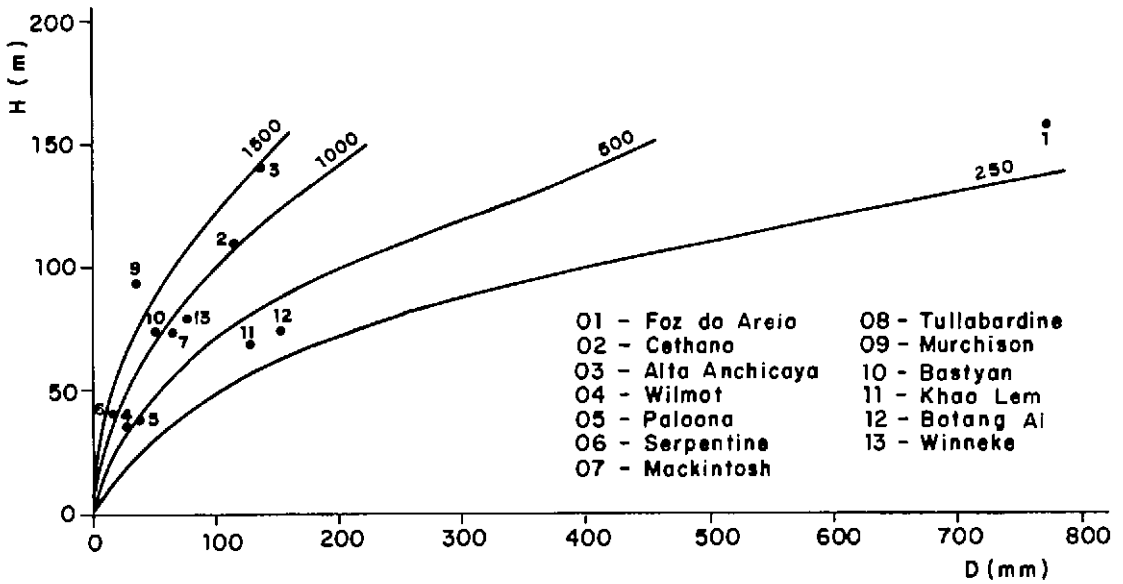


Fig. II.6 - Gráfico altura da barragem (H) x deflexão máxima da face de concreto (D). As curvas representam a relação  $D=H^2/E_v$ , para os valores de  $E_v$  (módulo vertical construtivo) assinalados nas mesmas, em  $\text{kgf/cm}^2$  (apud. Marques F<sup>o</sup> et al, 1989).

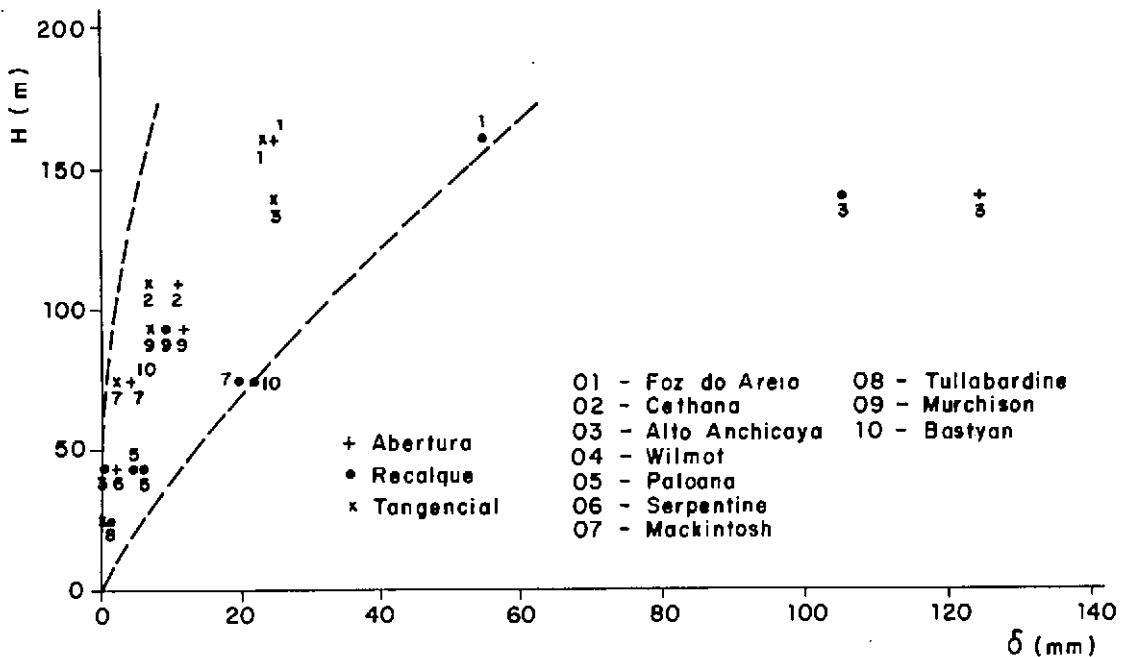


Fig. II.7 - Movimentos da junta perimetral ( $\delta$ ) em função da altura da barragem (apud. Marques F<sup>o</sup> et al., 1989).

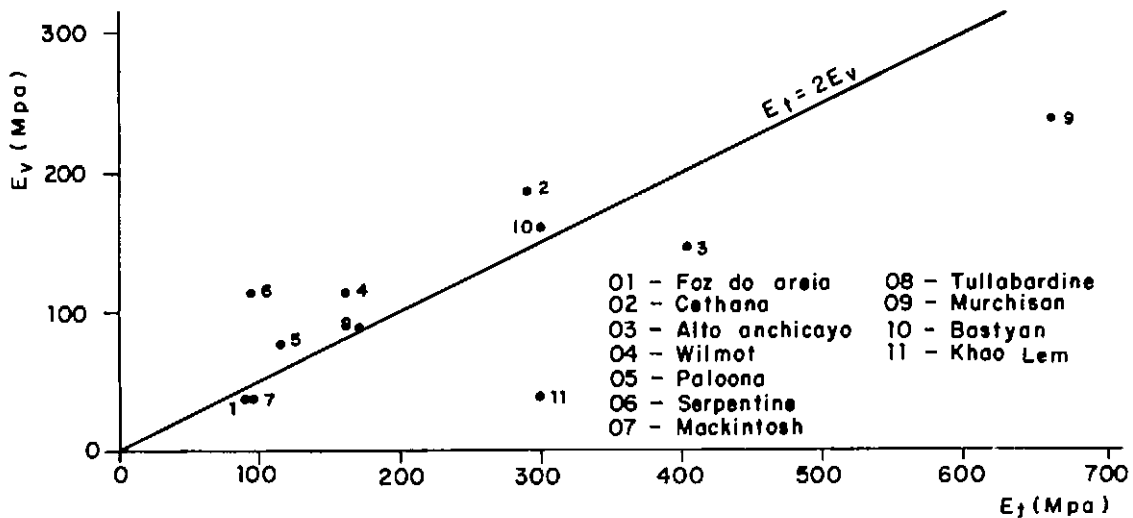


Fig. II.8 - Relação entre módulos construtivos ( $E_v$ ) e módulos transversais ( $E_t$ ) (apud. Marques F<sup>o</sup> et al., 1989).

CASINADER e ROME (1988) explicam a redução na percolação inicial observada em todas as barragens pela cicatrização do concreto causada por calor livre do cimento, expansão do concreto quando saturado, compressão da laje e materiais cicatrizantes existentes e/ou lançados no reservatório. Utilizam 2 métodos para estimar a percolação: (a) método da permeabilidade aparente  $k_s$ , em que supõem a laje permeável e o fluxo laminar e (b) método do fluxo pelas fissuras, em que a laje é impermeável e toda a percolação se dá pelas fissuras da laje.

O método da permeabilidade aparente obteve esta expressão:

$$k_s = \frac{Q_f}{(L_f H_f^2 / 6 t_{sm} \text{sen}\beta)} \quad (\text{II.2})$$

onde,  $Q_f$ ,  $L_f$  e  $H_f$  são a vazão, comprimento de crista e altura da barragem para  $NA_{\text{max}}$ ,  $t_{sm}$  é a espessura média da laje e  $\beta$  a inclinação do talude.

Essa expressão permitiu comparar as vazões de diferentes barragens independente de altura, comprimento, espessura da laje e talude. Os autores fizeram duas regressões uma para vazões iniciais onde  $k_s = 2,27 \times 10^{-6}$  cm/s e uma para vazões finais (após anos de operação) com  $k_s = 0,68 \times 10^{-6}$  cm/s. O valor para vazões iniciais tem maior dispersão creditada à percolação pela fundação não captada pelos poços de medição e que cicatriza com o tempo. Os autores sugerem para estimativa das vazões inicial e final os valores acima indicados.

O fluxo pelas fissuras é representado pela expressão:

$$q_s \text{ (m}^3/\text{s)} = 2 \times 10^5 b^3 i \quad (\text{II.3})$$

onde  $q_s$  é fluxo por unidade de comprimento e  $b$  a espessura média das fissuras em metros. Como se observa, a vazão

pelas fissuras é proporcional ao cubo de sua espessura, ou seja, melhor várias fissuras de pequena espessura do que poucas mais espessas. Os autores concluem que se deve selar todas as fissuras antes do enchimento com espessura maior que 0,2 mm e aquelas com mais que 0,15 mm se submetidas a gradiente acima de 200. Os resultados da aplicação de tais expressões na barragem de Winneke foram excelentes,  $0,057\text{m}^3/\text{s}$  contra os  $0,058\text{m}^3/\text{s}$  verificados.

Os problemas ocorridos nas barragens já compostas de enrocamento compactado são oriundos de deformações localizadas. Topografias irregulares, quebras de declive acentuadas, espessuras excessivas de enrocamento sob a junta perimetral, defeitos construtivos, entre outros, provocam ou movimentação exagerada ou descontinuidade desta. PINTO e outros (1988), citando a publicação do ICOLD sobre mau comportamento, ressalta que dos 1105 casos, apenas 17 eram de barragens de enrocamento com face de concreto. Destas, 3 eram de problemas de erosão interna pela fundação ou ombreiras e 7 de recalques excessivos de barragens de enrocamento lançado. Nas 7 restantes inclui-se New Exchequer, já citada como projeto antigo e ainda inadequado, sendo do período de evolução de enrocamento lançado a compactado e Guadalupe, no México, em que o aluvião deixado na fundação recalcou demasiadamente, provocando fissuras na laje.

## II.8 O futuro

Apesar de todos os estudos já realizados, do advento da compactação do enrocamento, cada dia com rolos mais pesados, não se avançou para taludes mais íngremes. A engenharia mundial parece atada ao histórico valor de repouso 1:1,3 (V:H), muito embora existam barragens em operação com taludes de 1:0,5 (V:H) em enrocamento lançado!

A elevada segurança, inclusive contra sismos, a influência

negligível de condições climáticas adversas, a necessidade de redução de riscos no desvio do rio, a não possibilidade de entubamento pelo maciço, a maior velocidade de construção e os menores custos globais incentivam a solução em enrocamento com face de concreto para barragens mais altas.

Atualmente o único requisito imprescindível para a sua implantação é a existência de fundação rochosa para o plinto, portanto, pode ser estudada em quase qualquer sítio.

As elevadas alturas atingidas nas barragens de enrocamento com núcleo impermeável levam a crer na possibilidade de transferência de tecnologia para as com face de concreto.

O maior obstáculo à execução de maiores alturas recai na dúvida sobre o movimento da laje sob a carga do reservatório e sua possível consequência sobre o aumento da perda d'água. Para reduzir a movimentação da face e controlar a percolação pela barragem MARQUES F<sup>Q</sup> et al. e MAURER (1989) recomendam:

- cuidados com o enrocamento (deformabilidade);
- cuidados com variações bruscas ou eventuais espessuras exageradas do enrocamento sob a junta perimetral;
- cuidados com as juntas e os veda-juntas;
- cuidados com proteções complementares sobrejacentes às juntas perimetrais.

Valores de módulo de compressibilidade entre 21 e 138 MPa já foram obtidos, tendo-se atingido 150 MPa em Murchison. As variáveis que reduziriam a deformabilidade do maciço são o aumento do peso dos rolos e do número de passadas, a redução na espessura das camadas e atenção na graduação do enrocamento obtido.

Em Foz do Areia a abertura máxima das juntas foi de 5 cm,

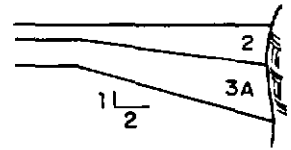
para enrocamento de basalto com módulo de deformabilidade baixo. Na crista, algumas juntas abriram, o que estava previsto, visto que continham vários veda-juntas. A zona tracionada já pode ser razoavelmente prevista e, conseqüentemente, a abertura das juntas, que, assim, podem ser adequadamente protegidas.

A adoção da zona 2 (subjacente à laje) associada à zona 1 (areia fina siltosa sobrejacente à laje) funciona como cicatrizante das fissuras térmicas da laje de concreto e das aberturas das juntas perimetrais e da parte inferior das juntas verticais. A zona 2, de acordo com SHERARD (1985), deve ser homogênea, não segregada, de baixa permeabilidade e selante, sendo obtida de enrocamento britado ou pedregulho aluvionar.

Considerando a expressão II.1 e a partir dos resultados de Foz do Areia, Cethana e Alto Anchicaya, SHERARD e COOKE (1987) estimaram para uma barragem de 300 metros de altura recalque da crista, nos primeiros 5 anos, de 70 cm e deflexão da face de 260 cm. Esses valores não incorrerão em risco de perda d'água elevada, desde que os conceitos acima sejam levados em conta.

COOKE (1984) propôs um projeto para uma barragem com 244 m de altura que, nos 122 m inferiores, combina uma camada de areia fina siltosa a montante da membrana de concreto (e, nos 122 m superiores, adota apenas a laje de concreto (fig. II.9). A camada de terra, estando na parte estreita do vale, não pesa nem no custo nem no ritmo da construção. Esse procedimento já foi usado em Foz do Areia e Alto Anchicaya. COOKE propõe apenas uma camada mais espessa.

- 1 - Areia fina siltosa
- 2 - Filtro (cam. 40cm.)
- 3 - Enrocamento compactado
- 4 - Enrocamento lançado
- 5 - Random



Detalhe da ombreira

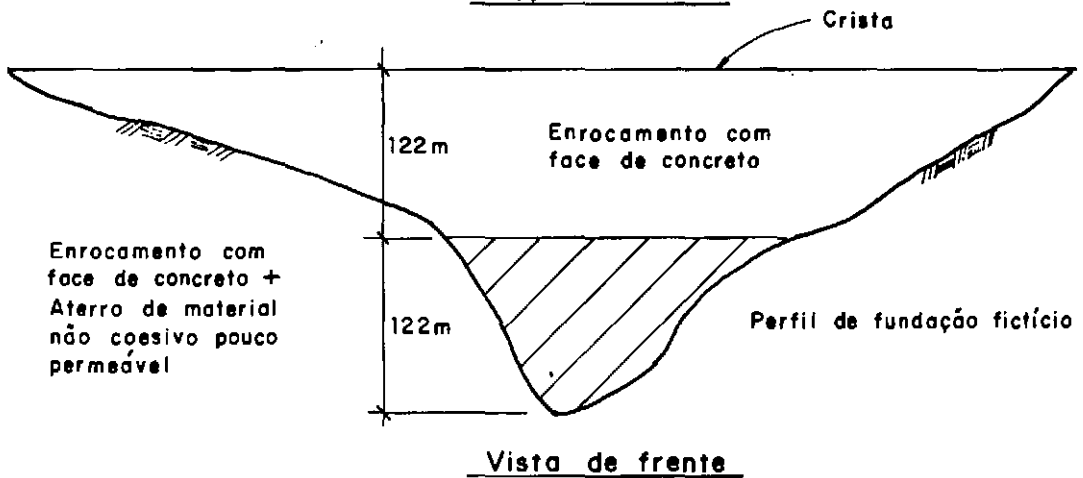
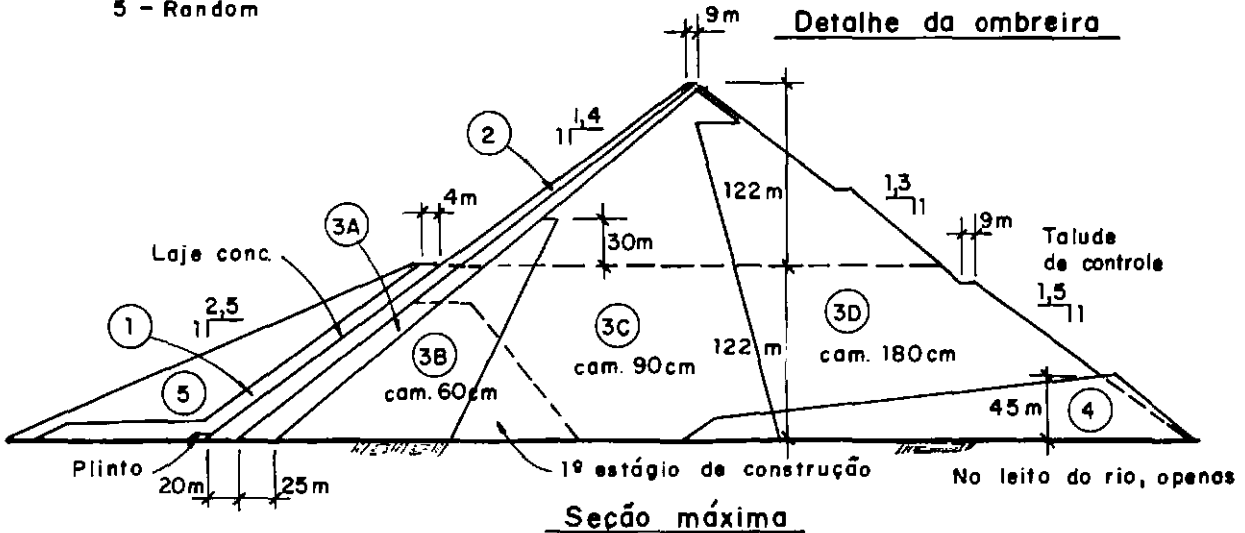


Fig. II.9 - Projeto de barragem fictícia de 244 metros de altura proposto por Cooke 1984, com modificações leves.

Vertedouros sobre barragens de enrocamento com face de concreto - Não obstante já ter sido considerada em vários arranjos, a solução com vertedouro sobre BEFC não tem sido muito adotada por falta de confiança e experiência precedente. SHERARD e COOKE consideram que a superfície acabada do enrocamento compactado é tão boa, ou oferece os mesmos riscos, que qualquer ombreira alterada e fraturada, onde normalmente são assentados os vertedouros. Sugerem, para permitir tal solução, sob o vertedouro, adotar para a metade de jusante do maciço os mesmos procedimentos de montante, isto é, seleção do material, número de passadas, espessura de camadas e prover na superfície final, ou fundação do vertedor, uma extensão da zona 2. Sendo a base assim formada, não haveria perigo de flutuação do vertedor, dispensando-se as ancoragens. Por outro lado, em termos de segurança contra sismos e vibração do vertedouro, essas poderiam ser necessárias. Essas considerações foram feitas para vertedouros sem comporta, com vazão máxima da ordem de 25 a 30 m<sup>3</sup>/s por metro de extensão do vertedouro e que extravasem algumas semanas por ano ou menos.

Por outro lado é bom citar o próprio COOKE (na resposta à SHERARD em COOKE, 1984) que aponta as barragens de Crotty, Austrália e Ahning, Malásia, ambas com 70 m, em projeto e a barragem de Batubesi, do complexo de Larona. Segundo NAMIKAS e KULESZA (JGED, 1987, discussão do artigo de GOSSCHALK), esta foi concluída em 1978 com 32 m de altura, localizada na ilha de Sulavesi, Indonésia, tem um vertedouro de emergência do tipo fusível sobre o enrocamento. Correu-se tal risco pela pequena altura da barragem e pela grande capacidade de amortecimento do reservatório. Até meados de 1986 o vertedouro ainda não tinha entrado em operação.



---

**NOTA 1:** Os dados referentes a barragens (altura, ano de conclusão e tipo) são os relacionados no "World Register of Dams" do Comitê Internacional de Grandes Barragens (ICOLD), edição de 1984. Ao se consultar diferentes bibliografias é muito comum deparar-se com divergências nos dados, sobretudo de altura. Por exemplo, a barragem de Croville foi encontrada com alturas tantas quanto 220, 230 e 235 m.

Para as barragens que na citação acima ainda estavam em construção, adotou-se valor divulgado, de preferência, por responsável pela obra (projetista, construtor ou proprietário). Nesse caso estão as barragens de Salvajina e Yacambu, que segundo o ICOLD teriam respectivamente 160 e 162 m, sendo as mais altas do mundo, o que não é verdade. De acordo com COOKE (1984) e com o Comitê Colombiano (este o responsável por Salvajina) suas alturas são 148 e 150 m.

Outros exemplos há em que as barragens não constam no "Registro Mundial de Barragens", como Campos Novos e Tianshengqiao, pois na época da publicação estavam em projeto. Também aí usou-se a mais recente bibliografia.

Outro problema surgido foi no tipo de barragem. A

publicação do ICOLD considera maciços compostos de pedregulhos, como barragens de terra. Isto explica porque Oroville aparece como barragem de terra com núcleo de terra, uma clara discrepância! Nesses casos, utilizou-se a informação fornecida por proprietário, projetista, etc., sempre confirmada pela descrição do ICOLD como barragem de terra com núcleo de terra.

**NOTA 2:** Uma rocha tem propriedades que podem ser químicas, físicas, mecânicas ou geotécnicas. As químicas são a composição, reatividade e a durabilidade. As físicas são a dureza, cor, alteração, absorção d'água, peso específico, porosidade, permeabilidade, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. As propriedades mecânicas são as resistências a compressão simples ( $Q_u$ ), ao choque (Impacto Treton), ao desgaste (abrasão Los Angeles), ao corte e o comportamento na britagem. E as geotécnicas são os graus de alteração, de  $Q_u$ , de coerência e de fraturamento.

Quando se especifica para a fundação do plinto uma rocha, além de injetável e não erodível, sã e dura, a que propriedades está-se referindo?

A propriedade física de dureza divide a rocha em mole, se riscável pela unha, média, se riscável pelo canivete, e dura, se dificilmente riscável.

O grau de resistência a compressão a simples assim classifica uma rocha:

-muito resistente .....	$Q_u > 120$ MPa
-resistente .....	$120 > Q_u > 60$ MPa
-pouco resistente .....	$60 > Q_u > 30$ MPa
-branda .....	$30 > Q_u > 10$ MPa
-muito branda .....	$Q_u < 10$ MPa

O grau de alteração tem as graduações de sã, alterada e muito alterada, só tendo significado dizer que uma rocha é

sã se ela é ígnea ou metamórfica. No caso de rocha sedimentar, em decorrência de sua gênese, deve-se aplicar o critério de coerência e não o de sanidade. A rocha sedimentar pode ser friável, quebradiça, coerente, ou muito coerente. A classificação é feita através da dificuldade de se quebrá-la com um golpe de martelo, de aspectos de forma, e da maior ou menor dificuldade de se riscá-la com lâmina de aço, aspecto este idêntico ao da propriedade física de dureza.

Assim, para evitar confusão, quando especifica-se uma rocha sã, trata-se, em rochas ígneas e metamórficas, do grau de alteração, e em rochas sedimentares, do grau de coerência, isto é, rocha muito coerente.

Ao se especificar rocha dura, tratar-se-á do aspecto geotécnico de resistência, mais amplo que o físico e, portanto, exigindo uma rocha no mínimo resistente.

**NOTA 3:** Uma pesquisa com ensaios de laboratório levou SHERARD, DUNNIGAN e TABOLT (1984a e 1984b) a dividir os filtros em dois grupos.

a) filtros com  $D_{15} = 1$  a 10 mm:

- o critério de Terzaghi  $D_{15}$  filtro/ $d_{85}$  solo não é muito conservativo, sendo o mais adequado. Outros critérios ( $D_{50}/d_{50}$ ,  $D_{15}/d_{15}$ ) não atuaram a contento.
- os resultados se aplicam a filtros compostos de areia-pedregulho com granulometria uniforme, mas podem ser extrapolados para materiais com coeficiente de desuniformidade ( $C_u$ ) tão alto quanto igual a 10.
- não há necessidade da distribuição granulométrica do filtro e do solo-base serem semelhantes; areias com  $C_u = 2,5$  filtraram argilas com  $C_u > 50$ .
- não há diferença de comportamento entre filtros com grãos angulares e com grãos arredondados.

b) filtros com  $D_{15} < 1$  mm:

- filtro de areia com  $D_{15} = 0,5$  mm é suficiente para solo-base de argila.
- para solo-base de argila siltosa ou silte, o critério de Terzaghi é adequado.
- os resultados independeram dos limites de Atterberg e da dispersividade do solo-base.

**NOTA 4:** Importante diferenciar a barragem de terra com face de concreto da barragem de enrocamento com face de concreto. Nesta a laje é o elemento impermeabilizante e, portanto, deve ter um concreto impermeável e durável. Já na barragem de terra com face de concreto, o papel da laje é dar proteção ao talude de montante de terra contra o efeito erosivo das ondas. Nesse caso o projeto conduz a um concreto resistente e durável.

No Brasil, podem ser citadas as barragens de terra com face de concreto de Engenheiro Avidos (45 m, 1936), General Sampaio (38 m, 1935) e Curema (47 m, 1942), do DNOCS, ainda em operação em 1983, e a barragem de Pampulha (16,5 m, 1941) que rompeu em 20/5/1954. A causa da ruptura foi imputada a um processo de entubamento junto ao sistema de drenagem interna. Nesse caso, a face de concreto teria retardado a ruptura por 13 anos (VARGAS et al., 1955).

## CAPITULO III

## CARACTERISTICAS DO ENROCAMENTO COMPACTADO

Nos enrocamentos compactados, a compreensão do seu real comportamento tem-se dado de maneira bem menos veloz do que nos solos, geograficamente restrita a poucas instituições e com um forte componente observacional.

Isso porque, para que se obtenha um ensaio representativo de um enrocamento, há que se dispor de aparatos enormes, não só para alojar amostras de grandes dimensões como com capacidade de aplicar cargas bem elevadas. Como se não bastasse a dificuldade em se reproduzir as condições de campo em laboratório, o custo desses ensaios são proibitivos, quando não, pelo menos extremamente elevados.

Portanto, poucas instituições realizaram e ainda realizam um trabalho sistemático de pesquisa das características de resistência ao cisalhamento e deformabilidade, os dois principais aspectos dos enrocamentos em engenharia civil.

Nos Estados Unidos, em torno dos anos 40, a Universidade de Harvard e o MIT (Instituto Tecnológico de Massachussets), sob as orientações respectivas dos professores A. Casagrande e D. W. Taylor, e o Bureau of Reclamation foram as primeiras instituições a realizar ensaios triaxiais em amostras de 10 cm de diâmetro, que estavam longe de se assemelhar a um enrocamento (LEPS, 1970).

Apenas em 1947-48, para a barragem de Isabella, que o Corpo dos Engenheiros, EUA, desenvolveu um aparelho para amostras de 45 cm de diâmetro e 90 cm de altura, material que passava a peneira de 10 cm, mas retido na de 2,5 cm.

A Universidade Nacional Autônoma do México (UNAM) tendo a frente o professor Raul Marsal, tem também se destacado. Em

1961, para a construção da barragem de El Infiernillo, e chefiada pelo professor Arthur Casagrande, desenvolveu um equipamento triaxial para espécimes com  $1 \text{ m}^2$  de seção transversal (grãos com 20 cm de diâmetro máximo), 2,5 m de altura e aplicação de tensões confinantes de até 2,5 MPa. Em 1975, o Instituto de Engenharia da UNAM construiu um aparelho para ensaio de deformação plana de 75x70x180 cm e um edômetro com 114 cm de diâmetro.

A Universidade de Berkeley, Califórnia, Estados Unidos, em 1968, pôs em operação um triaxial para corpos de prova de 90 cm de diâmetro, 2 m de altura e tensões até 5 MPa.

A Universidade de Karlsruhe, Alemanha, o Building Research Station, Inglaterra, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal são algumas das outras instituições que já realizaram alguma pesquisa nessa área.

Mais recentemente um edômetro de 75 cm de diâmetro e 50 cm de altura para amostras de diâmetro máximo de 7,5 cm foi construído para ensaiar enrocamentos de gnaisses, quartzitos e dioritos do projeto da barragem com face de concreto de Miel, Colômbia, prevista para 185 m de altura (PINEROS, 1985).

Todos esses ensaios, além de enfrentarem dificuldade em reproduzir as condições de campo, conviveram (e ainda convivem) com a dúvida se o efeito de escala influencia ou não os resultados e, caso positivo, até que ponto.

Se por um lado, para melhor compreender seu comportamento, é necessário ensaiar os enrocamentos em laboratório, por outro, é impraticável manusear amostras com diâmetros máximos de 1 m ou mais. Portanto, adota-se como prática aceitável ensaiar materiais cujas curvas granulométricas sejam paralelas às do enrocamento no campo, isto é, curvas homotéticas.

A esse respeito, HOLTZ e GIBBS, 1956 (citados por vários autores, entre eles, MARSAL, 1975, MATERON, 1980) concluíram pela necessidade de células com dimensões de pelo menos seis vezes o diâmetro máximo das partículas, para que não houvesse interferência do tamanho dessas sobre a resistência obtida. No entanto, mesmo em se adotando tal precaução, alguns autores denunciaram tal influência: FUMAGALI, 1969, citado por MARSAL, encontra problemas mesmo para relações diâmetro da célula/diâmetro dos grãos acima de 50!

MARACHI e outros (1972) apresentam uma tabela (reproduzida por MORI, 1976) que relaciona os resultados contraditórios de vários autores, reforçando a dúvida sobre o assunto. Nesse trabalho, MARACHI apresenta os resultados (comentados no subitem III.1, adiante) de testes realizados na Universidade de Berkeley, EUA, que investigaram se a modelagem de amostras com curvas granulométricas homotéticas representariam adequadamente as características de deformação e resistência dos enrocamentos protótipos.

Não obstante, assim como a não reprodutividade das condições de campo, tampouco a possível influência do tamanho das partículas jamais desestimulou a continuação das investigações em laboratório.

A seguir sintetizam-se os aspectos mais importantes a comandar a resistência e a deformabilidade dos enrocamentos para, em seguida, discutir-se separadamente a resistência e a deformabilidade.

### **III.1 Fatores a influenciar a resistência e deformabilidade dos enrocamentos**

Os estudos têm se concentrado em avaliar a resistência ao cisalhamento e a deformabilidade dos enrocamentos. Importante ressaltar a diferença da importância desses

aspectos entre as barragens de enrocamento com face de concreto das com núcleo impermeável. Nestas, a preocupação com a resistência ao cisalhamento é tão grande quanto com os possíveis efeitos nocivos da deformabilidade do enrocamento sobre a segurança da estabilidade do maciço (fratura hidráulica). Na barragem de enrocamento com face de concreto, isso não acontece. Graças à sua segurança à ruptura, os estudos sobre resistência visam a economicidade de se poder adotar taludes mais íngremes. E associada à investigação da compressibilidade, apenas o receio de perdas d'águas excessivas que prejudiquem a rentabilidade da obra. Dito isto, apresentam-se abaixo os principais fatores a controlar a resistência e a deformabilidade dos enrocamentos, sem que se trate de matéria nova, pois que igualmente citada por diversos autores (MORI, MARACHI, MARSAL, etc).

1) Tamanho dos grãos: é o efeito de escala já comentado. Apesar das divergências entre autores, o aumento do tamanho do "grão" parece aumentar a compressibilidade e reduzir a resistência (embora o termo grão pareça estranho às dimensões dos elementos rochosos do enrocamento, utilizar-se-á tal vocábulo, pois o comportamento do enrocamento é basicamente granular, não coesivo).

BARTON e KJAERNSLI (1981) citam LAMA e GONANO que consideram que qualquer amostra que tenha volume igual ou superior a  $10 \text{ dm}^3$  não apresenta efeito de escala.

Um trabalho bastante amplo é o de MARACHI (1972), que realizou quarenta triaxiais do tipo CD com corpos de prova de diâmetros 7 cm, 30 cm e 90 cm, em amostras saturadas de argilito da barragem de Pyramid, de um basalto britado e dos pedregulhos de anfibolitos da barragem de Oroville. Nesses ensaios o tamanho da amostra não alterou o comportamento na fase de consolidação isotrópica dos ensaios CD. As amostras para os cp de 90 cm ( $d_{\text{max}} = 15 \text{ cm}$ ) obtiveram ângulos de atrito 1 a  $1,5^\circ$  menores em relação aos de 30 cm ( $d_{\text{max}} = 5 \text{ cm}$ ) e de 3 a  $4^\circ$  em relação aos de



7 cm ( $d_{\max} = 1,25$  cm). A variação de volume na ruptura não apresentou uma tendência clara, sendo inconclusiva. A deformação axial pareceu aumentar com o tamanho do grão, sem no entanto apresentar uma tendência clara. Em resumo, a resistência tendeu a diminuir para amostras com grãos maiores e nada apresentaram quanto à compressibilidade. MARACHI concluiu que a técnica de modelo reduzido é adequada para prever deformação e resistência dos enrocamentos no campo.

Uma outra campanha de ensaios de laboratório, em enrocamentos de xistos e grauvacas, foi empreendida no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, para a construção da barragem de Beliche, Portugal (NAYLOR, DAS NEVES e outros, 1986).

Para avaliar o efeito, em ensaios triaxiais e de compressão unidimensional, do uso de materiais mais finos, ensaiou-se amostras contendo partículas 6, 16 e 30 vezes menor que o material protótipo, com curvas granulométricas homotéticas.

Os ensaios mostraram que a rigidez do material reduziu a medida que se aumentou o tamanho das partículas. Esse efeito não foi tão marcante e concluiu-se que para o enrocamento de Beliche seria desprezível para amostras de 50 cm de diâmetro.

2) Quebra dos grãos: é o maior responsável pelo recalque dos enrocamentos. Essa quebra, também conhecida como fraturamento (tritramento ou esmagamento dos grãos idem), aumenta a medida que a amostra se torna mais uniformemente graduada (o número de contatos entre grãos diminui, aumentando a tensão entre partículas), com o aumento da angulosidade dos grãos, com o decréscimo da resistência individual das partículas de rocha, com o aumento da tensão confinante, com o aumento da tensão cisalhante para uma dada tensão confinante e com o aumento do tamanho dos grãos.

3) Tensão confinante: MARACHI observou que a resistência e deformação foram afetadas pela tensão confinante: aumento da deformação axial e volumétrica de compressão e redução no ângulo de atrito com o aumento da tensão. Porém para tensões a partir de 3 MPa essa influência reduz bastante e acima de 4,5 MPa é quase nenhuma.

4) Mineralogia: rochas sãs tem ângulo de atrito maior que rochas alteradas. Embora haja consenso a respeito da influência da mineralogia nas características do enrocamento, na prática ainda não se conseguiu determinar de que maneira. MARACHI não conseguiu isolar nenhum efeito desta sobre ângulo de atrito e deformações volumétrica e axial no cisalhamento de ensaio CD.

5) Granulometria: o ângulo de atrito cresce com o aumento do coeficiente de desuniformidade ( $C_u = d_{60}/d_{10}$ ). A compressibilidade reduz com o aumento do coeficiente de desuniformidade, sobretudo a partir de  $C_u \geq 10$  a 15.

Materiais compostos de grãos arredondados e granulometria bem graduada têm propriedades mecânicas superiores aos enrocamentos de grãos angulares e granulometria uniforme.

6) Índice de vazios: o índice de vazios e a densidade relativa informam sobre o estado inicial da estrutura. Este tem influência marcante na compressibilidade e resistência do enrocamento.

7) Forma dos grãos e textura: o ângulo de atrito cresce com o aumento da angulosidade dos grãos e com a rugosidade. Esse efeito tende a desaparecer para altas tensões. A deformabilidade aumenta em grãos mais angulosos, influência caracterizada nos ensaios realizados por MARACHI.

8) Teor de umidade: o aumento da umidade acelera o recalque, sobremaneira em enrocamentos compostos de rochas

que perdem resistência quando saturadas. Credita-se tal fato, embora com algumas oposições, à diminuição da resistência das pontas dos blocos, o que aceleraria a quebra dos grãos.

9) Tempo: conhece-se pouco a esse respeito. Os materiais granulares também sofrem o efeito de compressão secundária, ou deformação lenta. A resistência, no entanto, não é afetada pelo fator tempo.

### III.2 Compressibilidade: a quebra de grãos

Porque este trabalho trata de barragens de enrocamento com face de concreto, o que mais nos interessa é investigar a compressibilidade destas. Por conseguinte, dos fatores acima citados, o mais importante é a quebra dos grãos.

Nos enrocamentos, por causa da dimensão das "partículas" rochosas, as forças coloidais são insignificantes, ao contrário dos efeitos da gravidade e da água, ainda importantes, como nos solos.

Assim, o seu comportamento é determinado pela tensões de contato resultantes da disposição interna dos grãos. Se essas tensões ultrapassarem a resistência dos grãos, acontece o fraturamento. O exame dessa quebra dependerá, então, do estado de tensão interno do enrocamento.

Compreender a dificuldade de determinar a porcentagem de esmagamento que porventura estará ocorrendo num maciço composto de enrocamento não é difícil:

- em virtude da característica estatística das forças de contato, da geometria irregular dos grãos e superfícies de contato é impossível prever deterministicamente o estado de tensão interno.

- os grãos possuem vazios e fissuras afetados pelo intemperismo, tornando complexa a definição de uma resistência destes ao esmagamento.

MARSAL (1973) propôs o grau de fraturamento ( $B_g$ ), definido como a soma positiva da diferença entre as granulometrias antes e após o ensaio de resistência, como índice para avaliar a quebra dos grãos. Para quantificar a quebra dos grãos tem sido a melhor opção.

A distribuição aleatória das forças de contato é fundamental, pois a dispersão da intensidade dessas forças induzirá ou não à quebra dos grãos a partir mesmo de baixos níveis de tensão.

MARSAL obteve estas forças médias de contato atuantes em distintos materiais submetidos a tensão resultante de apenas 100 kPa:

- areia média, 0,01 N
- pedregulho, 10 N
- enrocamento ( $d_{50} = 70$  cm), 10 kN

Ou seja, mesmo baixas tensões provocariam a quebra de grãos em enrocamentos, ao contrário das areias, que necessitariam de tensões bem mais elevadas.

As pesquisas concluíram principalmente que o esmagamento tem efeito importante nas propriedades de resistência e compressibilidade do enrocamento. Essa influência dependerá do estado de tensão, da presença ou não de água, do tamanho e forma dos grãos, do índice de vazios e da granulometria, explicando os seguintes fenômenos:

a) envoltória de resistência curva.

b) tendência da curva tensão-deformação mudar da forma côncava para convexa a medida que o nível de tensões aumenta, provocando esmagamento.

c) aumento em  $K_0$  com o esmagamento.

d) redução no módulo de deformabilidade inicial com o aumento da tensão confinante, quando esta é suficiente para causar esmagamento.

e) aumento na deformação lenta com a ocorrência do esmagamento

### III.3 Resistência ao cisalhamento

A resistência é controlada pelo atrito entre rochas, índice de vazios, fraturamento e tensões confinantes.

MARSAL observou que a relação de tensões principais na ruptura tende a cair para maiores valores de  $\sigma_3$ . Na compressão triaxial obteve  $\phi$  entre 35 e 55° para tensões abaixo de 500 kPa, caindo para 30 a 40° para tensões da ordem de 2,5 MPa.

As amostras ensaiadas por MARSAL em deformação plana apresentaram  $\phi$  de 1 a 7° acima das triaxiais, ou relações de tensão principal entre 8,9 e 6,5 contra 6,1 e 4,3, para tensões confinantes de 0,5 e 2,0 MPa, e as amostras mais densas apresentaram  $\phi$  maior que as fofas.

Esses parâmetros tiveram pouca influência sobre o ângulo de atrito para tensões confinantes elevadas, acima de 3,5 MPa. MARACHI observou tal fato entre 3 e 4,5 MPa.

Um dos aspectos mais importantes da resistência é seu comportamento sob baixas tensões confinantes. LEPS (1970), embora reconhecendo a importância da investigação das características do enrocamento sob altas tensões, chamou atenção para o comportamento sob baixas tensões (< 70 kPa):

"A maioria dos estudiosos acreditam que, em barragens de enrocamento sobre fundações competentes, a superfície potencial de ruptura, calculada seja por talude infinito, circular ou cunha, é rasa envolvendo tensões até no máximo 70 kPa. Ademais, as barragens do século passado jamais permaneceriam estáveis por 70 a 100 anos, como têm permanecido, se os seus enrocamentos não tivessem ângulos de atrito superiores aos calculados em ensaios sob tensões entre 140 e 1400 kPa."

E conclui: "A resistência ao cisalhamento dos enrocamentos, se expressa por seu ângulo de atrito, varia fortemente com a tensão normal, sendo alta para baixas tensões e substancialmente menor com o incremento da tensão normal. Para tensões normais abaixo de 70 kPa,  $\phi = 45$  a  $60^\circ$ , em média  $50^\circ$ , em enrocamentos lançados de rocha de boa, podem ser esperados. Se compactados, pode-se chegar até  $55^\circ$ ".

Tal variação levaria a concluir ser simplificação exagerada a caracterização de um enrocamento com um único ângulo de atrito médio.

A mobilização da resistência ao cisalhamento requer deformações consideráveis, especialmente em enrocamentos uniformes, grãos angulosos, baixa resistência ao esmagamento e alto índice de vazios. LEPS observou que para tensões laterais acima de 700 kPa as defomações na ruptura eram cerca de 10%, atingindo 15% para materiais mal graduados, e que para altas tensões confinantes as deformações de ruptura seriam de duas a três vezes as de tensões abaixo de 70 kPa. Por conseguinte, o enrocamento ideal deve ter granulometria que permita mobilizar toda sua resistência ao cisalhamento com pequena deformação. Uma maior porcentagem de finos e elevada densidade obtida por compactação alcança esse objetivo, pois reduz a quebra e o rearranjo dos grãos.

CHARLES e WATTS (1980), também investigaram o efeito das

tensões confinantes, procurando avaliar o seu significado para a estabilidade dos enrocamentos. Testaram amostras de 23 cm de diâmetro e 50 cm de altura em quatro materiais: um arenito, duas ardósias (uma consideravelmente mais resistente que a outra) e um basalto. Observou-se dilatância bem maior para menores tensões confinantes e grandes variações entre os materiais. Obtiveram uma envoltória curva, segundo a expressão de MELLO (1977):

$$\tau = A (\sigma')^b$$

Para  $\tau$  e  $\sigma$  em kPa e A e b constantes do material, que para os materiais ensaiados foram:

Material	A	b
Arenito	6,8	0,67
Ardósia resistente	5,3	0,75
Ardósia branda	3,0	0,77
Basalto	4,4	0,88

Os autores sugeriram que b poderia ser assumido igual a 0,75 para tensões entre 40 e 400 kPa em enrocamentos compactados, enquanto MELLO propõe A = 1,33 e b = 0,85 para tensões até 5 MPa, a partir dos resultados de MARSAL.

CHARLES e SOARES (1984) inseriram essa envoltória curva em programas de computador baseados em Bishop e Fellenius e confeccionaram ábacos de estabilidade de taludes de enrocamentos (fig. III.1) baseados num número adimensional de estabilidade  $\Gamma_B$ , tal que para a expressão de Bishop:

$$\Gamma_B = \frac{F_B(\gamma H)(1-b)}{A}$$

Em que A e b são as constantes já citadas,  $\gamma$  é o peso específico, H a altura do aterro e  $F_B$  o fator de segurança para Bishop. Com esse ábaco, para FS = 1,8, obtiveram

talude 1:0,5 (V:H) para barragem de 10 m e para de 100 m 1:1,3 (V:H), mostrando a influência da altura na estabilidade do maciço.

#### III.4 Conclusões a respeito dos itens anteriores

MELLO (1982) define um solo compactado como um material pré-adensado até certa tensão - que depende do rolo compactador, da energia empregada e da capacidade do material de reter essa energia (fig. III.2) - e que, portanto, incorporaria alguns aspectos fundamentais:

- uma tensão de pré-adensamento;
- compressibilidade e resistência diferentes abaixo e acima dessa tensão;
- admitindo uma mesma energia de compactação, diferentes materiais são relativamente homogeneizados, em comparação uns com os outros, até a tensão de pré-adensamento. Acima da tensão de pré-adensamento, porém, prevalecem comportamentos mais diferenciados para cada material. O processo de compactação seria um processo homogeneizador.

A compactação efetivamente homogeneiza a deformabilidade dos materiais até a tensão de pré-adensamento. As diferenças passam a ser grandes em barragens mais altas. O efeito da compactação tem levado a tensão de pré-adensamento de 200 a 500 kPa para rolos de 100 kN, trabalhando na frequência de 1200 vpm. Isso equivale a peso sobrejacente de aterro de até cerca de 20 a 30 m. Portanto, onde o aterro exceda 20 a 30 m, começam a se acentuar as diferenças em função das qualidades dos materiais.



