Laura M. Mello Saraiva Caldeira

Comportamento Dinâmico de Barragens de Aterro

VOL. I

DEC
FEUP
1994

UNIVERSIDADE DO PORTO
FACULDADE DE ENGENHARIA

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE ATERRO

Métodos de Avaliação

Volume I

Laura Maria Mello Saraiva Caldeira

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil (Estruturas) pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto no âmbito do convénio de cooperação entre a FEUP e o LNEC

LISBOA, Março 1994

UNIVERSIDADE DO PORTO
FACULDADE DE ENGENHARIA

COMPORTAMENTO DINÂMICO DE BARRAGENS DE ATERRO

Métodos de Avaliação

Volume I Vol. I

Laura Maria Mello Saraiva Caldeira

DEC FEUP

624(043)CAL/CAT
UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECA
N.º 5827
COU
Data 10/8/1994
N.º 5827

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil (Estruturas) pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto no âmbito do convénio de cooperação entre a FEUP e o LNEC

043 D
C/149 c
Vol. 1
Ex. 2

LISBOA, Março 1994

AGRADECIMENTOS

A autora deseja expressar os seus sinceros agradecimentos às pessoas e instituições que possibilitaram a realização deste trabalho. Em particular deseja agradecer:

- Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, nas pessoas do seu antigo Director Engenheiro Artur Ravara e do seu actual Director Professor Arantes e Oliveira, por todas as facilidades concedidas para a realização deste trabalho.

- À Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, por possibilitar a sua deslocação para o LNEC.

- Ao Professor Maranha das Neves, Investigador Coordenador e Chefe do Departamento de Geotecnia, pelos meios colocados à disposição.

- Ao Engenheiro Sêco e Pinto, Investigador Coordenador e Chefe do Núcleo de Fundações, pela orientação e pela leitura crítica da tese.

- Ao Professor Armando Campos e Matos, de saudosa memória, e ao Professor Guedes Coelho pela co-orientação do trabalho, por todos os ensinamentos, pelo estímulo e pela amizade.

- Ao Engenheiro Bilé Serra pelas frutuosas trocas de impressão havidas e pelo apoio e colaboração reveladas.

- Ao Professor Jean-Hervé Prevost da Universidade de Princeton pelos ensinamentos transmitidos.

- Ao Instituto Nacional de Investigação Científica pela atribuição da bolsa de doutoramento.

- Ao Engenheiro João Marcelino pela disponibilidade permanente sempre que solicitado.

- Ao Professor Atilla Ansal pelo trabalho conjunto durante a sua permanência no LNEC.

- A todos os colegas da Secção de Geotecnia da FEUP pelas facilidades dispensadas.

- A todos os colegas do Núcleo de Fundações e pessoal da carreira de Experimentação pela grande simpatia recebida ao longo destes anos.

- Aos Técnicos Principais José Fonseca Gil e José Gaspar pela colaboração na realização dos ensaios.

- Ao Desenhador Rui Oliveira pela execução de alguns desenhos.

- Ao Sector de Artes Gráficas do CDIT pela eficiência e pelo cuidado postos na edição do presente trabalho.

- À Fundação Luso-Americana pela bolsa de curta duração concedida para a deslocação à Universidade de Princeton.

RESUMO

A presente tese procura contribuir para um melhor conhecimento dos factores determinantes no comportamento sísmico de barragens de aterro. Visando a obtenção de uma amostragem alargada e tipificada do comportamento dinâmico de barragens de aterro, foram seleccionadas três barragens zonadas, de diferente geometria, tipo de materiais constituintes e acção sísmica: de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito.

Recorrendo a bibliografia especializada, e com base na experiência adquirida, examinam-se os parâmetros que mais significativamente influenciam as características dinâmicas dos solos, bem como os ensaios laboratoriais e de campo disponíveis para a sua determinação. Seguidamente, apresentam-se os resultados dos ensaios de identificação e dos ensaios de caracterização mecânica, estática e dinâmica, dos materiais mais representativos das barragens estudadas.

Faz-se uma abordagem teórica da modelação matemática do comportamento dinâmico do solos, através da formulação rigorosa das equações do movimento de meios porosos bifásicos, que incluiu os principais aspectos do comportamento tensão-deformação dos solos quando solicitados em condições de carregamento complexo. Tendo em vista a utilização de modelos simplificados, particularizam-se as equações do movimento para meios unifásicos. Descrevem-se as condições de discretização e de implementação numérica do problema e os modelos constitutivos mais adequados. Procede-se à comparação dos modelos de Drucker-Prager, de Mohr-Coulomb e de Matsuoka em estado plano de deformação. A teoria dos meios porosos, com a adopção de um modelo elastoplástico é aplicada na simulação numérica de bandas de intensa deformação por corte. Com base na teoria endocrónica procede-se à interpretação dos resultados de ensaios de corte simples monotónicos e à extrapolação de resultados de ensaios de compressão triaxial.

Dadas as limitações impostas pelo equipamento impeditivas da calibração de modelos constitutivos mais elaborados, no cálculo dinâmico das barragens opta-se pela aplicação do modelo linear equivalente em análises de elementos finitos bidimensionais em estado plano de deformação. O estado de tensão pré-sísmico é determinado adoptando um comportamento elástico não linear (modelo hiperbólico). Neste contexto procede-se à interpretação dos ensaios laboratoriais e de campo especialmente conduzidos para a obtenção dos parâmetros hiperbólicos, das propriedades dinâmicas e das características de resistência cíclica dos materiais.

A análise comparativa do comportamento sísmico e a avaliação da estabilidade é

efectuada para as três barragens nas seguintes condições: Borde Seco - ocorrência de um sismo logo após o primeiro enchimento; Las Cuevas - ocorrência de um sismo após o primeiro enchimento e núcleo constituído separadamente por um e outro dos materiais alternativos disponíveis; Alvito (barragem construída em 1976) - ocorrência de um sismo após o primeiro enchimento e nas condições actuais de exploração ou de serviço. Comentam-se os resultados e retiram-se, então, ilacções sobre os factores determinantes na análise sísmica das barragens de terra estudadas.

A finalizar, são sugeridas e definidas vias para futuras investigações.

ABSTRACT

The present thesis aims on the improvement of the state of knowledge on the key factors of the earth dam seismic behaviour. In order to achieve a comprehensive as well as enlarged picture of the subject, three zoned earth dams were analyzed. The dams properties such as geometry, constitutive materials and also the corresponding seismic environment were selected so as to get a broad and representative picture of the subject. The Las Cuevas Dam, the Borde Seco Dam and the Alvito Dam were selected in view of the above. Two different materials were considered in the core of Las Cuevas Dam.

After a careful reviewing of the today´s state of the art methodologies and references the key factors on soil dynamics were enlighten in parallel with the available in situ and laboratory techniques. Regarding the dams as above the results of the geotechnical characterization, i.e static and cyclic characterizations, are presented. For the later a simple shear device was used.

The rigorous formulation of the governing equations of the soil dynamical behaviour, viewed as a porous media with two phases are presented. This allows the modelling of that behaviour under general patterns of loads. The numerical implementation of the simplified equations (applying to the soil as a one-phase medium) is described. The theory is applied with the numerical simulation of localized shear strain occurrence. Some of the most popular plasticity criteria are used and compared under the plane strain hypothesis. Also the endocrinic theory is used in interpreting some of the simple shear tests results and also to anticipate results from triaxial compression tests.

Due to the low skills of the simple shear device, as far as more elaborated modelling of soils is concerned, the linear equivalent method is used in a finite element analysis of plane strain equilibrium. The stresses deemed to occur prior to the earthquake analysis are calculated within the framework of the hyperbolic model, which corresponds to a elastic non-linear model. A detailed interpretation of the characterization tests was achieved.

A comprehensive comparison of the three dams behaviour is done. The situations under analysis were: (i) Borde Seco Dam under an earthquake occurring immediately after the first reservoir filling, (ii) Las Cuevas Dam under a similar occurrence and (iii) Alvito Dam both under a post-reservoir filling earthquake and under an earthquake occurring during its operation lifetime. A detailed comparison is made and conclusions on the key factors of the seismic behaviour are drawn.

Future trends for the research on the subject of seismic behaviour of earth dams are pointed out.

SIMBOLOGIA

O significado dos símbolos utilizados é referido ao longo do texto de modo a não suscitar dúvidas. No entanto, acha-se conveniente apresentar a listagem dos símbolos mais importantes.