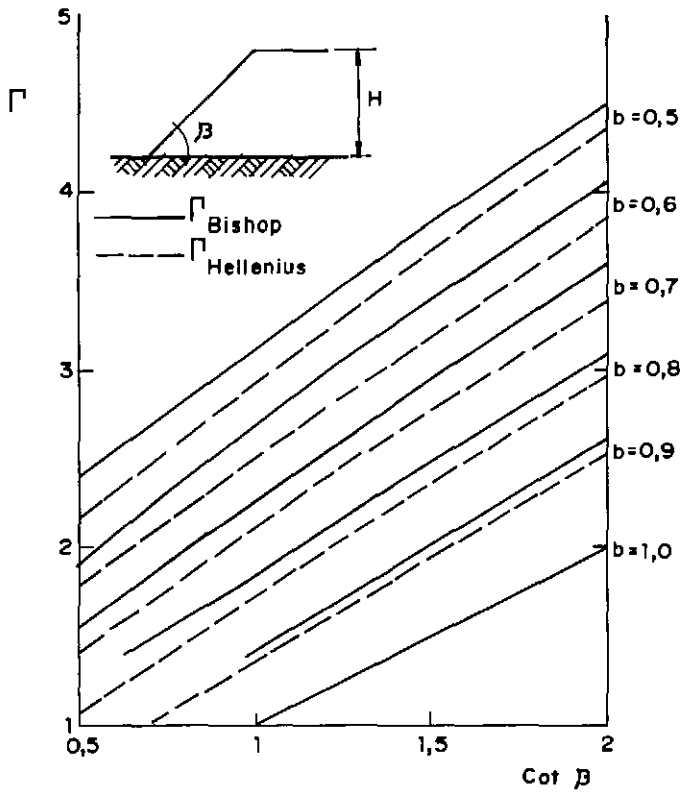


Fig. III. 1 - Ábaco para número de estabilidade em análise com superfície de ruptura circular (apud. Charles e Soares, 1984)

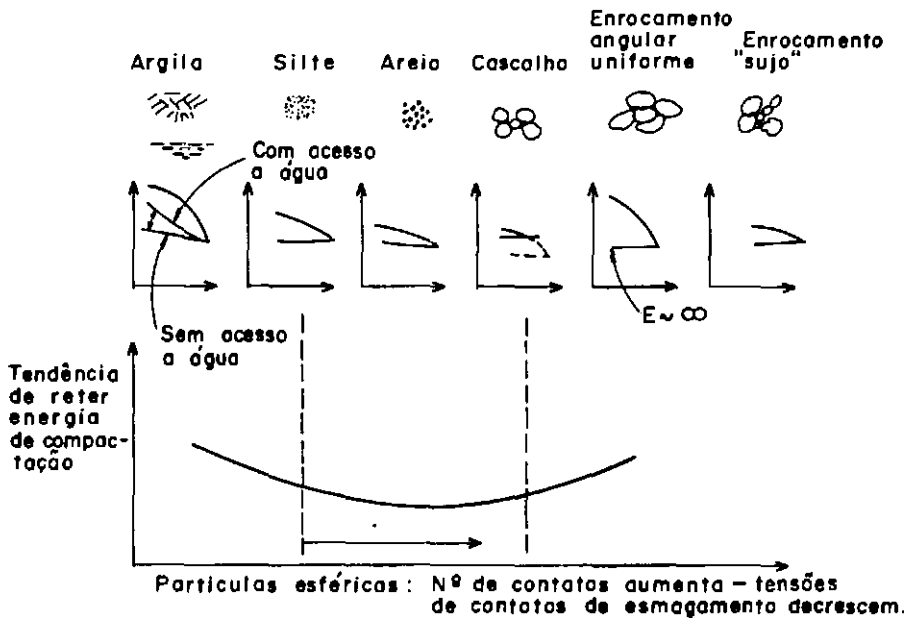


Fig.III. 2 - Energia absorvida por tipo de material (apud. Mello, 1982)

A partir daqui já se pode realçar aspectos de relevada importância, cuja distinção do papel de cada um na performance de um maciço de enrocamento é bem difícil:

- a necessidade de mobilizar a resistência com pequenas deformações
- a necessidade de redução da quebra dos grãos com o alteamento do maciço e o enchimento do reservatório
- o ângulo de atrito do enrocamento é maior sob baixas tensões confinantes
- o efeito de pré-adensamento da compactação é efetivo até alturas de aterro de 20 a 30 m

Assim pode-se idealizar duas zonas de diferentes comportamentos num maciço homogêneo de enrocamento como o das barragens com face de concreto: uma nas partes centrais submetida a tensões maiores que a tensão de pré-adensamento induzida pela compactação e uma externa, onde o material estaria "pré-adensado". Ou, em outras palavras, uma zona externa onde a compactação tem papel primordial e uma interna onde esta é menos necessária, uma vez que a compactação promovida pelo carregamento das camadas superiores é sempre maior que o efeito do processo de compactação.

Porém, nas barragens de enrocamento com face de concreto, que têm o empuxo hidrostático aplicado a montante, o efeito dessa força solicitante é menos sensível na sua porção de jusante. Portanto o talude de montante é que necessitará maior número de passadas do equipamento de compactação, de forma a ter sua resistência significativamente majorada pelo efeito de pré-adensamento. A zona central e o talude de jusante teriam menor necessidade de compactação, este pela distância do esforço solicitante do reservatório e

aquela pela compactação a ser obtida não pelo equipamento, mas pelo peso sobrejacente de enrocamento.

O aumento do número de passadas implica em maiores abatimentos por camada e, conseqüentemente, maior volume de enrocamento necessário para a construção da barragem. Isso não afeta o custo de compactação que é pago pelo volume teórico da barragem, mas onera a escavação e o transporte, pagos em separado. Por outro lado, maior número de passadas reduz a deformabilidade do enrocamento. O balanço entre esses dois aspectos deve ser pesado com bom senso: a redução da espessura das camadas e/ou aumento do  $n^{\circ}$  de passadas a montante deve ser compensado nas porções de jusante e centrais da barragem de enrocamento com face de concreto (MARQUES F<sup>o</sup> et al. 1989).

### III.5 Qualidade e critérios de aceitação dos enrocamentos

#### III.5.1 Índices físicos preliminares

Os índices físicos preliminares pretendem fornecer uma idéia da qualidade de uma rocha como enrocamento (características de resistência e deformabilidade) e que recursos provavelmente serão necessários para o seu manuseio. Ainda não existe um método de classificação dos enrocamentos, assim como há para os solos, portanto, os índices requisitados variam de autor para autor.

MARSAL (1975) sugere para essa caracterização preliminar determinar: (a) a absorção de água, (b) a abrasão Los Angeles, (c) estimar a perda por intemperismo (ensaio de durabilidade, norma ME-89-64 do DNER) e (d) definir a granulometria pelo diâmetro efetivo  $d_{10}$  e pelo coeficiente de desuniformidade  $C_u$ .

MARSAL chega a sugerir um procedimento para ante-projetos a fim de classificar o enrocamento e obter o módulo de

deformação em ensaio unidimensional (compressibilidade) e a relação de tensões principais na ruptura, isto é, o ângulo de atrito (resistência ao cisalhamento). Esse procedimento é apresentado no Anexo B.

MATERON (1980), além dos anteriormente citados, recomenda obter o peso específico aparente, o módulo de elasticidade e a resistência à compressão simples da rocha nos estados seco e saturados, ciclos de saturação e secagem, ensaio de carga pontual, grau de fraturamento.

BARTON e KJAERNSLI (1981), propõem um método para estimar o ângulo de atrito máximo drenado ( $\phi'$ ) de um enrocamento composto de grãos de qualquer forma, a partir da resistência a compressão simples ( $q_u$ ), do diâmetro médio dos grãos ( $d_{50}$ ), da forma dos grãos, da porosidade  $n\%$  após a compactação e do ângulo de atrito básico ( $\phi_b$ , de 25 a 35°), este definido como o valor do ângulo de atrito residual. Este também é apresentado no Anexo B.

MILOVANOVIC e MILOVANOVIC (1988) obtêm o módulo de deformabilidade do enrocamento através de ensaio in-situ em barragens de enrocamento com face de concreto. Escavam trincheiras no pé de montante do maciço e executam blocos de concreto na face com o enrocamento (área de contato: 1 m<sup>2</sup>). Através de macacos hidráulicos apoiados no plinto solicitam o maciço, obtendo uma curva tensão-deformação.

Os índices preliminares adotados na Usina Hidrelétrica de Segredo, Brasil, em construção, são o peso específico do enrocamento, o aparente da rocha, o índice de vazios, o coeficiente de desuniformidade, as curvas granulométricas e o coeficiente de curvatura.

### III.5.2 Especificações

A observação in-situ permitiu evoluir-se da necessidade de um material que atendesse critérios de agregado de concreto para a inexistência de especificação rígida da qualidade da rocha ou de sua granulometria. As rochas que não atendem os critérios para agregado de concreto ainda assim podem ser utilizadas se adequadamente manuseadas.

#### a) Granulometria

Até recentemente, muito dizia-se, com diversos autores e entidades estabelecendo valores bem divergentes a esse respeito. Ora especificava-se coeficiente de desuniformidade ( $C_u$ ) acima de 10 ou de 15, ora limitava-se a porcentagem nesta ou naquela peneira, que podiam ir de 15 a 40% na peneira de 2,5 cm ou de 4,8 mm.

Essas especificações tinham dois objetivos:

- uma granulometria bem graduada para reduzir as tensões de contato e, conseqüentemente, a quebra de grãos, diminuindo a compressibilidade do enrocamento e aumentando a resistência para pequenas deformações;
- eliminar o temor da influência dos finos na permeabilidade dos enrocamentos, ou seja, garantir que o enrocamento não gerasse poro-pressão e fosse drenante.

Acreditava-se que os finos melhoravam o desempenho do maciço, sobretudo quando distribuídos uniformemente em sua massa. MARSAL (1975), por exemplo, recomenda atenção no transporte e descarga dos materiais bem graduados para evitar segregação indesejável. MORI (1976) também apresenta preocupação com distribuição dos finos no enrocamento.

O fator condicionante na limitação dos finos era que estes

não se interpusessem entre os blocos maiores e tampouco que fossem em quantidade tal que reduzissem a permeabilidade do maciço e este passasse a gerar poro-pressões na construção.

Para melhor explicar a evolução da especificação nesses pontos, recorrer-se-á a visualização de COOKE (1984) do processo de espalhamento e compactação e das características dele resultante.

O enrocamento resultante do lançamento de rocha dura e compactada em camadas de 1 metro não é homogêneo e sim segregado, o que confere, ao contrário do que se imaginava, propriedades de densidade, resistência e permeabilidade adequadas e, portanto, desejadas.

A figura III.3 mostra o processo de descarga e espalhamento do enrocamento. Nele, as rochas de menor diâmetro escorregam por debaixo da lâmina do trator, ficando na superfície e sendo então bem compactadas pelo equipamento. O contato entre blocos lançados na zona inferior da camada é efetivo graças à vibração do equipamento. A superfície lisa do enrocamento, conferida pelos blocos de menor diâmetro no topo da camada, é desejada, não sendo necessária jamais sua escarificação, pois o rolo não trabalha bem em superfície irregular. A segregação causa maior permeabilidade na direção horizontal que vertical. A remoção dos finos, além de onerosa, tornaria a superfície irregular, imprópria para os vibratórios, aumentando o desgaste dos pneus e dos sistemas de suspensão.

Assim obtém-se, conforme a fig. III.4 mostra, um maciço estratificado na vertical e uma permeabilidade crescente no sentido montante-jusante. Assim, a percolação se dará sem resistência a sua passagem e os lençóis suspensos formados pelos estratos menos permeáveis serão efetivos no impedimento do desenvolvimento de poro-pressões.

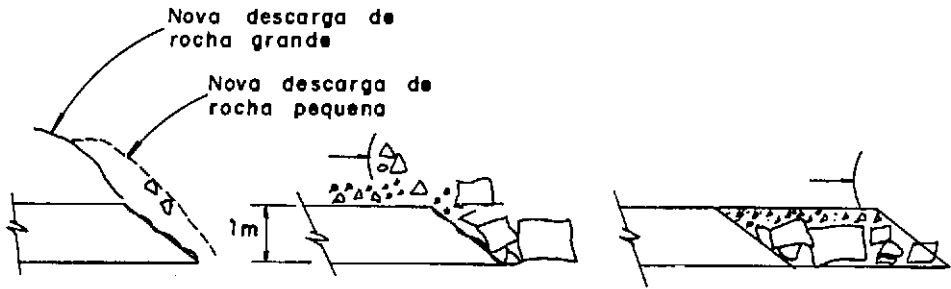


Fig.III.3 - Espalhamento de enrocamento compactado (apud. Cooke 1984)

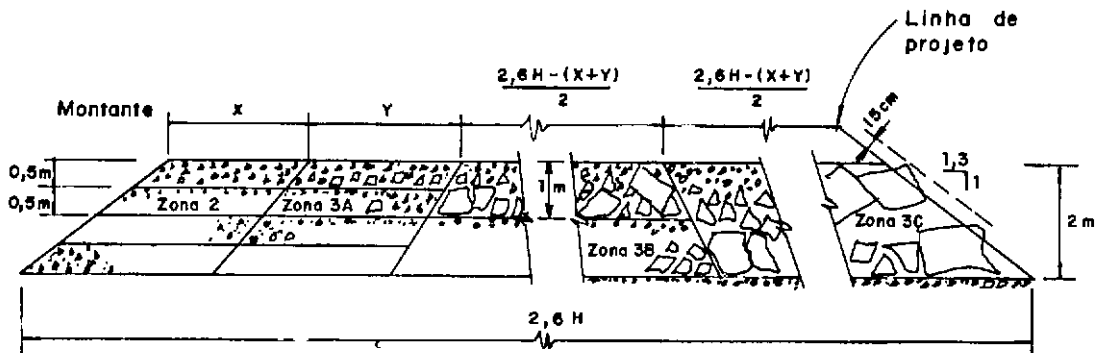


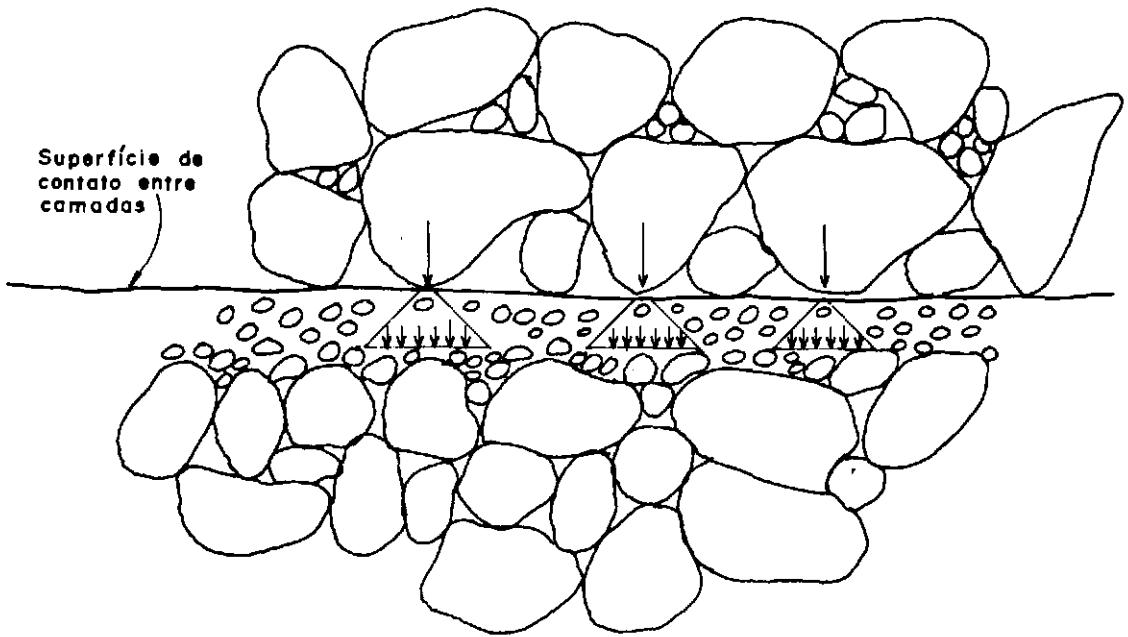
Fig.III.4 - Zoneamento de enrocamento compactado (apud. Cooke, 1984).



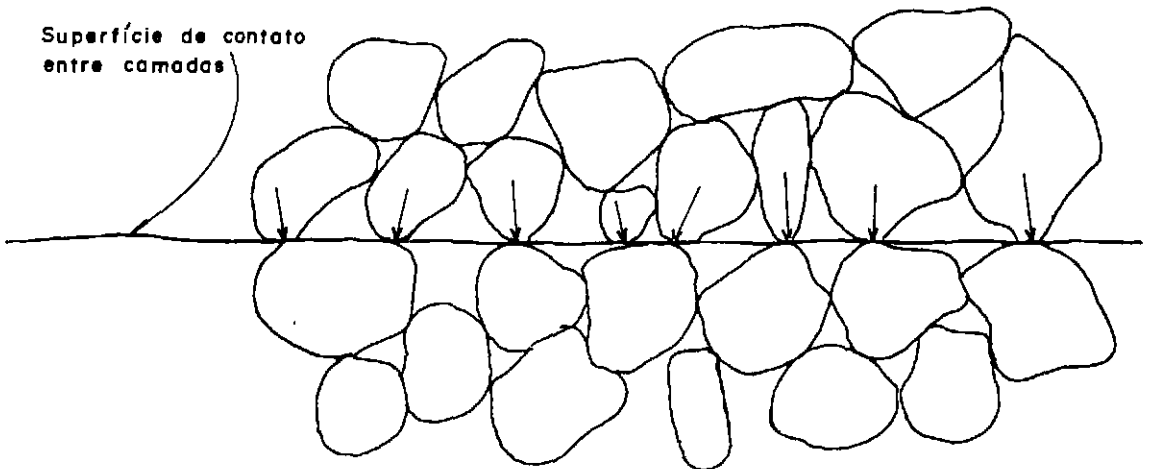
A figura III.5 mostra a atuação esquemática dos finos num enrocamento segregado no sentido de reduzir as tensões de contato, minimizando o fraturamento.

Por conseguinte, um enrocamento sujo, bem graduado, devido a sua segregação terá permeabilidade sempre adequada, ao menos para as barragens de enrocamento com face de concreto.

O temor quanto ao desenvolvimento de poro-pressões, que levava à limitação do volume de finos, de modo que o enrocamento tivesse permeabilidade acima de  $10^{-3}$  cm/s (PENMAN e CHARLES, 1976) não mais existe. Por um lado, porque o maciço segregado não desenvolve poro-pressões, como acima citado (COOKE, 1984), por outro, segundo MELLO (1982), a condição crítica de construção de barragens de terra, em face dos equipamentos modernos, passou a ser a traficabilidade, condição de solicitação cisalhante maior que a de taludes correntes de barragens de terra, aqui extrapolados para os enrocamentos. A restrição quanto à permeabilidade do maciço surgiu e tem mais fundamento na Inglaterra, sempre às voltas com solos extremamente úmidos. Ainda hoje, manifestam tal receio: PENMAN (1986) considera que um maciço de enrocamento com permeabilidade menor que  $10^{-3}$  cm/s deve ser tratado como uma barragem de terra e que os finos devem penetrar nos vazios para impedir a rotação dos blocos maiores. No entanto, PENMAN concorda que não há porque limitar a quantidade de finos, num oneroso processo de seleção e rejeição de material, se o enrocamento resultante não desenvolve poro-pressão.



Enrocamento com finos granulares



Enrocamento uniforme, sem finos

Fig. III.5 - Influência de finos na distribuição de tensões intergranulares (apud. Mori, 1976).

Além disso, a maioria das rochas duras, quando exploradas, fornecem enrocamento com no máximo 30% de material passando na peneira de 2,5 cm. Por isso, acostumou-se especificar enrocamento com no máximo 30 a 40% de material passando nessa peneira, já que ultrapassar tais limites indicaria má qualidade de serviços, de acordo com as experiências precedentes. Porém enrocamentos com até 50% passando na peneira 2,5 cm deram maciços bem pouco compressíveis, quando submetidos a compactação mais enérgica que o habitual. Em Salvajina, o material com 80% (!) passando na peneira de 2,5 cm, um arenito-siltito, foi colocado na zona 3C. Essa zona foi compactada em camadas de 1 m com 6 passadas de rolo. O movimento horizontal do talude de jusante foi grande na construção, mas baixo no enchimento, sendo sua performance adequada.

COOKE e SHERARD (1987) acreditam que para se obter enrocamento adequado em termos de alta resistência e baixa compressibilidade, melhor que limitar apenas a porcentagem que passa na peneira de 2,5 cm, é especificar material não selecionado de pedreira com no máximo 50% menor que 2,5 cm, 20% menor que 4,8 mm (peneira 4) e 10% menor que 0,075 mm (peneira 200).

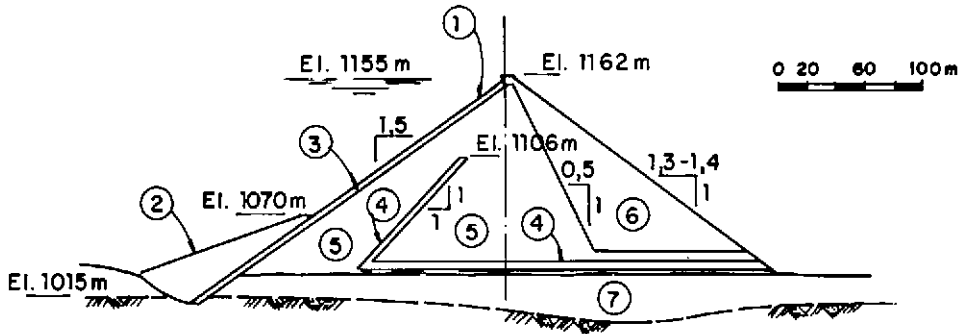
Para materiais ultrapassando tais limites, uma especificação melhor que a de granulometria é aquela de material que permita tráfego mesmo saturado. Quando o tráfego está OK é porque o comportamento é governado pelo esqueleto de rochas. Caso contrário, os finos estão governando tal comportamento e o maciço é insuficientemente permeável.

Nesses casos deve-se prever zonas especiais internas de drenagem. Os melhores exemplos dessas zonas são as barragens de Salvajina (1983, 145 m) e Gollillas (1978, 125 m), na Colômbia e Mangrove Creek (1981, 80 m), na Austrália.

Em Mangrove, os materiais disponíveis eram um siltito e um arenito alterados. O siltito, se compactado em camadas de 60 cm, fornecia material drenante, se em camadas de 30 cm, obtinha-se uma zona semi-permeável. Tanto o siltito quanto o arenito produziam muitos finos na exploração. Se compactados com controle de umidade forneciam um random de baixa permeabilidade e de alta densidade. A opção por uma seção homogênea foi descartada, pois implicaria num enrocamento extremamente erodível e passível de gerar poro-pressões. Adotou-se um zoneamento. O random de arenito e siltito ficou na porção de jusante, protegido por um filtro-chaminé, obtido da exploração de um basalto são. Um dreno a jusante do filtro usou o siltito em camadas de 60 cm. Esse sistema de drenagem não deve ficar imediatamente a jusante da laje, pois se esta falha a vazão para qual o sistema deve ser dimensionado é muito grande. Assim, provê-se uma barreira semi-permeável entre a laje e o filtro-dreno. Essa barreira seria a zona 2.

A figura III.6 apresenta o projeto de Salvajina, que empregou a mesma filosofia acima, além de ser em grande parte composto do menos permeável e menos deformável pedregulho. O enrocamento obtido nas escavações foi colocado na porção de jusante.

A especificação, então, sempre dependerá das características das pedreiras. O material que, explorado, é empregado diretamente no canteiro sem necessitar nenhum processamento (britagem, peneiramento, etc.) é o ideal. Por que fazê-lo atender à especificação rígida, se mesmo assim tem bom comportamento? Em Foz do Areia, por exemplo, o enrocamento obtido era extremamente uniforme, sem que se obtivesse uma fraca performance da barragem. Em suma, qualquer material que suporte ao tráfego dos caminhões fora-de-estrada e dos pesados rolos compactadores vibratórios é adequado, no máximo necessitando alguma provisão de drenagem.



Seção máxima

Zoneamento	Diâmetro máximo (cm)	Espessura da camada (cm)
① Laje	—	—
② Zona 1	2,5 - 3,0	30
③ Zona 2	10	45
④ Filtro - dreno	40	60
⑤ Zona 3B - Pedregulho	30	60
⑥ Zona 3C - Enrocamento	60	90
⑦ Aluvião	—	—

Fig. III.6 - Projeto da barragem de Salvajina (apud. Sierra et al,1985)

## b) Adição de água

O seu emprego, apesar de alguma controvérsia, vem se tornando cada vez mais uma prática generalizada.

TERZAGHI (1960a) já recomendava o emprego de água na execução do enrocamento, não importando se lançado ou compactado, salientando que reduzia  $q_u$  da rocha, incrementando a quebra dos grãos antes do enchimento. Citando a barragem de Cogswell, EUA, que recalcou 4% da sua altura sob episódio de chuva intensa, conclui que o volume de água necessário era de apenas 20% do volume de enrocamento e não 2 vezes este, como vinha sendo adotado (STERLE e COOKE discordaram, durante as discussões, mas é a técnica atualmente adotada).

Diminuindo a resistência da rocha, aumenta a porcentagem dos recalques durante a construção, reduzindo os deslocamentos no enchimento do reservatório.

A molhagem sob pressão objetivava, através da migração dos grãos menores para os vazios entre os blocos maiores, uma homogeneização do material, proporcionando melhor distribuição de finos e escarificação da superfície, o contrário do desejado atualmente.

COOKE e SHERARD, mais recentemente (1987), reiteram a utilidade da adição de água. Para estes, auxilia na redução da compressibilidade, porém em rochas com pequena absorção (2%), o custo pode não compensar. Na barragem de Segredo, atualmente em construção, a absorção baixa induziu a não adição de água na zona 3C, o mesmo acontecendo com as também altas barragens de Xingó e Miel.

Em barragens altas, dispendo-se de enrocamento que perde resistência quando saturado, usá-lo na subzona 3B, com adição de água. Não há necessidade de injetá-la sob

pressão. O objetivo é menos tirar os finos do contato e colocá-los nos vazios do enrocamento e mais enfraquecer os finos e reduzir a resistência a compressão simples do material mais grosso.

COOKE e SHERARD (1987), assim como a Comissão da Tasmânia (FITZPATRICK et al., 1985), adotam de 10 a 20% de volume de água do volume de enrocamento adicionados diretamente nos caminhões e aconselham seu uso especialmente em enrocamentos sujos. Na barragem de Segredo a água era lançada durante a descarga do enrocamento na praça de trabalho.

Ocasionalmente, quando a jusante tem-se área de pesca ou de abastecimento urbano de água, e devido à turbidez da água que drena do enrocamento, há que se limitar a adição de água na compactação. Nesses casos, melhor adotar camadas menos espessas, de 60 cm ou menos, e 6 passadas do rolo, ao invés das 4 passadas habituais.

### c) Qualidade da rocha

A resistência a compressão simples tem variado de baixos valores (10 a 20 MPa) a elevados (250 MPa), a média estando em torno de 50 a 150 MPa. Os módulos de compressibilidade medidos variaram entre 21 e 138 MPa, de acordo com a rocha, a graduação, espessura das camadas, número de passadas do rolo compactador, etc. Em geral qualquer rocha com resistência a compressão simples superior a 30 MPa é adequada.

Todo enrocamento devidamente compactado é igual em sua compressibilidade do maciço, não havendo necessidade de se obter rocha com  $q_u$  elevado. As de pior qualidade são inclusive economicamente vantajosas, pois seu custo de exploração é menor e o desgaste do sistema de suspensão e dos pneus dos equipamentos também.

Confere-se resistência e baixa compressibilidade ao enrocamento composto de rocha branda, obtendo-se alta densidade pela compactação enérgica e adição de água, enquanto que em enrocamentos compostos por rocha sã de boa qualidade, apesar da menor densidade, essas características são obtidas pela alta resistência a compressão simples e pelo imbricamento das rochas provocado pela vibração.

Materiais com baixa resistência quando saturados e que quebram muito durante a compactação também foram usados em várias obras.

O projeto de Mangrove está no item (a). Em Kangaroo Creek (59 m, 1968) o grosso do maciço era composto de xisto brando, que explorado obtinha grão lamelar e 20 a 50% de finos. A zona 2 foi composta de gnaisse e a 3A de mistura de gnaisse e xisto. Little Para (53 m, 1977) empregou ardósia e xisto dolomíticos brandos na zona 3C e nos trechos importantes um quartzito, em projeto semelhante ao de Kangaroo.

A Comissão da Tasmânia cita duas obras no mesmo caso. Serpentine (39 m, 1972) tinha um quartzito muito friável, que úmido trazia problemas de tráfego. Drenagem da superfície da praça na direção das ombreiras, onde havia uma camada drenante, baixa umidade na compactação e taludes conservativos de 1:1,5 (V:H) foram necessários. Em Mackintosh (75 m, 1981) uma grauvaça lamelar e pouco resistente alterou o critério de compactação para 8 ao invés de 4 passadas e 20 ao invés de 10% de volume de água.

O emprego de rochas fracas, não obstante a necessidade de provisão de drenagem, face ao custo maior da procura por rocha sã, é solução atrativa. MATERON (1985) comenta que em Alto Anchicaya não se usou xisto que, segundo a tecnologia de hoje, certamente poderia ter sido empregado em zonas de menor responsabilidade.



Uso de pedregulho- O pedregulho normalmente não alcança as especificações para enrocamento supracitadas, porém é utilizável, sendo bem econômico o seu emprego. Pode ser utilizado junto com o enrocamento, obtendo módulo de defomabilidade 5 a 10 vezes maior do que de enrocamento compactado. Como o movimento da membrana é diretamente proporcional ao quadrado da altura da barragem, o uso de pedregulhos é bastante seguro. Valores típicos de pedregulhos: Oroville, 365 MPa (h=230 m) e Benett, 550 a 690 MPa. Espessuras de camada entre 0,3 e 0,9 m, função da altura da barragem, dimensão do pedregulho, porcentagem de material menor que 0,075 mm (peneira 200). Não se usa adicionar água. Para enrocamentos sujos de pedregulhos (mais que 10% menor que 0,075 mm), a umidade pode ser excessiva e obrigar o uso de filtros-chaminés, drenos nas ombreiras e transições. As barragens de Gollillas, Salvajina e Mangrove Creek usaram pedregulhos obtendo excelente comportamento quanto às deformações.

#### d) Espessura da camada

No Simpósio da ASCE de 1958, havia um consenso geral sobre a espessura de camada de um aterro lançado (TERZAGHI, 1960a e BLEIFUSS e HAWKE, 1960): quanto maior a espessura, melhor. A transformação de energia potencial em energia de compactação e a quebra dos grãos assim promovida seriam ideais.

Ultrapassar 2 m na espessura da camada é perder os efeitos positivos da compactação. Os valores mais encontrados estão em torno de 1 m.

A relação entre diâmetro máximo do agregado e espessura da camada compactada que tradicionalmente variava entre 1/3 e 1, caminha para este último valor. Adota-se diâmetro máximo que possa ser incorporado às camadas e forneça superfície

lisa para equipamentos de compactação e transporte.

No enrocamento segregado resultante do processo de exploração, carga, transporte, descarga e compactação não é necessária a inspeção de campo das dimensões do bloco de rocha, pois não há porque especificar dimensão máxima de bloco menor que a espessura da camada. Certo que rochas com diâmetro igual à espessura da camada impedirão a compactação adequada em suas adjacências, porém "atrairão" o carregamento vertical quando nova camada for sobreposta, não ocorrendo, então, assentamento indesejados. Apenas as rochas com diâmetro superior a espessura da camada são separadas para serem colocadas ou na zona 3C ou na face de jusante.

Um diâmetro máximo muito inferior à espessura da camada é prejudicial, pois tamanhos maiores transmitem o efeito vibratório através da própria camada.

#### e) Equipamentos

A bibliografia existente não traz muita informação sobre o rolo usado. Quando se fala em rolo auto-propelido de 100 kN (10tf) não se especifica se é sob o tambor ou se refere-se ao peso estático total.

Em comunicação pessoal, o engenheiro Mauricio, da Müller, fábrica de rolos compactadores (VAP-70), informou que o desenvolvimento de tais equipamentos é em parte creditado a Fritz Walter, um físico suíço que trabalhava para o Exército Americano no pós-guerra. Os primeiros compactadores estáticos surgem em 1946 na Inglaterra. Em 1950, a Dynapac lançou os rolos de 35 kN e em 1965, o CK-50 com 100 kN. Esses rolos eram todos rebocáveis e, portanto, o peso total é o mesmo que sob tambor.

Assim, chega-se ao ponto inicial: os 100 kN são sempre sob

o tambor, admitindo-se mínimo de 90 kN. A velocidade de compactação deve estar entre 2 a 3 km/h. Acima, só se justificado por ensaios no campo.

Constantemente cita-se como desvantagem do rolo vibratório que este só funciona vibrando para frente. No entanto, testes de campo na barragem de Segredo não observaram comportamento diferente na operação para frente da em marcha a ré, sendo liberado ao empreiteiro esse procedimento.

Para exemplificar equipamentos adequados a esse serviço cita-se o adotado em duas obras brasileiras (MARQUES F<sup>Q</sup> e outros, 1989):

Em Foz do Areia usou-se rolo DYNAPAC CK 51 de 100 kN peso estático e 220 kN de impacto dinâmico, rebocado por um trator D8, pois os autopropelidos tiveram dificuldade em trafegar e compactar os enrocamentos compostos de blocos de grandes dimensões.

Já em Segredo, o autopropelido da DYNAPAC CA 35-D de 92 kN sob o tambor e 270 kN de impacto dinâmico já era fabricado no Brasil e teve bom comportamento, principalmente devido a sua maior produtividade, 1,6 vezes maior que do rebocável. A preconizada maior tendência de quebra do equipamento não foi evidenciada, embora sejam mais frágeis que os rebocados por tratores. A melhor produtividade e menor custo permitiu alterar o critério de compactação de compactação da zona IB (3B) de 4 para 6 passadas com economia, permanecendo inalterado o critério de compactação da zona 3C.

As principais características do supra-citado CA 35-D são: diâmetro do cilindro de 1,5 m, largura total do cilindro de 2,14 m, freqüência de trabalho de 1470 vpm, capacidade de subir vibrando em rampas de até 45%, impacto dinâmico superior a 240 kN, peso estático total de 148 kN e peso sob o tambor de 92,4 kN

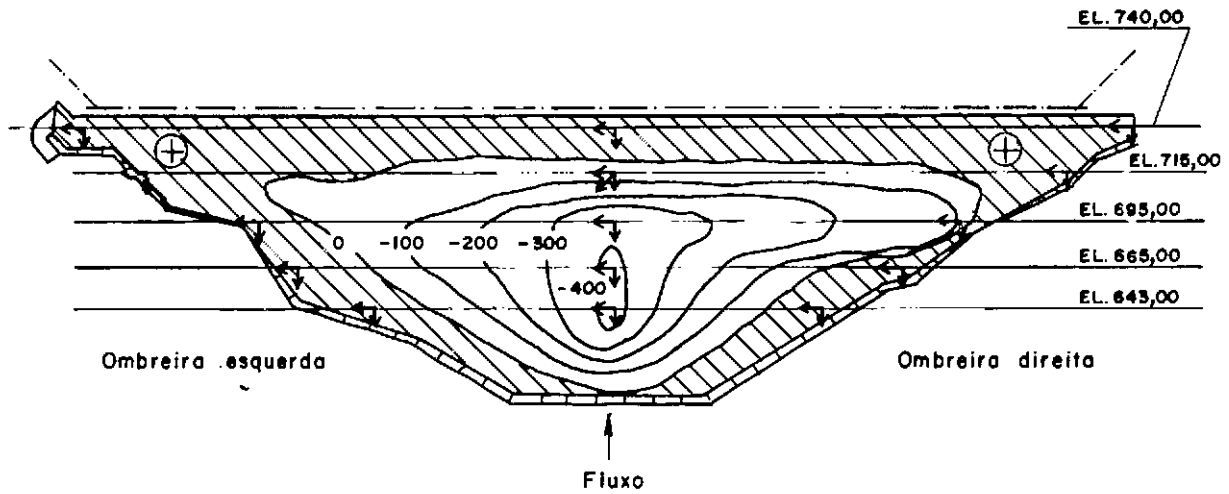
## CAPITULO IV

## JUNTAS

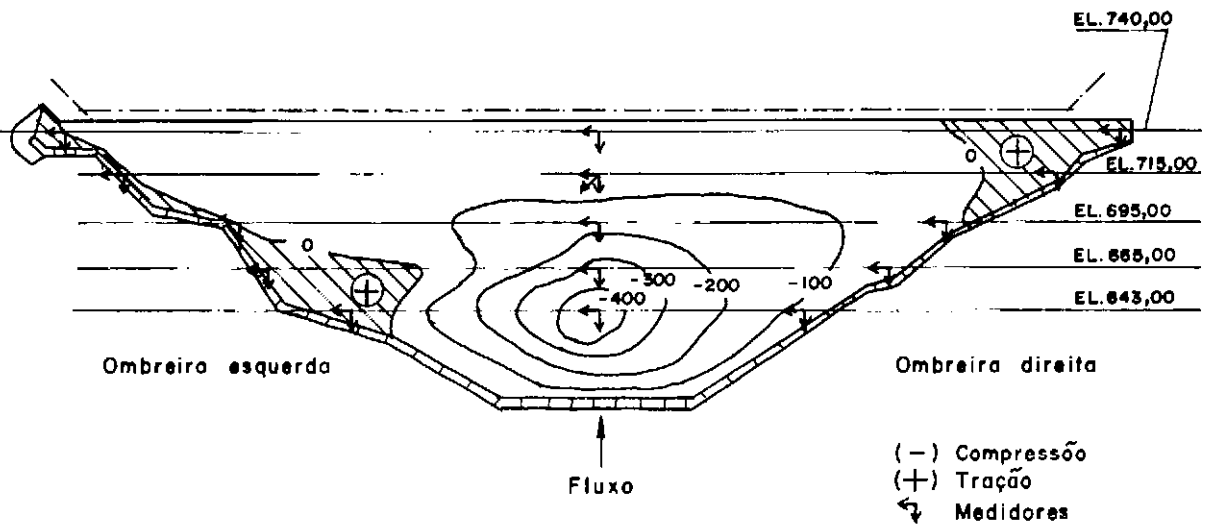
Neste capítulo usar-se-á com freqüência o vocábulo veda-junta. Este vem do inglês *waterstop* (pára-água em tradução literal), ou do francês *lame d'étanchéité*, cuja tradução literal é lâmina de estanqueidade. Esta também é a tradução na lingua portuguesa do Dicionário Técnico de Barragens do ICOLD. Por outro lado a norma da ABNT NBR-9689/86, "Materiais e Sistemas de Impermeabilização, Classificação", utiliza o termo perfilado para vedação de juntas e a 8803/85 o termo perfil extrudado. Alguns fabricantes chamam de junta elástica e há até os que conhecem como mata-junta. No entanto, apesar da profusão/confusão de vocábulos, aqui adotou-se a palavra composta veda-junta, pois esta vem sendo adotada pela quase totalidade de engenheiros da área de barragens.

Outro ponto de nebulosidade recai no material constituinte do veda-junta. Depara-se com freqüência com termos como PVC, borracha natural, borracha sintética, hypalon, butil, polímeros, elastômeros, mastiques, igas, vocabulário provavelmente estranho ao engenheiro civil. O Anexo B procura rapidamente sintetizar o significado destes, além de fornecer um apanhado das propriedades dos veda-juntas de acordo com o seu componente principal.

Durante o enchimento, a laje de concreto tende a acompanhar o movimento para jusante do enrocamento, ficando cerca de 90% da área da laje sob compressão. Pequenas zonas de tração surgem nas ombreiras, na crista e nas redondezas da junta perimetral. A figura IV.1 mostra a situação para a laje da barragem de Foz do Areia. Esse estado de tensão explica a separação entre a laje e o plinto e a abertura das juntas verticais da ombreira, enquanto as mais centrais são comprimidas, a nível bem abaixo de sua resistência.



a) Deformações na direção do talude ( $\times 10^{-6}$ )  
Dez/82



b) Deformações horizontais ( $\times 10^{-6}$ )  
Dez/82

Fig. IV.1 – Curvas de igual deformação específica deduzidas de medidores instalados na laje de concreto.  
(Apud. Marques F<sup>o</sup>, Maurer e Toniatti, 1983)

Permitir o sistema de juntas absorver esses movimentos sem prejuízos maiores à estanqueidade é uma das características mais marcantes do projeto da barragem de enrocamento com face de concreto: a compatibilização dos movimentos do maciço e da laje.

O projeto tradicional consistia de um número grande de juntas horizontais e verticais, abertas e preenchidas com material compressível, que visava permitir o movimento independente das lajes, tornando o conjunto uma estrutura flexível.

No entanto, o número excessivo de juntas em zonas comprimidas da laje, especialmente que estas eram preenchidas com material compressível (para proteger o concreto do esmagamento), acabava "puxando" ainda mais as zonas tracionadas (juntas verticais próximo às ombreiras e junta perimetral), incrementando a abertura destas e causando percolações excessivas.

Percebendo-se que a perda d'água ocorria (e ocorre) menos por fissuras decorrentes da retração do concreto do que pelas juntas, a concepção de projeto passou a ser antes do que orientar as aberturas para juntas de expansão, a distribuí-las ao longo de toda a laje. SHERARD (1967) já comentava: "usando-se taxa de armação de 0,5% da área do concreto e armando nas duas direções, as tensões serão bem distribuídas e as fissuras que aparecerão serão suficientemente finas e espaçadas, como "fios de cabelo". Nas juntas de construção, a armação atravessando-as é suficiente para prescindir de veda-junta, pois estas não abrirão mais que as finas e espaçadas fissuras ao longo da laje, proporcionando uma estrutura monolítica".

Assim, reduziu-se a movimentação das lajes pela eliminação desse espaço disponível ao movimento de compressão, ainda que a tendência de abertura nas ombreiras se mantivesse. A eliminação das juntas horizontais, simplificou a concepção

da estrutura dando margem à adoção do processo construtivo de formas deslizantes. Atualmente as juntas horizontais são adotadas apenas no caso de necessidade de interrupção dos serviços de concretagem ou por imposição do cronograma no caso de construção em dois estágios. Também são previstas no topo das lajes de "arranque" para fornecer superfície horizontal de onde as formas deslizantes iniciam a concretagem.

As juntas verticais atualmente são de dois tipos: as em regiões tracionadas (junto às ombreiras) e as em regiões comprimidas (centrais) da laje.

A junta vertical tracionada leva um veda-junta (de cobre ou aço inox em barragens mais altas, caso contrário de PVC ou borracha) na sua base e armação interrompida. Mastique no topo da junta também é eventualmente utilizado.

A junta vertical comprimida leva o veda-junta na sua base e está tendendo a adotar armação contínua. No entanto em sítio com fundação irregular a armação não deve trespassar a junta. Em Xingó, adotou-se armação não contínua, pois os projetistas temiam o forte efeito de retração do concreto que o clima seco e os fortes ventos poderiam propiciar.

A figura IV.2 mostra as juntas horizontais de construção e as verticais tracionadas e comprimidas atualmente adotadas.

Porém os maiores problemas sempre se deram nas juntas perimetrais, oriundos da dimensão e complexidade de seu movimento em 3 direções: uma normal à junta (abertura), outra normal à face (recalque) e por último um movimento paralelo à junta (tangencial). A essas juntas que, estando no pé da barragem estão submetidas à carga do reservatório, dá-se maior atenção.

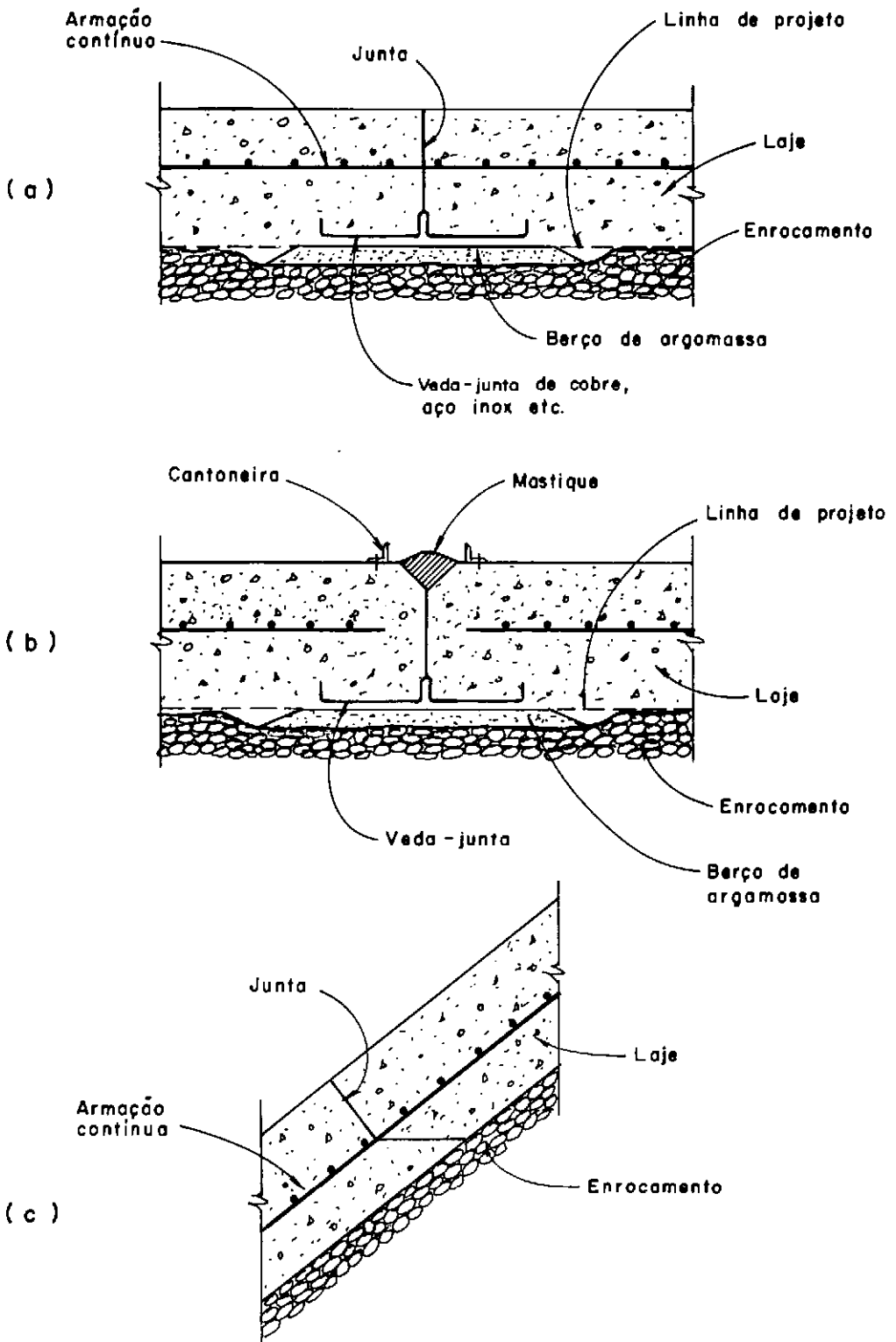


Fig. IV.2 - Detalhes das juntas da laje de concreto.

- (a) Junta vertical em zona comprimida (parte central da laje).  
 (b) Junta vertical em zona tracionada (próxima às ombreiras).  
 (c) Junta horizontal de construção (parada forçada ou necessidade construtiva).



A evolução desta, queimando-se algumas experiências intermediárias e regionais, deu-se, até o momento, em 3 barragens bem conhecidas: Cethana, Austrália, 1971, 110 m, Alto Anchicaya, Colômbia, 1974, 140 m e Foz do Areia, Brasil, 1980, 160 m. As 2 primeiras localizadas em vales fechados e módulos de compressibilidade do enrocamento na construção de 150 MPa.

Em Cethana, o sistema era constituído de 2 veda-juntas, um de cobre na base da laje e um de borracha a 15 cm da face superior (fig. IV.3). O desempenho foi ótimo, abertura de 1,15 cm e movimento tangencial de 0,7 cm (não houve medição do recalque) com vazão inicial de 50 l/s e após 5 anos de 10 l/s.

Em Alto Anchicaya, com o ganho de confiança nas barragem de enrocamento com face de concreto, partiu-se para a simplificação e economia de um único veda-junta de borracha no centro da laje. A abertura máxima medida foi 12,5 cm, o movimento tangencial de 1,5 cm e o recalque de 10,6 cm, justificados por má concretagem em volta do veda-junta e por deformações localizadas do maciço. A vazão atingiu 1800 l/s! O reservatório foi esvaziado e reparos executados com aplicação de mastique (Igas). Nos trechos de maior abertura um limitador de profundidade também foi incluído, no caso, uma mangueira plástica. A vazão caiu para 180 l/s.

Os problemas enfrentados pela inicialmente ousada solução da junta perimetral de Alto Anchicaya aliados ao fato de que Foz de Areia teria provavelmente um módulo de compressibilidade do enrocamento mais baixo (50 MPa, confirmados na construção) e seria a mais alta, a maior área de laje e o maior volume de maciço e de reservatório do mundo de uma barragem de enrocamento com face de concreto, levaram a um projeto mais cuidadoso e, hoje em dia acredita-se, conservativo (fig. IV.4).

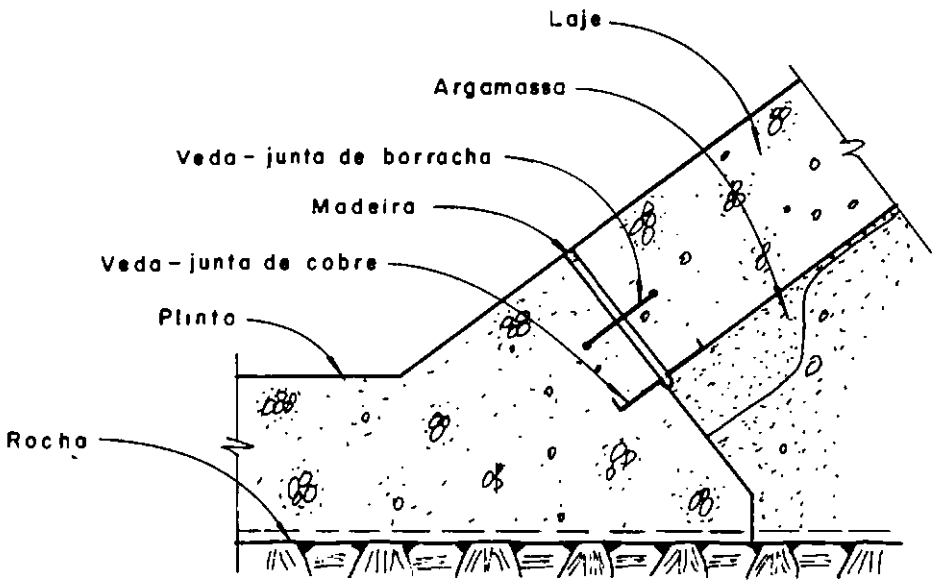
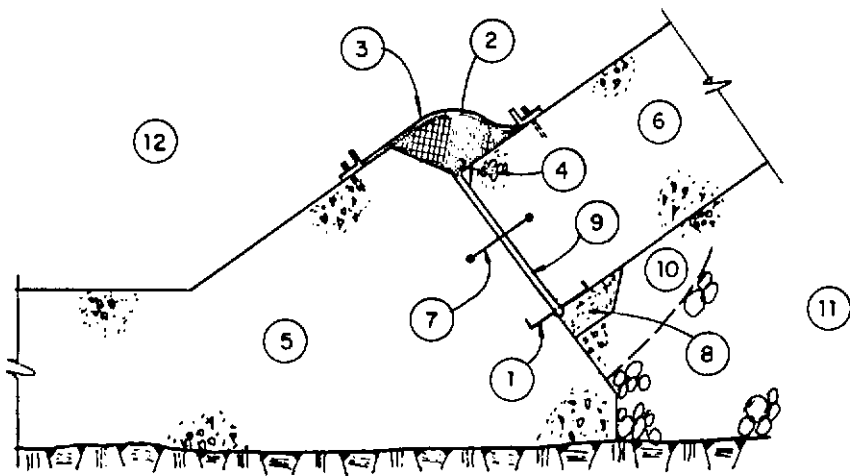


Fig. IV.3 - Junta perimetral da Barragem de Cethana.



- |                              |                                       |
|------------------------------|---------------------------------------|
| 1 - Vedojunta de cobre       | 9 - Espaçador de madeira              |
| 2 - Mastique                 | 10 - Zona 2 de granulometria especial |
| 3 - Membrana de PVC          | 11 - Zona 2                           |
| 4 - Cilindro de neoprene     | 12 - Aterro de material coesivo       |
| 5 - Plinto                   |                                       |
| 6 - Face de concreto         |                                       |
| 7 - Vedajunta de PVC         |                                       |
| 8 - Berço de areia - asfalto |                                       |

Fig. IV.4 - Junta perimetral da Barragem de Foz de Areia.  
(apud. Pinto e Mori, 1989).

A adoção de várias linhas de defesa, em que caso alguma falhasse as outras ainda assim trabalhariam, norteou a filosofia do projeto. Falhas de veda-juntas em seções distintas condicionariam um caminho de percolação sinuoso, como uma chicana, não permitindo vazão elevada.

Essas linhas de defesa podem ser resumidas, no sentido montante-jusante, em quatro: o aterro, o mastique e os veda-juntas de PVC e cobre.

A primeira linha era um tapete impermeável a montante da junta, com 5 a 10 m de espessura, onde a carga hidráulica na junta ultrapassasse 120 m. Esse tapete, não muito eficiente, pois sua coesão mantinha as fissuras abertas, foi, nas barragens posteriores, substituído por um material fino não coesivo, em geral areia fina siltosa.

A segunda defesa era um depósito de mastique envolto por uma membrana impermeável de PVC, aderindo perfeitamente ao concreto, de modo a garantir que a pressão hidrostática atuasse sobre o mastique, "empurrando-o" para dentro da junta. Na ranhura do topo da junta, inseriu-se um cilindro de 5 cm de diâmetro de neoprene para restringir os vazios em grandes movimentações.

As últimas linhas de defesa eram os veda-juntas de PVC no centro da laje e o de cobre na base desta. Este assentava-se num berço de areia-asfalto e provia-se uma granulometria especial na zona 2 (em Foz do Areia, IIB), a zona IIBB, de granulometria ainda mais fina e com 5% de cimento. Esse berço de areia-asfalto, ao invés do mais comum de argamassa de cimento, foi adotado na presunção de se obter um efeito adicional de estanqueidade capaz de reter o eventual escoamento do mastique que ultrapassasse as duas barreiras de veda-juntas.

Essa adoção de dois veda-juntas, um de cobre e um de PVC é consequência da filosofia de se adotar diferentes materiais

com diferentes geometrias. Porém na Usina Hidrelétrica de Segredo, atualmente em construção a jusante de Foz do Areia, devido ao mau comportamento em ensaios do PVC, substituiu-se este por um de cobre, contrariamente a tal filosofia. Nas juntas perimetrais, todos os veda-juntas são protegidos por neoprene ou espuma rígida de poliuretano para impedir que sejam cortados pelas arestas vivas do concreto.

Teme-se que com o aumento da altura das barragens, as condições de vedação ao longo da junta perimetral tornem-se mais criticas. Para solucioná-las pode-se aumentar a rigidez do maciço, aumentar o número de linhas de defesa ou melhorar o projeto dessa junta. O primeiro recurso consegue-se com uma compactação mais enérgica e já foi tratado no capítulo III. O aumento do número de linhas foi o recurso adotado até Foz do Areia. A partir daí a filosofia de que um projeto de junta mais simples poderia não apenas ser mais eficiente como mais econômico, tem norteado a evolução.

Considerando a melhoria na qualidade (e custo) da concretagem da junta que contivesse menor número de veda-juntas, enchimentos, tubos, em suma, menor número de interferências físicas, e a partir da observação que frente às maiores movimentações de barragens mais altas e/ou em fundações mais compressíveis a estanqueidade da estrutura era conferida não pelos veda-juntas, incapazes de absorver tais movimentos, mas por lançamento de areia fina siltosa dentro da água, elimina-se alguns veda-juntas.

PINTO e MORI (1988 e 1989) apresentaram o que pode ser considerado como um passo adiante no projeto das juntas perimetrais, baseando-se no conceito de auto-cicatrização de fissuras de núcleos de terra, inicialmente idealizado por Terzaghi.

Para tanto os autores ensaiaram nos laboratórios do CEHPAR

um sistema que consistia de masticque e veda-junta de PVC (Fugenband 0-35/10) que, enquanto a junta permanecia imóvel, apresentou bom comportamento, mas que rompeu quando submetido às mesmas cargas de água e a uma abertura de 2,5 cm na junta. O masticque sozinho foi inoperante, confirmando a necessidade da uma membrana externa de borracha (sintética ou natural) ou PVC, anteriormente citada.

Percebendo que a coesão tinha efeito negativo propuseram uma solução (fig. IV.5) com um material a montante sem coesão que arrastado pela percolação de água seria retido por um filtro a jusante da junta, desde que adequadamente projetado em sua granulometria. Esse material não coesivo já havia sido aplicado em trabalhos de redução de perda d'água em várias barragens, através de lançamento dentro da água de areia fina siltosa. Em todos os casos verificou-se colmatção progressiva e redução de percolação.

A granulometria proposta é apresentada na fig. IV.7, que procura evitar a formação de um filtro invertido na entrada da junta e com diâmetro máximo de 1 mm que deve manter a permeabilidade abaixo de  $10^{-3}$  cm/s. O volume necessário de areia, correspondente a  $4 \text{ m}^3$  por metro linear de junta, é bem pequeno.

Os ensaios realizados com tal junta apresentaram uma redução de 300 l/h sob pressão de 0,49 MPa para 110 l/h à 1,2 MPa, o que equivaleria a 20 l/s por 1000 m de comprimento de junta.

SARDINHA e CASARIN (1989) apresentam uma ainda maior confiança no projeto de junta perimetral simples, intitulada junta perimetral livre. Conscientes da redução de custo que a eliminação do masticque e sua membrana envoltória e dos dois veda-juntas propiciariam, além da concretagem certamente melhor executada sem tantas interferências físicas, propõem o controle da vazão por

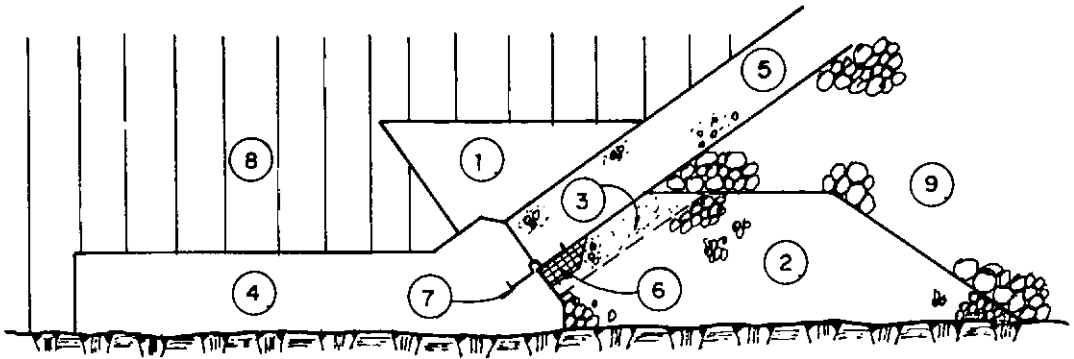
colmatação de um sistema de filtro a jusante da laje (fig.IV.6).

A justificativa para retirada dos veda-juntas foi a dúvida sobre a capacidade de resistência a elevadas cargas hidráulicas associadas a movimentos da junta da ordem de 5 cm, como obtido em Foz do Areia. Ensaíram em laboratório vários materiais colmatadores (ou preenchedores) da junta: areias finas de dunas, areias para agregado de concreto, cinzas de carvão e rejeito de mineração de cobre. Estes dois últimos apresentaram os melhores resultados.

Os autores concluem que um filtro fino a jusante da junta bastaria para controle da percolação, pois será colmatado por qualquer sedimento que houver em suspensão na água ou que tenha sido arrastado para a junta. A perda de carga só foi verificada na junta e não na interface junta-filtro, onde acredita-se aconteça a maior parte da perda, sobretudo ao longo do tempo com a obstrução progressiva do filtro.

Um problema prático a esse aterro de areia fina siltosa (a zona 1) foi colocado por BAYARDO MATERON durante o Seminário de Grandes Barragens de 1989. Em sítios com ombreiras muito íngremes, a conformação desse material é muito difícil, pela sua falta de coesão. Materon propôs nesses casos colocá-lo dentro de meia-canais de PVC.

Convém observar que os ensaios em laboratório realizados por PINTO e MORI são diferentes dos realizados por SARDINHA e CASARIN. Os primeiros concretaram um "anel" de veda-junta dentro de dois blocos de concreto, a maneira do ensaio proposto no boletim 57 do ICOLD (DONALDSON, 1986), simulando junta de 1,2 a 3,6 cm de abertura. Os últimos reproduziram uma junta dentro de uma tubulação com 30 cm de diâmetro e abertura de 8 cm. A validade de comparação de resultados é certamente duvidosa.



- |                              |                                     |
|------------------------------|-------------------------------------|
| 1 - Areia siltosa            | 7 - Vedajunta de cobre              |
| 2 - Filtro - Zona 2 especial | 8 - Aterro siltoso                  |
| 3 - Filtro com 5% de cimento | 9 - Enrocamento de transição normal |
| 4 - Plinto                   | (Zona 2, Sherard, 1985)             |
| 5 - Laje de concreto         |                                     |
| 6 - Berço de areia - asfalto |                                     |

Fig. IV.5 - Junta proposta por Pinto e Mori, 1988 e 1989.

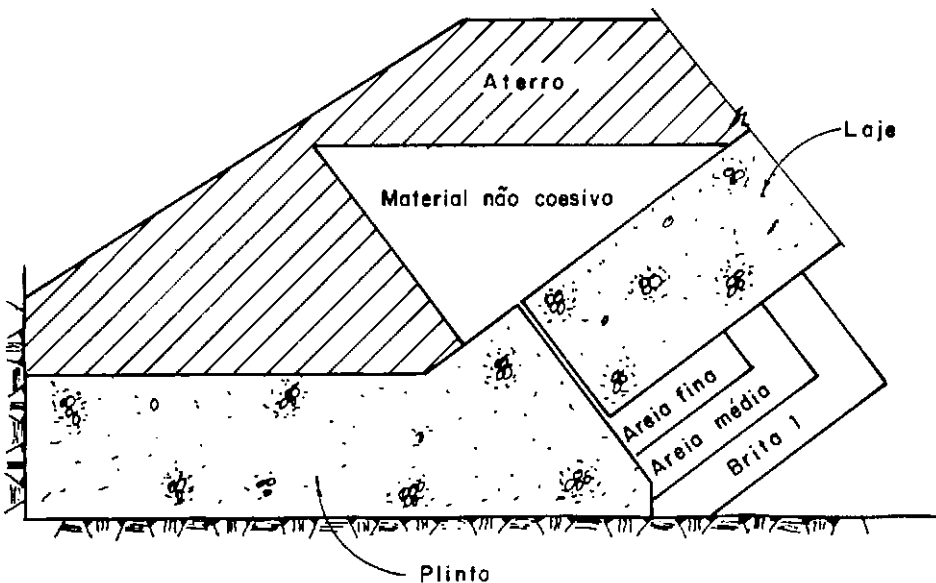
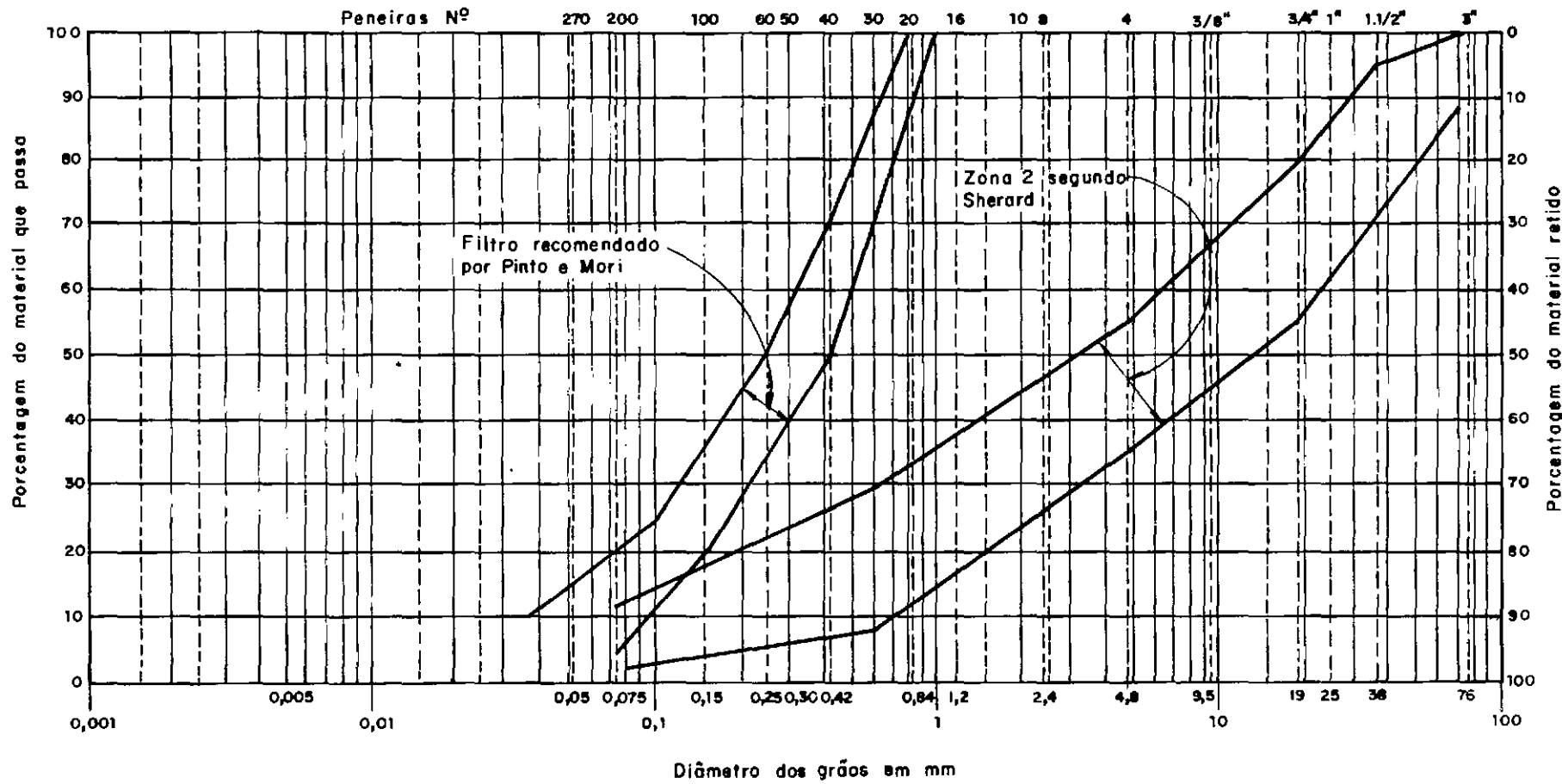


Fig. IV.6 - Junta proposta por Sardinha e Casarin, 1989.



Argila	Silte	Areia fina	Areia média	A. grosso	Pedregulho	ABNT
--------	-------	------------	-------------	-----------	------------	------

Fig. IV.7 - Granulometria propostas para Zona 2 (Sherard, 1985) e Zona 2 especial (Pinto e Mori, 1988).



Ao menos em congressos as propostas de PINTO e MORI e de SARDINHA e CASARIN, sobretudo a primeira, têm recebido aprovação e interesse por parte da comunidade técnica. No entanto, ainda não se construiu e tampouco projetou-se alguma barragem que incorporasse tais concepções. O teste em verdadeira grandeza da junta de PINTO e MORI em barragens de grande altura ( $> 100$  m) e a de SARDINHA e CASARIN, mais ousada, em barragens de altura moderada ( $< 100$  m) é um requisito necessário para sua efetivação como técnica a ser adotada como mais um passo na evolução atual de projeto e construção.

## CAPITULO V

### MODELOS CONSTITUTIVOS

Tradicionalmente, os cálculos em mecânica dos solos dividem-se em duas abordagens: uma baseada na plasticidade perfeita e a outra na elasticidade linear. Enquanto esta visa à previsão de recalques, ou deslocamentos, aquela procura obter um fator de segurança em relação à ruptura. Sendo um cálculo dissociado do outro, não se tem uma idéia do fator de segurança no cálculo dos recalques e tampouco uma noção dos deslocamentos associados a um grau de segurança.

Essa sistemática vem sendo empregada com sucesso em várias situações. No entanto, a necessidade de investigação da possibilidade de ruptura progressiva leva ao desejo de que a concepção de uma obra seja fruto de um cálculo único, conduzindo igualmente às deformações e ao estado de tensão em todos os pontos do solo e, até, da estrutura. As equações de solução dos problemas de ruptura progressiva, qual seja, da transição elasto-plástica do estado inicial elástico ao estado último de escoamento plástico do solo, compõem os modelos constitutivos dos solos.

LADD e outros (1977) comentam que a capacidade de previsão em geotecnia depende de três componentes: (1) um modelo constitutivo do solo; (2) métodos para avaliação dos parâmetros dos solos requeridos pelos modelos; e (3) recursos computacionais suficientes para aplicação do modelo a problemas práticos. O método dos elementos finitos aliado a atual evolução dos computadores (dos de grande porte aos micro-computadores) trata do último ponto. O penúltimo item refere-se às técnicas de ensaios de campo e de laboratório e foge ao escopo desse capítulo. O primeiro componente é traduzido por modelos constitutivos adequados

e utilizáveis para que o método dos elementos finitos possa explicar e prever deslocamentos gerados por obras de engenharia civil.

Nenhum modelo pode descrever matematicamente com perfeição o complexo comportamento de todos os tipos de solos. Cada modelo abrange uma certa classe de fenômeno, capturando algumas das características desse comportamento e omitindo outras. O modelo atinge seu limite quando alguma dessas características omitidas aumenta o seu peso no fenômeno em questão. Essa é a principal causa para a lei de Hooke funcionar para cargas de curto prazo, longe da ruptura, e fracassar próxima a ela, quando o critério de Mohr-Coulomb é mais adequado.

Uma dessas características freqüentemente omitida é a anisotropia dos solos. O processo de sedimentação seguido pelo adensamento unidimensional leva a uma estrutura anisotrópica, que também pode ser induzida por compactação. A resposta do material, quando submetido a tensões é, portanto, anisotrópica e fortemente dependente da inclinação da tensão principal com o eixo de simetria do solo. Não obstante tratar-se de uma regra para os solos, a anisotropia é a exceção nas equações constitutivas dos solos.

Pode-se, a partir do que foi colocado por LADD (1977), sugerir três pontos para avaliar um método:

a) teoria - se os princípios básicos da mecânica dos meios contínuos são atendidos: continuidade, estabilidade e unicidade.

b) ensaios - se são ajustáveis à diversidade de ensaios possíveis e quanto à facilidade de obtenção dos parâmetros a partir de ensaios tradicionais (triaxial, cisalhamento direto).

c) computação - quanto à facilidade de implantação em programas de computador.

De uma forma geral, os modelos procuram simular o comportamento tensão-deformação ou tempo-deformação dos solos. Em outros termos, segundo HØEG (1982), distingue-se as deformações em dependentes ou não do tempo. Estas dividem-se nas que dependem do fluxo da água (drenagem associada a adensamento ou inchamento) e "creep", sob tensão efetiva constante. Nesse caso, a prática corrente separa o adensamento primário do secundário, embora existam modelos reológicos propostos que combinam esses dois aspectos. Neste capítulo abordam-se apenas as equações constitutivas tensão-deformação.

Os modelos constitutivos aqui apresentados foram divididos em: baseados na elasticidade, baseados na plasticidade e modelos endocrônicos. Alguns modelos têm questionável sua inclusão em alguma dessas subdivisões. Modelos hipoeelásticos estão nesse caso, sendo normalmente considerados elasticidade de ordem superior, em oposição a autores que os classificam como uma generalização da plasticidade. DARVE e LABANIEH (1982) agrupam os modelos em função do número de zonas tensoriais.

O que se pretende é mais uma citação dos modelos, indicando referências, e menos permitir compreender todas as formulações, o que necessitaria uma maior descrição matemática e gráfica.

### **V.1 Modelos baseados na elasticidade**

Quando o comportamento no carregamento é idêntico ao descarregamento tem-se um modelo elástico. O mais clássico e simples deles é o da elasticidade linear. A curva tensão-deformação é uma reta. No caso isotrópico, a matriz que relaciona tensão e deformação contém apenas

dois termos independentes, ou constantes, mais comumente representados por  $E$  e  $\nu$ , respectivamente, o módulo de Young (ou de elasticidade) e o coeficiente de Poisson. Outros conjuntos de dois módulos (cisalhante  $G$ , de compressão volumétrica  $K$ ,  $M$  do ensaio  $K$  constante) podem ser usados, sendo determinados a partir desses dois, desde que não se considere a anisotropia, ou diretamente de ensaios.

O comportamento tensão - deformação dos solos não é linearmente elástico para toda a gama de carregamentos de interesse prático. Na verdade, o comportamento real é bem mais complicado, apresentando grande variedade quando sujeito a diferentes condições de carregamento. Os modelos elásticos não lineares podem ser representados por segmentos de retas, hipérboles, parábolas, polinômios, etc.

Para esse fim, várias equações empíricas foram estabelecidas a partir de grande quantidade de curvas tensão-deformação obtidas em ensaios para um dado caminho de tensão, portanto, limitado. O exemplo mais conhecido é o modelo hiperbólico (KONDNER e ZELASCO, 1963, DUNCAN e CHANG, 1970, KULHAWY e DUNCAN, 1972). Apesar de suas limitações o modelo tem sido extensivamente usado.

Essa pequena sofisticação no modelo tem como atrativo a grande quantidade de dados arquivados e as correlações estabelecidas entre as constantes do modelo e as características dos solos, permitindo aquilatar a confiança e precisão de valores obtidos numa campanha de ensaios.

A elasticidade não linear não descreve as irreversibilidades das deformações, nem a dilatação, nem a anisotropia induzida pela trajetória de tensões. Um avanço em relação a esses modelos são as leis elásticas não lineares de ordem superior, a hipo e a hiperelasticidade.

Na hiperelasticidade as tensões são expressas em função das

deformações. O comportamento do material independe do caminho de tensões e, portanto, não leva em conta o comportamento inelástico, além do elevado número de parâmetros (DESAI, 1979).

A hipoelasticidade (TRUESDELL, 1955) descreve uma classe de material em que os incrementos de tensão e deformação estão relacionados por coeficientes que, por sua vez, são geralmente função da tensão ou da deformação, ou de ambos. As formulações mais avançadas introduzem a massa específica como parâmetro na equação constitutiva e postula a existência de um estado crítico no qual o material escoar sob tensão e volume constante. O modelo de Davis e Mullenger (1978) incorpora os conceitos de hipoelasticidade e estado crítico e necessita de 9 a 13 parâmetros obtidos de ensaios triaxiais. Obtém fraca representatividade de materiais compactos e enfrenta dificuldades para solucionar grande gama de problemas de valores de contorno. Darve (1978 e 1982) mexe com material ortotrópico e leva em conta dilatação, variação do módulo de Young e coeficiente de Poisson, podendo representar carregamento e descarregamento.

Todos os modelos elásticos, inclusive os de ordem superior (hipo e hiperelasticidade), são classificados por DESAI (1977) como teorias de deformação e a hipoeelasticidade associada ao estado crítico como teoria incremental. SAADA (1988), no entanto, engloba todos os modelos hipoeelásticos nas teorias incrementais. DAVIS e MULLENGER (1978) chegam a considerar a hipoeelasticidade uma generalização da plasticidade.

Previsões de acurácia aceitável em alguns problemas de mecânica dos solos têm sido obtidas usando-se modelos constitutivos baseados na elasticidade. Uma das restrições menos importantes que se impõe à elasticidade é sua incapacidade de descrever as irreversibilidades das deformações (deformações permanentes ou residuais ou

plásticas). Diferentes módulos para carregamento e descarregamento-recarregamento permitem avaliar essas deformações. Por outro lado, esses modelos não têm capacidade de levar em conta fenômenos importantes como anisotropia induzida pelo escoamento, colapso, dilatância, endurecimento e amolecimento, além da correta representação da direção dos incrementos de tensão.

## V.2 Modelos baseados na plasticidade

A deformação total de um solo granular é comumente dividida em dois componentes: o elástico devido à deformação individual das partículas; e o plástico devido ao deslizamento entre as partículas provocando deslocamentos e alterações irrecuperáveis na micro-estrutura do solo. Porque as deformações de significado na engenharia envolvem deformações plásticas, é de interesse prático avaliar a ocorrência ou não destas em um solo sob um dado carregamento. A fronteira entre esse domínio predominantemente plástico e o predominantemente elástico depende da história de tensões e das deformações a elas associadas.

Para descrever o comportamento do solo após o domínio elástico, uma abordagem elasto-plástica tem sido empregada. O conceito de plasticidade perfeita é extensivamente usado em mecânica dos solos para obtenção da carga de ruptura em problemas de estabilidade com o conhecido critério de Mohr-Coulomb.

O escoamento, ou fluência, de um material é definido como o início das deformações plásticas (ou irreversíveis, residuais, inelásticas, permanentes), onde ocorre o aumento das deformações com ganho de reserva de resistência, ou seja, o escoamento, em plasticidade, não significa ruptura. Esta dá-se para um certo estado último. O critério de escoamento define o início da fluência. A representação desse critério por uma superfície geométrica no espaço de

tensões é referida como superfície de escoamento. A função de escoamento nada mais é que a representação matemática dessa superfície e consiste no primeiro passo para estabelecer um modelo matemático baseado na plasticidade. São vários os critérios ou superfícies de escoamento conhecidos: Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager.

Se a função de escoamento é igual a zero, ocorre escoamento plástico. Essa função não pode ser nunca maior que zero na formulação de plasticidade perfeita, pois o nível do patamar de escoamento é inalterado por deformações plásticas adicionais, uma vez que não há subsequente endurecimento (*hardening*) ou amolecimento (*softening*) que modifique a função de escoamento.

O material é considerado plástico perfeito se a superfície de escoamento é fixa; suscetível a endurecimento ou amolecimento se a superfície de escoamento admite, respectivamente, expansão ou retração com o desenvolvimento da deformação plástica. Com a exceção de alguns metais, um platô de escoamento (plástico perfeito) não existe. Assim sendo, leis de endurecimento e, posteriormente, leis de amolecimento foram estabelecidas para permitir a expansão ou retração da superfície de escoamento, sendo outro requisito para definir o comportamento plástico nos solos.

A lei de escoamento plástico ou função de potencial plástico associada à lei de normalidade (no espaço de tensões o vetor incremento de deformação plástica dispõe-se ao longo da normal externa à superfície de potencial plástico) também é necessária para definição do comportamento plástico. Esta estabelece a relação entre o vetor incremento de deformação plástica e os vetores de tensão e de incremento de tensão. Quando a superfície de potencial plástico é idêntica à superfície de escoamento tem-se uma lei de escoamento associativa (ou associada). No caso oposto, trata-se de uma lei não associativa.



### V.2.1 - Elastoplasticidade - comportamento isotrópico

DRUCKER e PRAGER (1952) são os primeiros a estender o critério de Mohr-Coulomb, obtendo um resultado computacionalmente simples. O modelo inclui resposta elástica para cargas menores, rigidez menor do material quando próximo à ruptura e descarregamento elástico após o escoamento.

O escoamento ocorre, na realidade, bem abaixo da superfície de Mohr-Coulomb, ou da forma generalizada de Drucker-Prager. Definir o limite da elasticidade e o começo da deformação plástica irreversível vinha sendo prejudicado pela previsão excessiva de dilatação, resultante do uso dessas relações e de leis de fluxo associadas. Foi necessário, então, estender as idéias clássicas de plasticidade: as melhores propostas foram a criação de modelos com calota (*capped*) e o uso de leis de fluxo não associadas.

DRUCKER, GIBSON e HENKEL (1957) foram os primeiros a considerar o endurecimento dos materiais e a introduzir o conceito de calota (*cap*). A superfície de escoamento adotada consiste de uma superfície de Mohr-Coulomb com uma envoltória (a calota) normal ao eixo isotrópico de compressão. Essa envoltória translada ao longo do eixo com sua posição determinada pela tensão de pré-adensamento. A maioria dos modelos elasto-plásticos partiram desse estudo. O modelo Cam-Clay (ROSCOE e outros, 1958) introduziu o conceito de estado crítico e a formulação de expressões básicas de dissipação de energia visando desenvolver uma equação para a superfície de escoamento. ROSCOE e BURLAND (1968) e SCHOFIELD e WROTH (1968) aperfeiçoaram o modelo. PREVOST e HØEG (1975) usaram uma linha de estado crítico, mas com duas superfícies de escoamento, uma para deformações volumétricas e de cisalhamento, e outra só para

deformações de cisalhamento, considerando também uma lei de amolecimento.

O modelo de plasticidade do tipo cap não apenas reflete características importantes do solo em laboratório, mas também fornece previsão acurada de algumas histórias de carregamento típicas.

LADE e DUNCAN (1975) adotam o uso de uma lei de fluxo não associativa, num modelo denominado de endurecimento simples (*single hardening*). A superfície última de resistência mantém-se estacionária no espaço de tensão e é uma superfície particular da de escoamento. A descrição dessas superfícies envolve a primeira e a terceira invariante de tensões e, portanto, incorporam a influência da tensão principal intermediária. A lei de endurecimento é a relação entre o trabalho plástico e o nível de tensão. Contém 9 parâmetros (dos quais 3 para o comportamento elástico, com coeficiente de Poisson nulo) e não considera a influência da tensão confinante no ângulo de atrito.

LADE (1977) incorpora o conceito de calota, já citado, visando controlar a magnitude da deformação plástica volumétrica, num modelo de duplo endurecimento (*double hardening*). A deformação plástica é dividida em duas parcelas: a do colapso (ou compressão) plástico, controlada pela calota e por uma lei de fluxo associada; e uma deformação plástica expansiva determinada pela superfície de escoamento e por uma lei de fluxo não associada. A superfície de escoamento, embora semelhante, é alterada para uma forma curva e nova lei de endurecimento é adotada. As constantes elásticas são as mesmas do artigo anterior, com coeficiente de Poisson igual a 0,2. Contém 14 constantes.

LADE e KIM (1988), em modelo *single hardening*, incluem resistência a tração na superfície de ruptura, que não mais é um caso particular da de escoamento, e uma lei de

amolecimento.

### V.2.2 - Elastoplasticidade - comportamento anisotrópico

Modelos isotrópicos não são suficientemente gerais em mecânica dos solos uma vez que durante a deformação plástica, as partículas do solo tomam uma direção preferencial que resulta em propriedades mecânicas anisotrópicas.

O conceito de endurecimento cinemático aliado ao endurecimento isotrópico tem sido usado para considerar tal fato, em particular quando trata-se de ciclos de carregamento e descarregamento. A superfície de escoamento muda de tamanho e translada no espaço de tensões.

MROZ (1967) é considerado o autor da idéia de usar campos de módulo de cisalhamento plástico associados a grupos de superfícies de escoamento circunscritas umas às outras, onde a menor está contida pela maior. A lei de endurecimento cinemático é conhecida como a lei de endurecimento de Mroz.

Alguns modelos: MROZ e outros (1978), PREVOST (1977, 1978 e 1979). Todos envolvem uma superfície inicial de escoamento e uma superfície de resistência última cuja posição, tamanho e deslocamento são função da massa específica do material e da história da deformação volumétrica plástica. O tamanho e a posição da superfície refletem a "memória" do material. A superfície de escoamento define um domínio elástico que muda de tamanho e que move-se internamente à superfície limítrofe de acordo com certas restrições cinemáticas. A transição elastoplástica do material é controlada por um parâmetro que expressa a distância entre o ponto de tensão e um ponto de imagem na superfície limítrofe; a direção do carregamento plástico é definida

pelo gradiente da superfície limitrofe no ponto de imagem.

MROZ (1980) compara os modelos plásticos ao hipoeelástico associado ao incremental. Apesar de representação semelhante no carregamento, a plasticidade mostra-se mais eficiente em incorporar a memória do material no descarregamento.

### V.3 - Teoria endocrônica

A formulação de relações tensão e deformação para sistemas com propriedade viscoelásticas e de relaxação usando a termodinâmica de fenômenos irreversíveis inicia-se com Biot (1954). Bazant e co-autores (1976 e 1979) e Lanier (1979) aplicaram o modelo para comportamento dos solos.

A denominação endocrônica vem do fato de que a não linearidade do material é representada por um parâmetro intrínseco (endo, do grego endon, movimento para dentro, posição interior) de tempo (crônica, significando recorrência freqüente). O fato de que esta teoria não necessita identificação de uma superfície de escoamento ou da definição de carregamento e descarregamento torna-a particularmente atrativa para solos que desenvolvam deformação plástica desde o início do carregamento. O modelo é capaz de reproduzir endurecimento e amolecimento. BAZANT (1979) diz que a teoria é um modelo matemático realístico para a densificação e o comportamento de histerese de areia sujeita a carregamentos cíclicos e a considera atraente para análise de liquefação. Esta teoria é um caso especial da viscoplasticidade e encontra-se sob grande desenvolvimento. Pode tornar-se bastante complicada quando se tenta reproduzir todos os aspectos do comportamento do solo.

## V.4 Ruptura

### V.4.1 - Critério isotrópico

BISHOP (1971) mostra que o parâmetro  $M$  usado para posicionar a linha do estado crítico num diagrama  $p$ - $q$  não é constante, mas função do caminho de tensão. Estudou os critérios de Coulomb, Tresca Modificado e Drucker-Prager. LADE e DUNCAN (1975) usam uma superfície limitante envolvendo a terceira invariante.

### V.4.2 - Critério anisotrópico

O critério de HILL (1950), válido para materiais ortotrópicos é uma extensão de Von Mises. O critério de Coulomb foi generalizado para materiais anisotrópicos por BAKER e KRISEK (1970), mas aparecem em forma ainda mais geral em BOEHLER e SAWZUCK (1970).

## V.5 Comentários Finais

O problema fundamental em modelos elasto-plásticos parece ser a determinação dos domínios elástico e plástico e sua evolução durante o carregamento e descarregamento. Em materiais granulares a separação experimental entre tais comportamentos chega a ser impossível, pois a deformação plástica provém de quebra de e deslizamento entre grãos e rearranjo da estrutura.

Todos os modelos consideram o endurecimento e somente os de Mroz e de Prevost consideram a anisotropia. A hipótese de endurecimento isotrópico é quase impossível de ser defendida, especialmente sob fenômenos de carregamento cíclicos. Por outro lado, os modelos anisotrópicos têm recebido quase nenhuma verificação experimental e seu uso é bastante complexo.

O modelo elástico isotrópico tem 2 parâmetros ( $E$  e  $\nu$ ), ou propriedades, que podem ser identificadas como uma resposta específica a uma variação na tensão. O modelo Cam-Clay inclui 5 constantes ou propriedades.

Em ambos modelos, o engenheiro tem sensibilidade para os algarismos que descrevem o material, dadas algumas informações da natureza da argila ou da areia (limites de Atterberg, argilo-mineral constituinte, compactidade, etc.).

Os modelos de LADE para areias, inicialmente com 9, já têm cerca de 14 constantes, das quais apenas algumas com representação física.

No workshop em equações constitutivas para solos granulares não coesivos realizado em Cleveland, Ohio, de 22 a 24/7/87, atingiu-se até 40 (!) constantes. O autor do modelo, dada a descrição de uma areia, é capaz de fornecer uma idéia acerca da 31<sup>a</sup> constante?

Existe significância física em tantos parâmetros ou é apenas um recurso matemático para obtenção de um perfeito ajuste?

Necessita-se um modelo que abarque todas as situações de carregamento, de história de tensões, de materiais? Tal modelo é factível? Ou trata-se de uma impossibilidade físico-matemática? Sonha-se com a maravilha de um único remédio, uma super-aspirina que trate todos os males? Até que ponto é útil a sofisticação de um modelo generalista? Qual a necessidade de um avanço nos modelos existentes? Segundo YOUNG (1988), deve-se pesar o mérito do desenvolvimento de modelos mais especializados endereçados a situações específicas, em oposição a um modelo que abarque todos os fins.

SCOTT (1988) espera que se o processo continuar nesse

incremento do número de constantes, este venha a colapsar sob seu próprio peso, dando a luz a uma concepção mais elegante e com menor número de propriedades dos materiais. Segundo ele, "a evolução virá de uma melhor compreensão e exame microscópico da resposta deformacional das massas granulares e não de observações mais detalhadas do comportamento macroscópico de amostras em ensaios de laboratórios mais ou menos convencionais. O deslizamento, a ruptura e o rolamento dos grãos numa estrutura complexa de relação entre grãos é que controla a resposta macroscópica, não as deformações do grão".