Procurou-se identificar as diferentes grandezas através de símbolos consagrados em bibliografia da especialidade, do que resultou que alguns dos símbolos apresentem mais do que um significado ao longo do texto.

a, a_1, a_2, a_3, a_4 - parâmetros do material

a - parâmetro de endurecimento ou de amolecimento isotrópico

a - aceleração máxima

$\mathbf{a}$ - aceleração

a, b - parâmetros da curva hiperbólica de Hardin e Drnevich

a, b - parâmetros da variação do logaritmo da distorção com a tensão tangencial

a_i, b_i - constantes das poligonais que aproximam a densidade espectral de potência

$\mathbf{a}_n$ - aceleração no intervalo de tempo n

$\mathbf{a}_{n+1}$ - aceleração no intervalo de tempo $n+1$

a_0, a_n - integrais da série de Fourier

a_{max} - aceleração máxima

$\mathbf{a}^\alpha$ - aceleração do constituinte α

b, b_1, b_2, b_3, b_4 - parâmetros do material

$\mathbf{b}$ - força volúmica por unidade de massa

b_n - integrais da série de Fourier

c, c' - coesão

c - função de densificação

c - velocidade normal de propagação de ondas em relação à velocidade do material

c, d - constantes da variação da tensão de corte cíclica com a tensão vertical

c, c_0, c_1, c_2, c_3, c_4 - parâmetros do material

c_{max} - velocidade de propagação máxima

c_n - integrais da série complexa de Fourier

d - parâmetro do modelo hiperbólico do coeficiente de Poisson

d - deslocamento máximo

d_s - profundidade do solo

d_w - profundidade do nível freático

dA - área total elementar

dV - volume total elementar

dV^{α} - parte de dV ocupado pelo constituinte α

$\mathbf{d}^{\alpha}$ - velocidade de deformação do constituinte α

e - índice de vazios

e - tensor distorsional de deformação

$\dot{\mathbf{e}}^{p}$ - variação do tensor distorsional de deformação plástica

f - frequência

f - função periódica

f - função de cedência

f - função de endurecimento da teoria endocrónica

f - função homogénea

f_{subcr} - superfície de cedência na região subcrítica

f_{supcr} - superfície de cedência na região supercrítica

$\mathbf{f}^{ext}$ - forças externas

$\mathbf{f}_{D}$ - força de amortecimento

$\mathbf{f}^{\alpha\ ext}$ - forças externas do constituinte α

g - função de potencial plástico

g - função

g - aceleração da gravidade

g - vector função

h - altura do provete

h - profundidade

h - função de endurecimento por compactação

h - altura da camada acima do centro de gravidade do elemento

h - campo de cotas piezométricas

h - vector de cotas piezométricas

h_1, h_2 - lados de um elemento quadrangular

$\overline{\mathbf{h}}$ - tensão prescrita

$\overline{\mathbf{h}}^{s}$ - tensão na fase sólida prescrita

$\overline{\mathbf{h}}^{w}$ - tensão na fase fluida prescrita

i_c - ângulo de incidência crítico

k - coeficiente de permeabilidade isotrópico

k - parâmetro do modelo hiperbólico do módulo de elasticidade inicial

k - variáveis internas escalares

k - constante do material

k - rigidez

k_1 - constante de proporcionalidade

k_2 - constante para a determinação de G

k_{2max} - constante para a determinação de G_{max}

k_m - módulo de distorção para tensão vertical unitária

$\mathbf{k}^{ws}$ - tensor de permeabilidade

k_{ur} - parâmetro do modelo hiperbólico do módulo de elasticidade em recarga ou descarga

l - percurso da água entre equipotenciais

m - expoente da tensão vertical na determinação do módulo de distorção

m - massa

m - magnitude sísmica

m - vector unitário

m_b - magnitude do sismo

$(m_{ij}^{AB})^{\alpha}$ - contribuição para o elemento da matriz de massa do nó B para o nó A nas direcções i e j

n - porosidade

n - expoente do modelo hiperbólico do módulo de elasticidade inicial

n - grau da função homogénea

n - expoente da tensão principal média na determinação de G_{max}

n - número de partículas

n - vector unitário normal

n - forças internas

$\mathbf{n}^E$ - parte explícita das forças internas

$\mathbf{n}^I$ - parte implícita das forças internas

n^{α} - fracção de volume da fase α

$\overline{n}^{\alpha}$ - fracção de área da fase α

$\mathbf{n}^{\alpha}$ - forças internas do constituinte α

p - pressão média

p' - tensão principal efectiva média

p_1 - tensão normal efectiva média de referência

p_1, p_2 - pressões interior e exterior

p_a - pressão atmosférica

p'_c - pressão de pré-consolidação isotrópica

p_w - pressão intersticial

$\hat{\mathbf{p}}^{\alpha}$ - acção da mistura sobre o constituinte α

q - tensão distorsional

q - constante não negativa da areia

q - fluxo de calor da mistura

q - transformação ortogonal

q - vector dos deslocamentos a calcular

$\mathbf{q}_0$ - vector dos deslocamentos impostos

q_c - resistência à penetração no ensaio CPT

q_c - amplitude da tensão cíclica aplicada

q_{eq} - amplitude equivalente correspondente a ensaios reversíveis

q_m - pressão cíclica média

q_p - resistência estática de pico

r - parâmetro do material

r_1 - raio interior de provetes ocos

r_2 - raio exterior de provetes ocos

r_d - factor de redução das tensões em profundidade

s - duração

s - tensor das tensões distorsionais

s - tensor das tensões efectivas distorcionais

s^{α} - entropia parcial da fase α

t - tempo

t - tensão

$\overline{\mathbf{t}}^{\alpha}$ - tensão parcial

$\overline{\mathbf{t}}_{\alpha}$ - tensão intrínseca do constituinte α

u - pressão intersticial

u - deslocamento

$\overline{\mathbf{u}}$ - deslocamento prescrito

$\mathbf{u}_0$ - deslocamento inicial

$\mathbf{u}_n$ - deslocamento no intervalo de tempo n

$\mathbf{u}_{n+1}$ - deslocamento no intervalo de tempo n+1

$\tilde{\mathbf{u}}_{n+1}$ - estimativa de deslocamento no intervalo de tempo n+1

$\mathbf{u}^s$ - deslocamento da fase sólida

$\mathbf{u}_0^s$ - deslocamentos iniciais da fase sólida

$\overline{\mathbf{u}}^s$ - deslocamentos da fase sólida prescritos

$\mathbf{u}_a^e$ - deslocamentos dos pontos nodais do elemento

v - volume específico ocupado pela unidade de volume das partículas sólidas

v - velocidade

v_κ - volume específico para pressão efectiva média unitária

v - velocidade média da mistura

v - velocidade máxima

$\mathbf{v}_0$ - velocidade inicial

$\mathbf{v}_n$ - velocidade no intervalo de tempo n

$\mathbf{v}_{n+1}$ - velocidade no intervalo de tempo n+1

$\tilde{\mathbf{v}}_{n+1}$ - estimativa de velocidade no intervalo de tempo n+1

v_p - velocidade de propagação de ondas de compressão

v_r - velocidade de propagação das ondas Rayleigh

v_s - velocidade de propagação de ondas de corte

$\overline{\mathbf{v}}^w$ - velocidades da água prescritas

$\mathbf{v}^\alpha$ - velocidade do constituinte α

$\overline{\mathbf{v}}^\alpha$ - velocidade média da lei de Darcy

$\mathbf{v}_0^\alpha$ - velocidade inicial da fase α

w - velocidade de propagação de ondas

w - teor em água

$w_{ópt}$ - teor em água óptimo

w_L - limite de liquidez

w_P - limite de plasticidade

$\mathbf{w}^\alpha$ - tensor de rotação do constituinte α

x - posição espacial da partícula no tempo t

$\mathbf{x}^\alpha$ - posição espacial do constituinte α no tempo t

$\mathbf{x}_a^e$ - coordenadas dos pontos nodais do elemento

z, z' - tempo intrínseco

z_1, z_2 - parâmetros do material da teoria endocrónica

z_n - modos de vibração

A - área

A - espectro de resposta

A, B, C - constantes para determinação de G_{max}

A_i - espectro de resposta dado

A_i^j - espectro de resposta calculado na iteração j

A_e, B_e, C_e - parâmetros do modelo M-k_0 para o módulo edométrico

A_{k0}, B_{k0}, C_{k0} - parâmetros do modelo M-k_0 para o coeficiente de impulso em repouso

A^α - energia livre parcial de Helmholtz da fase α

$\mathbf{A}^\alpha$ - aceleração da fase α na configuração de referência da fase sólida