Por outro lado, para defender e melhor se compreender a pesquisa nesse campo, cita-se HØEG (1982): A filosofia atrás da formulação de modelos matemáticos constitutivos razoavelmente rigorosos, cuja complexidade possa parecer à primeira vista injustificada, é que idealizações de material e simplificações matemáticas devem ser adiadas tanto quanto possível para um estágio posterior. Assim, durante a análise de deformações, deve-se controlar os "erros de simplificação" que se propagam até a previsão final de deformações. Com base em estudos com modelos de tensão-deformação rigorosos, dever-se-á determinar para quais situações e solos, modelos simples fornecerão previsões suficientemente precisas no futuro.

## CAPITULO VI

### O METODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos é adequado para analisar problemas envolvendo qualquer geometria, condições de contorno diversas, carregamento incremental, materiais não homogêneos, além de abranger o comportamento do material entre o limite elástico e o rígido-plástico perfeito.

No método, a simulação do estado de tensão e deformação dependerá da correta definição do carregamento, da geometria do solo e da obtenção de parâmetros que definam as características tensão-deformação do material analisado. Esse ponto, mais conhecido como as equações constitutivas do solo, foi examinado no capítulo anterior.

A seguir apresenta-se uma rápida explicação do método e suas aplicações práticas às barragens em geral, às barragens de enrocamento com núcleo impermeável e, em especial, às barragens de enrocamento com face de concreto.

#### VI.1 O METODO

Do ponto de vista matemático, o método dos elementos finitos pode ser descrito como uma técnica que permite aproximar as equações diferenciais de derivadas parciais que regem o comportamento de um contínuo elástico sujeito a solicitações externas estáticas, através de um sistema de equações algébricas lineares que relacionam um número finito de variáveis (MAHLER, 1974b).

Fisicamente, o método dos elementos finitos consiste basicamente da discretização de um meio admitido contínuo em elementos simples. Os elementos finitos, como são chamados, são interconectados por pontos, denominados pontos nodais, ou, simplesmente, nós.



A resolução do problema consiste em, a partir das variáveis discretas ou primárias, forças ou deslocamentos, obter-se as variáveis secundárias, tensões e deformações. De acordo com a escolha da variável discreta tem-se duas abordagens:

a) Equilíbrio de força ou energia complementar mínima (cálculo variacional) - fornece-se deslocamentos para obtenção de forças;

b) Compatibilidade dos deslocamentos ou princípio da energia potencial mínima - fornecem-se forças para obtenção de deslocamentos.

A última formulação é a usada em geotecnia.

O problema de elementos finitos pode ser resolvido por três processos básicos: iterativo, incremental ou incremental-iterativo (misto).

O processo iterativo tem como principais vantagens a simplicidade de operação e a possibilidade de levar em conta a redução da tensão após o pico, útil em estudos de ruptura progressiva. O descarregamento elástico no modelo elasto-plástico não poder ser representado e o algoritmo não ser aplicável a materiais cujo comportamento seja função da trajetória de tensões são as desvantagens.

A técnica incremental aproxima o problema não linear a uma série de incrementos lineares e, portanto, quanto maior o número de incrementos, melhor a solução.

No processo misto, a carga total é aplicada em incrementos, nos quais para cada carregamento se fazem iterações. Este une as vantagens dos métodos anteriores minimizando suas desvantagens.

A simulação da construção pode ser feita por dois

procedimentos: a construção imediata (*gravity turn-on*) ou por etapas. A simulação por etapas é mais precisa, porém mais cara, já que necessita de entrada de dados mais complexa e maior tempo de processamento.

## VI.2 Aplicações do Método

### VI.2.1 Gerais

O número ideal necessário de camadas (ou etapas) a se adotar na construção incremental-iterativa varia entre 6 a 10 camadas para modelos elásticos (MAHLER, 1974b e ORGLER, 1983).

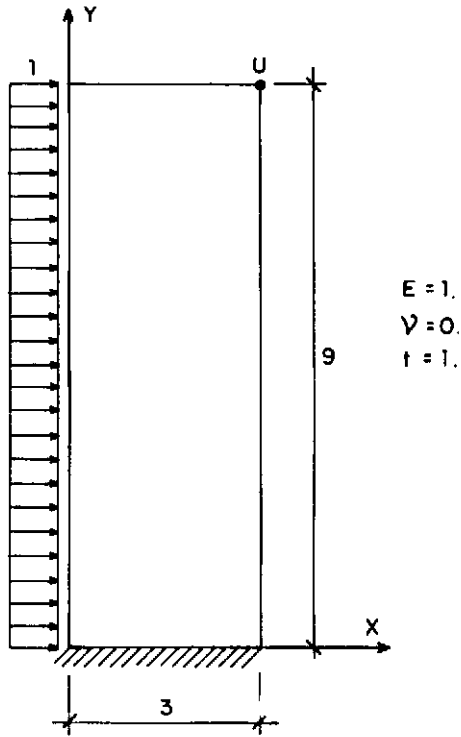
LEFEBVRE e outros (1973) compararam análises bidimensionais com tridimensionais e concluíram que em barragens situadas em vales com ombreiras com inclinação 3:1 (H:V), ou mais abatidas ainda, a análise bidimensional da máxima seção transversal obtém resultados compatíveis com a tridimensional. Por outro lado, em barragens em vales com ombreiras com inclinação 1:1 (H:V), ou mais íngremes, concluíram pela necessidade da análise tridimensional. Além disso, a análise por tensão plana para a máxima seção longitudinal não produz bons resultados e, independentemente da inclinação dos vales, esta deve ser simulada por estado de plano-deformação.

FERRANTE e HALBRITTER (1974) aplicaram, em problemas de estado plano de deformação (fig. VI.1), diferentes tipos de elementos, comparando seus resultados quanto a precisão alcançada e custo de computador. O trabalho visava, sobretudo, fornecer informações para aplicação do método dos elementos finitos a casos práticos. Sabendo que os fatores críticos que determinam a qualidade de uma malha são o número de pontos nodais, a distribuição dos mesmos no contínuo e o tipo de elemento finito utilizado sugerem algumas regras básicas:

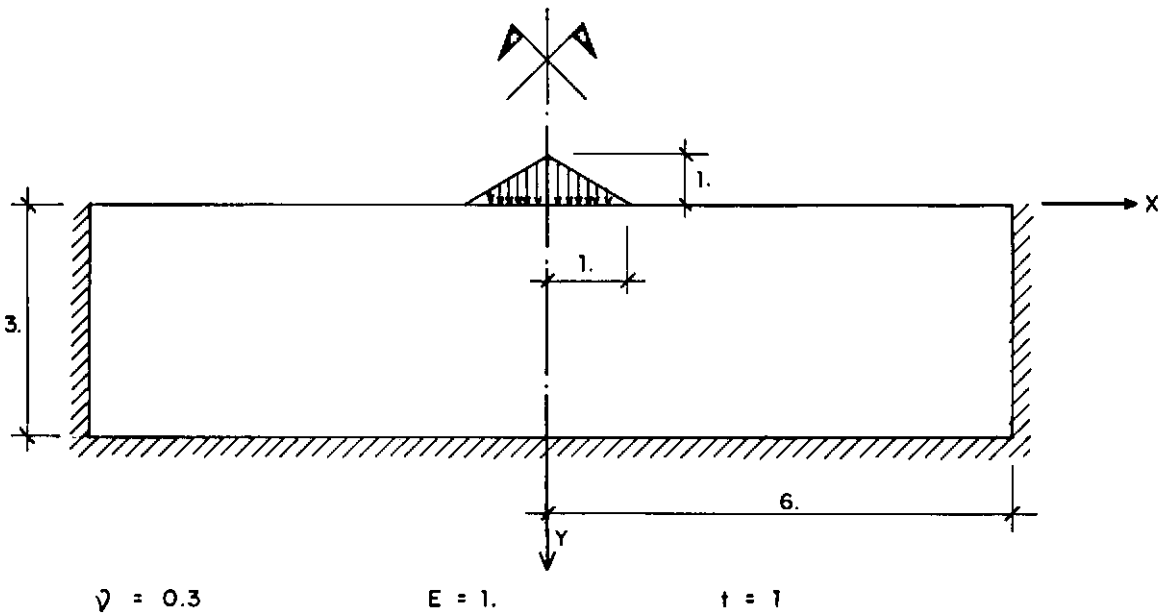
- 1) A geometria da malha deve ser a mais regular possível.
- 2) Em zonas de alto gradiente de tensões, deve-se concentrar um maior número de nós.
- 3) Também deve-se densificar a malha em pontos de aplicação de cargas concentradas, nas bordas de cargas distribuídas finitas e em zonas de mudança de material ou de geometria.
- 4) Na dúvida sobre a qualidade de uma malha, deve-se tentar outra malha, com diferente número de nós. Se os resultados de ambos os casos pouco diferirem, é sinal que já se obteve uma solução aceitável.
- 5) Deve-se controlar se os resultados obtidos cumprem com as condições de equilíbrio. Existindo divergências grandes, deve-se utilizar malhas mais refinadas.
- 6) Convém realizar estudos de convergência, aumentando o número de nós e observando o tempo de computação. Tais estudos fornecem informação útil acerca do número de nós necessários para obter uma dada precisão.

O estudo comparou estes elementos: os triangulares de três e de seis nós e os retangulares de quatro, oito e isoparamétrico de doze nós. Estas são as conclusões:

- o elemento triangular de três nós obteve fraca performance em problemas de alto gradiente de tensões (fig. VI.1a). No caso de concentração de tensões (fig. VI.1b), sua performance foi melhor e com um desenho correto da malha pode se obter uma solução aceitável, apesar de cara, pois requer elevado número de elementos com largura de banda grande.



a) Alto gradiente de tensões



b) Concentração de tensões

- o elemento retangular de quatro nós é bem melhor, porém seu formato não permite uma representação geométrica adequada do meio. A concentração de pontos nodais só é possível lançando-se mão de elementos muito irregulares.
- os elementos quadráticos triangular de seis nós e retangular de oito nós são muito melhores, sendo o triangular mais versátil geometricamente. Esses elementos têm a vantagem sobre os dois primeiros de que as tensões são calculadas nos pontos nodais.

Um estudo da aplicabilidade de várias formulações tensão x deformação e deformação radial x deformação axial para dois solos, um compactado e um indeformado, a partir de resultados de ensaios triaxiais não drenados rápidos foi realizado por LACERDA, DIAS e PEIXOTO (1974). A representação do coeficiente de Poisson tangente pela formulação exponencial LADE (1972) mostrou-se melhor que pela expressão hiperbólica (KULHAWY e DUNCAN, 1972). A formulação hiperbólica para o comportamento tensão-deformação funcionou bem de um modo geral e foi considerada passível de utilização em quase todos os tipos de solo, embora nem sempre satisfatoriamente, sobretudo onde são esperadas pequenas deformações. Tal assunto foi estudado de forma mais profunda por ORGLER (1983), PEREIRA (1986) e ITURRI (1991).

#### VI.2.2 Em barragens de enrocamento com núcleo impermeável

MAHLER e PEREIRA (1989) compararam a simulação da construção da barragem de Itaúba através de dois programas de elementos finitos: o programa CLAUDIOM (MAHLER, 1974b), posteriormente ampliado e rebatizado para CONSAT (PEREIRA, 1986), que dispõe de elementos isoparamétricos quadráticos de oito nós e o ISBILD (OSAWA e DUNCAN, 1973), que dispõe de elemento isoparamétrico incompatível de quatro nós.

Enquanto o primeiro empregou uma malha com 5 etapas, 20 elementos, 79 nós e 136 graus de liberdade, o segundo usou 10 etapas, 20 elementos, 185 nós e 320 graus de liberdade, o que indica o maior tempo de processamento deste último. Os recalques previstos pelo programa CLAUDIOM apresentaram uma melhor concordância com os observados no campo. Tal fato foi atribuído ao menor número de graus de liberdade utilizado, significando um enrijecimento do conjunto, já que os recalques observados foram ainda menores. Caso as duas análises fossem realizadas com o mesmo número de graus de liberdade, os resultados entre ambas teriam sido provavelmente mais próximos, muito embora ressalte-se que o elemento isoparamétrico quadrático é matematicamente mais potente, apresentando campos de deslocamentos e tensões mais ricos que o isoparamétrico quadrático incompatível usado no ISBILD. No entanto, observou-se que ambos os programas simularam bem a construção da barragem de Itaúba, sendo as diferenças observadas irrelevantes.

MAHLER (1974a) faz um estudo comparativo entre o método dos elementos finitos e resultados obtidos em modelos reduzidos sobre a influência da inclinação do núcleo impermeável em barragens de terra e enrocamento nas tensões verticais de fundo a jusante do núcleo. Empregou-se uma análise elástica linear e construção em uma só etapa, visto que a influência desta sobre as tensões verticais é quase nenhuma. Como não se tinha idéia das constantes elásticas do material usado no modelo reduzido, estas foram estimadas na análise numérica efetuada e, no entanto, houve boa concordância entre os resultados, reiterando o uso do método dos elementos finitos como extensão a estudos realizados com modelos reduzidos em laboratório.

ORGLER (1983) faz uma parametrização da construção de barragens de enrocamento com núcleo argiloso e estuda a influência da geometria e das propriedades do núcleo e das transições nos deslocamentos, nas trajetórias e níveis de tensões e na transferência de carga. Nesse trabalho é

sugerido, no emprego da formulação hiperbólica, o uso do parâmetro  $R_f$  em função da tensão confinante e não constante como estabelecido por DUNCAN e CHANG. Também observou um melhor ajuste ao real comportamento "deformação radial x deformação axial" da exponencial de LADE (1972) em relação à hipérbole. No entanto, as análises realizadas com ambas expressões pouco diferiram em seus resultados. Já a variação desses parâmetros, em qualquer formulação, influenciou fortemente os deslocamentos, as trajetórias e os níveis de tensões. Verificou-se, como esperado, um maior arqueamento na barragem com núcleo vertical. Por outro lado, foi esse tipo de geometria de núcleo, aí ao contrário do esperado, que apresentou as maiores tensões principais e, portanto, com o menor potencial à ruptura hidráulica. Constatou-se pouca influência das propriedades da transição na trajetória de tensões, porém menores níveis de tensões foram obtidos nas barragens com transições mais rígidas

NAYLOR, DAS NEVES e outros (1986) descrevem um trabalho realizado independente e simultaneamente no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa e na University College, Swansea. O estudo consistiu na análise comparativa da previsão da performance, em fim de construção, da barragem de Beliche, Portugal.

O trabalho dos dois institutos baseou-se numa única campanha de ensaios de laboratórios, empreendida no LNEC (ver capítulo III). O modelo constitutivo usado em SWANSEA é o K-G, em que o módulos volumétrico e cisalhante são funções lineares da tensão de desvio e da tensão média, originando 5 parâmetros a serem determinados em laboratório. O grupo do LNEC empregou o modelo hiperbólico para o filtro, transição e enrocamento; e para o núcleo argiloso um modelo denominado EC- $K_0$ , inteiramente baseado em ensaio de compressão unidimensional.

A malha de elementos finitos do LNEC empregou elementos "superparamétricos" de quatro nós, num total de 233

elementos e 244 nós. A seqüência de construção partiu da linha de escavação com as tensões iniciais estimadas segundo OZAWA e DUNCAN (1973) e incluiu 11 etapas.

A malha de elementos finitos de SWANSEA empregou elementos isoparamétricos retangulares de 8 nós e triangulares de 6 nós, num total de 72 elementos e 217 nós. A seqüência de construção partiu de uma primeira etapa de escavação, uma etapa seguinte de construção até o nível original do terreno e 5 etapas para simular o alteamento da barragem, num total de 7 etapas.

Os resultados obtidos nos dois institutos apresentaram boa concordância. A comparação entre as tensões principais também mostrou pequena diferença em todo o maciço. As divergências encontradas foram atribuídas ao uso de dois modelos na análise do LNEC, o que implicou em diferentes características de rigidez entre os materiais empregando um e outro modelo. Boa parte da concordância entre os resultados foi atribuída à colaboração entre os dois grupos, pois a análise em SWANSEA iniciou-se após o estudo do LNEC, o que influenciou a escolha dos parâmetros.

### **VI.2.3 Em barragens de enrocamento com face de concreto**

Existe uma dúvida no meio geotécnico sobre a deformação transversal da face de concreto durante o enchimento do reservatório, face à discrepância entre os comportamentos reais e os previstos através de análise tensão-deformação realizados por WILKINS (1968), para Cethana, BOUGHTON, (1970), para Wilmot e SIGVALDASON et al. (1975) para Alto Anchicaya, entre outras.



Essas análises, assumindo enrocamento como material isotrópico, apresentaram movimentos horizontais para jusante exagerados. Para explicar tal fato surgiram algumas hipóteses (IMAIZUMI e SARDINHA, 1983):

1) anisotropia dos módulos de deformabilidade do enrocamento ( $E_v \neq E_h$ ). A explicação baseada somente na anisotropia induzida por compactação não esclarece o problema, uma vez que as barragens antigas com enrocamentos lançados também comportaram-se de maneira semelhante.

2) efeito de interação entre a laje de concreto e o enrocamento. Para que o movimento do maciço possa efetivamente ser controlado pelas lajes de concreto, estas devem exercer forças de tração consideráveis, o que não foi confirmado pelas medições de tensões da laje da barragem de Cethana.

3) conjunto de efeitos da variação de módulo de deformabilidade em função do nível de tensão, junto com o efeito de pré-consolidação induzido por compactação. A análise para a barragem de Alto Anchicaya considerou a dependência do módulo de deformabilidade do nível de tensão e, mesmo assim, não obteve previsão satisfatória do comportamento no enchimento.

4) baixo valor do coeficiente de Poisson do enrocamento para a condição de enchimento de reservatório.

IMAIZUMI e SARDINHA (1983 e 1985) realizaram estudo paramétrico com modelos constitutivos elásticos lineares sobre a anisotropia do enrocamento e sobre a magnitude do coeficiente de Poisson nas barragens de enrocamento com face de concreto, para o projeto da barragem de Machadinho, no rio Pelotas, Rio Grande do Sul.

A deformação da barragem correspondente a Poisson entre 0 e 0,15 com material isotrópico, representou bem o real

comportamento observado das barragens, porém a direção do movimento da face variou consideravelmente ao longo do talude. As variações volumétricas obtidas foram menores que as reais das barragens, sugerindo que o valor de Poisson estaria próximo a zero e que deveria ocorrer deformação lenta devido ao peso próprio mesmo durante o enchimento do reservatório.

Para finalizar, consideraram que haveria necessidade de investigação da variação do coeficiente de Poisson nos diversos estado de tensões, em laboratórios, aterros experimentais e em protótipos com instrumentação para tal fim.

ROSSI (1982) retroanalisou a construção da barragem de enrocamento com face de concreto de Foz do Areia. Sendo uma barragem executada em dois estágios, estes foram simulados num total de 8 etapas, 3 para o primeiro estágio e 5 para o segundo. A malha empregada, com 510 elementos e 288 nós, não era tradução exata da construção, pois, segundo o autor, uma geometria mais à semelhança da realidade não apresentou resultados melhores. O programa empregado considera as tensões verticais iniciais geostáticas e as tensões horizontais obtidas pelo coeficiente de repouso. Os deslocamentos no topo de camada recém-colocada são zerados. O módulo de elasticidade usado foi função da altura de aterro acima do ponto desejado. A expressão de duas parábolas foi ajustada, uma para o primeiro estágio e uma para o segundo estágio, indicando não linearidade do material.

TSAI et al. (1985) usaram o programa FEADAM no projeto da barragem de Balsam Meadow, EUA, 38 m, 1978. Primeiro testaram a barragem sob diversos carregamentos e depois, escolhidos alguns parâmetros, alteraram as características geométricas do projeto. Empregaram o modelo hiperbólico, simulando a construção em 4 etapas, com malha composta de 604 elementos de 4 nós, num total de 563 nós.

BAYAT e CHOI (1988) fizeram estudo das duas barragens de Siah-Bishe, Irã, empregando o programa TELSTA, uma versão mais refinada do FEADAM e do ISBILD. Não informam se a barragem está pronta ou em construção e, portanto, não comparam com o comportamento real.

JUSTO et al. (1988) usaram uma adaptação do programa SAP para análise tri-dimensional da barragem de Martin Gonzalo, Espanha, 54 m, concluída em 1986 sobre fundação de ardósia de má qualidade. Adotaram um elemento-casca para representar a face e na junta perimetral, 3 opções: sem junta, elemento-membrana que permitia rotação e retirada de uma fileira de elementos. Mudou-se espessura e rigidez da laje e alterou-se o movimento horizontal da barragem. O estudo obteve uma previsão da deflexão da face inaceitável para uma laje de concreto, o que levou os projetistas a optarem por uma membrana sintética ao invés do concreto. O enchimento confirmou as previsões de movimentação da barragem.

MILOVANOVIC e MILOVANOVIC (1988) estudaram uma barragem de 60 m de altura com taludes 1:1,35 (H:V), onde simularam as juntas da laje e perimetral através de pequenos elementos com módulo de elasticidade nulo em todas as direções. Os elementos usados eram isoparamétricos de 8 nós e a malha bastante densa. O objetivo era obter qual módulo linear elástico forneceria as deformações resultantes de ensaio in-situ no maciço (descrito no capítulo III). Para  $E = 280$  MPa obteve-se a melhor representatividade, valor elevado, talvez decorrente do volume envolvido no ensaio.

WANG, CHEN e SHEN (1988), para a barragem de Xibeikou, China, 95 m, com conclusão então prevista para 1988 estudaram-na por elementos finitos em análises bi e tri-dimensionais. As juntas foram representadas por elementos com módulo de elasticidade 10 000 vezes menor que o do concreto quando em tração e igual ao concreto quando em

compressão.

KHALID e outros (1990) procuraram reproduzir o comportamento da barragem de Cethana. Foram usados um elemento parabólico retangular para representação do enrocamento, um elemento-junta isoparamétrico numericamente integrável para as interfaces maciço-fundação e maciço-laje de concreto e um elemento isoparamétrico incremental esguio para a laje de concreto. A análise foi não linear empregando o modelo hiperbólico para o módulo de elasticidade e para o coeficiente de Poisson. O programa também incorpora um algoritmo que permite considerar a deformação lenta do enrocamento após o enchimento do reservatório sem, contudo, descrevê-lo. Esta foi considerada como o fator preponderante que governa o desenvolvimento de tensões e deformações na face de concreto. A malha continha 47 elementos e 150 nós e a construção foi simulada em 6 etapas. A deformada da malha da face de concreto obtida pelo método dos elementos finitos foi bastante semelhante à observada no campo, porém o movimento não se deu em direção ao menos próxima à normal ao próprio plano da laje, como normalmente espera-se. As tensões na laje não foram representativas, apesar de alguns estudos realizados. A reprodução do movimento do talude de jusante também não foi boa. Concluiu-se que alguns estudos paramétricos da interface laje-enrocamento, da deformação lenta e das constantes hiperbólicas do enrocamento são citados pelos autores como sendo realizados. Estes ainda não foram divulgados.

## CAPITULO VII

### SIMULAÇÃO DA CONSTRUÇÃO E ENCHIMENTO DA BARRAGEM DE FOZ DO AREIA

O objetivo deste trabalho era observar de que maneira as deformações das lajes das barragens de enrocamento com face de concreto são afetadas pela colocação de materiais menos rígidos na porção de jusante do maciço.

Com tal fim, lançou-se mão de um programa de computador de elementos finitos desenvolvido na COPPE, o CONSAT (MAHLER e PEREIRA, 1988). Assim, antes foi necessário reproduzir o comportamento real de uma barragem de enrocamento com face de concreto durante a construção e o enchimento. A barragem escolhida foi Foz do Areia.

#### VII.1 CONSAT, o programa de computador utilizado

O CONSAT é resultado de duas teses de mestrado desenvolvidas na COPPE (MAHLER, 1974b e PEREIRA, 1986). Atualmente ITURRI (1991) está incorporando novos recursos ao CONSAT.

O CONSAT pode ser utilizado para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos em aterros, barragens de terra, zonadas de terra e enrocamento, enrocamento ou concreto pelo método dos elementos finitos simulando sua construção em etapas e podendo ainda considerar esforços distribuídos e/ou concentrados.

A análise é bidimensional e isotrópica, podendo-se assumir plano-tensão ou plano-deformação. O modelo tensão-deformação empregado é o elástico, linear ou não linear. A não linearidade faz uso da expressão hiperbólica de DUNCAN

e CHANG (1970) para o módulo de elasticidade tangente, podendo também ser considerada através de uma formulação digital, obtida a partir de resultados de ensaios de laboratório. O coeficiente de Poisson é constante ou expresso por uma formulação exponencial (LADE, 1972). Os modelos elasto-plásticos de DRUCKER-PRAGER e de LADE e KIM estão sendo incorporados (ITURRI, 1991).

Os elementos planos utilizados são o isoparamétrico quadrilateral de 8 nós e o triangular lagrangeano de 6 nós. As tensões são calculadas nos pontos de integração internos a cada elemento e os deslocamentos nos nós.

O processo construtivo é o incremental-iterativo (misto), onde em cada etapa/incremento é feita uma iteração considerando as tensões intermediárias do incremento para o cálculo dos parâmetros elásticos.

A ruptura em cada ponto de integração é também verificada e as características elásticas do solo são modificadas em função disso, segundo o critério de Mohr-Coulomb.

## VII.2 Dados existentes

A barragem usada na calibração do programa é a de Foz do Areia, não só a única do gênero construída no Brasil, mas também a mais alta e com o maior volume de enrocamento e área de face do mundo. Os artigos de PINTO, MARQUES F<sup>o</sup>, MATERON, MAURER e ROSSI forneceram ampla informação sobre a obra. Algumas dúvidas foram sanadas em contatos pessoais com o Departamento de Engenharia da COPEL (Companhia Paranaense de Eletricidade), proprietária da obra, e com a CBPO (Companhia Brasileira de Projetos e Obras), a empreiteira construtora.

A figura VII.1 apresenta a seção transversal máxima da barragem com suas duas etapas construtivas principais. No

zoneamento do enrocamento são apresentadas as denominações empregadas na obra (zonas I, II, III) e neste trabalho (zonas de 1 a 4). Será preferencialmente utilizada esta última nomenclatura.

A tese de mestrado de ROSSI (1982) simulou, também por elementos finitos, a construção da barragem de Foz do Areia. ROSSI usou um programa adaptado da Universidade de Alberta, Canadá, que emprega elementos triangulares de deformação constante. A malha empregada tinha 510 elementos e 288 nós e a construção foi simulada em 8 etapas, das quais 3 para o 1<sup>o</sup> estágio de construção.

ROSSI admitiu a lei tensão-deformação do enrocamento como não linear. O módulo de elasticidade foi considerado uma função da altura de aterro sobre cada ponto do maciço. Com as medições de campo das tensões e deslocamentos durante a construção, procedeu-se a uma regressão matemática em que a parábola foi a função que apresentou o melhor ajuste. Adotaram-se duas parábolas, uma para pontos pertencentes ao 1<sup>o</sup> estágio de construção e outra para os pontos restantes do maciço.

ROSSI adotou estes valores para os parâmetros do enrocamento: 2,119 t/m<sup>3</sup> para a massa específica, 0,3 para o coeficiente de Poisson, 42° para o ângulo de atrito e zero para a coesão. A laje não foi considerada e a fundação, rígida, teve seus nós com movimentos restringidos nas duas direções, pois quando restringiu-se apenas na direção vertical o caminho de tensões afastou-se muito da reta  $K_0$ .

IMAIZUMI e SARDINHA (1985) fizeram uma retroanálise da instrumentação de Foz do Areia, obtendo os parâmetros para o módulo de elasticidade segundo a formulação hiperbólica de DUNCAN e CHANG (1970).

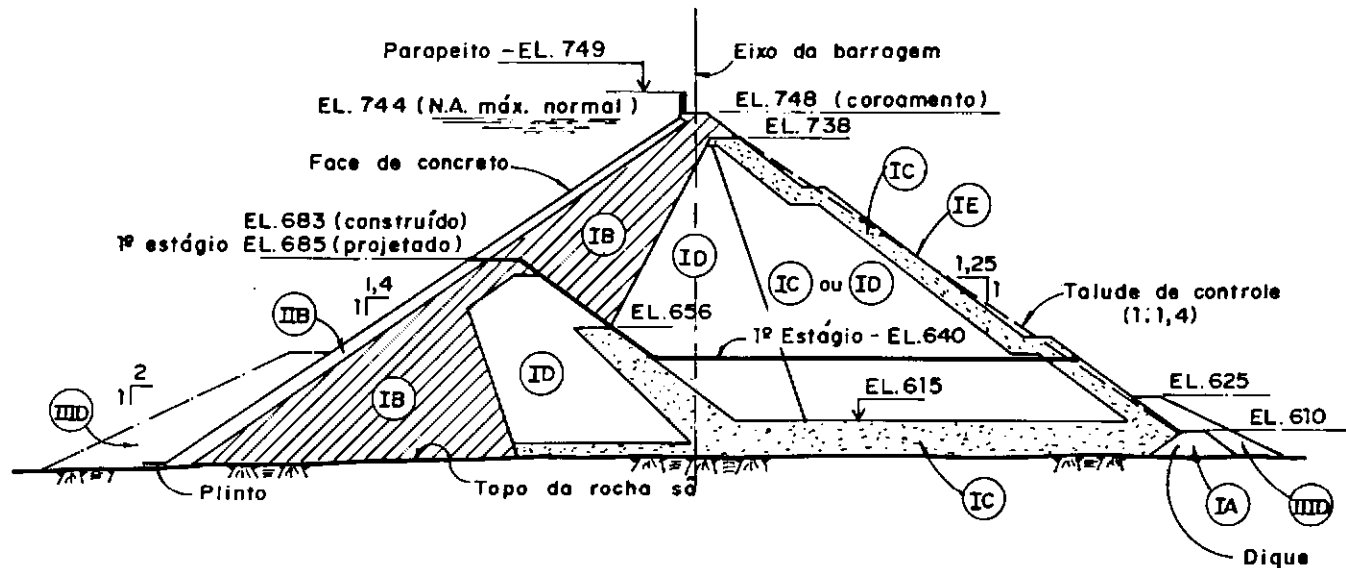


TABELA DE MATERIAIS

Material	Classificação	Zoneamento		Compactação	Dados de compactação
		F. Areia	Este trabalho		
Enrocamento I	Basalto maciço (até 25% de brecha basáltica)	IA	4	Lançado	—
		IB	3B	Camadas de 0,80m	Rolo vibratório 4 passadas 25% de água (100kN)
		IC	3C	Camadas de 1,60m	" " " "
	ID	Camadas de 0,80m		" " " "	
	Intercalação de basalto maciço e B. Basáltica	IE	—	Rocho da face colocada	—
Transição II	Brita corrida de basalto maciço menor que 15 cm	II B	2	Camadas de 0,40m	Camadas: rolo vibr. 4 passadas Face: rolo vibr. 6 passadas ascen.
Aterro III	Material impermeável menor que 2cm	III D	1	Camadas de 0,30m	Rolo pneumático ou equipam. de construção

Fig. VII.1 – Seção máx. transversal da barragem de Foz do areia e etapas construtivas.



### VII.3 Simulação da construção

Os trabalhos de ROSSI e de IMAIZUMI e SARDINHA serviram de ponto de partida, assim como todos os artigos publicados pela equipe da obra, acima citados.

#### a) Malha 1

A malha inicial, malha 1, com 63 nós e 16 elementos, apresentada na figura VII.2, não considerou o zoneamento do enrocamento, supondo todo o maciço constituído de material equivalente ao da zona 3B (ou IB). O alteamento foi realizado em 10 etapas, das quais 4 para o 1<sup>o</sup> estágio de construção. As reais etapas de construção (apresentadas na fig. VII.1) não estão exatamente representadas. Isto porque esta fora a solução adotada por ROSSI que, empregando uma solução que representava o real processo construtivo, não obteve diferenças significativas. Para ROSSI, a malha utilizada representava melhor a diferença entre os dois estágios de construção.

Ainda de ROSSI, adotou-se a coesão nula, o ângulo de atrito igual a 42°, o Poisson constante de 0,3 e os nós da fundação rotulados.

O módulo de elasticidade tangente segundo DUNCAN e CHANG é descrito pela expressão:

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \text{sen}\theta) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos\theta + 2\sigma_3 \text{sen}\theta} \right]^2 K_h P_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{II.1})$$

$P_a$  é a pressão atmosférica

$K_h$ ,  $R_f$  e  $n$  são os parâmetros do modelo, adimensionais

Para maiores detalhes sobre a expressão acima, bastante difundida, ver, por exemplo, DUNCAN e CHANG (1970), MAHLER (1974) ou PEREIRA (1986).



63 nós

16 Elementos

⊙ Postos de medição

● Coixas suacas

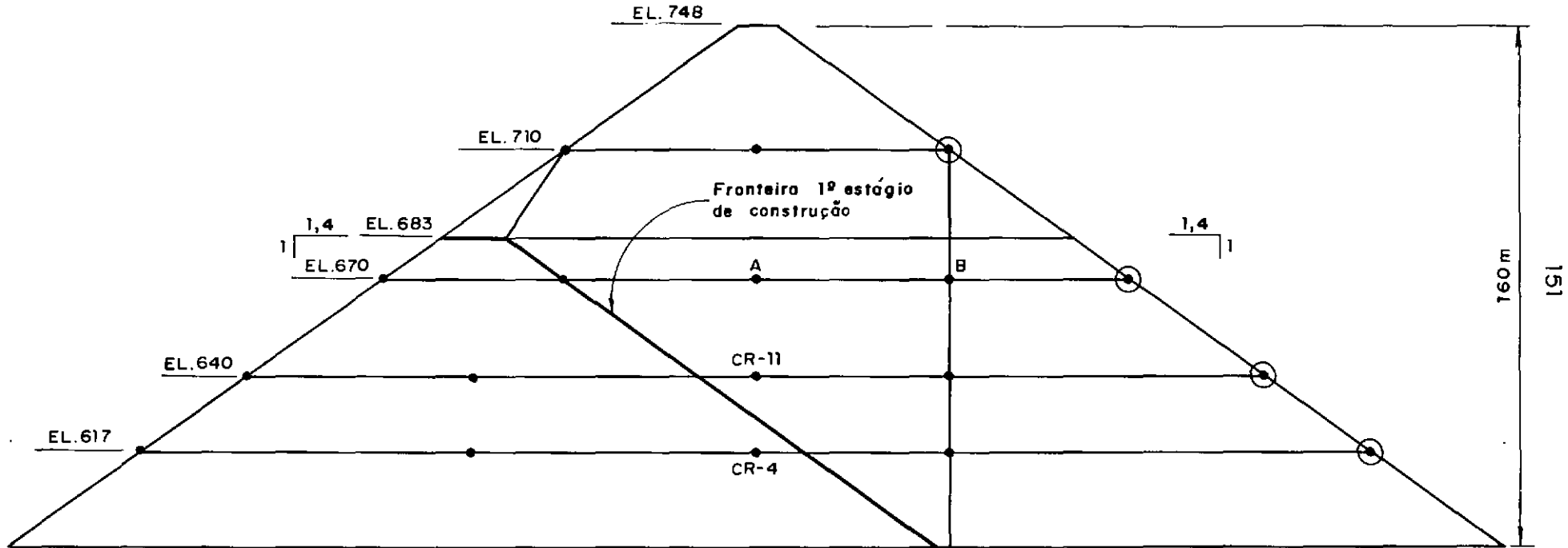


Fig. VII. 2 - Foz do Areia. Malha 1.

Definidos  $c$  e  $\emptyset$ , faltavam os parâmetros dimensionais acima citados. Estes foram estimados de acordo com IMAIZUMI e SARDINHA, para o enrocamento principal da zona 3B:

$$K_h = 407$$

$$n = 0,21$$

$$R_f = 0,8$$

As massas específicas dos enrocamentos foram adotadas segundo PINTO et al. (1985):

zona 3C (IC e ID)	= 1,98 t/m <sup>3</sup>
zona 3B (IB)	= 2,12t/m <sup>3</sup>
zona 2 (IIB)	= 2,12t/m <sup>3</sup>

A figura VII.3 apresenta a deformada da malha 1 que — apesar de ainda pouco refinada e de não considerar o zoneamento do maciço, nem incluir a laje de concreto — apresentou resultados bastante coerentes com os deslocamentos determinados pela instrumentação. O recalque máximo estimado foi de 272 cm contra os 358 cm medidos no campo. A diferença residiu na localização destes na seção transversal da barragem: enquanto o observado foi obtido no ponto A, o calculado foi no ponto B (ver fig. VII.2). A tabela VII.1 compara os principais valores calculados. As tensões verticais são as medidas nas células de tensão total CR-4 e CR-11 (indicadas na fig. VII.2). As tensões calculadas aqui apresentadas são as dos pontos de integração mais próximos de CR-4 e CR-11.

	Calculado	Observado
Recalque máximo (cm)	272	358
Tensão vertical CR-4 (MPa)	2,1-2,6	2,4
Tensão vertical CR-11 (MPa)	1,3-2,1	2,0

Tabela VII.1 - Resumo dos resultados da malha 1

0 40m  
Escala gráfica

0 4m  
Escala de deslocamentos

— Malha deformada  
— Malha inicial  
- - - Deslocamentos  
T Recalques medidos

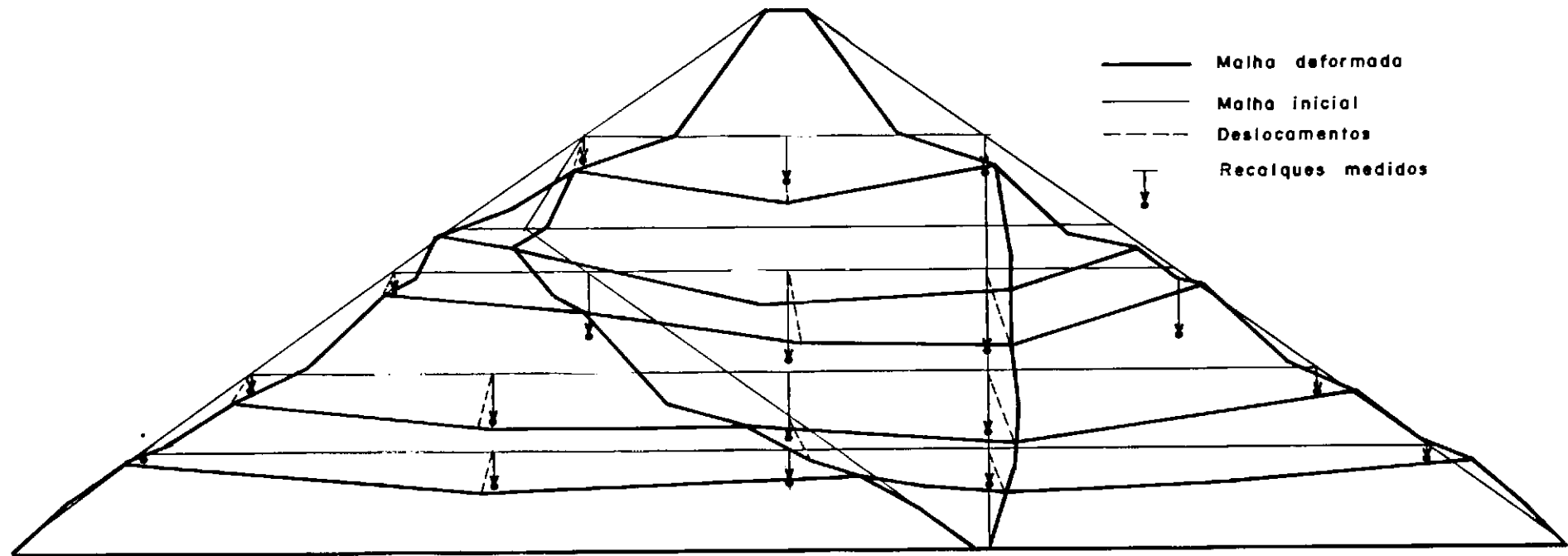


Fig. VII.3 - Foz do Areia. Deformada da malha I na construção.

b) Malha 2

Os ótimos resultados iniciais indicaram que pequenas modificações na malha adotada levariam-na a uma solução ótima. A malha 2, apresentada na figura VII.4, é um refinamento da malha 1, que passou a ter 43 elementos e 152 nós. Além disso, incorporou-se a laje e o zoneamento do enrocamento passou a ser representado.

Na simulação da laje, os parâmetros do concreto empregados basearam-se em SUSSEKIND (1983):

$$f_{ck} = f_{cj} - 1,65 s \quad (\text{VII.2})$$

$f_{ck}$  é a resistência a compressão característica do concreto que, segundo MATERON et al. (1981), foi especificada igual a 21 MPa aos 28 dias,

$f_{cj}$  é a resistência média obtida da ruptura dos corpos de prova amostrados

e  $s$  o desvio padrão da amostragem.

MATERON fornece a média e o desvio padrão obtidos na obra para os 28 e 90 dias. Como a construção em dois estágios permitiu que o concreto da laje já tivesse 90 dias de idade no início do enchimento do reservatório, optou-se pela resistência característica aos 90 dias. Empregando a expressão VII.2 ( $f_{cj} = 35,55$  e  $s = 3,68$  MPa) obteve-se  $f_{ck}$  de 29,5 MPa. Esse valor foi adotado para a "coesão" do concreto, além de se ter usado ângulo de atrito nulo. O módulo de elasticidade é normalmente estabelecido como 21 000 MPa. No entanto, SUSSEKIND fornece para o módulo de elasticidade secante  $E_{sec}$ :

$$E_{sec} = 0,9 (21\ 000 \sqrt{f_{cj}}), \text{ em kgf/cm}^2 \quad (\text{VII.3})$$

152 nós

43 elementos

⊙ Postos de medição

● Caixas suecas

0 40m  
Escala gráfica

Face de concreto

EL. 710

1,4  
1

EL. 670

Fronteira - 1º estágio de construção

1,4  
1

CR15-16

PM-6

EL. 640

CR10-11

160 m

EL. 617

CR4-5

155

Fig. VII.4 - Foz do Areia. Malha 2.

Para  $f_{ck} > 18$  MPa, a resistência à tração  $f_{tk}$  é:

$$f_{tk} \text{ (MPa)} = 0,7 + 0,06 f_{ck} \quad (\text{VII.4})$$

Adotou-se então  $E_{sec} = 35\ 000$  MPa e  $f_{tk} = 2,5$  MPa.

Na simulação do zoneamento do enrocamento, as massas específicas adotadas para as zonas 2, 3B e 3C, foram as já mencionadas e os parâmetros  $n$  e  $R_f$  do módulo de elasticidade permaneceram inalterados adotando-se os seguintes valores para  $K_h$ :

zona 2 => 500

zona 3B => 407

zona 3C => 300

A variação da rigidez do material foi sempre simulada a partir da alteração de  $K_h$ , o parâmetro que a ela se relaciona mais diretamente.

A malha 2 enfrentou dois problemas, a saber:

1) Relação largura/comprimento dos elementos da laje de concreto tão baixas quanto  $1/84$ , contrariando o estabelecido pela bibliografia. Essa esbeltez do elemento foi estudada à parte (ver Anexo C), não se encontrando nenhum obstáculo ao emprego de elementos com relações assim pequenas.

2) Em elementos finitos, para reduzir o tempo de computação, deve-se procurar obter a menor largura de banda  $L$  possível, definida por  $L = (D_f + 1)N_g$ , onde  $N_g$  é o número de graus de liberdade por ponto nodal e  $D_f$  é a máxima diferença entre os números dos pontos nodais de cada elemento. Ao se numerar os nós e os elementos seguindo o processo construtivo em 2 estágios, obtinha-se uma largura de banda rapidamente crescente para pequenas densificações da malha, o que não apenas aumentava o tempo de

processamento, mas poderia mesmo atingir o limite do equipamento. Preferiu-se então numerar os nós e elementos horizontalmente da esquerda para a direita e de baixo para cima, como num aterro tradicional que é alteado todo de uma vez. Nesse caso, para representar os 2 estágios de construção, usou-se um artifício: os elementos que participavam de uma etapa, mas que na realidade correspondiam a zonas ainda não alteadas, eram compostos de um material "nulo", cujos parâmetros eram todos iguais a zero. Quando da real incorporação desses elementos, de acordo com o cronograma de construção, substituíam-se os parâmetros nulos pelos verdadeiros parâmetros dos materiais constituintes desses elementos.

A construção foi realizada em 13 etapas, das quais 5 para o 1<sup>o</sup> estágio de construção.

A figura VII.5 apresenta a deformada da malha 2 na construção, que obteve uma resposta melhor que a malha 1.

A tabela VII.2 resume alguns dos valores obtidos.

	Calculado	Observado
Recalque máximo (cm)	456	358
Tensão vertical CR-4 (MPa)	1,9	2,4
Tensão vertical CR-11 (MPa)	1,2-1,8	2,0

**Tabela VII.2 - Resumo dos resultados da malha 2**

Observa-se que, a partir desta malha, os recalques máximos calculados, ao contrário da malha 1, ocorreram no mesmo ponto do recalque máximo observado nas instrumentações instaladas.