$\mathbf{A}^{ss}$, $\mathbf{A}^{sw}$, $\mathbf{A}^{ws}$, $\mathbf{A}^{ww}$ - submatrizes do tensor constitutivo

$\mathbf{A}'^{ss}$ - tensor constitutivo do esqueleto sólido

B- parâmetro de Skempton

B - forças volúmicas na configuração de referência da fase sólida

B - matriz da condição de estabilidade

B - tensor acústico

$\mathbf{B}^e$ - tensor acústico elástico

$\mathbf{B}^p$ - tensor acústico plástico

$\mathbf{B}^{ss}$, $\mathbf{B}^{sw}$, $\mathbf{B}^{ws}$, $\mathbf{B}^{ww}$ - submatrizes do tensor acústico

C - velocidade de propagação máxima no material

C - função da densificação em carregamentos cíclicos

C - amortecimento

C - constante para determinação de G_{max} em argilas

C - matriz de amortecimento

$\mathbf{C}^*$ - matriz de amortecimento modal

C_0 - velocidade congelada da mistura

C_0 - constante da areia

C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 - factores de correcção da resistência à liquefacção

C_1 - constante das equações de Ramberg e Osgood de G/G_{max}

C_{pi} - velocidades das ondas de compressão em meios porosos

C_s - velocidade da onda de corte

$\mathbf{C}^E$ - parte explicíta da matriz de amortecimento

$\mathbf{C}^I$ - parte implicíta da matriz de amortecimento

C_N - factor para determinação de N_1

C_Q - factor para determinação de Q_c

C_w - compressibilidade equivalente da água de um meio saturado

C_{w0} - compressibilidade da água sem ar

D - coeficiente de amortecimento

D - diâmetro do provete

D - profundidade do solo

D - tensor que relaciona as variações da tensão efectiva e da deformação

D_0 - factor para determinação do coeficiente de amortecimento

D_{10} - diâmetro do solo com 10 % de partículas com dimensões inferiores

D_{30} - diâmetro do solo com 30 % de partículas com dimensões inferiores

D_{50} - diâmetro do solo com 50 % de partículas com dimensões inferiores

D_{60} - diâmetro do solo com 60 % de partículas com dimensões inferiores

D_{max} - coeficiente de amortecimento máximo

D_r - compacidade relativa

D_r^0 - compacidade relativa inicial

D_r^{cr} - compacidade relativa no estado crítico

$\mathbf{D}^G$ - tensor geométrico

$\mathbf{D}^s$ - tensor constitutivo do esqueleto sólido

E - módulo de elasticidade longitudinal

E - tensor de 4ª ordem dos coeficientes elásticos isotrópicos

E_{din} - módulo de Young obtido de ensaios sísmicos

E_i - módulo de elasticidade tangente inicial

E_t - módulo de elasticidade tangente

E_{ur} - módulo de elasticidade em recarga ou descarga

F - função de endurecimento-amolecimento de deformação

F - função do índice de vazios na determinação de G_{max}

F - gradiente de deformação

F_1, F_2 - factores de determinação da velocidade das ondas de corte

F_1 - função de amolecimento da teoria endocrónica

$\mathbf{F}^{ext}$ - espectros de Fourier das forças exteriores

F_p - percentagem do material passado no peneiro 200

F_p- grandeza da força de percolação

$\mathbf{F}_p$ - força total de percolação

$\mathbf{F}^\alpha$ - gradiente de deformação do constituinte α

F, G - parâmetros do modelo hiperbólico do coeficiente de Poisson inicial

G - módulo de distorção

G_0 - módulo de distorção inicial

G_0 - factor para determinação do módulo de distorção

G_1 - módulo de distorção de referência

G_{din} - módulo de distorção obtido de ensaios sísmicos

G_{max} - módulo de distorção máximo

G_{seco} - módulo de distorção do solo seco

H - altura do provete

H - função de amolecimento por compactação

H - função de transferência

H - matriz das funções de transferência

H_m - altura do modelo

H_j - altura de água a jusante

H_m - altura de água a montante

H' - módulo plástico

I - intensidade sísmica

I - tensor identidade

I_1 - primeiro invariante do tensor de tensões efectivas

I_i - invariantes da equação característica

$\overline{I_i}, \overline{II_i}$ - invariantes directos dos tensores $\boldsymbol{\sigma}$ e $\boldsymbol{\alpha}$

IP - índice de plasticidade

$\overline{J_i}$ - invariantes directos do tensor distorsional

J_2 - 2° invariante do tensor de tensões distorsionais

J_3 - determinante do tensor distrosional

J^{σ} - Jacobiano do movimento da fase $\boldsymbol{\alpha}$

K - módulo de compressibilidade volumétrico

K -matriz de rigidez

K - matriz de permeabilidade de Darcy

K_0 - coeficiente de impulso em repouso

K_1 - módulo de compressibilidade volumétrico de referência

$\mathbf{K}^{C}$ - matriz de rigidez constitutiva

$\mathbf{K}_E^C$ - parte linear da matriz de rigidez

$\mathbf{K}^{G}$ - matriz de rigidez geométrica

$\mathbf{K}_s$ - matriz de rigidez da fase sólida

$\mathbf{K}_w$ -matriz de rigidez do fluido

K^{ww} - módulo de compressibilidade volumétrica intrínseco da água

$\mathbf{K}^{E}$ - parte explícita da matriz de rigidez

$\mathbf{K}^{I}$ - parte implícita da matriz de rigidez

$\overline{K_i}$ - invariantes cruzados dos tensores $\boldsymbol{\sigma}$ e $\boldsymbol{\alpha}$