0 40m  
Escala gráfica

0 8m  
Escala de deslocamentos

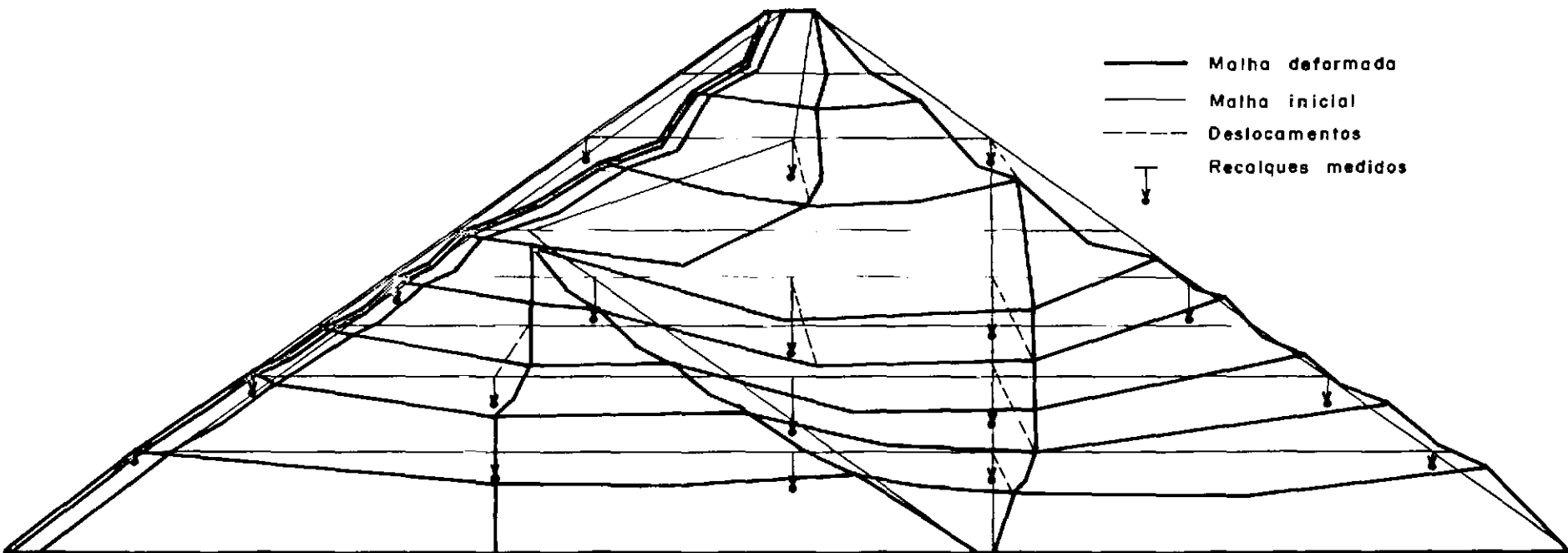


Fig. VII.5 - Foz do Areia. Deformada da malha 2 na construção.

A melhor coerência apresentada entre valores calculados e medidos foi atribuída menos à densificação da malha que à adoção do zoneamento do enrocamento e à presença da laje. Justifica-se: usando-se essa malha, mas não considerando o zoneamento do enrocamento, ou seja, com o maciço composto apenas do material da zona 3B, assim como na malha 1, o resultado não apresentou melhora em relação a deformada da malha 1.

Na construção da laje, realizaram-se 2 simulações. Numa a laje foi construída simultaneamente ao alteamento da barragem. Na outra alteou-se o maciço sem a laje. Ao final do 1<sup>o</sup> estágio e ao final da construção colocou-se a laje, necessitando-se, portanto, 2 etapas adicionais. As diferenças entre as deformadas foram mínimas, optando-se por aqui mostrar apenas a primeira. As tensões obtidas na laje não foram representativas. Essas tensões contêm uma parcela significativa do efeito de retração do concreto. Reproduzir esse estado de tensão apenas com a aplicação do peso próprio não é factível.

Na malha 2, dois aspectos anteriormente observados na malha 1, repetiram-se. O recalque do ponto indicado na figura VII.4 como PM-6 apresentou claras discrepâncias entre o medido e o calculado, o que se repetiu em todas as malhas. Observando-se melhor os recalques medidos em todos os pontos percebeu-se que o ponto PM-6 (PM é de posto de medição) fugia de qualquer extrapolação dos outros postos, configurando uma anomalia. Em contato pessoal com a COPEL, obteve-se a informação de que tal posto estava antes localizado no talude de jusante do primeiro estágio de construção, tendo sido transferido durante a construção para o talude de jusante da barragem. Essa transferência pode ter ocasionado algum erro no transporte dos níveis topográficos. Além do mais, comparando a movimentação desse posto com a dos monumentos instalados no talude de jusante da barragem, observou-se um recalque de apenas 70 cm contra os 220 cm indicados pelo posto. Por isso, a partir da malha

3, não se comparou mais os valores calculados com os observados em PM-6.

O segundo aspecto observado foi que todos os pontos localizados na fronteira entre o primeiro estágio de construção e o restante da barragem apresentaram recalques menores que os pontos vizinhos na mesma elevação.

No entanto, as instrumentações parecem conferir uma deformada mais contínua, sem quebra de declividades. Por outro lado, alerta-se que apenas parecem, pois a instrumentação não era em número suficiente que permitisse detectar essa particularidade, caso ela realmente tenha existido.

### c) Malha 3

Os recalques medidos no campo assemelham-se aos de uma barragem alteada em um só estágio, com materiais menos rígidos (ou menos compactados) a jusante. Para verificar tal fato estudou-se a malha 3, quase simétrica (a simetria não foi possível devido ao zoneamento e à preocupação de se obter pontos nodais da malha coincidentes com as instrumentações existentes). A figura VII.6 mostra a malha 3, composta de 191 nós e 54 elementos. A construção foi simulada em 6 etapas, com a laje alteada simultaneamente ao maciço.



- 191 nós
- 54 Elementos
- ⊙ Postos de medição
- Coixas suecas

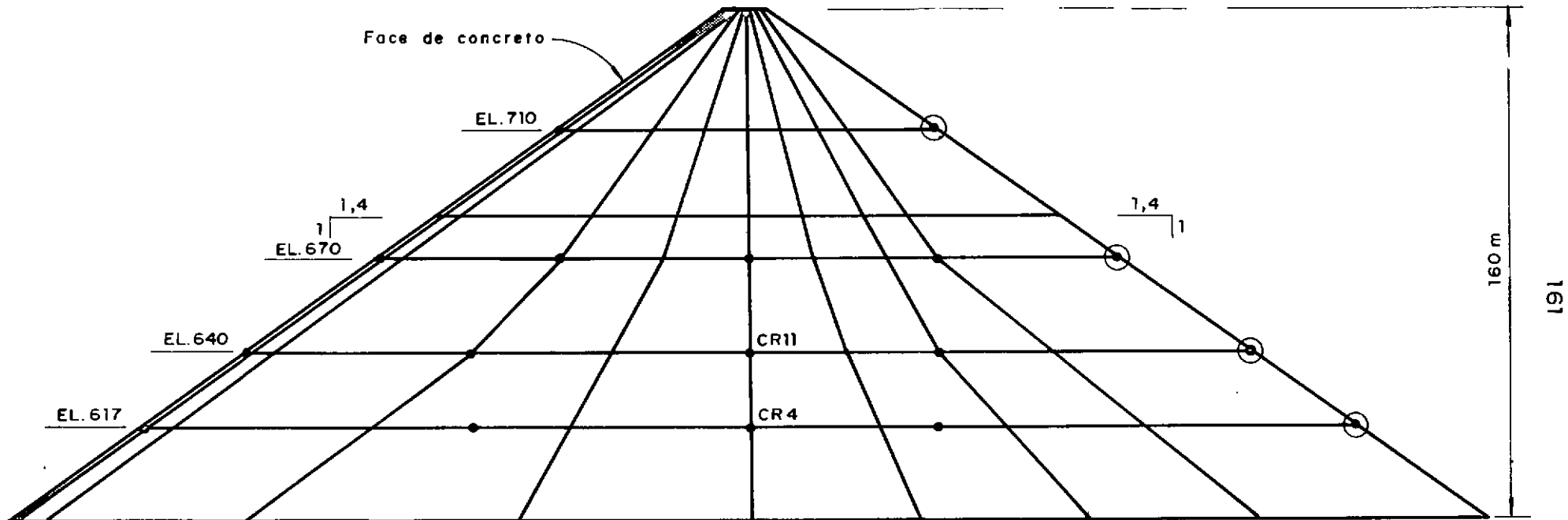


Fig. VII. 6 - Foz do Areia. Malha 3.

Usando-se os mesmos parâmetros dos casos anteriores, os recalques obtidos foram excessivos, com valores máximos de 480 cm contra os 358 cm observados. Alterando o parâmetro  $K_h$  do enrocamento da zona 3C de 300 para 350, a deformada obtida foi bastante boa, como se pode verificar na figura VII.7. A tabela VII.3 resume os resultados encontrados.

	;	Calculado	;	Observado
Recalque máximo (cm)	;	416	;	358
Tensão vertical CR-4 (MPa)	;	2,1	;	2,4
Tensão vertical CR-11 (MPa)	;	1,7	;	2,0

**Tabela VII.3 - Resumo dos resultados da malha 3**

As tensões principais, embora não apresentadas aqui, comportaram-se como em um aterro homogêneo. Nota-se que, nesse caso, não existiu a "reentrância" da deformada nos pontos da fronteira 1<sup>o</sup> estágio-restante da barragem. Para confirmar que tal fato era conseqüência do procedimento construtivo em duas etapas, simulou-se o real cronograma de construção. Apesar da dificuldade de representação dos dois estágios, já que a malha não fora idealizada para tal fim, a quebra de continuidade da deformada voltou a se registrar.

A dúvida a esse respeito continua. Para que se possa avançar nesse ponto é sem dúvida necessário que uma instrumentação nessa fronteira seja instalada em barragens futuras, para que se possa saber qual o real comportamento, se com ou sem essa descontinuidade (ou reentrância).

0 40m  
Escala gráfica

0 8m  
Escala de deslocamentos

— Mailha deformada  
— Mailha inicial  
- - - Deslocamentos  
↓ Recalques medidos

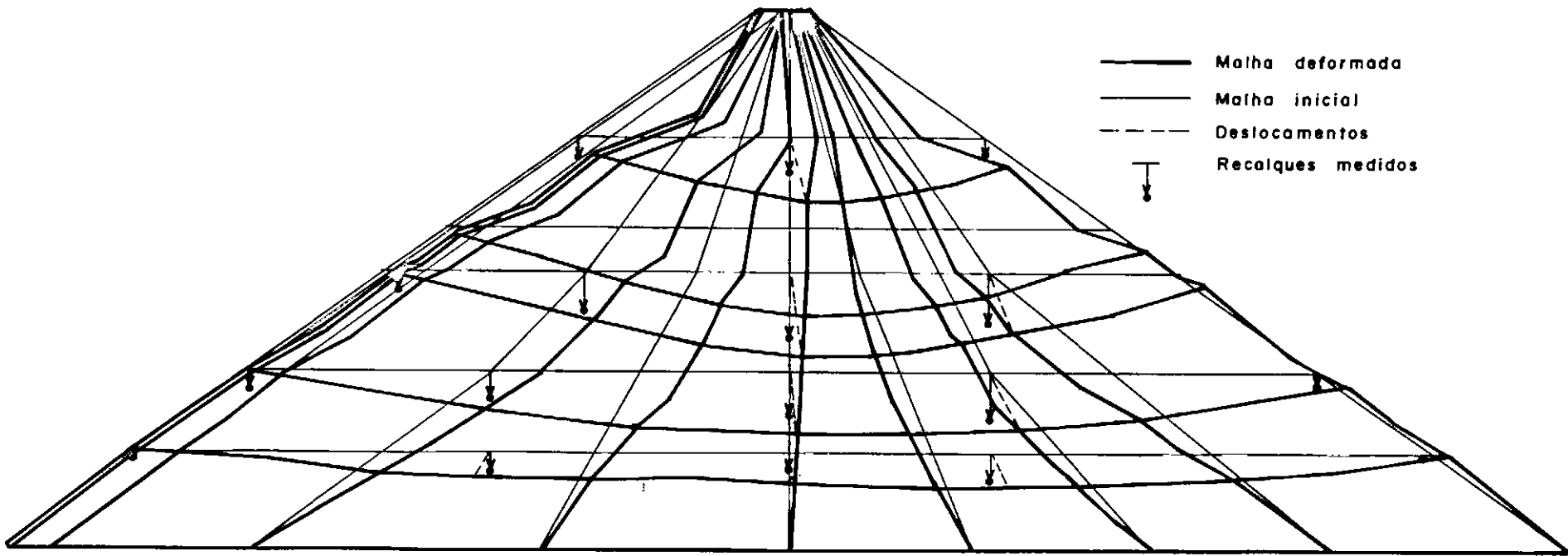


Fig. VII.7 - Foz do Areia. Deformada na malha 3 na construção.

d) Malha 4

Refletindo sobre os resultados anteriores, acreditou-se que essa descontinuidade talvez fosse excessiva como conseqüência de que as etapas de construção adotadas nas malhas anteriores não eram na verdade as reais etapas de construção de Foz do Areia. Como já mencionado, assim foi feito seguindo observações de ROSSI que não sentiu grandes alterações e que preferiu a malha de tal maneira por melhor separar o 1<sup>o</sup> do 2<sup>o</sup> estágio de construção.

A malha 4 resultou, então, de uma simulação mais próxima do real cronograma de construção. Adicionalmente uma pequena densificação da malha visou reproduzir os movimentos da junta perimetral e permitir uma maior flexibilidade na parametrização que ainda estava por ser realizada.

A figura VII.8 apresenta a malha 4, composta de 182 nós e 53 elementos. Aqui voltou-se a colocar a laje após o alteamento da barragem, o que levou a simulação do alteamento em 12 etapas, das quais 5 para o 1<sup>o</sup> estágio de construção. Essa malha é mais densa que as anteriores, mas apenas aparentemente, pois caso se aumentassem os elementos na porção de jusante, além da representação da junta perimetral, a malha 2 seria composta de maior número de nós e elementos.

Nessa malha, a melhor resposta foi obtida com  $K_h$  do enrocamento da zona 3C igual a 350, conforme figura VII.9. A malha 4 apresentou a melhor correspondência, dentre todas as malhas, entre os valores calculados pelo método dos elementos finitos e os observados no campo. No entanto, como já se comentou, a resposta da malha 1, bem mais grosseira, já havia sido aceitável. As vantagens de uma malha em relação a outra são, inclusive, difíceis de serem visualizadas na escala apresentada, só tendo sido observadas pelo autor em escalas maiores.

Elemento  
plinto

Elementos  
da face de  
concreto

Elemento  
junta pe-  
rimetral

0 40m  
Escala gráfica

182 nós

53 elementos

⊙ Postos de medição

● Caixas suecas

Detalhe da junta perimetral

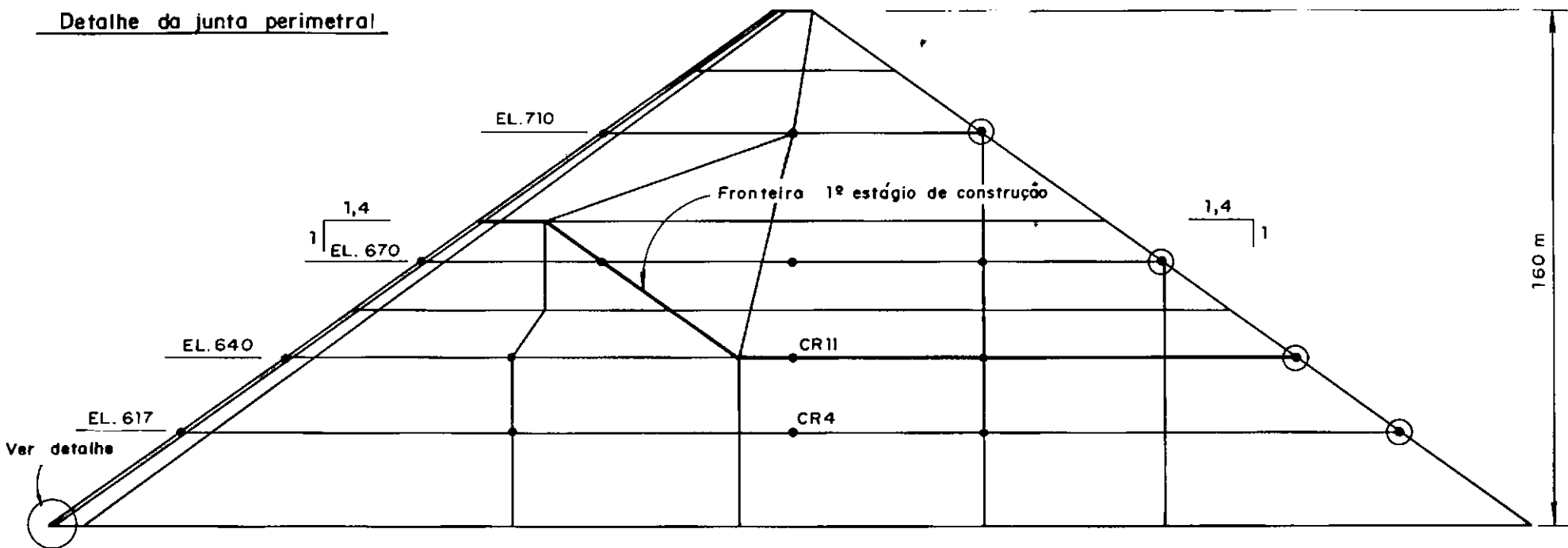


Fig. VII. 8 - Foz do Areia. Malha 4.



0 40m  
Escala gráfica

0 8m  
Escala dos deslocamentos

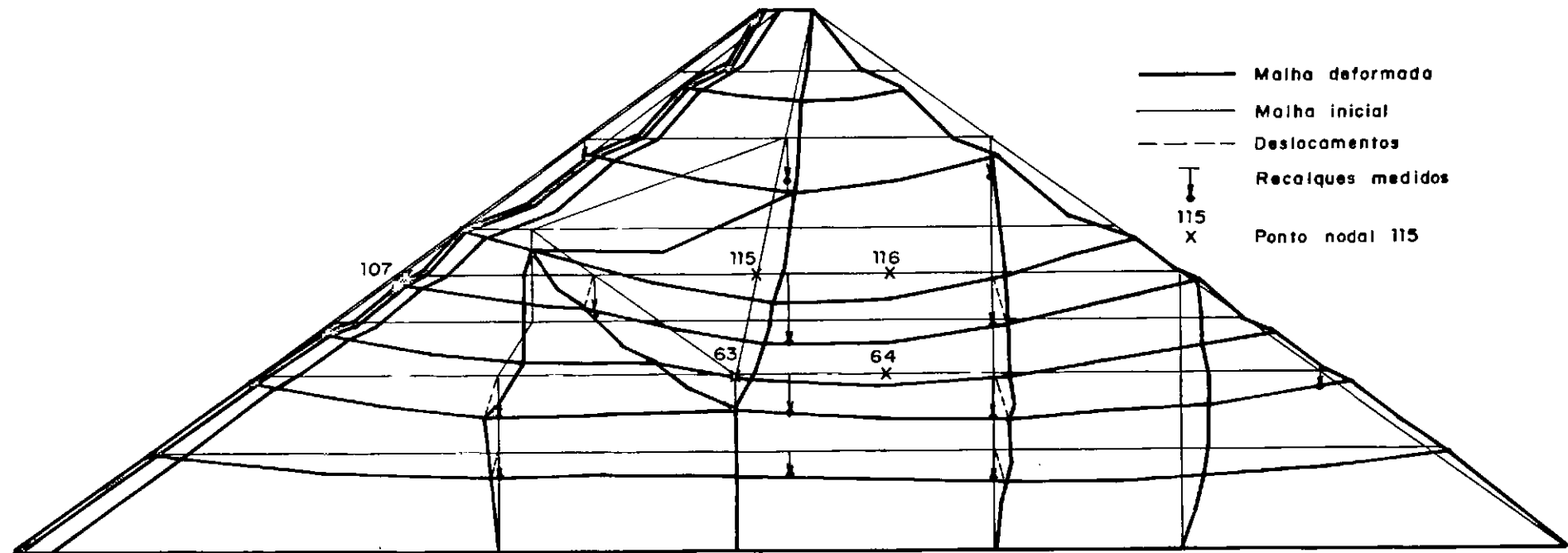


Fig. VII.9 - Foz do Areia. Deformada da malha 4 na construção

A tabela VII.4 resume os valores de deslocamentos e tensões encontrados com esta malha.

	Calculado	Observado
Recalque máximo (cm)	352	358
Tensão vertical CR-4 (MPa)	2,0	2,4
Tensão vertical CR-11 (MPa)	1,6	2,0

**Tabela VII.4 - Resumo dos resultados da malha 4**

Essa malha foi então adotada como a definitiva, ou seja, aquela que, dentre todas as malhas estudadas, melhor representava o comportamento da barragem de Foz do Areia durante a construção.

Apresentam-se na figura VII.10 os valores e direções das tensões principais ao final da construção obtidos na simulação com a malha 4. Note-se que o procedimento construtivo em dois estágios de construção desviou ligeiramente as tensões principais contidas no 1<sup>o</sup> estágio de construção. Assim, em vários pontos essas tensões apresentaram direções mais próximas da vertical-horizontal do que o esperado.

Com a excelente reprodução da construção da barragem de Foz do Areia, procedeu-se à simulação do enchimento do reservatório.

0 40m  
Escala gráfica

0 3MPa  
Escala das tensões

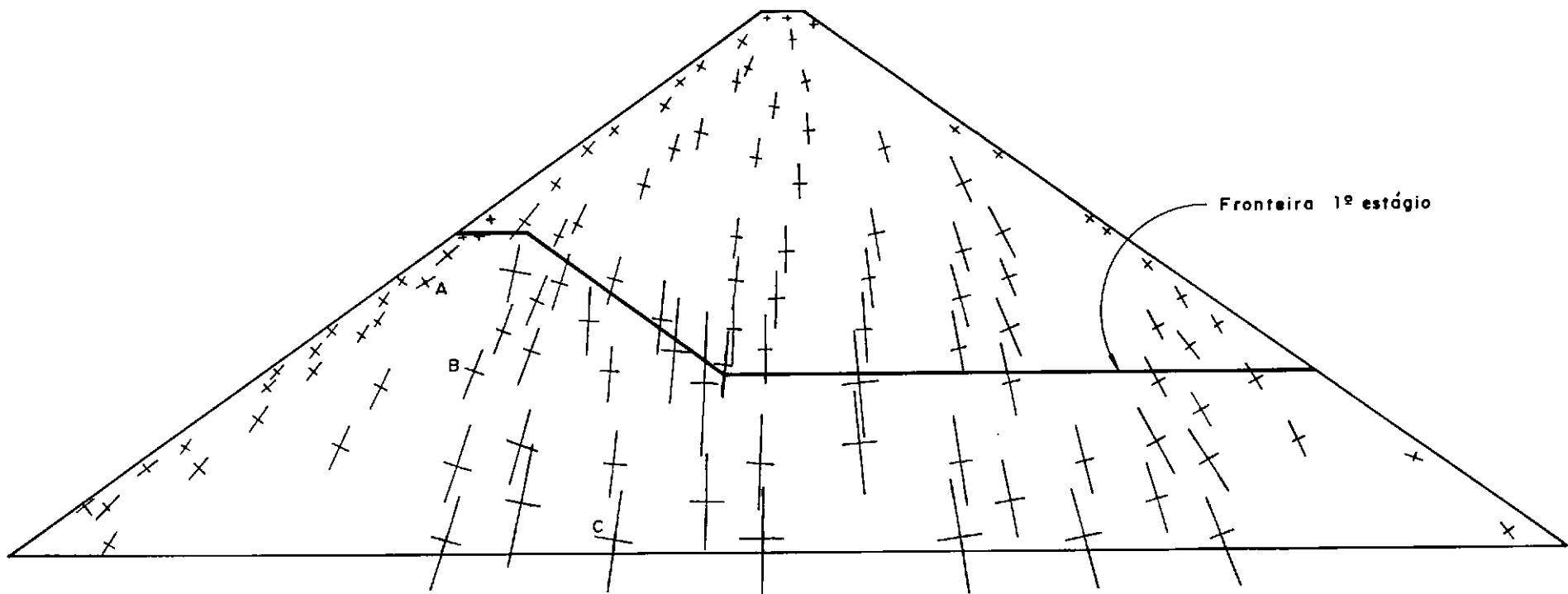


Fig. VII. 10 - Foz do Areia. Malha 4. Tensões principais na construção.

#### VII.4 Simulação do enchimento

O enchimento iniciou-se em abril de 1980. Em função do comportamento divulgado nos vários artigos já citados, optou-se por dividir o enchimento em 5 etapas, a saber:

DATA	ELEVAÇÃO DO NA (m)	ALTURA EM REL. FUNDAÇÃO (m)
30/4/80	680,00	92,00
31/5/80	702,50	114,50
30/6/80	714,08	126,08
8/80	739,50	151,50
3/84	743,00	155,00

O enchimento foi simulado por carga uniformemente distribuída aplicada na face de concreto, porque o empuxo do reservatório em barragens de enrocamento com face de concreto age externamente ao maciço, não havendo nenhum efeito de colapso de enrocamento, como os observados em barragens de enrocamento com núcleo impermeável.

O mais importante movimento no enchimento é aquele a que a laje de concreto está submetida. Portanto, foi através deste que se aquilatou a melhor correspondência entre a simulação e a realidade: comparando-se recalques medidos e calculados e observando-se o ângulo entre o vetor deslocamento e a normal ao plano da laje.

Os dados de deslocamentos existentes em Foz do Areia resumiam-se aos recalques medidos nas caixas suecas instaladas no corpo da barragem e aos recalques e deslocamentos horizontais obtidos nos postos de medição e monumentos instalados no talude de jusante. A bibliografia existente sobre barragens de enrocamento com face de concreto cita que o movimento da laje é normal ao seu próprio plano, embora não se tenha claramente medido tal comportamento na barragem em estudo. Por essa suposta tendência de movimento normal à laje é que os artigos sobre o enchimento de Foz do Areia partem dos recalques e

extrapolam a deflexão da face de maneira normal ao seu próprio plano. Portanto, os valores calculados são aqui comparados com essas extrapolações, assim como com os recalques medidos.

Para o enchimento seguiu-se IMAIZUMI e SARDINHA (1985), que advogaram a simulação da construção através de coeficiente de Poisson constante igual a 0,3 e o enchimento através de Poisson reduzido para 0,07. Assim tender-se-ia a movimentos da laje normais ao seu próprio plano.

Na simulação do enchimento de Foz do Areia, parametrizou-se, portanto, o coeficiente de Poisson que foi feito sucessivamente igual a 0,3 (o mesmo da construção), 0,2, 0,1 e 0,05. A figura VII.11 apresenta o resultado dessa parametrização e o movimento extrapolado dos recalques medidos no enrocamento junto à laje, ao fim da última etapa de enchimento.

Observa-se que a redução do coeficiente produziu movimentos com direções cada vez mais próximos à normal à própria laje, saindo de ângulos com a normal de aproximadamente  $25^\circ$  (Poisson igual a 0,3) para  $15^\circ$  com Poisson igual a 0,1 e 0,05. Quando adotou-se coeficiente de Poisson igual a 0,05, os recalques obtidos estiveram mais próximos dos medidos. A deformada obtida com Poisson igual a 0,1 foi a que mais se aproximou da deformada extrapolada dos recalques medidos. Por causa disso, considerou-se que para Poisson igual a 0,1 obtinha-se a melhor reprodução do ocorrido na barragem. Na figura VII.12 essa deformada é novamente apresentada, permitindo observar a quase perfeita superposição entre calculado e medido.

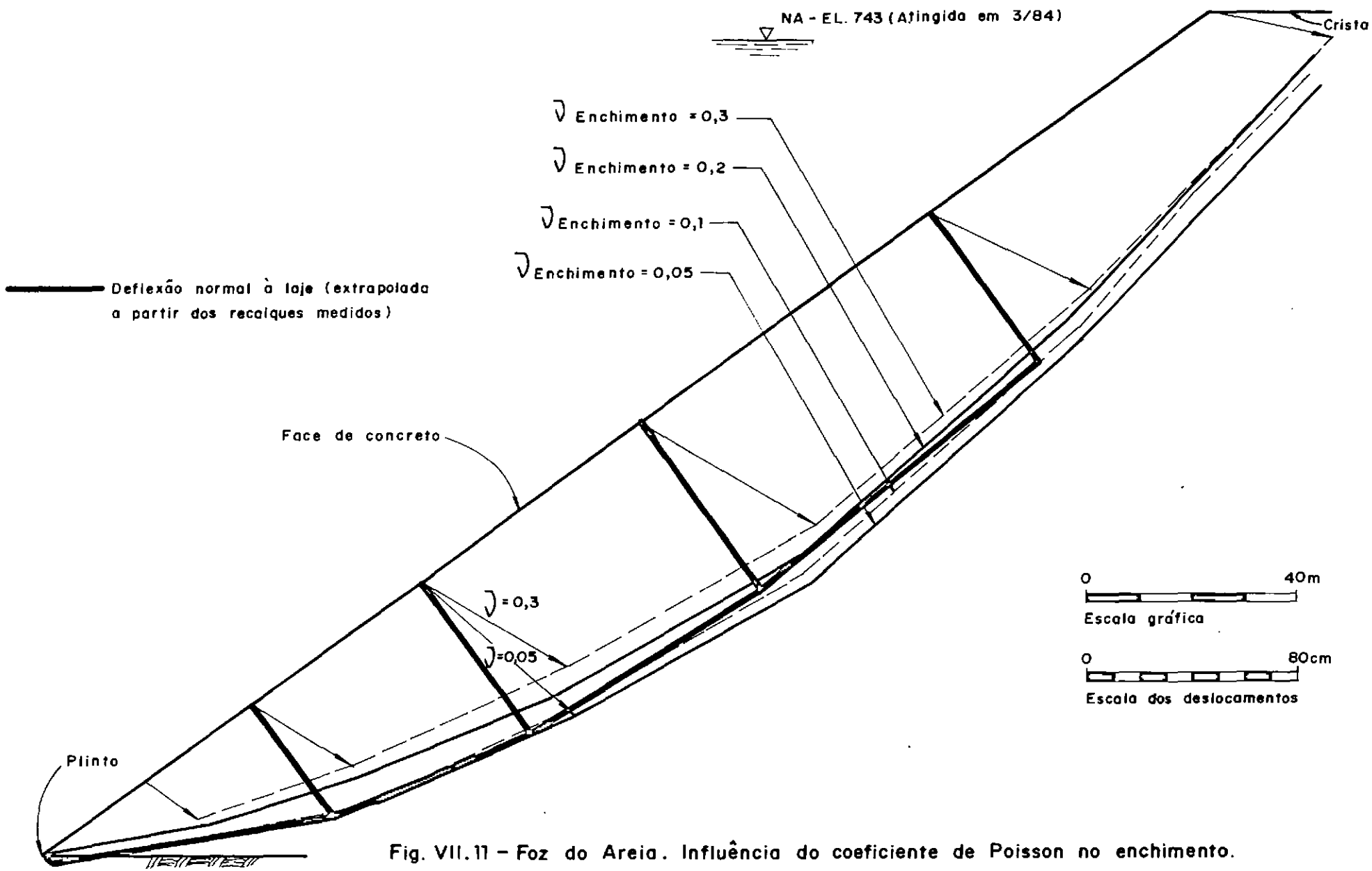
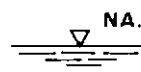


Fig. VII.11 - Foz do Areia. Influência do coeficiente de Poisson no enchimento.



NA. - EL. 743 (Atingida em 3/84)

Crista

— Deflexão normal à laje (extrapolada a partir dos recalques medidos)

Face de concreto

~ 15°

Plinto

0 40m



Escala gráfica

0 80cm



Escala dos deslocamentos

Fig. VII.12 - Foz do Areia. Deformada da laje para coeficiente de Poisson 0,1 no enchimento.

No entanto, deve ressaltar-se que foi feita uma comparação do resultado do método dos elementos finitos com uma extrapolação dos recalques medidos, não havendo informações a respeito do movimento horizontal. Na junta perimetral, o único ponto da face em que se mediu também o deslocamento horizontal, o vetor deslocamento apresentou uma inclinação de  $25^\circ$  com a normal à face. Tal fato pode ter ocorrido também ao longo de toda a laje, invalidando a extrapolação realizada a partir dos recalques observados.

A figura VII.13 mostra a deformada da barragem obtida pelo método dos elementos finitos para a situação de coeficiente de Poisson igual a 0,1. No quadro ao alto à esquerda, apresenta-se a deformada obtida a partir da extrapolação dos recalques medidos no campo, feita por MARQUES F<sup>Q</sup> et al. (1985). A maior discrepância refere-se ao movimento do talude de jusante. Os monumentos instalados em maiores elevações tiveram um movimento vertical maior que o horizontal, o que não aconteceu quando se empregou o método dos elementos finitos e modelo tensão-deformação elástico não linear.

A tabela VII.5 compara os recalques medidos no campo com os obtidos na simulação com Poisson igual a 0,05 e 0,1, sempre ao fim da última etapa de enchimento. Nessa tabela CR significa caixa de recalque, ou sueca, PM é posto de medição das caixas. As instrumentações CR 4-5, 10-11 e 15-16 são comparadas com dois valores, pois não havia ponto nodal coincidente com a localização do equipamento, como nas outras caixas suecas.



Instrumentação	Recalques (cm)		
	observados	calculados	
		$v = 0,1$	$v = 0,05$
CR 1	41,6	37,7	37,4
CR 2-3	18,5	19,9	22,0
CR 4-5	15,5	15,5	18,8
		13,2	15,8
CR 6	10,4	11,7	14,1
PM 2	2,6	0,9	1,0
CR 7	56,9	48,5	49,7
CR 8-9	31,7	32,5	35,2
CR 10-11	20,6	21,0	25,5
		17,4	20,3
CR 12	16,1	19,3	16,3
PM 4	6,0	4,8	5,0
CR 13	63,0	57,4	59,9
CR 14	47,4	36,2	40,1
CR 15-16	30,2	24,0	28,2
		19,0	22,5
CR 17	22,2	16,5	19,0
PM 6	16,3	9,2	11,0
CR 18	56,0	46,2	49,6
CR 19-20	52,7	23,9	28,3
PM 7	35,6	18,8	22,4

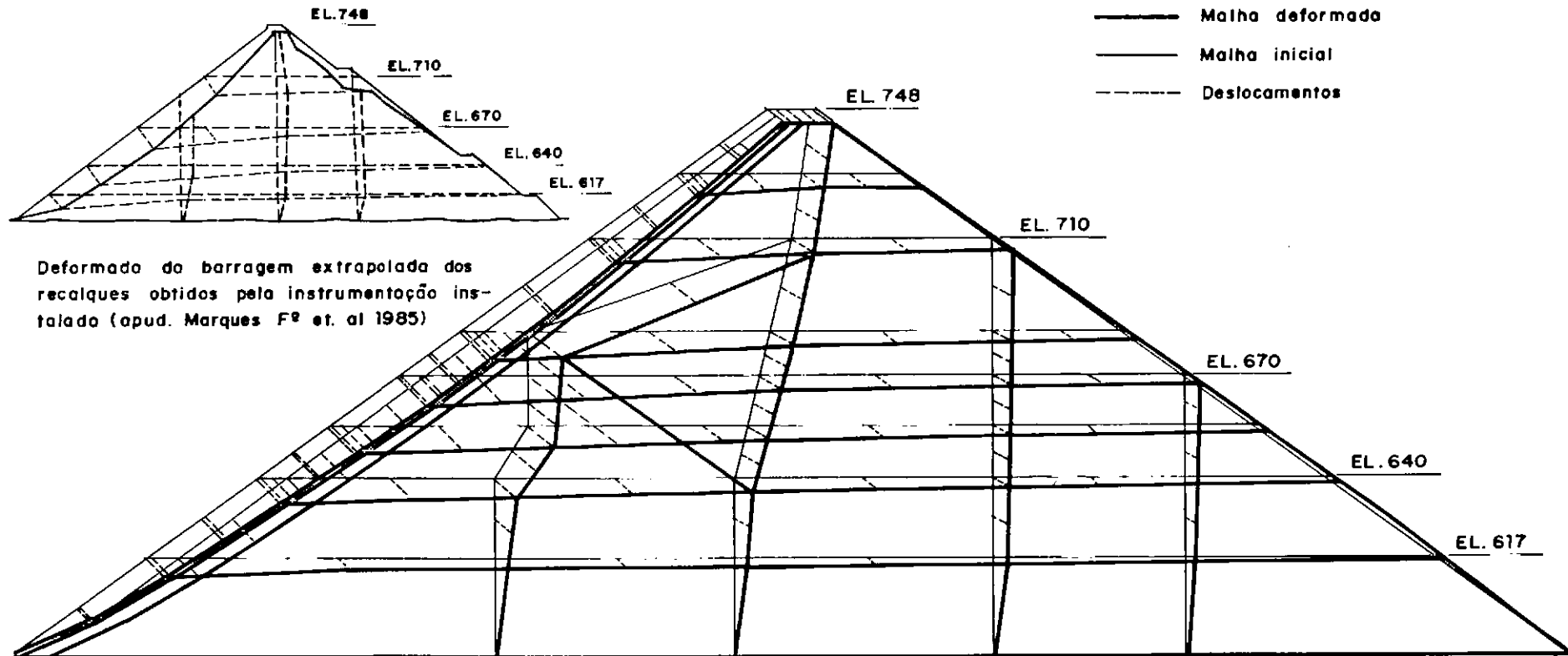
**Tabela VII.5 - Recalques medidos x calculados**

A figura VII.14 mostra os valores e direções das tensões principais ao fim do enchimento. Ao se comparar com a figura VII.10, das tensões antes do enchimento, a rotação dos planos principais de tensões é claramente verificada, chegando a haver troca de eixo na porção junto à face de concreto.

0 100cm  
Escala dos movimentos

0 40m  
Escala grafica

0 100cm  
Escala dos deslocamentos



Deformado da barragem extrapolada dos recalques obtidos pela instrumentação instalado (apud. Marques F<sup>o</sup> et. al 1985)

Fig. VII.13 - Foz do Areia. Deformada da malha 4 no enchimento.

0 3 MPa  
Escala de tensões

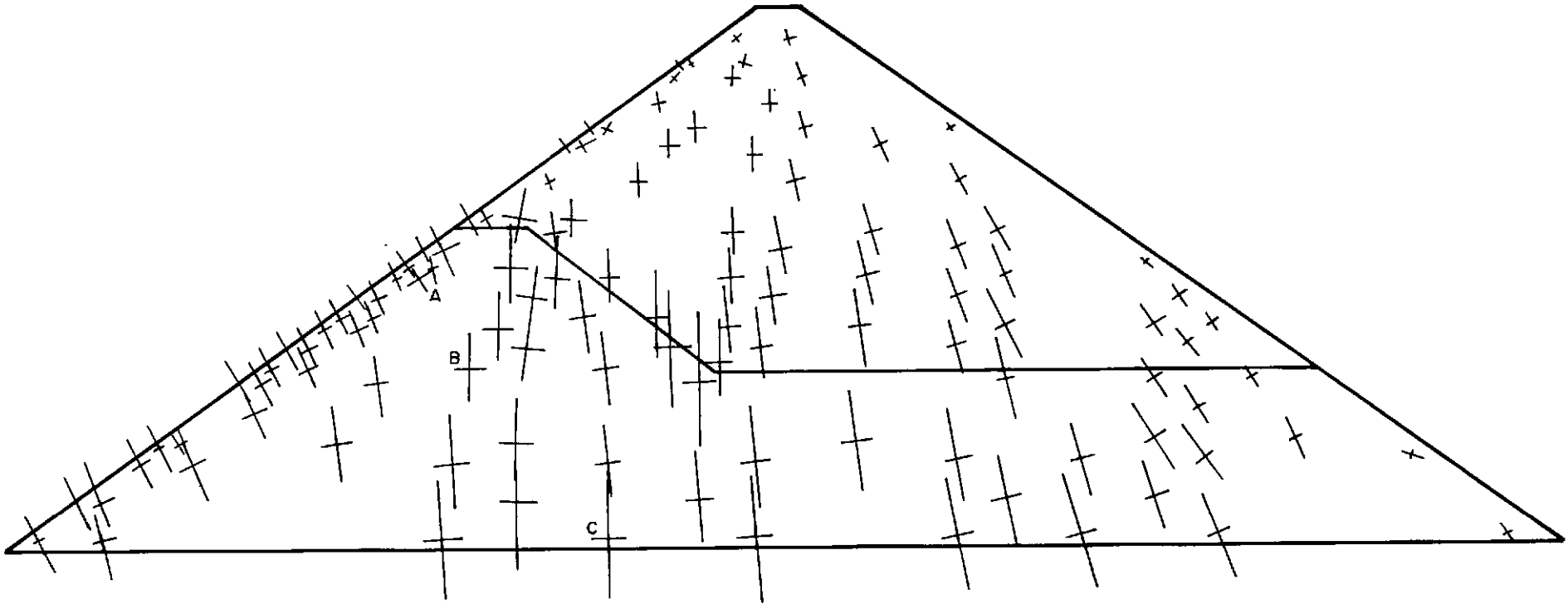


Fig. VII.14 - Foz do Areia. Malha 4. Tensões principais no enchimento.

Essa figura antecipou parte do que se pretendia verificar na parametrização da rigidez do material de jusante da barragem: as tensões principais da metade de jusante da barragem não são afetadas pelo enchimento do reservatório, indicando que aí se encontra a região ideal para colocação de materiais com piores características de tensão-deformação.

### VII.5 O estado de tensões no enchimento

A figura VII.15 apresenta os caminhos de tensões dos pontos A, B e C, apontados tanto na figura VII.10 quanto VII.14, com o intuito de comparar com o observado por IMAIZUMI e SARDINHA (1985) e MORI e PINTO (1988). Esses autores procuraram explicar porque o enrocamento apresentava módulo de compressibilidade maior no enchimento (ou horizontal) do que na construção (ou vertical) e porque observa-se uma aceleração dos movimentos nos últimos metros de enchimento.

Ressalta-se que os caminhos de tensões foram todos apresentados no 1<sup>o</sup> quadrante, pois assim foi feito pelos autores acima citados. No caso de representação no 1<sup>o</sup> e 4<sup>o</sup> quadrantes, o ponto A estaria, ao fim da construção, situado no 4<sup>o</sup> quadrante. A linha tracejada mostra essa última representação que serviu para orientar em que ponto o caminho de tensão do ponto A cruzava (ou tocava) a reta isotrópica de tensões.

#### a) IMAIZUMI e SARDINHA (1985)

Em ensaios realizados em enrocamentos por BOUGHTON (1970), quando a relação entre as tensões principais maior e menor ( $\sigma_1 / \sigma_3$ ) caía, verificava-se um aumento no módulo de deformabilidade e uma redução no coeficiente de Poisson.

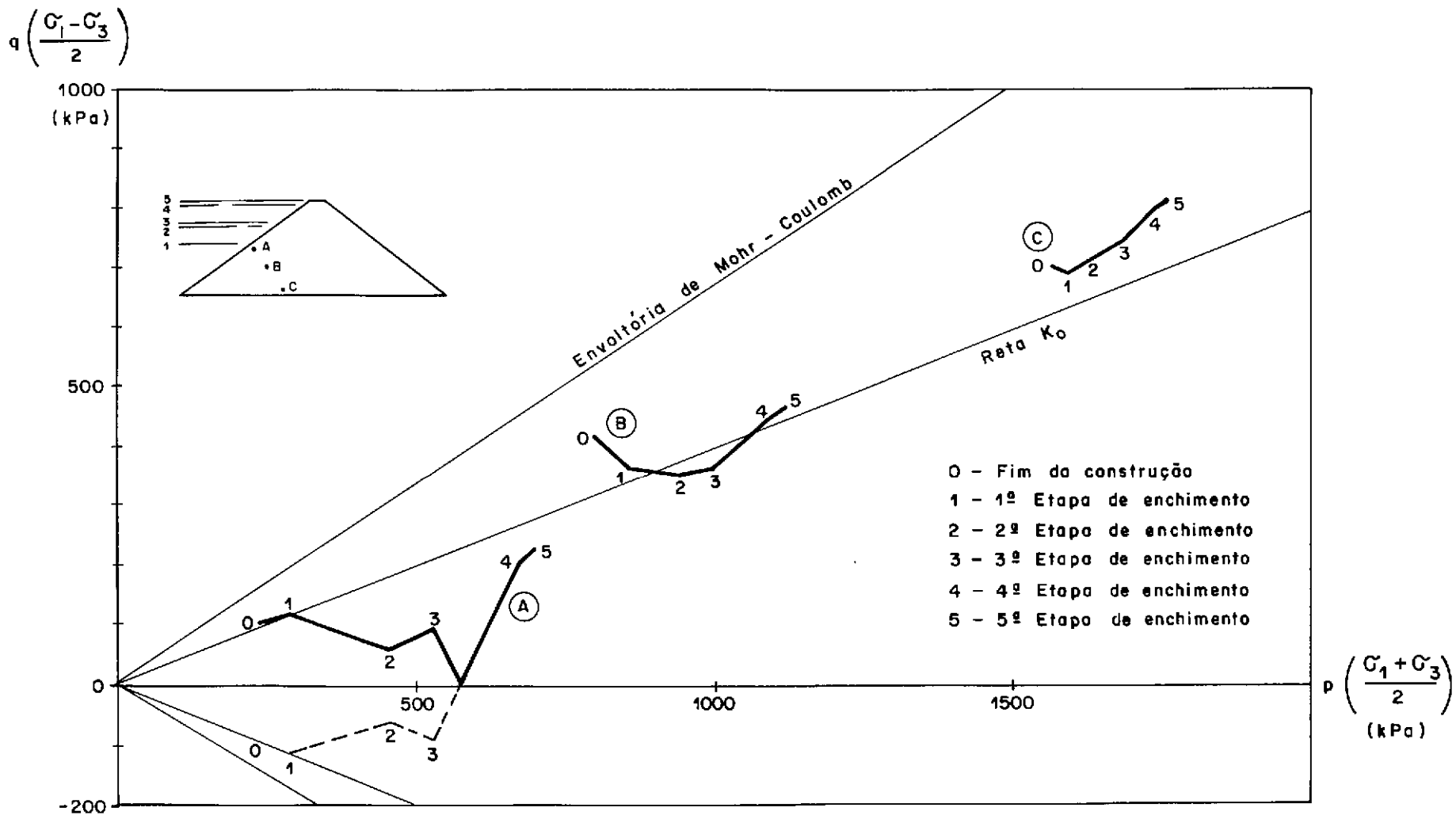


Fig. VII.15 - Caminho de tensões durante o enchimento

IMAIZUMI e SARDINHA examinaram, por meio de uma análise por elementos finitos, o caminho de tensões durante o enchimento de dois pontos ao longo de uma normal à face, um próximo a esta e o outro junto à fundação. No ponto próximo à face obtiveram uma redução na relação entre tensões principais, o que, segundo BOUGHTON, implicaria num aumento no módulo de deformabilidade e uma redução no coeficiente de Poisson, justificando, assim, a maior rigidez do maciço no enchimento do que na construção.

A relação de tensões principais nos casos aqui estudados sofreu redução em 2 dos 3 pontos estudados, a saber:

$\sigma_1 / \sigma_3$	A	B	C
Fim da construção	2,4	3,2	2,6
Após 1 <sup>o</sup> enchimento	1,9	2,4	2,6

Como argumentaram IMAIZUMI e SARDINHA, houve uma queda na relação entre tensões principais, ao menos nos pontos mais próximos à face de concreto.

A figura VII.16 ilustra como os módulos de compressibilidade dos enrocamentos são calculados nos casos reais de obras. Trata-se de um procedimento prático que permite a estimativa desses módulos a partir de uma visão simplista das relações tensões-deformações, consideradas mais próximas da lei de Hooke unidimensional do que da Teoria Geral da Elasticidade. IMAIZUMI e SARDINHA observaram que esse procedimento relaciona o acréscimo da tensão principal maior com deformação, quando dever-se-ia, pelo menos, empregar o acréscimo da tensão de desvio, fato já observado por LACERDA e MAHLER (1973), para barragens de terra.

A partir dos conceitos acima expostos, foi feito um estudo desses módulos, empregando os resultados do método dos elementos finitos. O acréscimo da deformação foi calculado

como na figura VII.16. Porém o acréscimo de tensão, ao invés do peso de aterro sobrejacente (construção) e da carga d'água (enchimento), foi calculado de dois modos: com a tensão principal maior e com a tensão de desvio. Os pontos nodais 63-64 e 115-116, indicados na figura VII.9, foram usados para o cálculo do módulo do enrocamento na construção e o ponto nodal 107 para o enchimento.  $E_1$  refere-se ao módulo do enrocamento obtido a partir do acréscimo da tensão principal maior e  $E_d$  ao acréscimo da tensão de desvio.

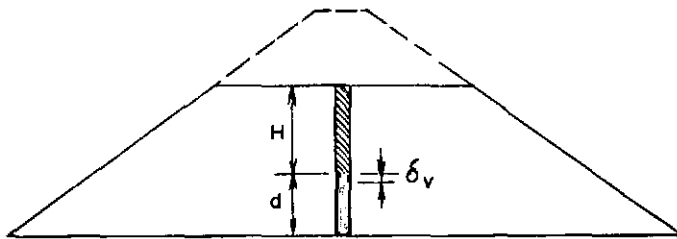
	CONSTRUÇÃO		ENCHIMENTO
	Nó 63-64	Nó 115-116	Nó 107
$E_1$ (MPa)	39	29	72
$E_d$ (MPa)	28	21	31

Destes obtiveram-se estas relações entre os módulos no enchimento e na construção:

$$E_{1ench}/E_{1constr} = 1,8 \text{ a } 2,5$$

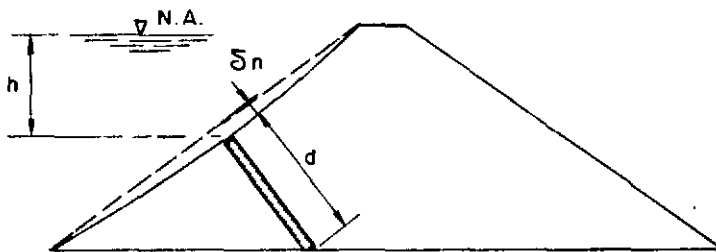
$$E_{dench}/E_{dconstr} = 1,1 \text{ a } 1,5$$

Dos números anteriores, depreende-se que a relação entre módulos obtidos a partir da tensão principal maior é aproximadamente a preconizada relação entre módulos do enrocamento no enchimento e na construção (em torno de 2). Por outro lado, quando os módulos foram obtidos a partir do acréscimo da tensão de desvio essa relação ficou entre 1 e 1,5. Isto parece indicar que a citada relação  $E_{ench}/E_{constr}$  é fruto, em parte, da definição dos módulos. No entanto, o módulo de compressibilidade calculado de acordo com a figura VII.16 permite comparar a qualidade do enrocamento de diferentes barragens e de chamar a atenção para a diferença de comportamento entre a construção e o enchimento.



$$E_{\text{constr.}} = \left( \gamma_{\text{enroc.}} \times H \right) \times \left( \frac{d}{\delta_v} \right)$$

a) Na construção



$$E_{\text{ench.}} = \left( \gamma_{\text{água}} \times h \right) \times \left( \frac{d}{\sigma_n} \right)$$

b) No enchimento

Fig. VII.16 - Cálculo do módulo de deformabilidade em barragens de enrocamento com face de concreto.



b) MORI e PINTO (1988)

Estes citam ensaios do LNEC que apresentaram módulo de deformabilidade no descarregamento-recarregamento 6 vezes maior que no carregamento virgem. O CONSAT adota o parâmetro  $K_{ur}$  no descarregamento-recarregamento 1,5 vezes maior que o  $K_h$  no carregamento, seguindo WONG e DUNCAN que citam esse parâmetro variando entre 1,2 para solos rígidos (areias compactas), e 3,0 para solos menos rígidos (areias fofas).

MORI e PINTO examinaram o caminho de tensões de 4 pontos colocados sobre uma normal à face, a meia altura de uma barragem de 140 m de altura. O método usado para obtenção dessas tensões não foi esclarecido.

Aqui examinaram-se 3 e não 4 pontos como em MORI e PINTO, porque um dos quatro pontos estaria sobre a face e, portanto, pertenceria a um elemento da laje de concreto e não ao enrocamento como os demais. Não se quer estudar o concreto, mas o enrocamento, cujo comportamento governa o comportamento da barragem. Portanto o ponto A aqui apresentado equivale ao B de MORI e PINTO e assim por diante.

MORI e PINTO descreveram o comportamento na construção como um caminho de tensões que inicialmente, com o lançamento das primeiras camadas, percorre a reta  $K_0$ . Com o aumento do carregamento, ele tende a se desviar em direção à envoltória de resistência.

Voltando à figura VII.15 antes apresentada observa-se que a situação encontrada ao final da construção confirma o descrito por MORI e PINTO: o ponto A, menos carregado, está sobre a reta  $K_0$  e os outros apresentam pequeno desvio em direção à envoltória.

O enchimento, para MORI e PINTO, seria um descarregamento

(redução na tensão de desvio), pois atuaria em direção próxima a das tensões principais menores, tendendo a aumentá-la e a reduzir a tensão de desvio. Em se tratando de um descarregamento, conforme indicado pelos ensaios acima citados, o módulo de deformabilidade seria maior, daí a menor movimentação no enchimento. O ponto mais próximo à face sofreria descarregamento, verificando-se uma rotação na direção das tensões principais, acompanhada de uma redução na tensão de desvio, até que se atingisse a igualdade entre as tensões principais maior e menor. A partir daí, haveria uma inversão nos eixos principais e, mantendo-se a direção da rotação dos mesmos, o enchimento passaria a produzir um recarregamento no material, já que a tensão de desvio passaria a crescer. Essa situação se manteria até que se ultrapassasse a máxima tensão de desvio já ocorrida, quando entrar-se-ia novamente em carregamento virgem e, portanto, com módulo de deformabilidade menor. Esse comportamento foi previsto para todos os pontos junto à face, o que explicaria a aceleração do movimento da barragem nos últimos níveis de enchimento. Os pontos mais distantes da face, segundo MORI e PINTO, sofreriam apenas descarregamento.

Justamente aí se nota a grande diferença em relação ao comportamento observado neste trabalho. A figura VII.15 apresenta caminhos de tensões no enchimento diferentes dos descritos por MORI e PINTO. O ponto A, na primeira etapa de enchimento é submetido a carregamento e não a descarregamento. Em seguida, sofre descarregamento, como esperado, até a inversão dos eixos principais e recarregamento até entrar novamente em carregamento virgem, como descrito por MORI e PINTO.

Os pontos B e C sofrem, inicialmente, descarregamento, mas suas trajetórias não mantêm esse comportamento indefinidamente, como advogado por MORI e PINTO. A partir de uma etapa intermediária de enchimento, diferente para cada ponto, voltam a ser submetidos a recarregamento, até

entrarem novamente em carregamento virgem.

Há uma tendência do comportamento inicial se alterar a medida que se procede o enchimento do reservatório. Se este comportamento inicial é em carregamento ou descarregamento depende da posição do ponto examinado, das direções das tensões principais e do nível d'água. Por isso o ponto junto à face, em cota mais alta (ponto A), é inicialmente carregado, enquanto os outros entram em processo de descarregamento (pontos B e C). Naquele a primeira etapa de enchimento atua predominantemente na direção da tensão principal maior e nestes na da tensão principal menor. A medida que o nível d'água sobe, há uma inversão dessa tendência, isto é, os eixos que tendem a rodar no sentido horário, passam a fazê-lo no sentido anti-horário e vice-versa. Assim se observou que os pontos B e C sofrem, inicialmente, descarregamento e, posteriormente, recarregamento antes que tenham atingido o estado isotrópico de tensões, a partir do qual o recarregamento acontece no ponto A.

A explicação dos 2 aspectos típicos das barragens de enrocamento com face de concreto pode estar aí. O descarregamento acontece para quase todos os pontos situados numa dada porção de montante da barragem, daí a maior rigidez no enchimento. O recarregamento não se dá exclusivamente por inversão de eixos principais de tensão dos pontos mais próximos à face. Outros pontos da porção montante da barragem sofrerão um processo de descarregamento em função de sua posição em relação ao empuxo hidrostático. Quanto mais cedo um ponto entra na zona de influência do empuxo, mais cedo acontece o recarregamento (ponto C) e, conseqüentemente, o carregamento virgem. Esse retorno ao processo de carregamento virgem é que provoca o aumento das deformações observados ao final do enchimento.

Quando se atinge o NA máximo, atinge-se também a maior tensão de desvio na história da barragem e, a partir daí, o comportamento será sempre o de um material pré-adensado. As flutuações do nível d'água estarão dentro do laço de descarregamento-recarregamento. Boa parcela das movimentações ocorridas desse momento em diante é devida à quebra dos grãos, rearranjo da estrutura e deformação lenta.

### VII.6 Simulação do movimento da junta perimetral

Após a simulação da construção e enchimento da barragem de Foz do Areia, também tentou reproduzir-se o movimento da junta perimetral. Na figura VII.8 há um detalhe da malha nesse ponto, ampliado na figura VII.17. O elemento triangular mais à esquerda tem módulo de elasticidade igual ao do concreto e simula o plinto. O elemento maior representa a junta através de um módulo de elasticidade 10 000 vezes menor que o do concreto da laje.

Além do módulo de elasticidade, alteraram-se as condições de restrição do nó 8, indicado na figura VII.17, para melhor reproduzir os movimentos da junta. Foram três opções: rotulado, simplesmente apoiado e livre. Em outras palavras, com nenhum grau de liberdade, com um grau de liberdade na direção horizontal e com dois graus de liberdade.

A melhor resposta foi obtida com o nó simplesmente apoiado, representado na figura VII.17. A tabela VII.7 compara os deslocamentos assim calculados com os observados na obra.

Observado ; Calculado

	Observado	;	Calculado
Abertura (cm)	2,5	;	2,0
Recalque (cm)	5,0	;	1,5

**Tabela VII.7 - Simulação dos movimentos da junta perimetral**

0 10 cm  
Escala

Abertura

Recalque

— Malha deformada  
— Malha inicial  
- - - Deslocamentos

NOTA: Ver detalhe da junta perimetral  
na fig. VII.8.

$$E = \frac{E_{\text{concreto}}}{10000}$$

$E = E_{\text{concreto}}$



Nó 8  
Simplesmente apoiado

Fig. VII.17 - Foz do Areia. Simulação do movimento da junta perimetral.

Para o caso do nó 8 rotulado, a junta fechou, ao invés de abrir, e não apresentou nenhum recalque. E no caso gerado com o nó livre tampouco apresentou recalque, tendo aberto 10 cm.

### VII.7 Utilização de envoltória curva

Durante a simulação da construção com coesão nula e ângulo de atrito constante igual a  $42^\circ$ , observou-se um número razoável de pontos rompidos no enrocamento junto aos taludes de jusante e montante, em desacordo com a realidade.

Sabendo que a envoltória assim admitida linear era uma impropriedade, como já observado no capítulo III, refez-se a construção e o enchimento adotando-se uma envoltória curva. Não aquela proposta por MELLO (1977) e corroborada por CHARLES e SOARES (1984), mas a de WONG e DUNCAN (1974), na época mais facilmente implantável no programa utilizado e com maior volume de dados disponíveis:

$$\emptyset = \emptyset_0 - \Delta\emptyset \log(\sigma_3/p_a) \quad (\text{VII.5})$$

$p_a$  é a pressão atmosférica

$\emptyset_0$  é o valor de  $\emptyset$  para  $\sigma_3 = p_a$

$\Delta\emptyset$  é a redução em  $\emptyset$  para um aumento de 10 vezes em  $\sigma_3$

Adotou-se  $\emptyset_0 = 54^\circ$  para o enrocamento da zona 2 e  $\emptyset_0 = 51^\circ$  para o enrocamento da zona 3 e  $\Delta\emptyset = 9^\circ$ . Empregando o proposto por BARTON e KJAERNSLI (ver Anexo B) foi feita uma estimativa desses parâmetros que se comparou com os valores apresentados por WONG e DUNCAN.

A figura VII.18 apresenta a deformada obtida na construção, semelhante à obtida com ângulo de atrito constante, inclusive apresentando a "reentrância" na fronteira 1<sup>o</sup> estágio-restante da barragem.

A figura VII.19 mostra a deformada da face ao final do enchimento, também com resposta muito boa. A diferença encontrada são os apenas 9 pontos rompidos juntos ao talude de montante, 6 juntos ao talude de jusante e 1 junto ao talude de jusante do 1<sup>o</sup> estágio em contraste com os anteriores 27, 14 e 3, respectivamente. A tabela VII.8 resume os resultados obtidos.

	Calculado	Observado
Recalque máximo (cm)	279	358
Tensão vertical CR-4 (MPa)	1,9	2,4
Tensão vertical CR-11 (MPa)	1,6	2,0

**Tabela VII.8 - Resumo dos resultados para ângulo de atrito em função da tensão principal menor**

### VII.8 Utilização de coeficiente de Poisson variável

A simulação do comportamento utilizando diferentes valores para o coeficiente de Poisson na construção e no enchimento reforça a proposta de uma formulação não linear desse parâmetro. As mais conhecidas são a formulação hiperbólica (KULHAWY e DUNCAN, 1972) e a exponencial (LADE, 1972). O programa CONSAT pode adotar o Poisson constante ou a formulação exponencial, representada por:

$$v_t = L m \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^q \epsilon_a^{m-1} \quad (\text{VII.6})$$

$\epsilon_a$  é a deformação axial

L, m e q são os parâmetros adimensionais da exponencial

Não havendo muitos registros desses parâmetros, adotaram-se, primeiramente, estes parâmetros:

$$L = 0,3$$

$$m = 1,0$$

$$q = -0,4$$

Os resultados ao fim da construção não foram adequados em termos de deslocamentos, embora as tensões obtidas tenham sido semelhantes aos casos anteriormente citados. A tabela VII.9 resume os resultados.

	Calculado	Observado
Recalque máximo (cm)	610	358
Tensão vertical CR-4 (MPa)	1,9	2,4
Tensão vertical CR-11 (MPa)	1,6	2,0

**Tabela VII.9 - Resumo dos resultados para Poisson exponencial, caso 1**

No enchimento o vetor deslocamento da face apresentou um ângulo de 20° com a normal à face e os recalques previstos foram excelentes, 55 contra os 63 cm observados em Foz do Areia.

A má resposta na construção induziu a uma alteração nos parâmetros, que foram então adotados mais semelhantes aos usados por PEREIRA (1986) para a barragem de João Durval:

$$L = 0,3$$

$$m = 1,1$$

$$q = -0,2$$

A tabela VII.10 resume os melhores resultados desse grupo de parâmetros e as figuras VII.20 e VII.21 apresentam a deformada da barragem ao fim da construção e a deformada da laje no enchimento, respectivamente.



	Calculado	Observado
Recalque máximo (cm)	415	358
Tensão vertical CR-4 (MPa)	2,1	2,4
Tensão vertical CR-11 (MPa)	1,6	2,0

Tabela VII.10 - Resumo dos resultados para Poisson exponencial, caso 2.

No enchimento o ângulo entre o vetor de deslocamento e a normal à face de concreto aumentou para  $22^\circ$  e o recalque calculado caiu para 48 cm, ainda adequado quando comparado com os 63 cm realmente observados em Foz do Areia.

0 40m  
Escala gráfica

0 8m  
Escala de deslocamentos

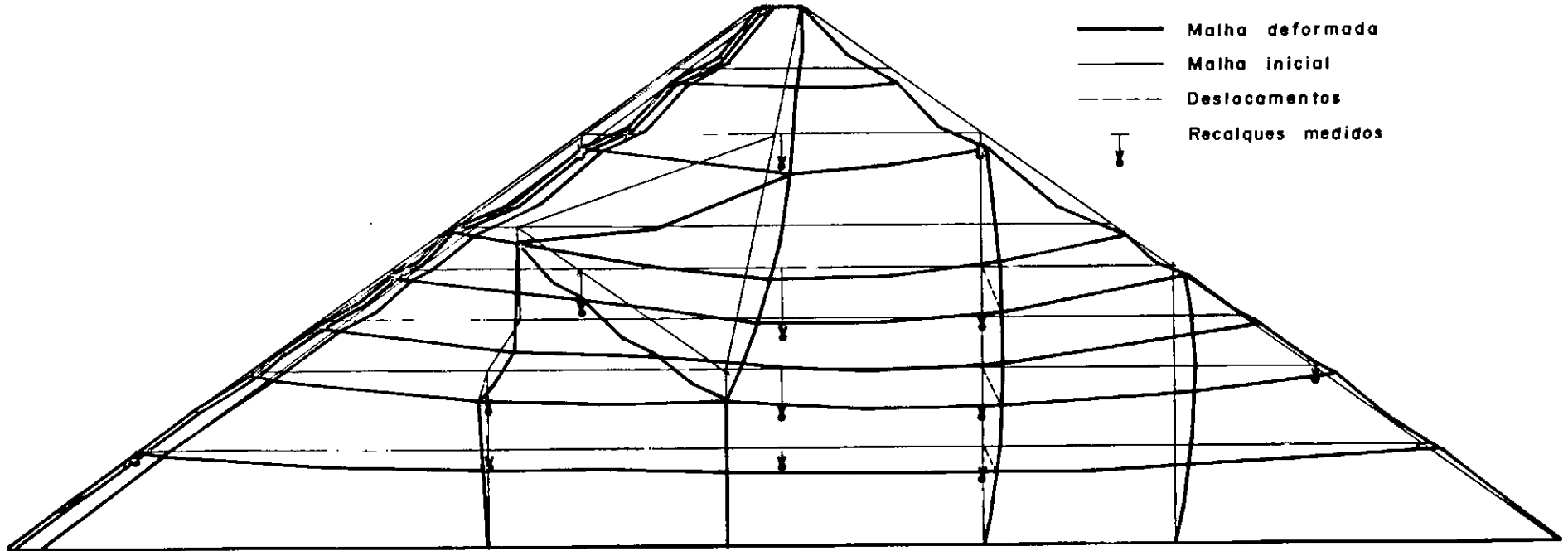


Fig. VII.18 - Foz do Areia. Deformada da malha 4 na construção para ângulo de atrito função da tensão principal menor.

N.A. - EL. 743 (Atingida em 3/84)

Crista

$$\theta = \theta_0 - \Delta\theta \log. \left( \frac{\sigma_3}{p_0} \right)$$

$v_{enchimento} = 0,1$

— Deflexão normal à laje (extrapolada a partir dos recalques medidos)

Face de concreto

$\sim 15^\circ$

Plinto

0 40m  
Escala gráfica

0 80cm  
Escala de deslocamentos

Fig. VII. 19 - Foz do Areia. Deformada da laje para ângulo de atrito função da tensão principal menor.

0 40 m  
Escala gráfica

0 8 m  
Escala de deslocamentos

— Malha deformada  
— Malha inicial  
- - - Deslocamentos  
⌞ Recliques medidos

Fig. VII.20 - Foz do Areia. Deformada da malha 4 na construção para coeficiente de Poisson exponencial.

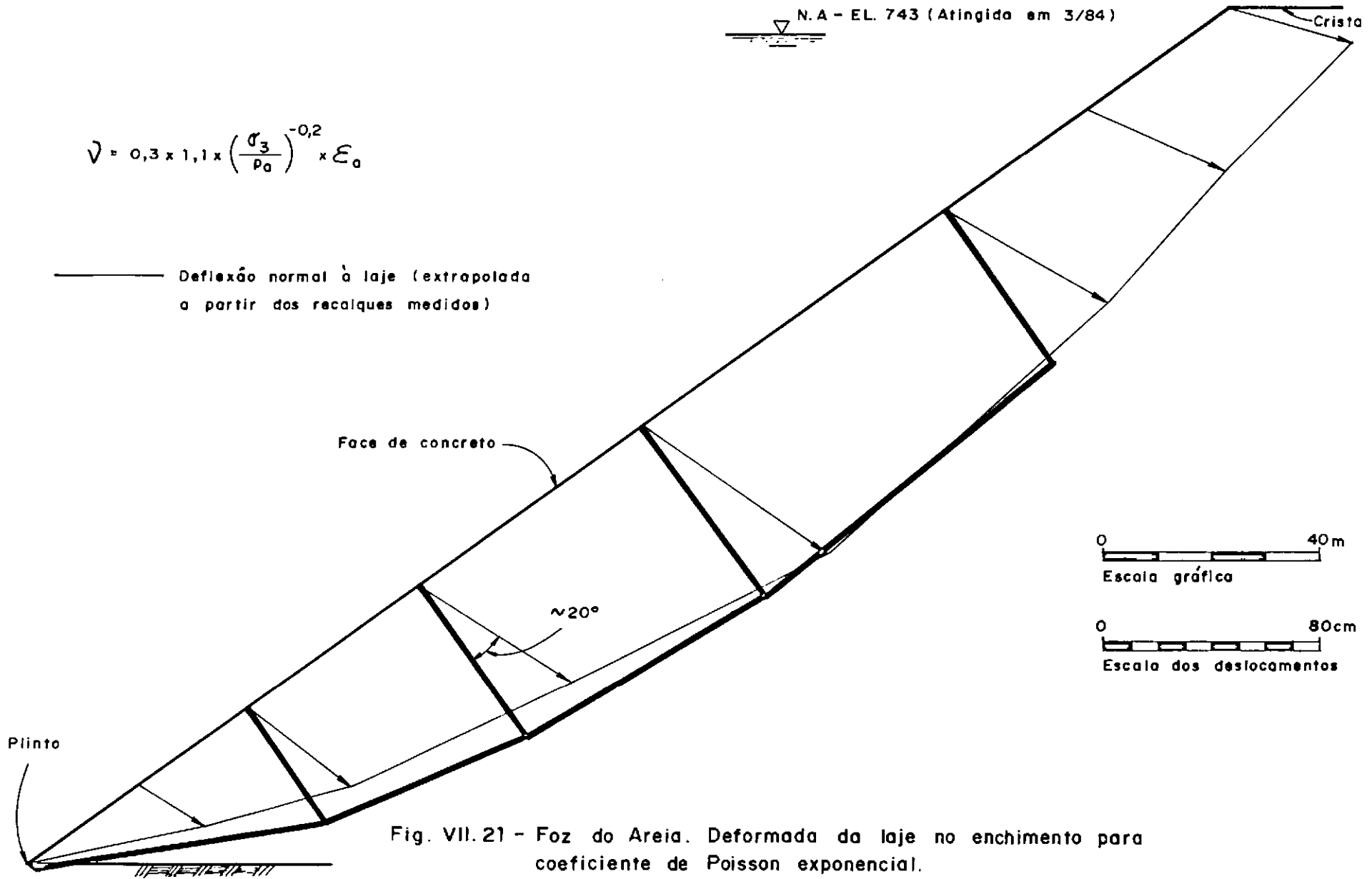


Fig. VII.21 - Foz do Areia. Deformada da laje no enchimento para coeficiente de Poisson exponencial.

## CAPITULO VIII

PARAMETRIZAÇÃO DA  
BARRAGEM DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO

A excelente resposta da simulação pelo método dos elementos finitos do comportamento da barragem de Foz do Areia, tanto na construção quanto no enchimento, encoraja o seu futuro emprego em estudos e projetos.

Existe a concordância geral, comprovada de maneira empírica, que materiais menos rígidos devem ser colocados o mais a jusante possível dentro da seção da barragem de enrocamento com face de concreto. Contudo não há até o momento nenhum estudo teórico que mostre isso e, mais ainda, conclua até aonde a colocação desse material influencia os movimentos da laje.

Esse foi o objetivo da parametrização aqui apresentada: estudar a influência da utilização de materiais menos nobres em porções de jusante do maciço no comportamento da barragem, sobretudo da face de concreto, durante o enchimento.

No capítulo anterior mostrou-se que a comparação entre as tensões principais antes e após o enchimento do reservatório indicava que a porção imediatamente a jusante do eixo não sofre quase nenhum efeito do empuxo hidrostático do reservatório. Esperava-se que a parametrização apenas confirmasse esse fato.

Outro objetivo era identificar que porções da fundação absorvem mais esse empuxo, para orientar as especificações de tratamento de fundação em que, como visto no item II.5.2.1, subsistem opiniões próximas, mas não totalmente convergentes.

### VIII.1 Parametrização da porção jusante

A figura VIII.1 mostra quatro áreas destacadas na malha 4. As áreas A1 e A2 equivalem a 10% da seção transversal da barragem, cada uma, a área A3 equivale a 16% e a área A4 a 12%. Todas essas áreas em destaque se encontravam na zona referente ao enrocamento 3C (IC ou ID).

Como o parâmetro  $K_h$  do módulo de elasticidade é o mais diretamente relacionado com a rigidez do material, variou-se o valor deste, dos iniciais 350 para 200 e 100, isto é, reduziu-se a rigidez, respectivamente, pelos fatores 1,75 e 3,5. Alterou-se separadamente o valor de  $K_h$  nos elementos englobados nas áreas A2; A1 e A2; A4; A3 e A4.

Os casos gerados confirmaram que a porção de jusante não influencia o movimento da barragem no enchimento, pois nenhuma diferença foi encontrada na deformada de toda a barragem ou apenas da laje, quando se reduziu A3 e A4. Apenas quando se adotou  $K_h = 100$  para os elementos das áreas A3 e A4 é que se observou uma pequena variação, conforme figura VIII.2.

Essa figura mostra que quanto mais próximo da face de montante maior influência e quanto menos rígido esse material também maior é a sua influência nos movimentos da face.

A figura VIII.3 mostra o acréscimo de tensão vertical e o valor final dessa tensão no contato do maciço com a fundação, procurando orientar o tratamento de fundação de futuras barragens.

0 40m  
Escala

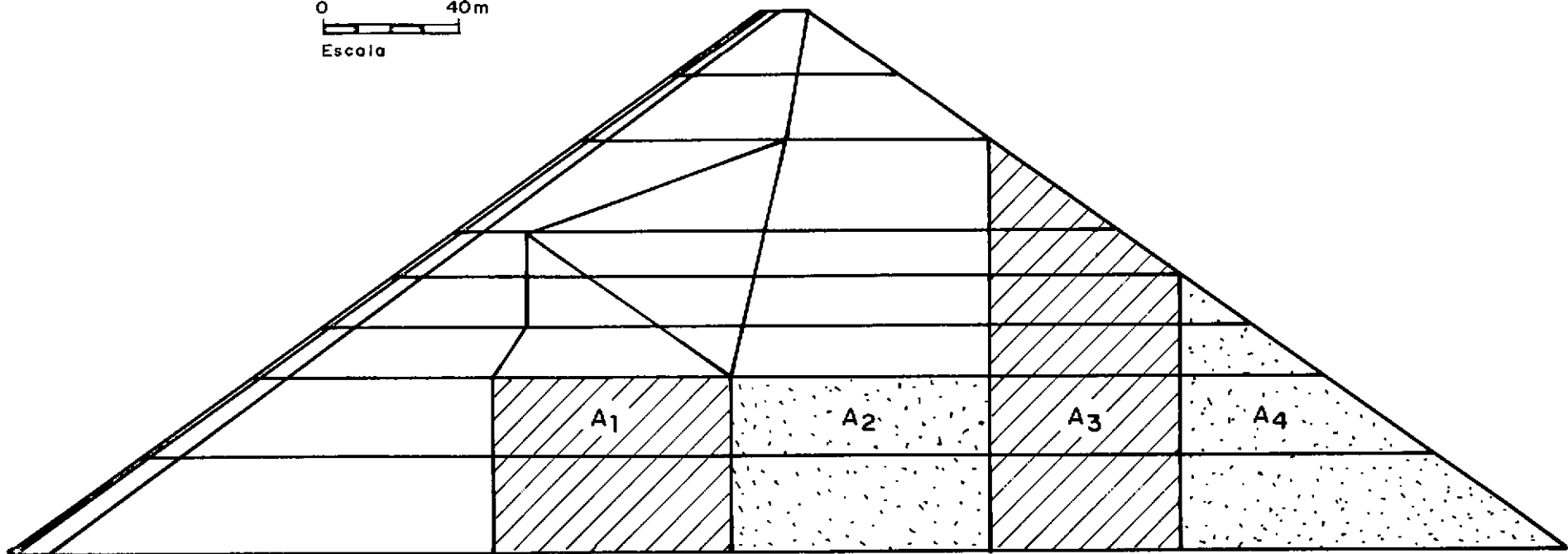


Fig. VIII.1 - Parametrização realizada.



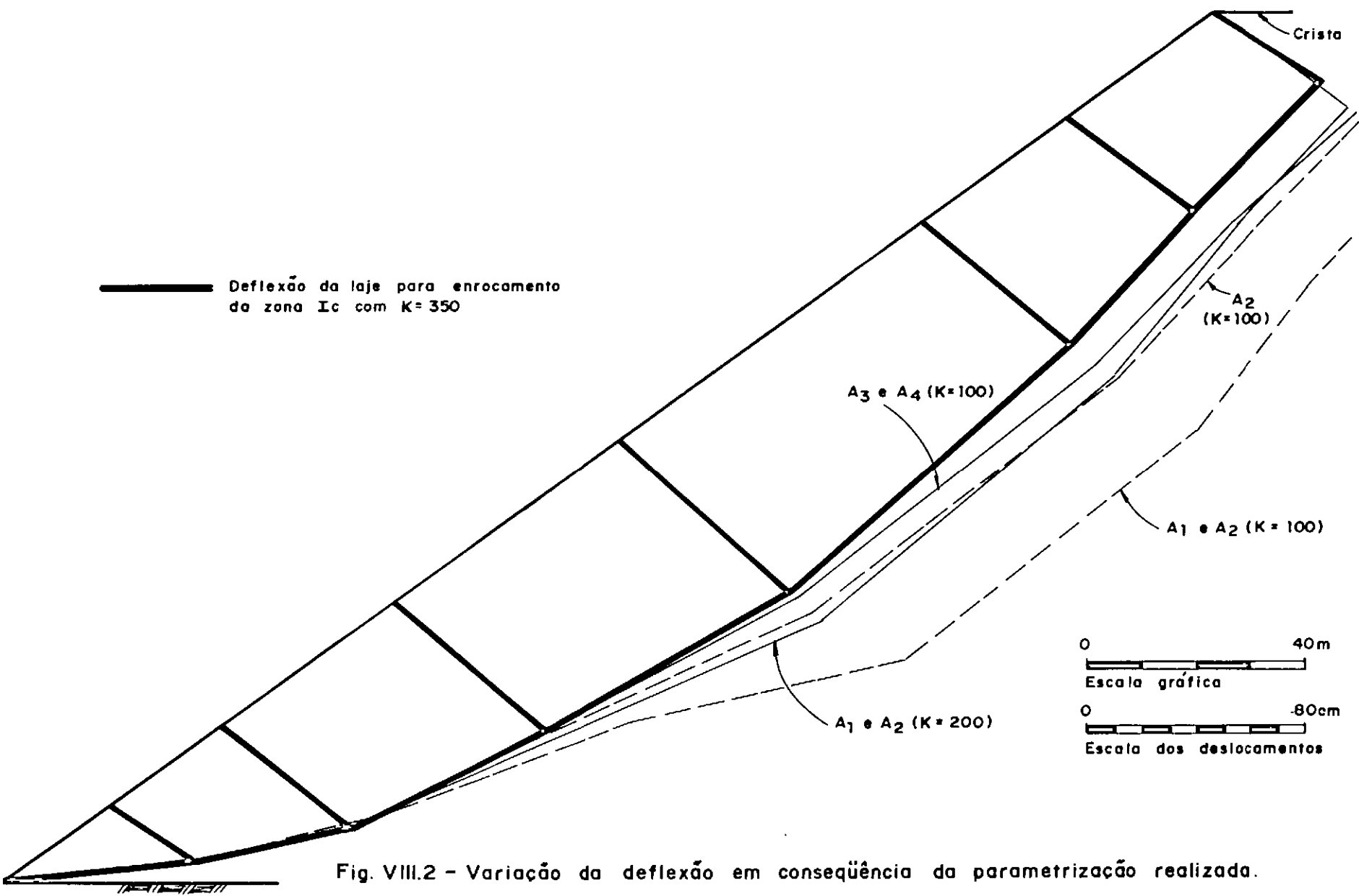


Fig. VIII.2 - Variação da deflexão em consequência da parametrização realizada.

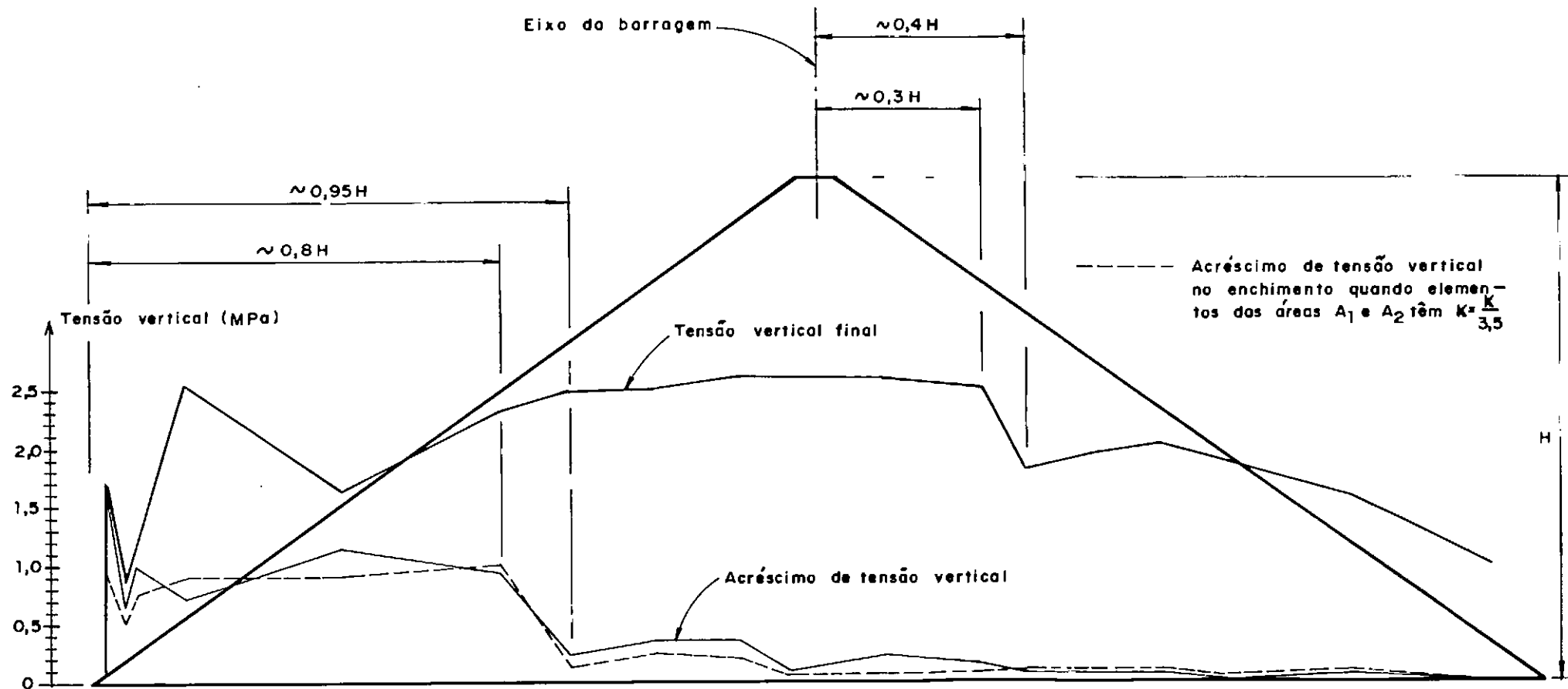


Fig. VIII.3 - Acréscimo de tensão vertical (e tensão vertical final) no contato maciço-fundação após o enchimento.

Todas as parametrizações apresentaram o mesmo comportamento, indicado pela linha cheia na figura, com leve diferença no caso gerado quando se reduzia por 3,5 a rigidez dos elementos das áreas A1 e A2. Mesmo neste, o comportamento continuou rigorosamente o mesmo. Pode-se observar que o acréscimo de tensão vertical oriundo do enchimento é quase todo absorvido na porção de montante distante até 0,8 a 0,95 H a partir do plinto, sendo H a altura da barragem. Quanto às tensões resultantes da construção e enchimento, estas caem bruscamente a partir de uma distância 0,3 a 0,4 H a jusante do eixo da barragem.

Dessa figura pode-se depreender a partir de que distância o atrito do maciço com a fundação iguala o esforço horizontal do empuxo do reservatório. Arbitrando um coeficiente de atrito igual a 1 ( $\text{tg } 45^\circ$ ), essa igualdade é atingida a partir de 0,5H a jusante do plinto.

### VIII.2 Parametrização da altura da barragem

O último caso analisado foi o de uma barragem com os mesmos materiais, zoneamento e processo construtivo que Foz do Areia, porém com apenas 80 m de altura. O objetivo era verificar a variação da absorção do empuxo do reservatório em função da altura da barragem. Vários autores sugerem tratamentos de fundação diferentes para barragens altas (> 100 m de altura) e baixas. Pretendia-se verificar tal fato.

A figura VIII.4 apresenta o acréscimo de tensão e as tensões verticais. Não se encontrou nenhuma divergência em relação à figura VIII.3. Como no item anterior, até uma distância de 0,8 a 0,95 H a jusante do plinto o empuxo hidrostático é absorvido; a partir de distância 0,3 a 0,4 H a jusante do eixo as tensões verticais finais (construção + enchimento) caem bruscamente; e a partir de 0,5 H do plinto o esforço horizontal do empuxo do reservatório é igualado

pela componente de atrito das tensões verticais.

O único caso analisado não é conclusivo, nem pretendia sê-lo. Há que se estudar outras seções, outros materiais, outros zoneamentos.

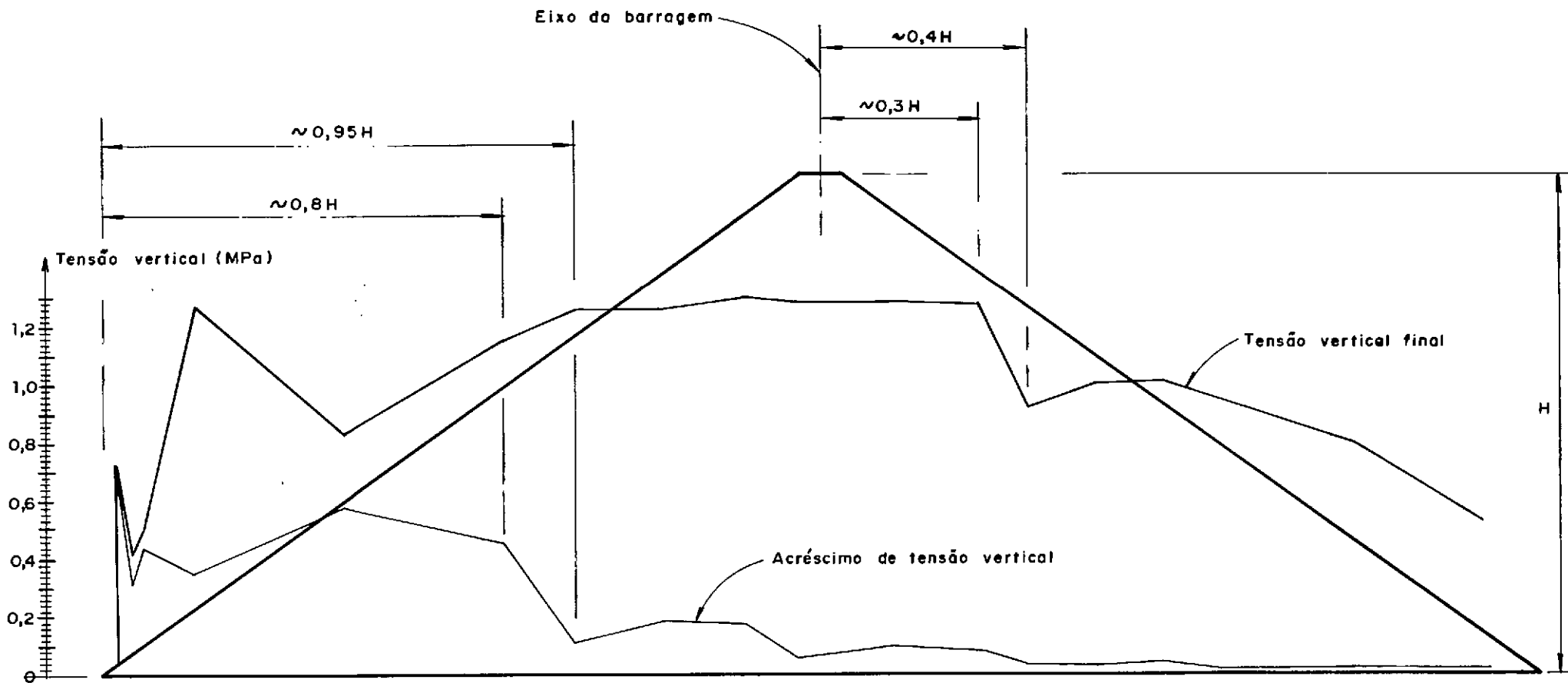


Fig. VIII.4 - Acréscimo na tensão vertical (e tensão vertical final) no contato maciço-fundação após o enchimento para barragem com 80m de altura e mesma seção transversal e processo de construção que Foz do Areia.