L - menor dimensão do elemento

L - função de densificação ou de dilatância da teoria endocrónica

L - gradiente de velocidade para a mistura

L - gradiente de velocidade

L_r - comprimento de onda das ondas Rayleigh

$\mathbf{L}^{\alpha}$ - gradiente de velocidade do constituinte α

M - magnitude sísmica

M - módulo confinado ou edométrico

M - constante do material dos modelos de estados críticos

M_{ur} - módulo edométrico em recarga ou descarga

M - matriz de massa

$\mathbf{M}^{\alpha}$ - matriz de massa generalizada do constituinte α

$\mathbf{M}^{*}$ - matriz de massa efectiva

N - número de ciclos de carga

N - escala do modelo

N - número de pancadas do ensaio SPT

$\overline{N}$ - factor de N_{crit}

N - número médio anual de sismos de magnitude superior a um dado valor

N_1 - resistência à penetração normalizada

$(N_1)_{60}$ - N_1 obtido com equipamentos de disparo automático

N_0 - número médio de zeros num determinado intervalo de tempo

N_a, N^A, N^B - funções de forma

N_{crit} - número de pancadas mínimo para uma areia não liquefazer

N_j - número de pancadas do ensaio SPT segundo a prática japonesa

N_{liq} - número de ciclos necessários para produzir liquefacção

NECU - número equiavlente de ciclos uniformes

OCR - razão de sobreconsolidação

P - função de distribuição de probabilidades

P - direcção do incremento plástico

P_j - percentagem em peso de retidos

P' - componente distorsional de **P**

P" - componente volumétrica de **P**

Q - parâmetro de convergência

Q - espectro de Fourier dos deslocamentos a calcular

Q - transformação ortogonal

Q - vector unitário normal à superfície de cedência

Q' - componente distorsional do vector unitário normal à superfície de cedência

Q'' - componente volumétrica do vector unitário normal à superfície de cedência

Q_0 - espectro de Fourier dos deslocamentos impostos

Q_c - resistência de ponta normalizada

R - resistência à liquefacção real

R - distância do ponto de tensão ao eixo hidrostático

R - distância hipocêntrica

R - esfericidade média dos grãos

R - factor de correlação

R_0 - raio de revolução efectivo

R_f - coeficiente na rotura

R_i - esfericidade associada à partícula i

R_j - esfericidade média para cada fracção retida

R_u - coeficiente de pressão intersticial

R_B - raio na base do modelo

S - grau de saturação

S - densidade espectral de potência

S - variáveis internas

$\dot{\mathbf{S}}$ - variação das variáveis internas

S_a - densidade espectral de potência

S_i - poligonal que aproxima a densidade espectral de potência

$S_{óptimo}$ - grau de saturação óptimo

S_r - densidade espectral da resposta

S_u - resistência não drenada

SL - nível de tensão

T - momento torsor

T - período

T', T'' - períodos de referência

T - primeira tensão de Piola-Kirchhoff associada à fase sólida

T_i - tempo de intersecção

T_p - período

U - espectros de Fourier dos deslocamentos nodais

V - volume

W - energia elástica fornecida ao sistema

W^p - trabalho plástico

$\mathbf{X}$ - posição da partícula na configuração de referência

$\mathbf{X}$ - coordenadas modais

X_c - distância crítica

X_z - valor máximo associado ao quantil z%

$\mathbf{X}^\alpha$ - posição do constituinte α na configuração de referência

$\mathbf{Z}$ - matriz de amortecimento devida à interacção entre fases

$\mathbf{Z}$ - matriz modal

α - constituinte da mistura

α - factor de forma

$\boldsymbol{\alpha}$ - variáveis internas constituindo tensores de 2ª ordem

$\boldsymbol{\alpha}$ - vector posição do centro da superfície de cedência

α' - constante da areia

α_a, α_v, α_d - factores de amplificação

α_k, α_g , β_g - constantes do modelo K-G

β - constante de proporcionalidade para a diagonalização da matriz de massa

β - parâmetro do material

β - ângulo que a face superior do elemento faz com a horizontal

β - coeficiente de colapso isotrópico

β, γ - parâmetros de controlo da precisão e estabilidade do método de integração

Γ - fronteira do domínio

Γ - constante do material do modelo de estados críticos

γ - peso volúmico

γ - distorção

γ_0 - amplitude da distorção

γ_{cmn} - distorção correspondente à tensão tangencial mínima

γ_{cmx} - distorção correspondente à tensão tangencial máxima

γ^{max} - peso volúmico máximo

γ_d - peso volúmico seco

γ_d^{max} - peso volúmico seco máximo

γ_d^{min} - peso volúmico seco mínimo

γ_h - distorção hiperbólica

γ_m - distorção média

γ_{max} - distorção máxima

γ_{med} - distorção média

γ_{min} - distorção mínima

γ_r - distorção de referência

Δt - intervalo de tempo

Δv_0 - velocidade mínima que induz plastificação

ΔW - energia dissipada

$\Delta\sigma_f$ - variação da tensão vertical no final do ciclo

$\Delta\sigma_i$ - variação da tensão vertical no início do ciclo

$\Delta\phi$ - decréscimo do ângulo de atrito

δ - decremento logarítmico

$\boldsymbol{\delta}$ - tensor identidade de 2ª ordem

ϵ - deformação volumétrica

$\boldsymbol{\epsilon}$ - tensor de deformação

ϵ_2 - deformação axial intermédia

ϵ_a - extensão axial

$(\epsilon_a)_{caw}$ - deformação axial após molhagem sob carga axial

$(\epsilon_a)_d$ - deformação axial antes da molhagem

$(\epsilon_a)_{iw}$ - deformação axial após molhagem em condições isotrópicas

$(\epsilon_a)_w$ - deformação axial após molhagem

ϵ_n - deformação no intervalo de tempo n

ϵ^p - medida da história de deformação plástica

ϵ_n^p - deformação plástica no intervalo de tempo n

ϵ_r - extensão radial

$(\epsilon_r)_{caw}$ - extensão radial após molhagem sob carga axial

$(\epsilon_r)_d$ - extensão radial antes da molhagem

$(\epsilon_r)_{iw}$ - extensão radial após molhagem em condições isotrópicas

ϵ_v^p - invariante do tensor de deformação plástico volumétrico

$(\epsilon_v)_{caw}$ - deformação volumétrica após molhagem sob carga axial

$(\epsilon_v)_d$ - deformação volumétrica antes da molhagem

$(\epsilon_v)_{iw}$ - deformação volumétrica após molhagem em condições isotrópicas

$(\epsilon_v)_w$ - deformação volumétrica após molhagem

ϵ_x - deformação axial na direcção de corte

ϵ_y - deformação axial perpendicular ao plano de corte

ϵ_z - deformação axial vertical

$\overline{\epsilon}^p$ - invariante do tensor de deformação plástico deviatórico

$\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$ - incremento de deformação

$\dot{\epsilon}^e$ - incremento de deformação elástica

$\dot{\epsilon}^p$ - incremento de deformação plástica

$\dot{\epsilon}^p_v$ - incremento plástico de deformação volumétrica

ζ - coeficiente de amortecimento

ζ - medida de rearranjo estrutural

ζ' - medida de rearranjo estrutural por compactação

H - função de Heaviside

η - razão de tensões mobilizada

η - valor acumulado de deformacão plástica

η - tempo de relaxação

η' - valor acumulado de deformação plástica por compactação

$\overline{\eta}$, $\overline{\eta}_C$,$\overline{\eta}_E$ - parâmetros do material

θ - ângulo de rotação

θ - temperatura

θ - ângulo do ponto de tensão relativamente ao eixo de corte puro

θ - inclinação das bandas de corte

Λ - multiplicador de Lagrange

$\mathbf{\Lambda}$ - matriz diagonal do quadrado das frequências próprias

κ - constante do material do modelo "Cam-clay"

λ - função de carregamento plástico

λ - constante do material do modelo de estados críticos

λ - medida de densificação ou de dilatância da teoria endocrónica

λ_0, λ_2 - momentos espectrais

λ_{01i}, λ_{02i}, λ_{21i}, λ_{22i} - integrais para avaliação dos momentos espectrais

μ - coeficiente de viscosidade ao corte

μ - direcção da translacção da superfície de cedência

λ, μ - parâmetros de Lamé

λ^{ss}, μ^{ss} - parâmetros de Lamé do esqueleto sólido

λ^{ws}, μ^{ws} - parâmetros de viscosidade do fluido no meio poroso

λ^{ww}, μ^{ww} - parâmetro de viscosidade intrínseca do fluido

ν - coeficiente de Poisson

ν_{din} - coeficiente de Poisson obtido em ensaios sísmicos

ν_i - coeficiente de Poisson inicial

ν_t -coeficiente de Poisson tangente

ξ - medida de distorção

ξ' - medida de compactação

ξ - coordenadas locais

ρ - massa volúmica

ρ - massa volúmica da mistura

ρ - massa volúmica média

ρ, Ψ - coeficientes de redução da acumulação de deformação viscoplástica

ρ^{α} - massa volúmica média macroscópica do componente α

ρ_{α} - massa volúmica microscópica do componente α

$\overline{\rho}_{\alpha}$ - massa volúmicamédia do volume intrínseco

ρ_0^s - massa volúmica da fase sólida na configuração de referência

σ - tensão normal

$\boldsymbol{\sigma}$ - tensor de tensão total

$\boldsymbol{\sigma}'$, $\boldsymbol{\sigma}'^{s}$ - tensor de tensão efectiva

$\boldsymbol{\sigma}^*$ - tensão total com a tensão devida à difusão

σ_0 - tensão normal (vertical) inicial

σ_1, σ_2, σ_3 -tensões totais principais máxima, intermédia e mínima

$(\sigma_1)_d$, $(\sigma_3)_d$ - tensões principais antes da molhagem

$(\sigma_1)_w$, $(\sigma_3)_w$ - tensões principais após molhagem

σ_{3t} - valor limite de pressão hidrostática

σ' - tensão efectiva volumétrica

σ'_0- tensão vertical efectiva inicial

σ_I, σ_{II} , σ_{III} - tensões principais

σ'_{3c} - pressão ambiente inicial

σ_c - tensão vertical após a consolidação

σ'_m - tensão principal efectiva média

σ_n - tensão para o intervalo de tempo n

σ^{tr}_{n+1} - tensão de prova para o intervalo de tempo n+1

σ_r - tensão radial

σ_v - tensão vertical

σ_x, σ_y - tensões laterais, horizontais

σ'_y - tensão vertical efectiva

σ_z - tensão vertical

$\boldsymbol{\sigma}^{\alpha}$ - tensor de tensões parciais da fase α

σ_θ - tensão circunferencial

$(\sigma_1-\sigma_3)_f$ - diferença das tensões principais na rotura

$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ - valor assimptótico da tensão distorsional