## CAPITULO IX

COMENTARIOS FINAIS  
CONCLUSOES E SUGESTOES

## IX.1 Comentários finais e conclusões

Apresenta-se a seguir uma série de comentários que podem ser vistos como conclusões, em especial quando fruto não só da revisão bibliográfica do assunto, mas também resultado de cálculos e análises desenvolvidos neste trabalho.

1) Apesar dos estudos já realizados e da adoção da compactação do enrocamento, cada dia com rolos mais pesados, não se avançou para taludes mais íngremes. A engenharia mundial parece atada ao histórico valor de repouso 1:1,3 (V:H), embora existam em operação barragens de enrocamento lançado com taludes de 1:0,5 (V:H)!

Tem-se mantido tais inclinações nas barragens mais altas, numa postura conservativa e a favor da segurança. Acredita-se que em barragens de pouca altura (<75 m), devido à grande confiança que se tem na segurança da barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC), poder-se-ia adotar taludes mais íngremes.

2) Ao se olhar a evolução histórica das BEFC, constata-se que até alturas de 90 m, o projeto antigo com enrocamento lançado comportou-se adequadamente. Talvez fosse viável voltar a adotá-lo em barragens dessa altura. O custo unitário do enrocamento lançado é menor que o do compactado e sua construção é mais veloz. Com as evoluções registradas no projeto da laje e da zona subjacente a ela, pode-se conseguir uma performance ainda melhor. A adoção ou não do enrocamento lançado seria uma questão financeira: o menor custo unitário do enrocamento lançado versus os taludes mais íngremes do enrocamento compactado.

3) Em função da revisão bibliográfica e dos estudos aqui realizados e apesar de ser necessário analisar outros casos, propõe-se para o tratamento de fundação do maciço: tomar-se a área nobre até  $0,2 H$  a jusante do plinto e/ou sob as zonas 2 e 3A; daí até  $H$  a jusante do plinto expor a rocha sã; o terceiro trecho vai até  $0,4 H$  a jusante do eixo, onde permite-se a fundação em rocha alterada/saprolito; daí para trás apenas raspagem superficial.

4) Os materiais mais compressíveis devem ser colocados o mais a jusante possível. Nos estudos realizados, a partir de uma distância  $0,7 H$  a jusante da crista da barragem até o pé de jusante da mesma, não houve alteração nos movimentos da laje, mesmo para materiais com rigidez 3,5 vezes menor. Quando esses materiais ocuparam a porção de jusante a partir de  $0,4 H$  a jusante de crista, observou-se perturbação pouco significativa. Já para materiais apenas 1,75 vezes mais compressíveis, a diferença foi imperceptível.

5) As sugestões de SHERARD (1985) quanto à granulometria da zona 2 (subjacente à laje) estão consagradas. Observa-se na prática que o material assim composto fornece uma zona semi-permeável (capaz de controlar infiltrações pela laje-plinto e mesmo de reter enchentes durante a construção) e um suporte mais uniforme à laje de concreto. O emprego de placas vibratórias na sua compactação tem sido implementado de forma crescente e satisfatória, pois fornece uma superfície ainda mais uniforme que a compactação com rolos, além de deixar desprotegida uma menor área dessa zona durante a construção.

6) O projeto de juntas até recentemente tinha como filosofia adotar o maior número de obstáculos à passagem d'água, num projeto "redundante". Atualmente cumpre-se o caminho inverso, o da simplificação:

- nas juntas verticais sob compressão (as mais centrais), o emprego de armação contínua sem veda-junta, desde que a fundação da barragem não seja muito irregular.
- na junta perimetral a proposta de PINTO e MORI (1988 e 1989) com especificação de uma granulometria para o aterro de areia fina siltosa a montante da junta (zona 1) economiza o veda-junta central e o mastique.

7) São poucas as barragens instrumentadas. Destas apenas algumas apresentaram em que direção o movimento da laje se deu em relação ao seu próprio plano, durante o enchimento. No entanto, parece haver um consenso de que esse movimento deve dar-se, se não normal à face, pelo menos muito próximo a ela.

Nos casos estudados neste trabalho, a movimentação da laje apresentou pequeno ângulo no sentido trigonométrico com a normal. Ao se aplicar a carga decorrente do enchimento, mas reduzindo o valor do coeficiente de Poisson, o vetor deslocamento aproximou-se da normal. No entanto, mesmo para valores tão baixos quanto 0,05, apresentou ângulo acima de  $10^\circ$ . O movimento máximo medido na junta perimetral de Foz do Areia formou um ângulo de  $25^\circ$  com a normal no mesmo sentido. Nos outros pontos da laje a direção desse movimento não foi medida. Seria de grande valia para a melhor compreensão do comportamento das barragens de enrocamento com face de concreto, que se instrumentassem futuras obras com o objetivo de determinar esse movimento.



8) No campo, o movimento do talude de jusante no enchimento apresenta uma componente na vertical maior que na horizontal nas cotas mais elevadas; nas cotas inferiores apresenta pequeno movimento para jusante. Não se conseguiu representar fielmente esse movimento.

9) O estudo do estado de tensões do maciço no enchimento (simulado com coeficiente de Poisson do enrocamento igual a 0,1) permitiu verificar que a porção imediatamente a jusante da crista da barragem não sofreu influência perceptível do empuxo hidrostático. O efeito do enchimento num ponto no interior do maciço da barragem depende da posição relativa entre o ponto e o nível d'água do reservatório e do estado de tensão ao final da construção.

Assim alguns pontos são ainda mais carregados nas primeiras etapas de enchimento para, em seguida, sofrer um descarregamento. Outros pontos sofrem um descarregamento desde o início. Porém boa parte do maciço é descarregada em alguma etapa do enchimento. A partir de uma certa cota do NA o recarregamento acontece (há pontos que o descarregamento é tal que acontece uma inversão dos eixos principais e, conseqüentemente, um processo de recarregamento). A partir dos níveis mais altos do primeiro enchimento, sai-se do laço de descarregamento-recarregamento para entrar novamente num carregamento virgem. O comportamento dentro desse laço é mais rígido que fora dele, explicando porque no primeiro enchimento há inicialmente uma menor compressibilidade do maciço para, nos metros finais do enchimento, acontecer uma aceleração dos movimentos.

10) Todas as obras citam um comportamento mais rígido no enchimento que na construção, representados pela relação entre módulos de deformabilidade da ordem de 2 ( $E_{ench}/E_{constr} \sim 2$ ). O fato de que esse módulo é obtido a partir da tensão principal maior e não da tensão de desvio, aliado ao comportamento de descarregamento-recarregamento

no enchimento, é que parece causar essa diferença. Na simulação aqui realizada, quando empregou-se a tensão de desvio no cálculo do módulo, a relação  $E_{ench}/E_{constr}$  foi da ordem de apenas 1 a 1,5.

11) A simulação empregando coeficiente de Poisson variável, segundo a formulação exponencial (LADE, 1972), conseguiu reproduzir os movimentos adequadamente. No entanto, o acervo de informações relativas aos parâmetros dessa expressão, quanto a material de enrocamento, não é ainda suficiente para se estimar tais valores com segurança. Maior número de ensaios e observações de campo é desejável para que se possa ter uma maior sensibilidade na escolha dessas constantes.

12) Também a simulação considerando ângulo de atrito variável (WONG e DUNCAN, 1974) reproduziu os movimentos adequadamente. Com uma vantagem: a quantidade de pontos rompidos junto aos taludes de montante e jusante caiu para a terça parte do obtido com ângulo de atrito constante.

13) Malhas de graus de refinamento e com parâmetros diferentes forneceram resultados bastante próximos do real comportamento da barragem de Foz do Areia. Ao menos para este tipo de problema, o de construção e enchimento de uma barragem, com os elementos finitos aqui utilizados, o esforço de rebuscar uma solução mostrou-se até certo ponto desnecessário.

14) Um estudo com o elemento isoparamétrico de 8 nós (anexo C) mostrou que o emprego de elementos, para a laje, tão esbeltos quanto os que apresentam relação largura/comprimento até 1/148 não acarretam perturbações nos elementos representativos do enrocamento, mesmo que vizinhos aos elementos esbeltos representantes da laje, para o carregamento em questão.

15) O método dos elementos finitos, através do programa CONSAT, e a formulação hiperbólica para o módulo de elasticidade mostraram-se ferramentas adequadas para a simulação da construção e enchimento da barragem de enrocamento com face de concreto.

## IX.2 Sugestões para pesquisas

O conhecimento e a técnica de construção da barragem de enrocamento com face de concreto evoluíram sobretudo calcados em observações de campo. Investigações de laboratório e com recursos computacionais podem lançar luz sobre pontos ainda obscuros.

1) Estudar, através do programa CONSAT, outras barragens com alturas, geometrias, materiais e etapas de construção diferentes é desejável.

2) Está sendo incorporada ao CONSAT a representação das leis constitutivas dos materiais através de modelos elasto-plásticos (ITURRI, 1991). Assim que esta estiver disponível, sugere-se repetir a simulação de Foz do Areia.

3) Introduzir a anisotropia na relação tensão-deformação do enrocamento pode ajudar na reprodução do comportamento da barragem de enrocamento com face de concreto.

4) Realizar a parametrização da rigidez do material de jusante desde a construção, visto que o trabalho aqui apresentado considerou a variação das características somente durante o enchimento. A colocação de materiais menos rígidos no corpo da barragem podem obrigar a uma alteração no talude de jusante, daí o interesse de fazer essa análise desde a construção.

5) As dificuldades de representação dos movimentos dos taludes de montante e jusante parecem ser causadas pelo coeficiente de Poisson adotado e pela deformação lenta do enrocamento, seja sob a condição de carregamento do peso próprio, seja sob o empuxo hidrostático devido ao enchimento. Recomenda-se um estudo mais aprofundado da deformação lenta e da representação da relação deformação horizontal x deformação vertical, em especial, a formulação exponencial de LADE (1972).

6) Estudar em laboratório os efeitos da granulometria de SHERARD (1985) sobre as características de segregação, resistência ao cisalhamento e permeabilidade da zona 2, se possível, associada aos estudos de filtro da zona 1 sobrejacente às juntas perimetrais (ver MORI e PINTO, 1988 e 1989).

## BIBLIOGRAFIA

AMAYA, F. e MARULANDA, A. (1985), "Golillas Dam - Design, Construction and Performance", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 98-120.

APHAIPHUMINART S. e outros (1988), "Design, Construction and Performance of Khao Lem Dam", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 6, San Francisco, 95-114.

BAKER, W. H. e KRIZEK, R. J. (1970), "Mohr-Coulomb Strength Theory for Anisotropic Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol 96, n<sup>o</sup> 1, 269-292.

BARTON, N. e KJAERNSLI, B. (1981), "Shear Strength of Rockfill", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 107, n<sup>o</sup> GT7, july.

BAYATH, H. e CHOI, P. (1988), "Design of Siah-Bishe Concrete Face Rockfill Dams", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 60, San Francisco, 1133-1150.

BAZANT, Z. P. e KRIZEK, R. J. (1976), "Endochronic Constitutive Law for Liquefaction of Sand", Journal of the Engineer Mechanics Division, ASCE, vol 102, n<sup>o</sup> 2, 225-238.

BAZANT, Z. P., ANSAL, A. M. e KRIZEK, R. J. (1979), "Viscoplasticity of Transversely Isotropic Clays", Journal of the Engineer Mechanics Division, ASCE, vol 105, n<sup>o</sup> 4, 549-565.

BEENE, R. R. W. e PRITCHETT, E. C. (1985), "The R.D. Bailey Dam - A Concrete Faced, Earth - Rockfill", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 163-172.

BIOT, M. A. (1954), "Theory of Stress-Strain Relations in Anisotropic Viscoelasticity and Relaxation Phenomena", Journal of Applied Physics, n<sup>o</sup> 25, 1385-1391.

BISHOP, A. W. (1971), "Shear Strength Parameters for Undisturbed and Remoulded Soil Specimens", Roscoe Memorial Symposium, Foulis & Co., 3-58.

BLEIFUSS, D. J. e HAWKE, J. P. (1960), "Design and Construction Problems of Rockfill Dams", Symposium on Rockfill Dams, ASCE, transactions, vol 125, 275-294.

BODTMAN, W. L. e WYATT, J. D. (1985), "Design and Performance of Shiroro Rockfill Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 231-251.

BOEHLER, J. P. e SAWCZUK, A. (1970), "Equilibre Limite des Sols Anisotropes", Journal de Mécanique, vol 9, n<sup>o</sup> 1, 5-33.

BOLTON SEED, H., DUNCAN, J. M. e IDRIS, I. M. (1975), "Criteria and Methods for Static and Dynamic Analysis of Earth Dams", International Symposium of Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams, Swansea, U.K.

BOUGHTON, N. (1970), "Elastic Analysis for Behavior of Rockfill", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, sept.

CASINADER, R. e WATT, R. E. (1985), "Concrete Face Rockfill Dams of the Winneke Project", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 140-162.

CASINADER R. e ROME, G. (1988), "Estimation of Leakage through Upstream Concrete Facings of Rockfill Dams", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 17, San Francisco, 283-310.

CHARLES, J. A. e WATTS, K. S. (1980), "The Influence of Confining Pressure on the Shear Strength of Compacted Rockfill", Géotechnique, vol. 30, n<sup>o</sup> 4, 353-367.

CHARLES, J. A. e SOARES, M. M. (1984), "Stability of Compacted Rockfill Slopes", Géotechnique, vol. 34, n<sup>o</sup> 1, march.

CHEN, W. F. (1988), "Evaluation of Constitutive Models in Soil Mechanics", Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils, ed. Saada A. & Bianchini, G., Balkema, Rotterdam, 687-693.

CHIOSSI, N. J. (1979), Geologia Aplicada à Engenharia, EPUSP, 427 pag.

COLES, A. J. (1987), Discussão sobre o artigo "Design of Concrete-Faced Rockfill Dams", de FITZPATRICK, M. D. e outros (1985), Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 113, n<sup>o</sup> 10, 1214-1215.

COMITE COLOMBIANO DE GRANDES BARRAGENS (1989), "Rockfill Dams with Concrete Facing - State of the Art", Bulletin of International Commission on Large Dams, n<sup>o</sup> 70.

COMITÉ FRANÇAIS DES GRANDS BARRAGES (1988), "Enseignements Tirés de la Construction, au cours des ces Vingt Années Dernières, des Barrages a Masque en Enrobés Noirs", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 5, San Francisco, 77-94.

COOKE, J. B. (1984), "Progress in Rockfill Dams", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 110, n<sup>o</sup> 10, 1381-1414, Eighteenth Terzaghi Lecture, apresentada em 28/10/82. Discussão no Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol 112, n<sup>o</sup> 2, february 86, 215-253.

COOKE, J. B. e SHERARD, J. L. (1987), "Concrete Face Rockfill Dam: II Design", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 113, n<sup>o</sup> 10, 1113-1132.

CORREA, R. D. e THIELEN, F. (1985), "Machadinho Dam in Brazil", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams = Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 594-600.

DASCAL, O. (1985), "The Outardes 2 Concrete Faced Rockfill Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams = Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 121-139.

DAVIS, R. O. e MULLENGER, G. (1978), "A Rate Type Constitutive Model for Soils with a Critical State", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol 2, n<sup>o</sup> 3, 255-282.

DARVE, F., BOULON, M. e CHAMBON, R. (1978), "Loi Rhéologique Incrementale des Sols", Journal de Mécanique, vol 17, n<sup>o</sup> 5, 679-716.



DARVE, F. e LABANIEH, S. (1982), "Incremental Constitutive Law for Sands and Clays Simulation of Monotonic and Cyclic Tests", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol 6, n<sup>o</sup> 2, 243-276.

DESAI, C. S. e CHRISTIAN, J. T. (1972), "Constitutive Laws for Geologic Media", Numerical Methods in Geotechnical Engineering", edit. Desai, C. S. e Christian, J. T., Mc Graw Hill, 65-115.

DESAI, C. S. (1979), "Some Aspects of Constitutive Models for Geologic Media", Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, vol 1, 299-308.

DONALDON, J. M. (1989a), "A Concepção do Projeto de Itaipu e seus Aspectos Construtivos", Décimo Oitavo Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu, vol. III, 1243-1270.

DONALDON, J. M. (1989b), "Barragens de Enrocamento com Face de Concreto no Brasil", Décimo Oitavo Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu, vol. III, 1399-1420.

DONALDSON, M. (1986), "Materials for Joints", Bulletin of International Commission on Large Dams, n<sup>o</sup> 57, 47 pag.

DRUCKER, D. C. e PRAGER, W. (1952), "Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design", Quarterly of Applied Mathematics", vol 10, n<sup>o</sup> 2, 157-165.

DRUCKER, D. C., GIBSON, R. E. e HENKEL, D. J. (1957), "Soil Mechanics and Work-Hardening Theories of Plasticity", Transactions ASCE, vol 122, 338-346.

DUNCAN J. M. e CHANG, C. (1970), "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 96, september, 1629-1653.

FERRANTE, A. J. e HALBRITTER, A. L. (1974), "Selección de Elementos Finitos para Problemas de Estado Plano de Deformación", Primeiro Seminário Brasileiro de Método dos Elementos Finitos aplicado à Mecânica dos Solos, COPPE/UFRJ, 123-141.

FITZPATRICK, M. D., LIGGINS, T. B. e BARNETT, R. H. W. (1982), "Ten Years Surveillance of Cethana Dam", Fourteenth International Congress on Large Dams, Q 52, R 51, 847-866.

FITZPATRICK, M. D. e outros (1985), "Design of Concrete-Faced Rockfill Dams", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 410-434.

FRANCO, M. A. e PENNA, A. S. (1988), "Plinths in Dams with Watertight Facing. Design, Construction and Performance", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 48, San Francisco, 871-900.

GEORG, E. e MEISMITH, C. J. (1989), "As Alternativas de Barramento da Usina Hidrelétrica de Campos Novos", Décimo Oitavo Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu, vol. III, 1319-1340.

GOOD, R. J., BAIN, D. L.W. e PARSAS, A. M. (1985), "Weak Rock in Two Rockfill Dams", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 40-72.

GOSSCHALK, E. M. e KULASINGHE, A. N. S. (1985), "Kotmale Dam and Observations on Concrete Face Rockfill Dams", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 379-395.

GUIDICINI, G. e NIEBLE, C. M. (1983), "Estabilidade dos Taludes Naturais e de Escavação", Edit. Edgard Blücher.

HACELAS, J. E., RAMIREZ, C. A. e REGALADO, G. (1985), "Construction and Performance of Salvajina Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 286-315.

HILL, R. (1950), "The Mathematical Theory of Plasticity", Oxford University Press, London.

HØEG, K. (1977), "Cálculo de Deformações na Engenharia Geotécnica", Second Laurits Bjerrum Memorial Lecture, tradução de Arsênio Negro Jr. e Paulo Branco Jr., Núcleo Regional de São Paulo, ABMS, 36 pag.

HOLLINGSWORTH, H., CONNER, T. R. e ANDERSON, V. E. (1985), "Design of Deer Creek Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 541-558.

IMAIZUMI, H. e SARDINHA, A. E. (1983), "Planejamento e Projeto da Barragem de Enrocamento com Face de Concreto de Machadinho", Décimo Quinto Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, tema. IV.

IMAIZUMI, H. e SARDINHA, A. E. (1985), "A Study of Deformations in Concrete Faced Rockfill Dams", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 528-540.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS - ICOLD (1984), "World Register of Dams", ICOLD.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS - IPT (1976), "Análise de Tensões e Deformações da Barragem de Foz do Areia", relatório nº 9227.

ITALIAN NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS (1988), "Embankment Dams with Impervious Facings: an Overview of Italian Practice", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 23, San Francisco, 415-454.

ITURRI, E. A. Z. (1991), "Análise Não-Linear Elasto-Plástica na Construção de Aterros", Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.

JGED - JOURNAL of the GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION (1987), vol 113, nº 10, "Discussões dos artigos de AMAYA, APHAIPHUMINART, BODTMAN, CASINADER, DASCAL, FITZPATRICK, GOSSCHALK, HACELAS, HOLLINGWORTH, IMAIZUMI, LEPS, MATERON, PERDOMO, PHILIPS, PINKERTON, PINTO, PRUSZA SIERRA, SOBRINHO, VARTY e SHERARD do Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance da ASCE (1985).

JUSTO, J. L. e outros (1988), "The Upstream Facing of Martin Gonzalo Rockfill Dam", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 45, San Francisco, 815-837.

KHALID, S. e outros (1990), "Nonlinear Analysis of Concrete Face Rockfill Dam", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 116, n<sup>o</sup> 5, may, 822-837.

KONDNER, R. L. e ZELASCO, J. S. (1963), "A Hyperbolic stress-strain formulation for sands", Second Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Brasil, vol 1, 289-394.

KULHAWY, F. H. e DUNCAN, J. M. (1972), "Stresses and Movements in Oroville Dam", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 98, n<sup>o</sup>7, 653-665.

LACERDA, W. A. e MAHLER, C. F. (1973), "Comentários sobre as Deformações de Barragens de Terra durante e após a Construção Analisadas pelo Método dos Elementos Finitos", Nono Seminário Nacional de Grandes Barragens, tema II.

LACERDA, W. A., DIAS, P. H. e PEIXOTO, F. J. L. (1974), "Estudo dos Parâmetros de Solos para Análise por Elementos Finitos", Primeiro Seminário Brasileiro do Método dos Elementos Finitos Aplicado à Mecânica dos Solos, COPPE/UFRJ, 85-109.

LADD, C. C. (1977), "Stress-Deformation and Strength Characteristics", Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Toquio, State-of-the-Art Reports, vol 2, 421-494.

LADE, P. V. (1972), "The Drained Stress-Strain Strength Characteristics of Cohesionless Soils", PhD Thesis, Univ. CAL, Berkeley.

LADE, P. V. (1977), "Elastoplastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Curved Yield Surfaces", Journal of Solid Structures, n<sup>o</sup> 13, 1019-1035.

LADE, P. V. (1988), "Double Hardening Constitutive Model for Soils, Parameter Determination and Prediction for Two Sands", Constitutive Equations for Granular Soils, Balkema, 367-382.

LADE, P. V. e DUNCAN, J. M. (1975), "Elastoplastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 101, n<sup>o</sup> 10, 1037-1053.

LADE, P. V. e KIM, M. K. (1988) "Single Hardening Constitutive Model for Frictional Materials", Computer and Geotechnics.

LANIER, J. (1979), "Etude d'une Loi de Comportement pour des Matériaux Non Visqueux", Journal de Mécanique, vol 18, n<sup>o</sup> 1, 175-195.

LEFEBVRE, G., DUNCAN, J. M. e WILSON, E. L. (1973), "Three Dimensional Finite Element Analysis of Dam", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 99, SM-7, july, 495-507.

LEPS, T. M., CASHATT, C. A. e JANOPAUL, R. N. (1985), "New Exchequer Dam", California, Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 15-26.

LEPS, T. M. (1970), "Review of Shearing Strength of Rockfill", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 96, n<sup>o</sup> 4, 1159-1170.

MACKENZIE, P. R. e Mc DONALD, L. A. (1985), "Mangrove Creek Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 208-230.

MAHLER, C. F. (1974a), "Comparação entre os Resultados de um Estudo em Modelo Reduzido de Barragem e os do Método dos Elementos Finitos", Primeiro Seminário Brasileiro do Método dos Elementos Finitos Aplicado à Mecânica dos Solos, COPPE/UFRJ, 435-442.

MAHLER, C. F. (1974b), "Estudo e Aplicação do Método dos Elementos Finitos a Barragens de Terra", Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.

MAHLER, C. F. e LACERDA, W. A. (1973), "Comentários sobre as Deformações de Barragens de Terra durante e após a Construção Analisadas pelo Método dos Elementos Finitos", Nono Seminário Nacional de Grandes Barragens.

MAHLER, C. F. e PEREIRA, J. H. F. (1988), "Programa CONSAT - Manual de Utilização", EEUFRJ e COPPE/UFRJ.

MAHLER, C. F. e PEREIRA, J. H. F. (1989), "Uma Reflexão sobre a Utilização de Métodos Numéricos em Geotecnia", Comunicação Pessoal.

MARACHI, N. D., CHAM, C. K. e BOLTON SEED, H. (1972), "Evaluation of Properties of Rockfill Materials", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 98, SM 1, January, 95-114.

MARQUES F<sup>o</sup>, P. L. (1983), "Barragens de Enrocamento - Problemas e Aspectos Típicos de Construção", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, vol. IB, 51-75.

MARQUES F<sup>o</sup>, P. L., MAURER, E. e TONIATTI, N. B. (1983), "A Segurança das Barragens de Enrocamento com Face de Concreto", Décimo Quinto Seminário Nacional de Grandes Barragens, vol. I, tema III, 447-467, Rio de Janeiro.

MARQUES F<sup>o</sup>, P. L., MAURER, E. e TONIATTI, N. B. (1985), "Algumas Considerações sobre o Comportamento da Barragem de Foz de Areia no Enchimento do Reservatório", Décimo Sexto Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte, tema IV, 859-872.

MARQUES F<sup>o</sup>, P. L., MAURER, E. e TONIATTI, N. B. (1985), "Deformation Characteristics of Foz do Areia Concrete Face Rockfill Dam, as Revealed by a Simple Instrumentation System", Fifteenth Congress on Large Dams, Lausanne, Suíça.

MARQUES F<sup>o</sup>, P. L., MACHADO, B. P., TONIATTI, N. B. e KAMEL, K. F. (1989), "Alguns Conceitos Recentes de Projeto e suas Aplicações em Barragens de Enrocamento com Face de Concreto", Décimo Oitavo Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu, tema II, vol. II, 861-882.

MARQUES F<sup>o</sup>, P. L., LEITE, M., TONIATTI, N. B. e LEVIS, P. (1989), "Ensaio de Compactação e Índices Qualitativos Preliminares do Enrocamento de Segredo", Décimo Oitavo Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu, tema II, vol. II, 907-927.

MARSAL, R. J. (1973), "Mechanical Properties of Rockfill", Embankment-Dam Engineering, ed. Hirschfeld, R. C. e Poulos, S. J., John Wiley & Sons Inc., New York, 109-200.

MARSAL, R. J. (1975), "Resistencia y Compressibilidad de Enrocamientos y Gravas", Presas de Tierra y Enrocamiento, capítulo 10, edit. Marsal, R. J. e Resendiz, D., Limusa, México.

MATERON, B. (1980), "Resistência e Deformabilidade de Materiais Granulares e Enrocamentos", Construção Pesada, novembro, 58-71.



MATERON, B. e outros (1981), "Método Construtivo da Laje da Face de Concreto da Barragem de Foz de Areia", Décimo Quarto Seminário Nacional de Grandes Barragens, vol. II, tema III, agosto, Recife, 177-198.

MATERON, B. (1983), "Compressibilidade e Comportamento de Enrocamentos", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, vol. IA, 103-121.

MATERON, B. (1985a), "Alto Anchicaya Dam - Ten Years Performance", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 73-87.

MATERON, B. (1985b), "Construction of Foz do Areia Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 192-207.

MATERON, B. (1985c), "Foz do Areia: Critérios de Projeto e Métodos Construtivos", Boletim Técnico da CBPO.

MAURER, E. (1983), "Deformações e Deslocamentos em Barragens de Enrocamentos", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, vol. IB, 319-334.

MAURER, E. (1989), "Elementos de Vedação Diferentes de Núcleos Argilosos em Barragens de Terra ou Enrocamento", relato do tema II, Décimo Oitavo Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu.

MEDINA, J., FRIES, A. e LIU, B. S. (1988), "The Design of Concrete Face Rockfill Dam of Macagua II Project", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 20, San Francisco, 359-373.

MELLO, V. F. B. (1977), "Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams", Géotechnique, vol. 27, n<sup>o</sup> 3, 279-355.

MELLO, V. F. B. (1982), "Comportamento de Materiais Compactados à Luz de Experiência em Grandes Barragens", Geotecnia, n<sup>o</sup> 34, março, 3-43.

MILLET, J. C., LOUIS, F. e ROBERT, F. (1985), "Design, Construction and Performance of Fades Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 27-39.

MILOVANOVIC, D. e MILOVANOVIC, V. (1988), "Problèmes Principaux de Concéption et de Calcul des Masques d'Étanchéité en Béton Armé des Barrages en Enrochement", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 40, San Francisco, 733-744.

MORI, R. T. e FREITAS Jr., M. S. (1976), "Notas Técnicas Relativas a Critérios de Aceitação, Qualidade e Desempenho de Enrocamentos, Décimo Primeiro Seminário Nacional de Grandes Barragens, tema IV, Fortaleza.

MORI, R. T. e PINTO, N. L. S. (1988), "Analysis of Deformations in Concrete Face Rockfill Dams to Improve Face Movements Prediction", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 2, San Francisco, 27-34.

MORRIS, M. (1985), "The Design and Construction of Terror Lake Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 362-378.

MROZ, Z. (1967), "On the Description of Anisotropic Work Hardening", Journal of the Mechanics and Physics of Solids, vol 15, n<sup>o</sup> 3, 163-175.

MROZ, Z. (1980), "On hypoelasticity and Plasticity Approaches to Constitutive Modelling of Inelastic Behavior of Soils", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol 4, n<sup>o</sup> 1, 45-55.

MROZ, Z., NORRIS, V. A. e ZIENKIEWICZ, O. C. (1978), "An Anisotropic Hardening Model for Soils and its Application to Cyclic Loading", International Journal for Numeric and Analytical Methods in Geomechanics, vol 2, n<sup>o</sup> 3, 203-221.

NAYLOR, D. J., DAS NEVES, E. M. e outros (1986), "Prediction of Construction Performance of Beliche Dam", Géotechnique, 36, n<sup>o</sup> 3, 359-376.

ORGLER, B. L. (1983), "Tensões e Deslocamentos em Barragens de Terra e Enrocamento Durante a Construção", Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC/RJ.

OZAWA, Y. e DUNCAN, J. M. (1973), "A Computer Program for Analysis of Static Stresses and Movements in Embankments", Dep. Civil Engineering, Report TE-73-4, Univ. CAL, Berkeley.

PENMAN, A. D. M. e CHARLES, J. A. (1976), "The Quality and Suitability of Rockfill Used in Dam Construction", Twelveth International Congress on Large Dams, Q 44, R 26, Mexico, 533-556.

PENMAN, A. D. M. (1986), "On the Embankment Dams", Twenty-sixth Rankine Lecture, Géotechnique, 36, n<sup>o</sup> 3, 303-348.

PERDOMO, D. A., VASILESCU, M. S. e FERRO, E. A. (1985), "Fortuna Concrete Face Rockfill Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 252-265.

PEREIRA, J. H. F. (1986), "Simulação da Construção e do Primeiro Enchimento do Reservatório de Barragem Zonadas de Terra e Enrocamento pelo Método dos Elementos Finitos", Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ.

PEREIRA, J. H. F. e MAHLER, C. F. (1987), "Análise da Construção e do Enchimento da Barragem de Jacuípe pelo Método dos Elementos Finitos", Revista Brasileira de Engenharia, vol. 2, nº 2, 47-58.

PHILIPS, P. R. (1985), "Batang Ai - Transition Zone", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 396-409.

PICCHI, F. A. (1986), "Impermeabilização de Coberturas", edit. PINI/Instituto Brasileiro de Impermeabilização, São Paulo, 220 pag.

PINEROS, J. E. (1985), "Rockfill Compression Tests and Other Aspects of the Design of Miel I Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 566-586.

PINKERTON, I. L., SISWOWIDJONO, S. e MATSUI, Y. (1985), "Design of Cirata Concrete Face Rockfill Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 642-656.

PINTO, A. V., MELO, F. G. e RAMOS, C. M. (1988), "Design Criteria of Upstream Concrete Facing Rockfill Dams", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 47, San Francisco, 853-870.

PINTO, N. L. S., MATERON, B. e MARQUES F<sup>o</sup>, P. L. (1981), "Barragem de Foz do Areia: Projeto e Desempenho", Informe Técnico da COPEL.

PINTO, N. L. S., MATERON, B. e MARQUES F<sup>o</sup>, P. L. (1982), "Design and Performance of Foz do Areia Concrete Membrane as Related to Basalt Properties", Fourteenth International Congress on Large Dams, Q 55, R 51, 873-906, Rio de Janeiro.

PINTO, N. L. S., MARQUES F<sup>o</sup>, P. L. e MAURER, E. (1985), "Segredo Dam Design Aspects", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 587-593.

PINTO, N. L. S., MARQUES F<sup>o</sup>, P. L. e MAURER, E. (1985), "Foz do Areia Dam - Design, Construction and Behaviour", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 173-191.

PINTO, N. L. S. e MORI, R. T. (1988), "A New Concept of a Perimetric Joint for Concrete Face Rockfill Dams", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 3, San Francisco, 35-51.

PINTO, N. L. S. e MORI, R. T. (1989), "Barragens de Enrocamento com Face de Concreto: Um Novo Conceito de Junta Perimetral", Décimo Oitavo Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu, tema II, vol. II, 831-841.

PREVOST, J.H. (1977), "Mathematical Modelling of Monotonic and Cyclic Undrained Clay Behavior", International Journal for Numeric and Analytical Methods in Geomechanics, vol 1, n<sup>o</sup> 2, 195-216.

PREVOST, J. H. (1978), "Anisotropic Undrained Stress-Strain Behavior of Clays", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 104, n<sup>o</sup> 8, 1075-1090.

PREVOST, J. H. (1979), "Mathematical Modell of Soil Stress-Strain Strength Behavior", Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, vol 1, 347-361.

PREVOST, J. H. e HØEG, K. (1975), "Effective Stress-Strain Strength Models for Soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 101, n<sup>o</sup> 3.

PRUSZA, Z., FRIES, K. e LUQUE, F. (1985), "The Design of Macagua Concrete Face Rockfill Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 608-617.

ROGERS, R. L. (1985), "Boondooma Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 316-335.

ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. W. e WROTH, C. P. (1958), "On the Yielding of Soils", Géotechnique, vol 8, n<sup>o</sup> 1, 22-53.

ROSCOE, K. H. e BURLAND, J. B. (1968), "On the Generalized Stress-Strain Behavior of Wet Clay", Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, 535-609.

ROSSI, M. N. (1982), "Foz do Areia - Retroanálise pelo Método dos Elementos Finitos", Dissertação de Mestrado, PUC/RJ.

ROSSI, M. N. e MEDEIROS, L. V. (1985), "Analysis of Movements of Foz de Areia Rockfill Dam", Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 2031-2034.

SA, M. B. L. (1981), "Propriedades dos Enrocamentos Compactados", Curso de Extensão Universitária da UNB sobre Barragens de Terra e Enrocamento, NR de Brasília da ABMS.

SAADA, A. (1988), "A Brief Revue of Constitutive Models", Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils, ed. Saada A. & Bianchini, G., Balkema, Rotterdam, 7-10.

SARDINHA, A. E. e CASARIN, C. (1989), "Junta Perimetral Livre - Pesquisa Prática", Décimo Oitavo Seminário Nacional de Grandes Barragens, Foz do Iguaçu, tema II, vol. II, 891-905.

SCHOFIELD, A. e WROTH, P. (1968), "Critical State Soil Mechanics", Mc Graw Hill, New York, 310 pag.

SCHUMANN, W. H. (1987), "Discussão do artigo de IMAIZUMI, H. e SARDINHA, A. E. (1985)", Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol 113, nº 10.

SCOTT, R. F. (1988), "Constitutive Relations for Soil: Present and Future", Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils, ed. Saada A. & Bianchini, G., Balkema, Rotterdam, 723-725.

SELEMBIER, M. (1985), "Membrane Sealing of Rouchain Dam, Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 88-97.

SHERARD, J. L. e outros (1967), Earth-Rock Dams, John Wiley & Sons Inc., New York.

SHERARD, J. L. (1984), "Trends and Debatable Aspects in Embankment Dam Engineering", Water Power and Dam Construction, december, 26-32.

SHERARD, J. L. (1985), "Upstream Zone in Dams", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 619-641.

SHERARD, J. L. e COOKE, J. B. (1987), "Concrete Face Rockfill Dam: I Assessment", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 113, n<sup>o</sup> 10, october, 1096-1112.

SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P. e TALBOT, J. R. (1984a), "Basic Properties of Sand and Gravel Filters", Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol 113, n<sup>o</sup> 10, 684-700.

SHERARD, J. L., DUNNIGAN, L. P. e TALBOT, J. R. (1984b), "Filters for Silts and Clays", Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol 113, n<sup>o</sup> 10, 701-718.

SHERARD, J. L. e DUNNIGAN, L. P. (1985), "Filters and Leakage Control in Embankment Dams", Symposium on Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, ASCE, 1-30.

SIERRA, J. M., RAMIREZ, C. A. e HANCELAS, J. E. (1985), "Design Features of Salvajina Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 266-285.

SIERRA, J. M. (1989), "Concrete Face Rockfill Dams Foundations", De Mello Volume, coord. Moreira, J. E. e Décourt, L., edit. Edgard Blücher, 423-446.



SIGVALDASON e outros (1975), "Analysis of the Alto Anchicaya Dam Using Finite Element Method", International Symposium, Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams, Swansea, UK, sept.

SOBRINHO, J. A. e CUNHA, J. C. (1985), "Itá Dam - Selection of Type, Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 601-607.

STEELE, I. C. e COOKE, J. B. (1974), "Concrete Face Rockfill Dams", Handbook of Applied Hydraulics, Section 19, Mc Graw Hill.

SUSSEKIND, J. C. (1983), "Curso de Concreto", vol 1, edit. Globo.

TERZAGHI, K. V. (1960a), Discussão sobre "Salt Springs and Lower Bear River Rockfill Face Dams", Symposium on Rockfill Dams, ASCE, transactions, vol 125, 139-148.

TERZAGHI, K. V. (1960b), Discussão sobre "Wishon & Courtright Rockfill Face Dams", Symposium on Rockfill Dams, ASCE, transactions, vol 125, 622-625.

TRUESDELL, C. (1955), "Hypoelasticity", Journal of Rational Mechanics and Analysis, vol 4, n<sup>o</sup> 1, 83-133.

TSAI, C. e outros (1985), "Design and Stability Evaluation of Balsam Meadow Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 509-527.

VARTY, A. e outros (1985), "Construction of Concrete Face Rockfill Dams", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 435-458.

VARGAS, M. e outros (1955), "A Ruptura da Barragem de Pampulha", IPT, publ. n<sup>o</sup> 529.

VASCONCELOS, A. A. e EIGENHEER, L. P. (1985), "The Xingó Rockfill Dam", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams = Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 559-565.

WANG, Y, CHEN, J. e SHEN, Y. (1988), "Xibeikou Concrete Facing Rockfill Dam", Sixteenth International Congress on Large Dams, Q 61, R 57, San Francisco, 1075-1090.

WATAKEEKUL, S., ROBERTS, G. J. e COLES, A. J. (1985), "Khao Lem - A Concrete Face Rockfill Dam on Karst", Symposium on the Concrete Face Rockfill Dams = Design, Construction and Performance, ed. J. B. Cooke e J. L. Sherard, ASCE, 336-361.

WILKINS, J. K. (1968), "Decked Rockfill Dams", Civil Engineering Transactions, The Institute of Engineers, Australia, vol 10, n<sup>o</sup> 1

WONG, K. S. e DUNCAN, J. M. (1974), "Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Nonlinear Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses", Report n<sup>o</sup> TE-74-3, University of California, Berkeley.

YAMAMURA, T. (1988), "New Construction Methods", Bulletin of International Commission on Large Dams, n<sup>o</sup> 63.

YOUNG, R. N. (1988), "Evaluation and Challenges to the Panel", Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils, ed. Saada A. & Bianchini, G., Balkema, Rotterdam, 685-686.

**ANEXO A****VEDA-JUNTA**

Normalmente os veda-juntas encontram-se em locais inacessíveis das estruturas de concreto. Na barragem de enrocamento com face de concreto, esse é praticamente o caso. Embora possa promover-se um esvaziamento do reservatório, na prática tal recurso não é nem imediatamente factível, nem facilmente empregado, face aos custos financeiros e psicológicos. Portanto, impõe-se a importância da correta escolha do tipo e material que confira estanqueidade à obra.

Existem no mercado veda-juntas de vários tipos de materiais: neoprene, policloropreno, borrachas, etc. Propiciar uma idéia das características dos vários veda-juntas é o objetivo deste anexo.

**A.1 Definições Básicas**

Em barragem de enrocamento com face de concreto, entende-se como estanqueidade, percolação dentro de limites econômicos aceitáveis.

**A.2 Materiais**

A ABNT em sua norma NBR 9689/86, "Materiais e Sistemas de Impermeabilização" classifica os materiais de impermeabilização em básicos, elaborados, pré-fabricados e auxiliares, que se definem por si só. Interessam-nos os materiais básicos que são subdivididos em:

- asfaltos
- alcatrões
- polímeros

Os asfaltos e alcatrões são ambos materiais betuminosos. Os alcatrões são obtidos do carvão e os asfaltos podem ser naturais ou obtidos por destilação do petróleo. Embora costume-se confundir asfalto e betume, estes não são os mesmos: betume é uma mistura de hidrocarbonetos pesados, existente em estado natural ou sintetizado por processo químico ou físico, com poder aglutinante e impermeabilizante; e asfalto é material aglutinante cujo constituinte predominante é o betume.

Os polímeros são como uma grande molécula constituída pela repetição de pequenas unidades químicas simples, os monômeros. Os polímeros podem ser naturais ou sintéticos.

Entre os polímeros naturais citam-se os betumes, a lignina (constituente das madeiras), a borracha natural e a proteína sintetizada pelos seres vivos.

O primeiro polímero sintetizado em laboratório foi o nitrato de celulose (celulóide), em 1852.

Os polímeros podem ainda ser homopolímeros, se compostos por um único monômero, ou copolímeros, se compostos por mais de um tipo de monômero.

Em termos de comportamento dividem-se os polímeros em plásticos, elásticos (os elastômeros) ou de comportamento misto (plasto-elástico ou elasto-plástico, dependendo da característica predominante). Estes últimos alguns autores definem como materiais elaborados.

Os polímeros plásticos caracterizam-se por sua apreciável resistência mecânica e os elastômeros por seu módulo elástico inicial e deformação permanente baixos.

Os elastômeros (vulgarmente conhecidos como borrachas) podem, quando no seu estado original, sofrer um processo de cura, denominado vulcanização, que visa alterar

propriedades intrínsecas dos elastômeros.

Em resumo: os polímeros podem ser naturais ou artificiais; plásticos ou elásticos. Então, quando se fala em borracha natural trata-se de um elastômero. O butil, o neoprene e o hypalon são também elastômeros, só que sintetizados ou, em outras palavras, borrachas artificiais ou sintéticas.

Os polímeros plásticos são termofixos ou termoplásticos. Estes podem ser seguidamente amolecidos e endurecidos por aquecimento e resfriamento e aqueles não.

Classificar um produto de um fabricante neste ou naquele grupo de polímeros nem sempre é tarefa fácil, visto em geral serem misturas de vários componentes.

### **PVC**

Há um grande número de formulações englobadas nesse material, o cloreto de polivinila, ou PVC, nome vulgar do homopolímero do monômero cloreto de vinila, o mais conhecido dos termoplásticos.

### **Neoprene**

Nome pelo qual é conhecido o policloropreno, homopolímero do monômero cloropreno. Trata-se de um elastômero (borracha) sintético.

### **Hypalon**

Nome comercial do polietileno clorosulfonado. O etileno, provém da destilação do petróleo. Trata-se de uma borracha sintética vulcanizável, altamente resistente ao ozônio, ao envelhecimento e estável na coloração.

### **Butil**

Também conhecido como borracha de butila, copolímero dos monômeros isobutileno com 1 a 2% de diofelina (em geral, o isopreno).

### A.3 Selantes

Os selantes podem ser pré-fabricados, conhecidos como veda-juntas, ou moldados no local, os mastiques.

#### A.3.1 Pré-moldados: o veda-junta

As propriedades mais importantes de um veda-junta são a resistência à tração, resistência ao cisalhamento, a flexibilidade, se metálico a espessura contra corrosão, se não metálico a resistência às intempéries, não ser reagente ao concreto, ter aderência perfeita aba-concreto para impedir que a água percole por essa interface, não atrapalhar o adensamento do concreto, ter resistência a ataque químico de substâncias por ventura existentes na água e resistência a ataques biológicos. O balanço entre essas características indica o veda-junta adequado.

A especificação de um veda-junta deve vir acompanhada do ensaio a que se refere, pois ensaios diferentes fornecem resultados idem.

#### Veda-junta de PVC

O veda-junta de PVC é composto do PVC flexível, não o rígido. Não se confia para cargas hidráulicas elevadas. Se a junta estiver sujeita a movimentação suporta cargas hidráulicas ainda menores, conforme reportado por PINTO e MORI, 1989 (ver capítulo IV). Econômico, durável, fácil de manusear, boa elasticidade, menos sujeito a danos no transporte e manuseio que o cobre e o aço. Menos elástico que a borracha natural. A interface com o concreto não tem boa adesão. Torna-se quebradiço para baixas temperaturas e deteriora sob luz solar direta.

O Fugengand é o exemplo mais conhecido no Brasil, havendo

os tipos O e M, com 12, 22 e 35 cm de largura e várias espessuras de alma. O tipo O (com bulbo central) ajusta-se a juntas com pouco movimento e o tipo M às juntas com grande movimentação. Portanto, nas barragens de enrocamento com face de concreto mais altas o M-35 seria o ideal. No entanto, em Foz do Areia usou-se o O-35 com espessura de alma 10 mm(O-35/10), pois a máxima espessura existente do tipo M era de 6 mm. Na Usina Hidrelétrica de Segredo, em construção, substituiu-se o PVC por um veda-junta de cobre, mais resistente.

Adota-se a especificação NBR 8803/85 da ABNT, bem semelhante à US Corps of Engineers CRD-C 572.

#### **Veda-junta de borracha natural**

Resiste a danos na construção, como o PVC, e tem boa elasticidade. Baixa resistência a ozônio e não suporta movimentos relativos superiores a 5 cm. Mais caro que o PVC. Emenda é um serviço complicado. Deteriora sob luz solar direta. A ABNT prevê a publicação da especificação EB 1866, "Fornecimento de produtos de borracha natural". O US Bureau especifica tensão de ruptura mínima de 24,2 MPa e alongamento máximo de 500%.

#### **Veda-junta de borracha sintética**

Hypalon e neoprene são as mais usadas e têm maior resistência à tração e capacidade de alongamento que o PVC. Não é afetada pela temperatura e tem boa resistência a envelhecimento. Emenda difícil que necessita de polimerização sob pressão a alta temperatura por longo período. Existem poucas especificações, a CRD-C 513 do US Corps of Engineers pode ser adotada.

COLES, A. J. (JGED, 1987, discussão de FITZPATRICK, 1985) considera o veda-junta de borracha (sem especificar se natural ou sintética) melhor que o PVC como veda-junta secundário, o do centro da junta. Observa que um movimento cisalhante tangencial à junta de 7,5 mm é o máximo

suportável pelas junções em T ou pelo veda-junta primário metálico do tipo W. No veda-junta secundário, o de borracha suportaria 50 mm, e o PVC só 10 mm, sustentando assim o uso do primeiro, apesar do último ser mais barato e de mais fácil manuseio e junção.

FITZPATRICK explica que a Comissão de Hidroeletricidade da Tasmânia adota o hypalon, não por terem realizado algum ensaio, mas porque este não contém nenhum aditivo que possa ser lixiviado. A borracha natural não necessita de nenhuma substância abaixo do NA mínimo, mas acima deste precisa de antioxidantes e antiozonizantes que podem ser "lavados" e o PVC contém plastificantes que também podem ser lixiviados.

#### **Veda-junta de cobre**

"Sanfona metálica" de cobre recozido com espessura de 2 a 3 mm (chapa nº 11 a 14). Mais caro que o PVC e requer cuidado no manuseio (instalação e concretagem). O mais resistente para altas cargas. Deve ser chapa de cobre não-arsênico fosfórico deoxidado e deve ser recozido para manter a ductibilidade. Deve ter uma nervura (a sanfona) que permita movimentos cisalhantes entre lajes e para a proteção desta contra a carga do reservatório um preenchimento. Na Tasmânia, Austrália, adota-se um cilindro de neoprene de 12 mm de diâmetro apoiado em espuma rígida de poliuretano. O veda-junta está apoiado em berço de argamassa de cimento com 7,5 a 10 cm a mais de largura que o veda-junta. Entre o berço e o veda-junta há uma separação com feltro impregnado de asfalto. A especificação ASTM B152M-88 pode ser adotada.

#### **Veda-junta de aço inoxidável**

Chapa com espessura de 1 mm e larguras de 22,5 a 37,5 cm, mais rígido que o cobre, portanto a armação é mais fácil. Mais caro que o cobre e tem emenda difícil. Atualmente adotado pela Comissão da Tasmânia no lugar do veda-junta de cobre.



As emendas entre peças de aço inox ou cobre devem ter dimensão mínima de 22,5 cm.

#### **Veda-junta de aço galvanizado**

Material de qualidade inferior aos outros, só usado em estruturas temporárias, necessitando de proteção contra corrosão.

#### **A.3.2 Moldados no local: mastiques**

Segundo a NBR 8083/83, "mastique é um material de consistência pastosa, com cargas adicionais a si, adquirindo o produto final consistência adequada para ser aplicado em calafetações rígidas, plásticas ou elásticas".

A NBR 9689/86 classifica-os como materiais elaborados de proteção. No entanto não existe até o momento norma brasileira para os mastiques.

Os mastiques podem ser elásticos, plásticos ou de comportamento intermediário.

As formulações diversas dos fabricantes com diferentes componentes geram materiais com aspectos variáveis dentro de um mesmo grupo. Portanto, deve-se sempre consultar o catálogo do fabricante.

O limitador de profundidade é recurso bastante empregado, pois normalmente é desnecessário o enchimento da junta em profundidade, usando-se, entre outros, espumas de poliuretano ou poliestireno expandido, cordão de borracha, corda betumada, mangueira plástica, cilindro de neoprene.

#### **Mastiques elásticos**

A característica mais importante é sua deformação admissível, seja em alongamento ou em compressão. São à base de elastômeros sintéticos e têm as maiores deformações

admissíveis, acima de 15%. Os de melhor desempenho são à base de silicone, poliuretano (Sikaflex) e polissulfeto (Sikalastic). Os de silicone podem ter base acética (Sika-Sil) aderem bem a superfícies lisas e os de base amínica a superfícies porosas, sendo estes últimos os usados em concreto, recebendo antes uma camada de primer para melhorar a aderência.

#### **Mastiques betuminosos**

Plásticos, ou de comportamento intermediário, aplicados a quente ou a frio, elaborados a partir de asfaltos ou alcatrões. O Igas é um mastique betuminoso aplicado a quente e o que foi usado no Brasil. Deformação admissível em torno de 5%. Não curam, permanecendo viscosos.

#### **Mastiques a base de neoprene ou hypalon**

Elasto-plásticos, estando em faixa intermediária de custo e desempenho entre os elásticos e os betuminosos, deformação admissível cerca de 7%.

**ANEXO B****ESTIMATIVA DE PARAMETROS DE ENROCAMENTOS**

Este anexo apresenta procedimentos para estimar parâmetros de resistência e deformabilidade de enrocamentos a partir de índices físicos preliminares, conforme citado no subitem III.5.1. Os seus autores recomendam-no apenas para fases de ante-projeto.

**B.1 Segundo MARSAL (1975)**

MARSAL a fim de avaliar a ordem de grandeza do módulo de deformação na compressão unidimensional  $M_{OC}$  e da relação de tensões principais  $(\sigma_1/\sigma_3)_{rup}$  primeiro classifica o enrocamento segundo a tabela B.1. Com o tipo de enrocamento e o nível de tensões a que estará submetido, estima-se um valor para a ruptura dos grãos  $B_g$ , em porcentagem, através da fig. B.1. Com  $B_g$  entra-se nas figuras B.2 e B.3 para estimar os valores supra-citados. MARSAL considera conveniente basear-se na curva média e observar os materiais que estão na sua proximidade, para melhor orientar a seleção dos valores. Para isso apresenta-se na fig B.4 a curva granulométrica dos materiais.

Material	1	2	3	4	5	6
Grãos duros (basalto de S. Francisco, pedregulho de Pizandaran)	>10	1 a 2,5	10-15	unif	1-3	1U
				bgrad	>10	1W
Grãos semi-duros (gnaisse granítico de Mica, diorito de El Infiernillo)	5-10		15-25	unif	1-3	2U
				bgrad	>10	2W
Grãos brandos (calcário de La Angostura, tufo de Las Piedras, xisto de Mica)	<5	2,5 a 15	>25	unif	1-3	3U
				bgrad	>10	3W

(1) Força de esmagamento dos grãos em kN, para diâmetro nominal das partículas de 5 cm.

(2) Absorção de água em porcentagem

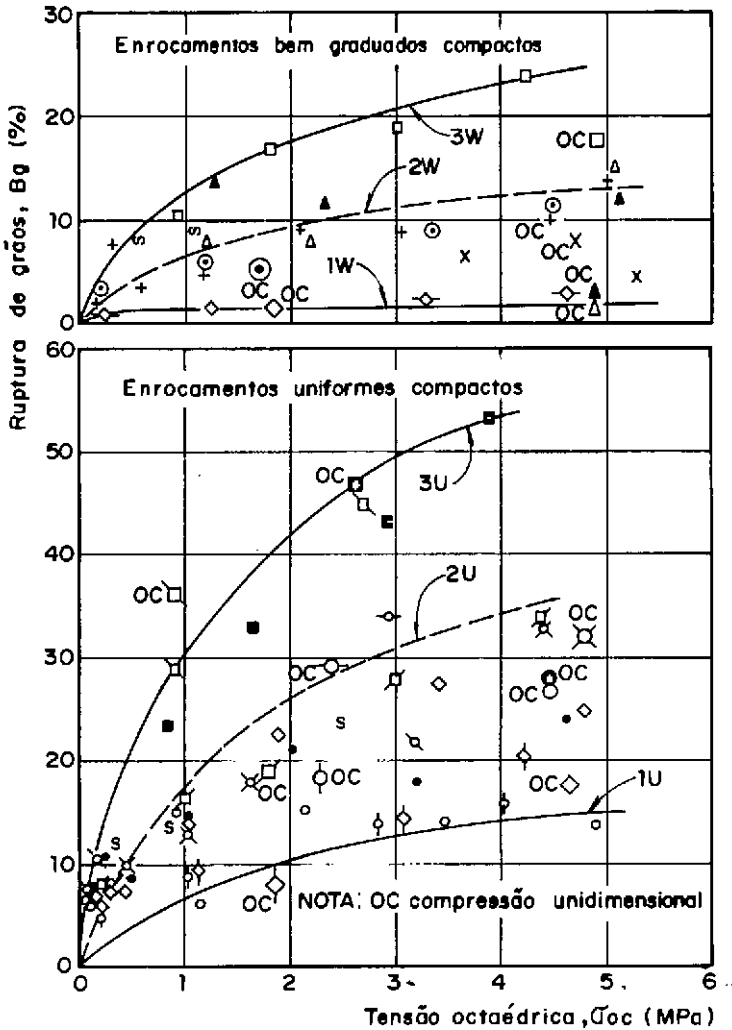
(3) Abrasão Los Angeles em porcentagem

(4) Granulometria - unif é uniforme  
- bgrad é bem graduado

(5) Coeficiente de desuniformidade  $C_u$

(6) Tipo de enrocamento

**Tabela B.1 - Classificação do tipo de enrocamento**



Simbolo	Material
o	Conglomerado silicificado de El Infiernillo
•	Diorito de El Infiernillo
x	Pedregulho e areia de Pinzandarán
+	Conglomerado de Malpasso
Δ	Basalto de San Francisco (gran. 1 e 2)
□	Gnaise granítico de Mica (gran. X e Y)
◇	Ardósia de El Granero (gran. A e B)
⊕	Filito de Chivor (gran. A, B e C)
◻	Calcário de La Angostura (gran. A e B)
◇	Pedregulho e areia de La Angostura (gran. A e natural)
s	Tufo de Las Piedras (gran. A e C)

Fig. B.1 - Ruptura dos grãos X Tensão em ensaios triaxiais e de compressão unidimensional.

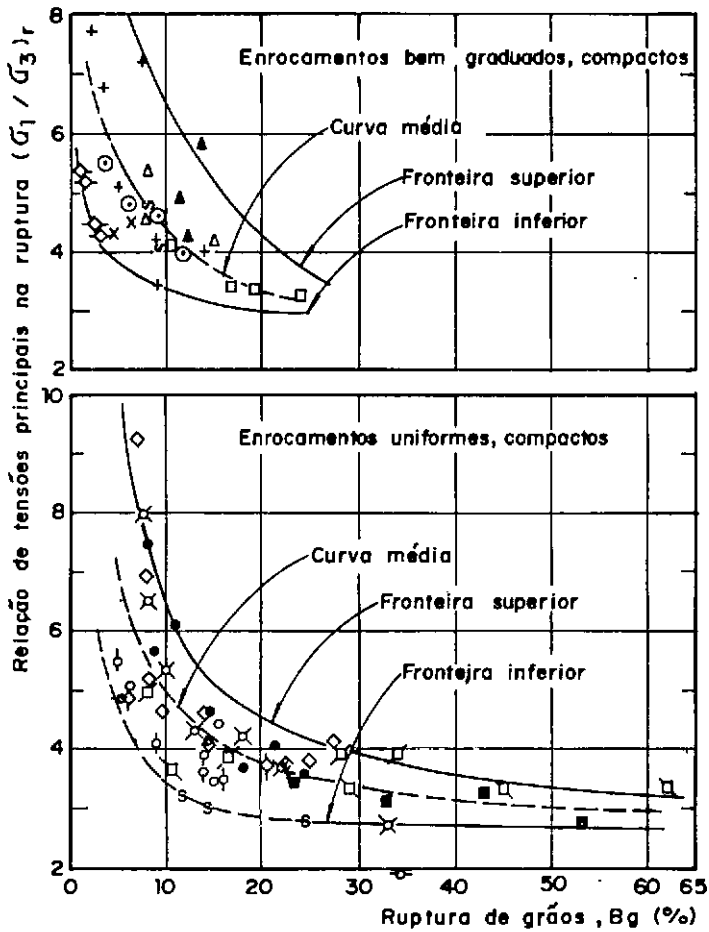
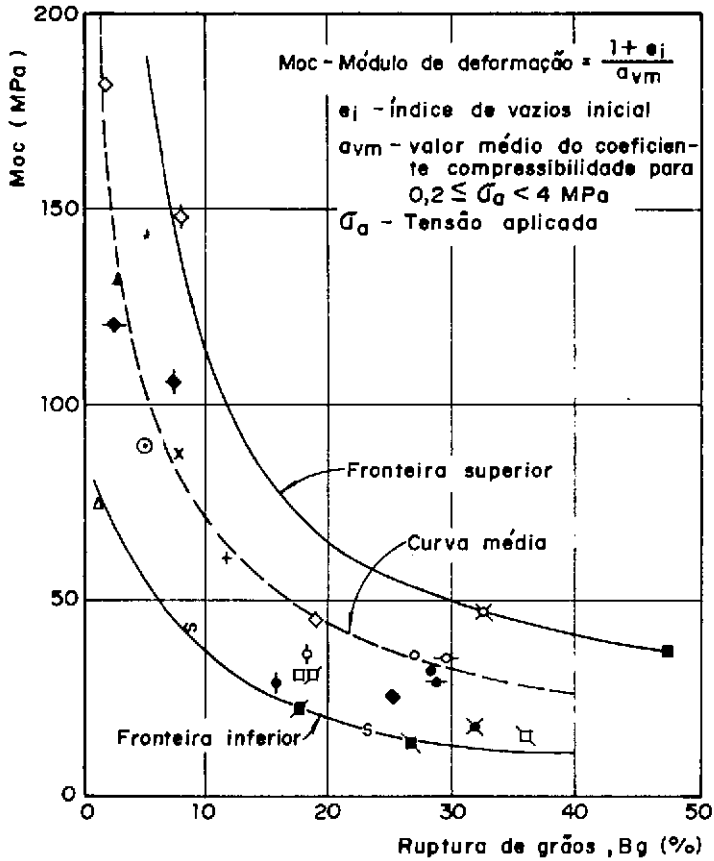


Fig. B.2 — Relação de tensões principais na ruptura em ensaios triaxiais X ruptura de grãos.

NOTA :

Ver simbologia na figura anterior.



Símbolo	Material
◆	Ardósia de El Granero (gran. compacta e fofa)
●	Filita de Chivar (gran. compacta e fofa)
◻	Calcário de La Angostura (gran. compacta e fofa)
◆	Pedregulho e areia de La Angostura (gran. compacta e fofa)

Fig. B.3 - Módulo de deformação na compressão unidimensional X ruptura de grãos.

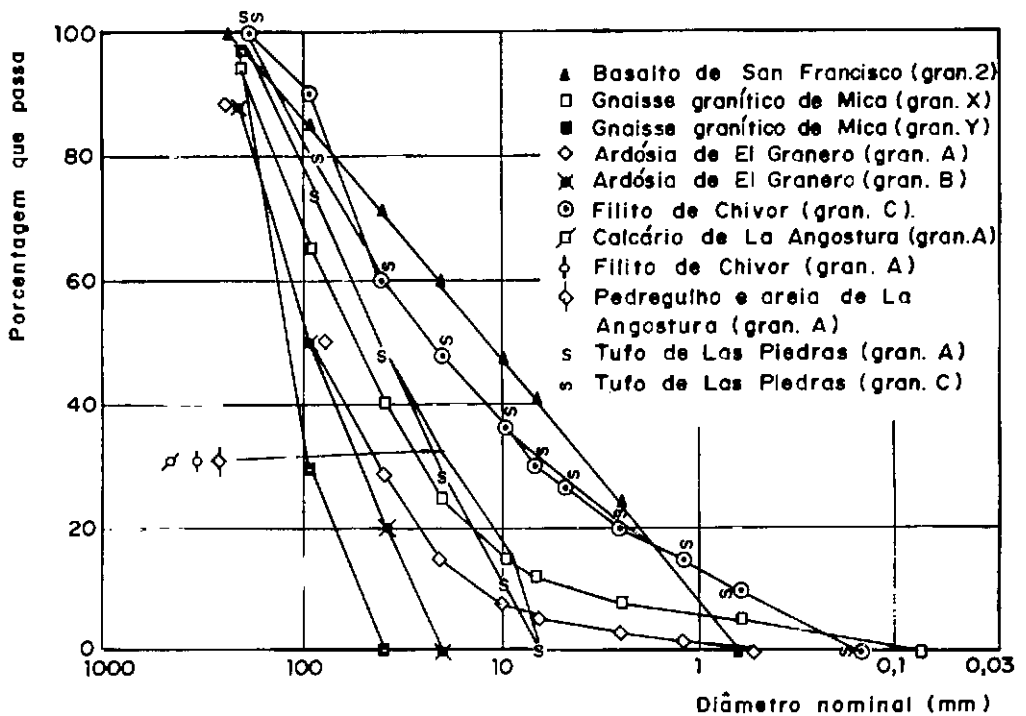
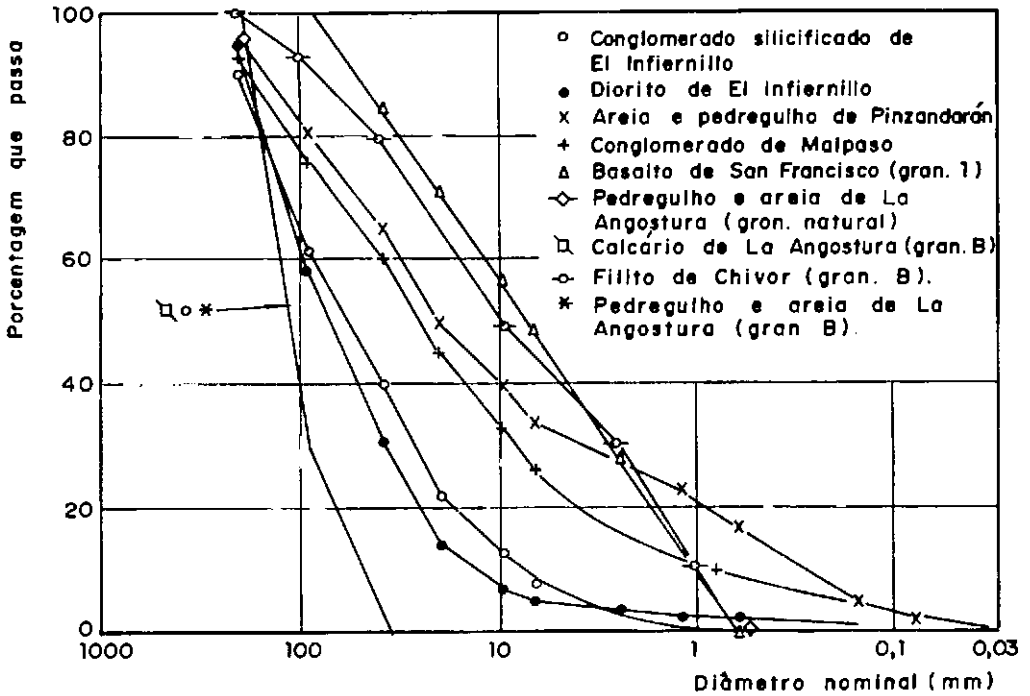


Fig. B.4 - Curvas granulométricas dos materiais tabelados.



## B.2 Segundo BARTON e KJAERNSLI (1981)

BARTON e KJAERNSLI propõem para determinar o ângulo de atrito de um enrocamento as seguintes entradas:

- o diâmetro médio dos grãos ( $d_{50}$ ) e a resistência a compressão simples da rocha ( $q_u$ ), com os quais, através da fig. B.5, obtém-se uma resistência equivalente (S)

- a descrição do grão da rocha (origem, esfericidade e rugosidade) e a porosidade do enrocamento após compactado (n%), com os quais, através da fig. B.6., obtém-se uma rugosidade equivalente (R)

Os parâmetros R e S e mais o ângulo de atrito básico ( $\theta'_b$ ), definido como o valor residual do ângulo de atrito de uma junta de rocha não alterada e a tensão efetiva normal ( $\sigma_n$ ), são as variáveis de entrada na fórmula para estimar o ângulo de atrito no pico em situação drenada de uma junta rochosa ou enrocamento ( $\theta'$ ):

$$\theta' = R \log (S / \sigma_n) + \theta_b$$

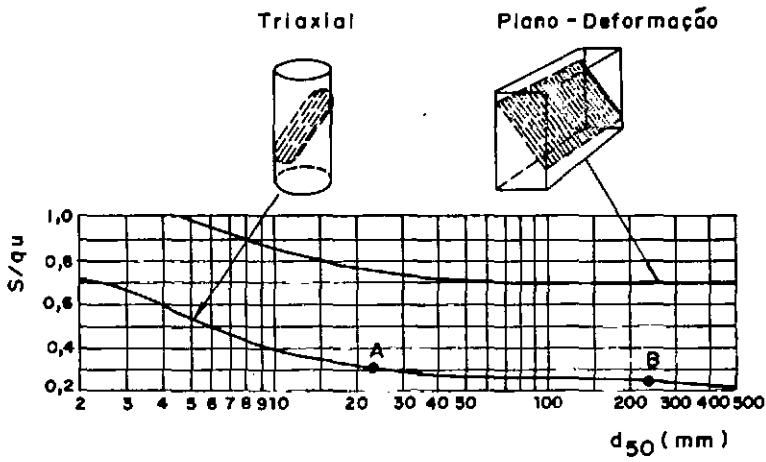


Fig. B.5 - Método para estimativa da resistência equivalente ( $S$ ) de enrocamento baseado na resistência a compressão simples ( $q_u$ ) e no diâmetro médio dos grãos ( $d_{50}$ ).

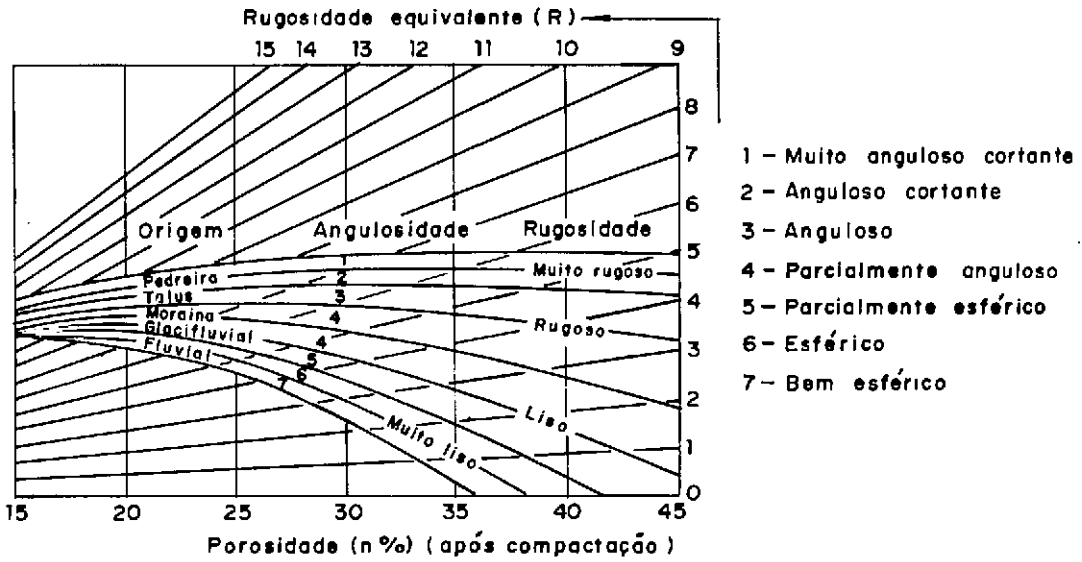


Fig. B.6 - Método para estimativa de rugosidade equivalente (R) baseado na porosidade do enrocamento, origem dos materiais e grau de angulosidade e rugosidade dos grãos.

## ANEXO C

## TESTE DE ESBELTEZ DO ELEMENTO FINITO ISOPARAMETRICO

O objetivo deste anexo é apresentar os estudos acerca da influência da relação largura/comprimento do elemento isoparamétrico no método dos elementos finitos, para o problema em estudo.

A laje da barragem de enrocamento com face de concreto é uma estrutura com seção transversal muito esbelta, isto é, a sua relação largura/comprimento é muito pequena. No caso de Foz do Areia, a espessura da laje foi projetada variando entre 30 cm na crista e 80 cm na base. Na sua execução, obteve-se um excesso de concreto equivalente a 12,5%, o que significou uma espessura adicional média de 7 cm. Com 62 cm de espessura média ao longo de um talude 1:1,4 (V:H) de 160 m de altura, a relação largura/comprimento da laje era de 1/444, configurando uma peça muito esbelta.

Nas malhas de elementos finitos deste trabalho, os elementos da laje tinham 1 m na direção horizontal, equivalente a 58 cm de espessura. Assim, com as malhas adotadas, chegava-se a relações largura/comprimento tão baixas quanto 1/84.

Tem-se considerado que malhas com elementos muito esbeltos (relações largura/comprimento abaixo de "cerca" 1/20) apresentam anomalias. Contudo, nem sempre se explicita o tipo de elemento finito, o tipo de carregamento e se o elemento em questão tem importância quanto ao campo de tensão em seu interior.

Portanto este trabalho tinha um problema a resolver: a esbeltez dos elementos representativos da laje de concreto, isto é, sua baixa relação largura/comprimento.

Para que essa relação ficasse acima do limite mínimo de  $1/20$ , seria necessário densificar a malha de tal maneira que se quadruplicaria o número de elementos, com conseqüências imediatas na preparação de dados, no custo de computação (tempo de processamento, memória de CPU, tempo de entrada/saída e número de linhas impressas) e na análise de resultados.

No entanto, observava-se que o limite usualmente aceito era "cerca" de  $1/20$  para o elemento isoparamétrico quadrático. A necessidade de se quantificar dentro de que limites a esbeltez desse elemento influenciaria nos resultados, sob as condições deste problema, antes de se partir para a densificação da malha, impulsionou um pequeno estudo.

Imaginou-se a construção de um aterro simétrico, composto de um só material, em que se variou a relação largura/comprimento dos elementos externos. Após a construção, simulou-se um "enchimento", também simétrico, isto é, carregando-se os taludes de montante e de jusante. Esse aterro era constituído de um só material (com os mesmos parâmetros empregados no enrocamento de Foz do Areia), porque assim isolava-se a variável esbeltez do elemento, não deixando que as diferenças de comportamento entre o concreto e o enrocamento mascarassem a análise. A simetria, por seu lado, permitiria identificar quaisquer anomalias dos resultados. As malhas não tiveram o mesmo contorno externo, o aumento ou redução da esbeltez foi obtido com o afastamento ou aproximação dos taludes.

A malha básica para o teste de esbeltez era composta por 21 elementos, 84 nós, 138 graus de liberdade, com a construção dividida em 3 etapas. De uma malha para outra variaram-se as relações largura/comprimento dos elementos externos:  $1/9,25$ ,  $1/18,5$ ,  $1/37$ ,  $1/74$  e  $1/148$ . A figura C.1 apresenta a malha com elemento externo com relação  $1/9,25$ , o menos esbelto. A figura C.2 apresenta a com relação  $1/148$ .

Os resultados mostraram que em todos os casos gerados a simetria de tensões e deslocamentos foi rigorosamente mantida na construção e no enchimento. O estudo encontrou pequenas diferenças de uma malha para outra em termos de deslocamento e de tensão, tanto na construção quanto no enchimento. Como a geometria externa do problema variava de malha para malha, não foi possível separar a porção relativa a uma suposta instabilidade numérica decorrente da esbeltez do elemento. No entanto, para esse problema, tipo de carregamento e elemento finito e dentro da ordem de grandeza de interesse da engenharia civil, as diferenças causadas pela esbeltez do elemento podem ser desprezadas.

As figuras C.3 e C.4 apresentam as direções e magnitudes das tensões principais desses casos extremos, respectivamente os com relações largura/comprimento 1/9,25 e 1/148 para a construção do enrocamento.

As figuras C.5 e C.6 apresentam as deformadas das malhas desses casos extremos, respectivamente as com relações largura/comprimento 1/9,25 e 1/148, também para a construção do aterro.

O comportamento quanto a deslocamentos e tensões no enchimento foi semelhante ao da construção.

Esses resultados permitiram adotar a malha de Foz do Areia com elementos de laje com esbeltez de até 1/84, prescindindo de qualquer densificação da malha.

0 10m  
Escala gráfica

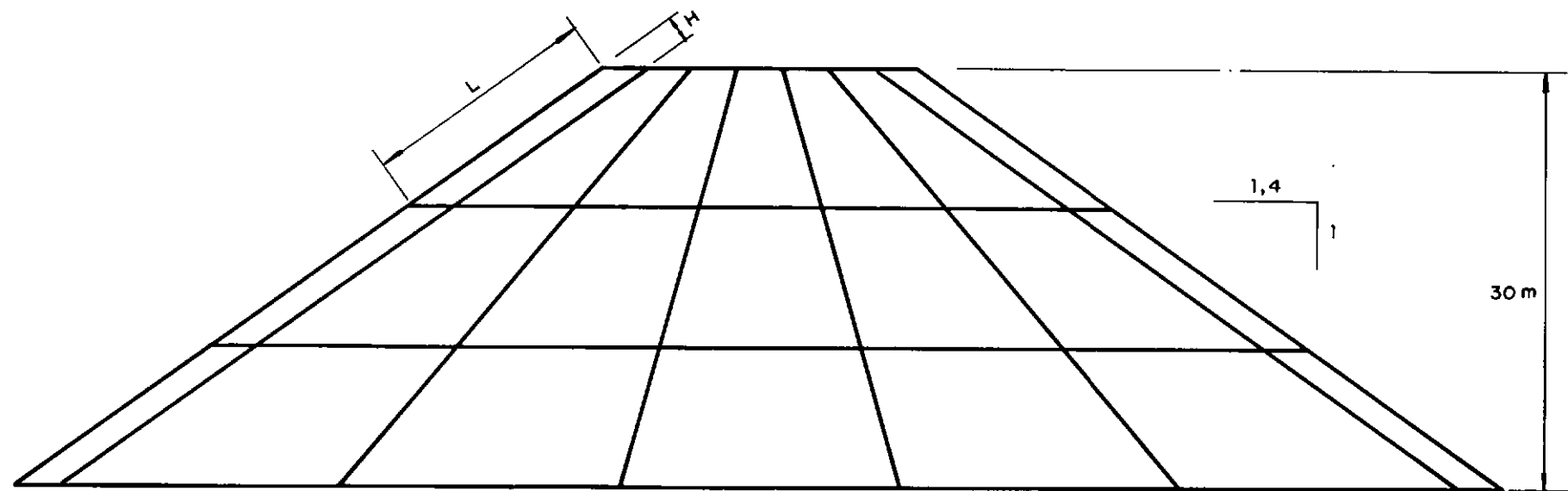


Fig. C.1 - Malha com relação largura/comprimento (H/L) 1/9,25

0 10m  
Escala gráfica

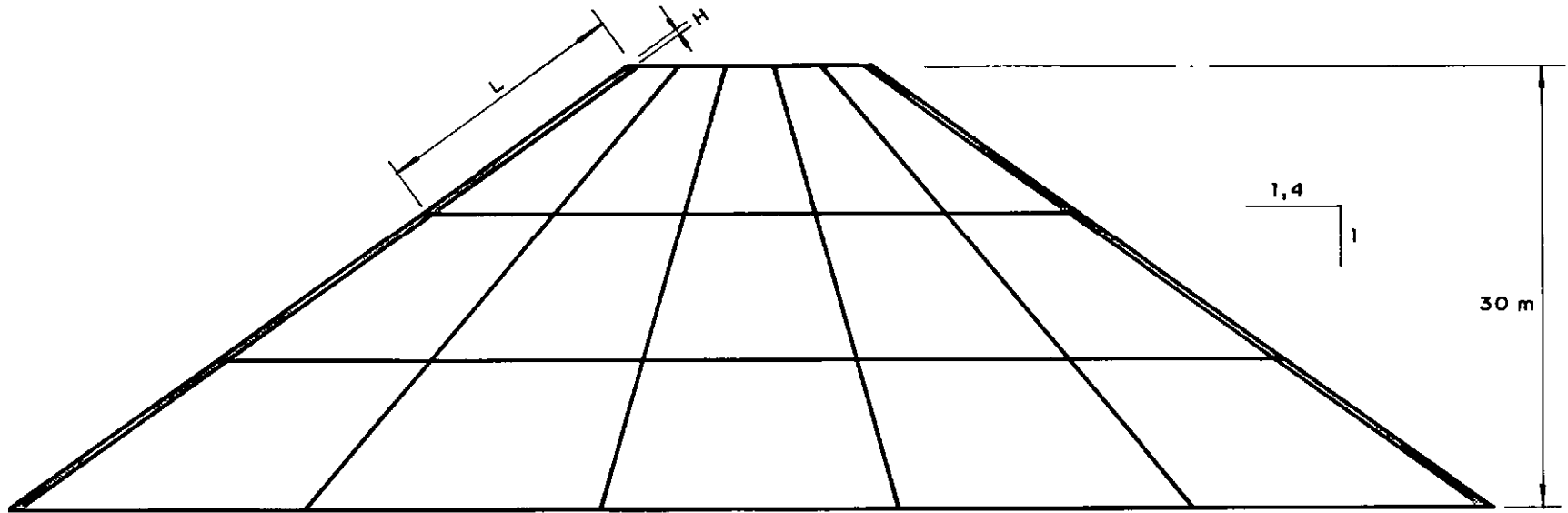


Fig. C.2 - Malha com relação largura/comprimento ( $H/L$ ) 1/148



0 600kPa  
Escala de tensões

0 10m  
Escala gráfica

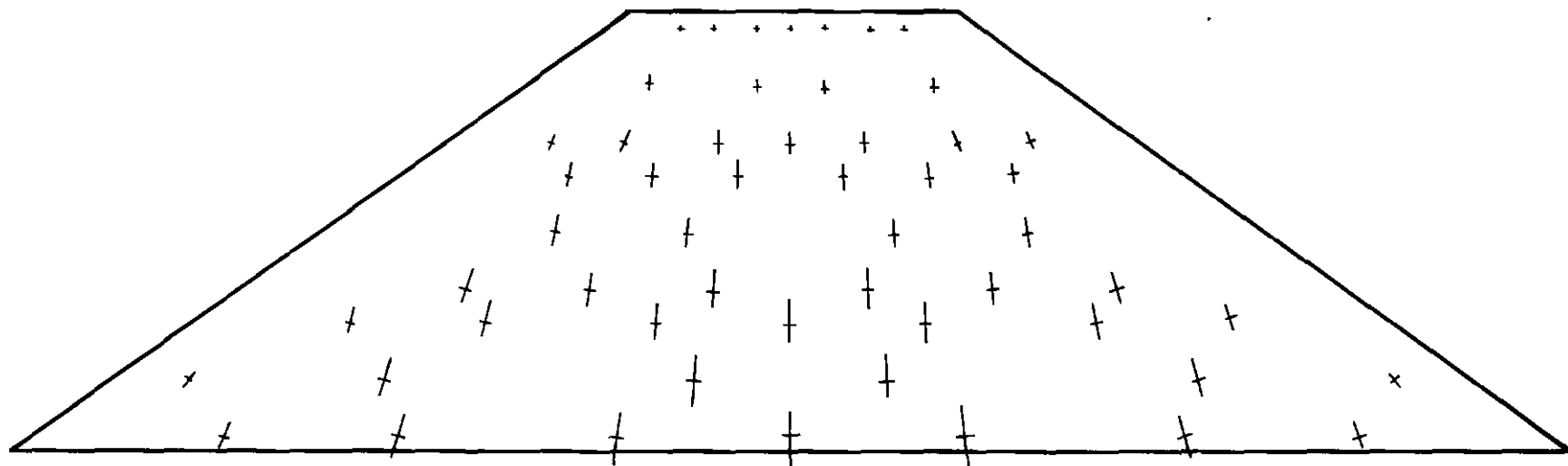


Fig. C.3 - Relação  $H/L = 1/9,25$ . Tensões principais.

0 600 kPa  
Escala de tensões

0 10m  
Escala gráfica

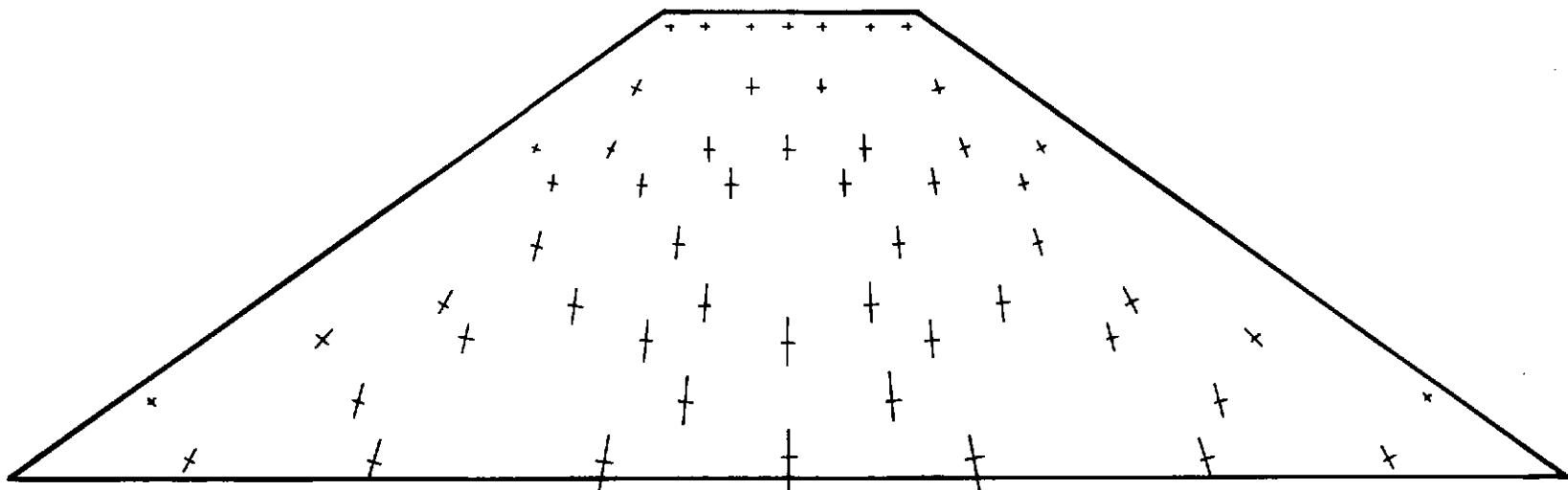


Fig. C.4 - Relação  $H/L = 1/148$ . Tensões principais

0 40cm  
Escala de deslocamentos

0 10m  
Escala gráfica

— Malha deformada  
— Malha inicial  
- - - Deslocamentos

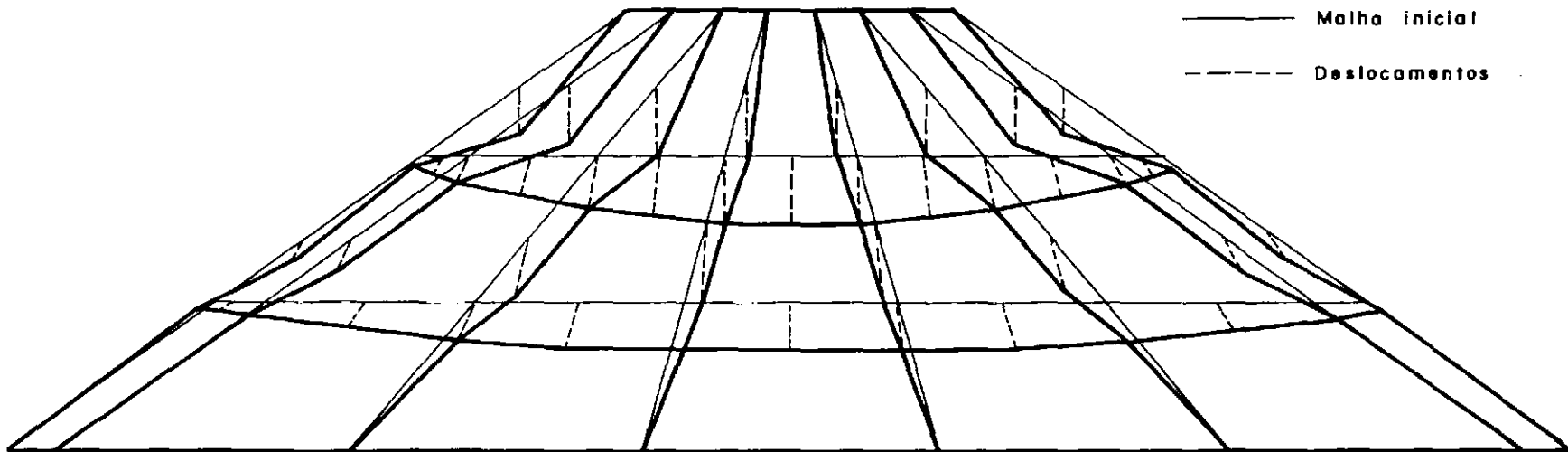


Fig. C.5 - Relação  $H/L = 1/9,25$ . Malha deformada

0 40cm  
Escala de deslocamentos

0 10m  
Escala gráfica

— Malha deformada  
— Malha inicial  
- - - Deslocamentos

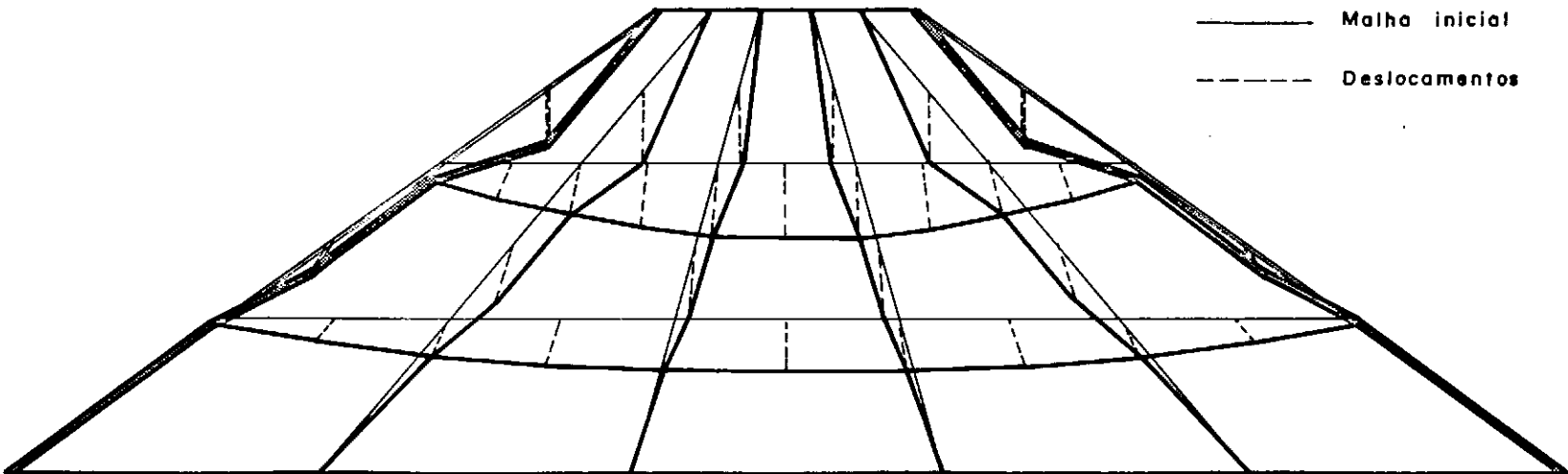


Fig. C.6 - Relação H/L = 1/148. Malha deformada