$\dot{\sigma}$ - incremento de tensão

$\overline{\sigma}$, $\overline{\sigma}'^s$ - projecção da tensão corrente

Σ - superfície singular

τ - tensão tangencial

τ - semi-amplitude da tensão tangencial

τ_0 - amplitude da tensão tangencial

τ_1, τ_2 - parâmetros do material da teoria endocrónica

τ_{hv} - tensão tangencial cíclica horizontal

$(\tau_{hv})_{av}$ - tensão de corte média

τ_m - tensão de corte máxima

τ_{max} - tensão tangencial máxima

τ_{me} - tensão tangencial média elástica

τ_{min} - tensão tangencial mínima

τ_{mp} - tensão tangencial média plástica

$(\tau/\sigma)_{max}$ - obliquidade máxima

ϕ, ϕ' - ângulo de atrito interno

ϕ_0 - ângulo de atrito inicial

ϕ_{eq} - ângulo de atrito equivalente

ψ - capacidade específica de amortecimento

Ψ - ângulo de dilatância

Ψ_0 - valor máximo do ângulo de dilatância

Ω - domínio

ω - velocidade de rotação angular

ω - frequência natural máxima associada a $\mathbf{K}^E$

ω - frequência angular

ω_i - valores discretos da frequência angular

ω_n - frequência própria

$\overline{\omega}$ - frequência própria do oscilador

φ - função contínua e diferenciável

φ_i - fase aleatória

$\boldsymbol{\varphi}$ - vector função contínua e diferenciável

$(\dot{\cdot})^{\alpha}=\overset{\alpha}{\frac{D}{Dt}}(\ )$ - derivada do material seguindo o movimento do constituinte α

$\otimes$ - produto adiabático

∇ - gradiente

$\nabla.$ - divergente

∇x - curl

∇^2 - Laplaciano

$[\![\ ]\!]$ - salto da grandeza ao longo da superfície singular na direcção normal

$\|\ \|$ - norma do vector

. - produto interno

x - produto externo

ÍNDICE DO TEXTO

	PÁG.
CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
Considerações iniciais	3
Introdução	3
Objectivos	7
Estruturação do trabalho	8
CAPÍTULO 1 - CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS	11
1 - Caracterização dos solos	13
1.1 - Introdução	13
1.2 - Parâmetros que afectam as propriedades dinâmicas dos solos	16
1.2.1 - Ciclos histeréticos	16
1.2.2 - Módulo de distorção (G)	17
1.2.3 - Coeficiente de amortecimento (D)	19
1.2.4 - Resistência à liquefacção e a acções cíclicas	20
1.3 - Ensaios Laboratoriais	26
1.3.1 - Amostragem	26
1.3.2 - Preparação de amostras	28
1.3.3 - Ensaios escalonados	32
1.3.4 - Ensaios reversíveis e não reversíveis	33
1.3.5 - Tipos de ensaios dinâmicos	34
1.3.5.1 - Ensaio de corte simples cíclico	34
1.3.5.2 - Ensaio de corte simples torsional cíclico	43
1.3.5.3 - Ensaio em mesa vibratória	47
1.3.5.4 - Ensaio triaxial cíclico	50
1.3.5.5 - Ensaio de coluna ressonante	54
1.3.5.6 - Ensaio com impulsos ultrassónicos	56
1.3.5.7 - Ensaio em centrifugadora	57
1.3.6 - Sumário das técnicas laboratoriais	60
1.4 - Ensaios de campo	62
1.4.1 - Métodos de refracção sísmica	63
1.4.2 - Método de vibração superficial em estado estacionário (método de ondas Rayleigh)	65

PÁG.

1.4.3 - Técnicas com furação e com utilização de ondas de corte directas 66
1.4.3.1 - Ensaios com um único furo - "up-hole" e "down-hole" 66
1.4.3.2 - Ensaios entre furos - "cross-hole" 67
1.4.4 - Ensaio SPT (Standard Penetration Test) 69
1.4.5 - Ensaio CPT (Cone Penetration Test) 71
1.4.6 - Ensaio de sapata ressonante 72
1.4.7 - Ensaios de carga em placa 73
1.4.8 - Medições no domínio da frequência 73
1.4.9 - Ensaio de campo cilindrico (CIST) 77
1.4.10 - Sumário dos ensaios de campo 77
1.5 - Comparação dos ensaios laboratoriais e de campo 78
1.6 - Ensaios realizados 79
1.6.1 - Ensaios de identificação 80
1.6.1.1 - Barragem de Borde Seco 83
1.6.1.2 - Barragem de Las Cuevas 87
1.6.1.3 - Barragem do Alvito 92
1.6.2 - Ensaios de compressão triaxial 94
1.6.2.1 - Barragem de Borde Seco 97
1.6.2.2 - Barragem de Las Cuevas 97
1.6.2.3 - Barragem do Alvito 109
1.6.3 - Ensaios de corte simples 121
1.6.3.1 - Descrição do aparelho de corte simples existente no LNEC 125
1.6.3.2 - Equipamentos para preparação de provetes intactos 135
1.6.3.3 - Preparação de provetes 137
1.6.3.4 - Consolidação dos provetes 140
1.6.3.5 - Condução de ensaios de corte estáticos 140
1.6.3.6 - Condução de ensaios de corte cíclicos 141
1.6.3.7 - Erros devidos a algumas insuficiências da aparelhagem 143
1.6.3.8 - Tratamento dos resultados de ensaios de corte cíclico 145
1.6.3.9 - Barragem de Borde Seco 153
1.6.3.10 - Barragem de Las Cuevas 161
1.6.3.11 - Barragem do Alvito 172
1.6.4 - Comparação das características de resistência determinadas em ensaios triaxiais e de corte simples estáticos 193

PÁG.

1.6.5 - Ensaios de campo 195
1.6.5.1 - Condução dos ensaios "cross-hole" e "down-hole" 196
1.6.5.2 - Barragem do Beliche 201
1.6.5.3 - Barragem do Maranhão

CAPÍTULO 2 - MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS SOLOS 209
2 - Modelação matemática do comportamento dos solos 211
2.1 - Introdução 211
2.2 - Mecânica dos meios porosos 212
2.2.1 - Teoria básica 212
2.2.1.1 - Leis de cinemática 213
2.2.1.2 - Quantificação de grandezas médias 214
2.2.1.3 - Equações de equilíbrio 216
2.2.1.4 - Hipóteses constitutivas 221
2.2.1.5 - Equações de campo associadas para meios porosos saturados 227
2.2.2 - Formulação numérica 235
2.2.2.1 - Discretização em elementos finitos 239
2.2.2.2 - Integração no tempo 243
2.2.2.3 - Condições de estabilidade 246
2.2.2.4 - Implementação 248
2.3 - Mecânica dos meios unifásicos 254
2.3.1 - Teoria básica 254
2.3.1.1 - Leis de cinemática 254
2.3.1.2 - Quantificação de grandezas médias 255
2.3.1.3 - Equações de equilíbrio 256
2.3.1.4 - Hipóteses constitutivas 256
2.3.2 - Formulação numérica 257
2.3.2.1 - Discretização em elementos finitos 258
2.3.2.2 - Integração no tempo 259
2.3.2.3 - Condições de estabilidade 259
2.3.2.4 - Implementação 259
2.4 - Modelos constitutivos 260
2.4.1- Modelos elásticos 261
2.4.1.1 - Modelo linear elástico 261

PÁG.

2.4.1.2 - Modelo K-G 262
2.4.1.3 - Modelo M-G 262
2.4.1.4 - Modelo M-K_0 263
2.4.1.5 - Modelo hiperbólico 264
2.4.2 - Modelos elastoplásticos 266
2.4.2.1 - Função de cedência 267
2.4.2.2 - Exemplos de funções de cedência 269
2.4.2.3 - Lei de fluxo 278
2.4.2.4 - Leis de endurecimento plástico 281
2.4.2.5 - Equações incrementais elasto-plásticas 283
2.4.2.6 - Modelos com superfícies de cedência múltiplas 286
2.4.2.7 - Integração das relações constitutivas elasto-plásticas 289
2.4.2.8 - Casos particulares 295
2.4.2.9 - Comparação de critérios de cedência em estado plano de deformação 298
2.4.3 - Modelos de estado crítico 307
2.4.3.1 - Modelo "Cam-clay" 309
2.4.3.2 - Modelo "Cam-clay" modificado 312
2.4.3.3 - Modelo de estado crítico 313
2.4.4 - Modelos endocrónicos 316
2.4.4.1 - Equações básicas 317
2.4.4.2 - Solos argilosos 321
2.4.4.3 - Solos incoerentes 322
2.5 - Aplicações 324
2.5.1 - Localização de deformações 325
2.5.1.1 - Teoria básica 326
2.5.1.2 - Introdução de viscosidade no material 335
2.5.1.3 - Formulação numérica 337
2.5.1.4 - Resultados numéricos 338
2.5.2 - Interpretação de ensaios de corte simples e extrapolação para ensaios triaxiais com base na teoria endocrónica 346
Anexo A - Invariantes de tensores de 2ª ordem 353
Anexo B - Relações matemáticas 357

PÁG.

CAPÍTULO 3 - MODELO ELÁSTICO LINEAR EQUIVALENTE COM AMORTECIMENTO HISTERÉTICO 361

3 - Modelo elástico linear equivalente com amortecimento histerético 363

3.1 - Introdução 363

3.2 - Análise estática 363

3.2.1 - Análise estática após o primeiro enchimento 364

3.2.2 - Análise estática em condições de serviço 373

3.2.3 - Determinação dos parâmetros do modelo hiperbólico com base em ensaios triaxiais 373

3.2.3.1 - Barragem de Borde Seco 375

3.2.3.2 - Barragem de Las Cuevas 382

3.2.3.3 - Barragem do Alvito 390

3.3 - Análise dinâmica 397

3.3.1 - Definição da acção sísmica 403

3.3.1.1 - Barragem de Borde Seco 404

3.3.1.2 - Barragem de Las Cuevas 417

3.3.1.3 - Barragem do Alvito 418

3.3.2 - Curvas de variação do módulo de distorção com o nível de deformação 418

3.3.2.1 - Avaliação de G_{max} 426

3.3.2.2 - Curvas da bibliografia de $G/G_{max}(\gamma)$ ou de $G(\gamma)$ 439

3.3.2.3 - Barragem de Borde Seco 451

3.3.2.4 - Barragem de Las Cuevas 457

3.3.2.5 - Barragem do Alvito 463

3.3.3 - Curvas de variação do coeficiente de amortecimento com o nível de deformação 466

3.3.3.1 - Barragem de Borde Seco 473

3.3.3.2 - Barragem de Las Cuevas 475

3.3.3.3 - Barragem do Alvito 477

3.3.4 - Cálculo do número equivalente de ciclos de tensões de corte uniforme 479

3.3.5 - Avaliação das características de resistência cíclica dos solos 481

3.3.5.1 - Barragem de Borde Seco 482

3.3.5.2 - Barragem de Las Cuevas 486

3.3.5.3 - Barragem do Alvito 491

PÁG.

CAPÍTLO 4 - ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS BARRAGENS DE BORDE SECO, DE LAS CUEVAS E DO ALVITO 495

4 - Estudo comparativo do Comportamento sísmico das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito 497

4.1 - Introdução 497

4.2 - Influência da variação do material do núcleo na barragem de Las Cuevas 497

4.2.1 - Análise estática 497

4.2.2 - Análise dinâmica 498

4.2.2.1 - Características dinâmicas dos materiais 498

4.2.2.2 - Acelerações 499

4.2.2.3 - Tensões de corte 500

4.2.2.4 - Tensões normais 501

4.2.2.5 - Trajectórias de tensão 502

4.2.2.6 - Número equivalente de ciclos uniformes 503

4.2.3 - Análise de estabilidade 504

4.3 - Influência da variação do estado de tensão pré-sísmico na barragem do Alvito 505

4.3.1 - Análise estática 505

4.3.2 - Análise dinâmica 506

4.3.2.1 - Características dinâmicas dos materiais 506

4.3.2.2 - Acelerações 508

4.3.2.3 - Tensões de corte 508

4.3.2.4 - Tensões normais 510

4.3.2.5 - Trajectórias de tensão 511

4.3.2.6 - Número equivalente de ciclos uniformes 512

4.3.3 - Análise de estabilidade 513

4.4 - Comparação do comportamento sísmico das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito 514

4.4.1 - Introdução 514

4.4.2 - Análise estática 515

4.4.3 - Análise dinâmica 517

4.4.3.1 - Acção sísmica 517

4.4.3.2 - Características dinâmicas dos materiais 519

4.4.3.3 - Acelerações 522

PÁG.

4.4.3.4 - Tensões de corte 524
4.4.3.5 - Tensões normais e trajectórias de tensão 526
4.4.3.6 - Número equivalente de ciclos uniformes 530
4.4.3.7 - Apreciação global 531
4.4.4 - Análise do comportamento 532
4.4.4.1 - Resistência cíclica dos materiais 532
4.4.4.2 - Avaliação da estabilidade 534
4.4.5 - Conclusões 538

CONSIDERAÇÕES FINAIS 543
Considerações finais 545

BIBLIOGRAFIA 551

ANEXO I - COMPORTAMENTO SÍSMICO DA BARRAGEM DE BORDE SECO VOL. 2

ANEXO II - COMPORTAMENTO SÍSMICO DA BARRAGEM DE LAS CUEVAS VOL. 2

ANEXO III - COMPORTAMENTO SÍSMICO DA BARRAGEM DO ALVITO VOL. 2

PAG.

Figura 1.1 - Fenómenos observados durante a aplicação de cargas cíclicas não drenadas em areias 22

Figura 1.2 - Ensaios laboratoriais e respectivas capacidades de amplitude de distorção (Silver e Seed (1971), e Woods (1978)) 61

Figura 1.3 - Ensaios de campo e respectivas capacidade de amplitude de distorção (Silver e Seed (1971), e Woods (1978)) 78

Figura 1.4 - Perfil tipo da barragem de Borde Seco 83

Figura 1.5 - Curva granulométrica da amostra 15150 84

Figura 1.6 - Curva granulométrica da amostra 15151 85

Figura 1.7 - Curva granulométrica da amostra 15152 85

Figura 1.8 - Curva granulométrica da amostra 15153 85

Figura 1.9 - Curva granulométrica da amostra 15154 86

Figura 1.10 - Curva granulométrica da amostra 15155 86

Figura 1.11 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15150 86

Figura 1.12 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15151 87

Figura 1.13 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15152 87

Figura 1.14 - Perfil tipo da barragem de Las Cuevas 88

Figura 1.15 - Curva granulométrica da amostra 15156 89

Figura 1.16 - Curva granulométrica da amostra 15157 89

Figura 1.17 - Curva granulométrica da amostra 15158 90

Figura 1.18 - Curva granulométrica da amostra 15159 90

Figura 1.19 - Curva granulométrica da amostra 15160 90

Figura 1.20 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15156 91

Figura 1.21 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15157 91

Figura 1.22 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15158 91

Figura 1.23 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15160 92

Figura 1.24 - Perfil tipo da barragem do Alvito 92

Figura 1.25 - Curva granulométrica da amostra 15079 93

Figura 1.26 - Curva granulométrica da amostra 388 93

Figura 1.27 - Ensaio de Proctor Normal da amostra 15079 94

Figura 1.28 - Ensaio de Proctor Normal da amostra 388 94

Figura 1.29 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios

triaxiais (UU) da amostra 15150 99
Figura 1.30 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15150 99
Figura 1.31 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15150 99
Figura 1.32 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15151 101
Figura 1.33 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15151 101
Figura 1.34 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15151 101
Figura 1.35 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15152 103
Figura 1.36 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15152 103
Figura 1.37 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15152 103
Figura 1.38 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15157 106
Figura 1.39 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15157 106
Figura 1.40 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15157 106
Figura 1.41 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15158 108
Figura 1.42 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15158 108
Figura 1.43 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15158 108
Figura 1.44 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (sem molhagem) 110
Figura 1.45 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (sem molhagem) 110
Figura 1.46 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (s/ molhagem) 110
Figura 1.47 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (com molhagem) 112
Figura 1.48 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (com molhagem) 112
Figura 1.49 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (UU) da

amostra 15160 (c/ molhagem) 112
Figura 1.50 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15156 114
Figura 1.51 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15156 114
Figura 1.52 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15156 114
Figura 1.53 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15157 116
Figura 1.54 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15157 116
Figura 1.55 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15157 116
Figura 1.56 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15158 118
Figura 1.57 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15158 118
Figura 1.58 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15158 118
Figura 1.59 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15160 120
Figura 1.60 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15160 120
Figura 1.61 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15160 120
Figura 1.62 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15079 122
Figura 1.63 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15079 122
Figura 1.64 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15079 122
Figura 1.65 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 388 124
Figura 1.66 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 388 124
Figura 1.67 - Trajectória de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 388 124
Figura 1.68 - Esquema da unidade principal e seus anexos 127
Figura 1.69 - Curvas correspondentes às duas possíveis gamas de velocidades a que se pode deslocar o pistão da caixa de engrenagens 129
Figura 1.70 - Conjunto das unidades que compõe o modelo "h-12" 131

Figura 1.71 - Esquema simplificado das interligações entre os vários orgãos que se localizam no cacifo e o gerador de funções cíclicas 134
Figura 1.72 - Planta e alçado (com corte parcial) do equipamento talhador de provetes 136
Figura 1.73 - Correcção do valor da tensão tangencial devido à resistência oposta pela camisa 144
Figura 1.74 - Correcção do assentamento devido à ausência de total rigidez vertical da máquina 145
Figura 1.75 - Ciclo histerético e definição de G e das áreas de D 147
Figura 1.76 - Evolução da tensão tangencial com o tempo 148
Figura 1.77 - Evolução da variação da pressão intersticial com o tempo 148
Figura 1.78 - Evolução da distorção com o tempo 148
Figura 1.79 - Ciclo histerético nº 20 149
Figura 1.80 - Ciclos histeréticos de um mesmo escalão 149
Figura 1.81 - Evolução do módulo de distorção com o número de ciclos 149
Figura 1.82 - Evolução do coeficiente de amortecimento com o número de ciclos 150
Figura 1.83 - Evolução da distorção efectiva com o número de ciclos 150
Figura 1.84 - Evolução da distorção média com o número de ciclos 150
Figura 1.85 - Evolução do coeficiente de pressão intersticial com o número de ciclos 151
Figura 1.86 - Curva de variação do módulo de distorção com a distorção 151
Figura 1.87 - Curva de variação da razão de amortecimento com a distorção 151
Figura 1.88 - Curva de variação do coeficiente de pressão intersticial com a distorção 152
Figura 1.89 - Curva de variação da razão de tensões com a distorção 152
Figura 1.90 - Curva de variação do coeficiente de pressão intersticial com a razão de tensões 152
Figura 1.91 - Evolução das deformações residuais com a tensão tangencial 153
Figura 1.92 - Evolução da distorção média com a tensão tangencial 153
Figura 1.93 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15153 155
Figura 1.94 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15153 155
Figura 1.95 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15153 155

Figura 1.96 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15150 (ciclo nº 12) 158

Figura 1.97 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15150 (ciclo nº 12) 158

Figura 1.98 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15150 (ciclo nº 12) 158

Figura 1.99 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15151 (ciclo nº 12) 160

Figura 1.100 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15151 (ciclo nº 12) 160

Figura 1.101 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15151 (ciclo nº 12) 160

Figura 1.102 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15152 (ciclo nº 12) 162

Figura 1.103 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15152 (ciclo nº 12) 162

Figura 1.104 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15152 (ciclo nº 12) 162

Figura 1.105 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15156 164

Figura 1.106 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15156 164

Figura 1.107 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15156 164

Figura 1.108 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15157 165

Figura 1.109 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15157 165

Figura 1.110 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15157 165

Figura 1.111 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15158 166

Figura 1.112 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15158 166

Figura 1.113 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples

da amostra 15158 166
Figura 1.114 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15160 167
Figura 1.115 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15160 167
Figura 1.116 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15160 167
Figura 1.117 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15157 (ciclo nº 12) 169
Figura 1.118 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15157 (ciclo nº 12) 170
Figura 1.119 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15158 (ciclo nº 12) 173
Figura 1.120 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15158 (ciclo nº 12) 173
Figura 1.121 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15158 (ciclo nº 12) 173
Figura 1.122 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15160 (ciclo nº 12) 175
Figura 1.123 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15160 (ciclo nº 12) 175
Figura 1.124 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15160 (ciclo nº 12) 175
Figura 1.125 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo I) 178
Figura 1.126 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo I) 178
Figura 1.127 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo I) 178
Figura 1.128 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo II) 180
Figura 1.129 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo II) 180
Figura 1.130 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo II) 180

Figura 1.131 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 388 181
Figura 1.132 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 388 181
Figura 1.133 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 388 181
Figura 1.134 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 100 kPa (ciclo nº 12) 184
Figura 1.135 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 100 kPa (ciclo nº 12) 184
Figura 1.136 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 100 kPa (ciclo nº 12) 184
Figura 1.137 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 200 kPa (ciclo nº 12) 187
Figura 1.138 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 200 kPa (ciclo nº 12) 187
Figura 1.139 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 200 kPa (ciclo nº 12) 187
Figura 1.140 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 400 kPa (ciclo nº 12) 190
Figura 1.141 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 400 kPa (ciclo nº 12) 190
Figura 1.142 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 400 kPa (ciclo nº 12) 190
Figura 1.143 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 388 (ciclo nº 12) 194
Figura 1.144 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 388 (ciclo nº 12) 194
Figura 1.145 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 388 (ciclo nº 12) 194
Figura 1.146 - Equipamento utilizado na abertura de furos de sondagem 196
Figura 1.147 - Martelo sísmico e respectivo sistema de injecção a óleo 197
Figura 1.148 - Representação esquemática do método "cross-hole" (Fialho Rodrigues, 1979) 198
Figura 1.149 - Sistema de posicionamento do martelo sísmico 199

Figura 1.150 - Registos obtidos à profundidade de 9 m 200
Figura 1.151 - Fonte de energia utilizada no ensaio "down-hole" 201
Figura 1.152 -Perfil da barragem de Beliche e localização dos furos de sondagem dos ensaios sísmicos 202
Figura 1.153 - Variação de v_{din}, G_{din}, e E_{din} com a profundidade em ensaios "cross-hole" da barragem do Beliche 204
Figura 1.154 - Perfil da barragem do Maranhão e localização dos furos de sondagem dos ensaios sísmicos 205
Figura 1.155 - Variação de v_{din}, G_{din}, e E_{din} com a profundidade em ensaios "cross-hole" da barragem do Maranhão 207
Figura 2.1 - Representação do estado de tensão no plano distorsional 270
Figura 2.2 - Representação do critério de Tresca no plano distorsional 272
Figura 2.3 - Representação do critério de Huber-Von Mises e de Tresca no plano distorsional 272
Figura 2.4 - Representação do critério de Mohr-Coulomb no plano distorsional (compressões positivas) 274
Figura 2.5 - Representação dos critérios de Mohr-Coulomb e de Drucker-Prager no plano distorsional coincidentes em compressão axial 275
Figura 2.6 - Representação dos critérios de Mohr-Coulomb e de Lade-Duncan no plano distorsional coincidentes em compressão axial 276
Figura 2.7 - Representação dos critérios de Mohr-Coulomb e de Matsuoka no plano distorsional coincidentes em compressão e ext. axial 277
Figura 2.8 - Aproximação de curvas tensão-deformação de ensaios axiais por superfícies de cedência múltiplas 288
Figura 2.9 - Aproximação de curvas tensão-deformação em descarga de ensaios axiais por superfícies de cedência múltiplas 288
Figura 2.10 - Coincidência das superfícies de Mohr-Coulomb e de Drucker-Prager em estado plano de deformação 303
Figura 2.11 - Coincidência das superfícies de Mohr-Coulomb e de Matsuoka em estado plano de deformação 305
Figura 2.12 - Ângulo de atrito equivalente e trajectória de tensões em estado de deformação plano em plasticidade - critério de Matsuoka 305
Figura 2.13 - Representação das superfícies de Mohr-Coulomb tangentes interior e exteriormente à superfície de Drucker-Prager 306
Figura 2.14 - Ângulo de atrito equivalente e trajectória de tensões em estado

de deformação plano em plasticidade - cone exterior 307
Figura 2.15 - Ângulo de atrito equivalente e trajectória de tensões em estado de deformação plano em plasticidade - cone interior 307
Figura 2.16 - Comparação dos critérios de Mohr-Coulomb, Drucker-Prager (cone interior) e Matsuoka 308
Figura 2.17 - Superfície limite de estados de acordo com o modelo "Cam-clay" 311
Figura 2.18 - Representação do critério de cedência do modelo "Cam-clay" e do cone de estados críticos 311
Figura 2.19 - Representação do critério de cedência do modelo "Cam-clay" modificado 313
Figura 2.20 - Superfície limite de estados do modelo de estados críticos 314
Figura 2.21 - Critério de cedência do modelo de estados críticos 315
Figura 2.22 - Amostra rectangular axialmente solicitada por um vector velocidade 338
Figura 2.23 - Malha deformada, campos $\mathbf{u}^s$ e $\mathbf{v}^w$ e contornos γ para $\epsilon_a = 4\times10^{-2}$ e $\phi = 15°$ (critério de Drucker-Prager e Matsuoka) 341
Figura 2.24 - Malha deformada, campos $\mathbf{u}^s$ e $\mathbf{v}^w$ e contornos γ para $\epsilon_a = 4\times10^{-2}$ e $\phi = 30°$ (crit. de Drucker-Prager e Matsuoka) 342
Figura 2.25 - Malha deformada, campos $\mathbf{u}^s$ e $\mathbf{v}^w$ e contornos γ para $\epsilon_a = 4\times10^{-2}$ e $\phi = 15°$ (critério de Drucker-Prager e Matsuoka) - rectângulo esbelto 344
Figura 2.26 - Malha deformada, campos $\mathbf{u}^s$ e $\mathbf{v}^w$ e contornos γ para $\epsilon_a = 8\times10^{-2}$ e $\phi = 30°$ (critério de Drucker-Prager e Matsuoka) - rectângulo esbelto 345
Figura 2.27 - Resultados e interpretação de ensaios de corte simples da amostra 15079 347
Figura 2.28 - Resultados dos ensaios de corte simples realizados e extrapolados 350
Figura 2.29 - Tensão tangencial - tensão normal de rotura dos ensaios de corte simples e respectiva recta de Coulomb 350
Figura 2.30 - Modelação de ensaios triaxiais 351
Figura 2.31 - Valores de pico dos ensaios triaxiais em termos de (p,q) e recta de Coulomb obtida em ensaios de corte simples 351
Figura 3.1 - Geometria com a indicação das fronteira tipo de redes de fluxo 367
Figura 3.2 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15150 376

Figura 3.3 - Transformada da relação extensão axial - extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15150 377
Figura 3.4 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15151 378
Figura 3.5 - Transformada da relação extensão axial - extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15151 379
Figura 3.6 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15152 380
Figura 3.7 - Transformada da relação extensão axial - extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15152 380
Figura 3.8 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15157 383
Figura 3.9 - Transformada da relação extensão axial - extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15157 384
Figura 3.10 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15158 385
Figura 3.11 - Transformada da relação extensão axial - extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15158 385
Figura 3.12 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15160 386
Figura 3.13 - Transformada da relação extensão axial - extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15160 (s/ molhagem) 387
Figura 3.14 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15160 (c/ molhagem) 388
Figura 3.15 - Transformada da relação extensão axial - extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15160 (c/ molhagem) 388
Figura 3.16 - Curvas (σ'_1-σ'_3) - deformação axial dos ensaios triaxiais (CD) da amostra 15079 393
Figura 3.17 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (CD) da amostra 15079 393
Figura 3.18 - Trajectórias de ensaios triaxiais (CD) da amsotra 15079 393
Figura 3.19 - Curvas (σ'_1-σ'_3) - deformação axial dos ensaios triaxiais (CD) da amostra 388 394
Figura 3.20 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (CD) da amostra 388 394

Figura 3.21 - Trajectórias de ensaios triaxiais (CD) da amsotra 388 394
Figura 3.22 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais CD da amostra 15079 395
Figura 3.23 - Transformada da relação extensão axial - extensão radial dos ensaios triaxiais CD da amostra 15079 395
Figura 3.24 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais CD da amostra 388 395
Figura 3.25 - Transformada da relação extensão axial - extensão radial dos ensaios triaxiais CD da amostra 388 396
Figura 3.26 - Ciclo histerético e áreas representativas no cálculo do amortecimento 399
Figura 3.27 - Espectro de resposta proposto para a acção sísmica próxima da barragem de Borde Seco 407
Figura 3.28 - Espectro de resposta proposto para a acção sísmica longínqua da barragem de Borde Seco 407
Figura 3.29 - Densidade espectral de potência da acção sísmica próxima da barragem de Borde Seco 411
Figura 3.30 - Densidade espectral de potência da acção sísmica longínqua da barragem de Borde Seco 411
Figura 3.31 - Sismo próximo sintético 1 da barragem de Borde Seco 413
Figura 3.32 - Sismo próximo sintético 2 da barragem de Borde Seco 413
Figura 3.33 - Sismo próximo sintético 3 da barragem de Borde Seco 413
Figura 3.34 - Sismo longínquo longínquo 1 da barragem de Borde Seco 414
Figura 3.35 - Sismo longínquo sintético 2 da barragem de Borde Seco 414
Figura 3.36 - Sismo longínquo sintético 3 da barragem de Borde Seco 414
Figura 3.37 - Comparação dos espectros de resposta calculado com o sismo próximo 1 com o proposto para a barragem de Borde Seco 415
Figura 3.38 - Comparação dos espectros de resposta calculado com o sismo próximo 2 com o proposto para a barragem de Borde Seco 415
Figura 3.39 - Comparação dos espectros de resposta calculado com o sismo próximo 3 com o proposto para a barragem de Borde Seco 415
Figura 3.40 - Comparação dos espectros de resposta calculado com o sismo longínquo 1 com o proposto para a barragem de Borde Seco 416
Figura 3.41 - Comparação dos espectros de resposta calculado com o sismo longínquo 2 com o proposto para a barragem de Borde Seco 416

Figura 3.42 - Comparação dos espectros de resposta calculado com o sismo longínquo 3 com o proposto para a barragem de Borde Seco 416
Figura 3.43 - Sismo próximo sintético 1 da barragem de Las Cuevas 419
Figura 3.44 - Sismo próximo sintético 2 da barragem de Las Cuevas 419
Figura 3.45 - Sismo próximo sintético 3 da barragem de Las Cuevas 419
Figura 3.46 - Sismo longínquo sintético 1 da barragem de Las Cuevas 420
Figura 3.47 - Sismo longínquo sintético 2 da barragem de Las Cuevas 420
Figura 3.48 - Sismo longínquo sintético 3 da barragem de Las Cuevas 420
Figura 3.49 - Densidade espectral de potência da acção sísmica próxima da barragem do Alvito 421
Figura 3.50 - Densidade espectral de potência da acção sísmica longínqua da barragem do Alvito 421
Figura 3.51 - Sismo próximo sintético 1 da barragem do Alvito 422
Figura 3.52 - Sismo próximo sintético 2 da barragem do Alvito 422
Figura 3.53 - Sismo próximo sintético 3 da barragem do Alvito 422
Figura 3.54 - Sismo longínquo sintético 1 da barragem do Alvito 423
Figura 3.55 - Sismo longínquo sintético 2 da barragem do Alvito 423
Figura 3.56 - Sismo longínquo sintético 3 da barragem do Alvito 423
Figura 3.57 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo próximo 1 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito 424
Figura 3.58 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo próximo 2 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito 424
Figura 3.59 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo próximo 3 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito 424
Figura 3.60 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo longínquo 1 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito 425
Figura 3.61 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo longínquo 2 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito 425
Figura 3.62 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo longínquo 3 com o espectro regulamentar para a barragem

do Alvito 425
Figura 3.63 - Variação do log. G_{max} em função do log. σ'_m para a barragem do Beliche 437
Figura 3.64 - Variação do log. G_{max} em função do log. σ'_m para a barragem do Maranhão 438
Figura 3.65 - Curvas experimentais de Seed e Idriss (1970) 442
Figura 3.66 - Curvas experimentais de Iwasaki et al (1976) 445
Figura 3.67 - Curvas experimentais de Zen et al (1978) para argilas 445
Figura 3.68 - Curvas máxima, mínima e média de Seed et al (1984) para areias 445
Figura 3.69 - Curvas máxima, mínima e média de Seed et al (1984) para cascalho 446
Figura 3.70 - Curvas de Zen et al (1984) para argilas 447
Figura 3.71 - Curvas máxima e mínima de Imazu et al (1986) para cascalho 447
Figura 3.72 - Curvas máxima, mínima e média de Sun et al (1988) para argilas com IP entre 5 e 10 448
Figura 3.73 - Curvas máxima, mínima e média de Sun et al (1988) para argilas com IP entre 10 e 20 448
Figura 3.74 - Curvas máxima, mínima e média de Sun et al (1988) para argilas com IP entre 20 e 40 448
Figura 3.75 - Curvas máxima, mínima e média de Sun et al (1988) para argilas com IP entre 40 e 80 449
Figura 3.76 - Curvas máxima, mínima e média de Sun et al (1988) para argilas com IP maior que 80 449
Figura 3.77 - Curvas de valores médios de Sun et al (1988) para argilas 449
Figura 3.78 - Factores de correcção de G obtido em amostras reconstituídas (Katayama et al (1986)) 450
Figura 3.79 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15150 com as curvas de Seed et al (1984) 452
Figura 3.80 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15151 com as curvas de Seed et al (1984) 453
Figura 3.81 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15152 com as curvas de Seed et al (1984) 455
Figura 3.82 - Curvas médias corrigidas de G/G_{max} dos materiais da barragem de Borde Seco 456
Figura 3.83 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15157 com as curvas de Sun et al (1988) 458

Figura 3.84 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15158 com as curvas de Sun et al (1988) 459
Figura 3.85 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15160 com as equações de Sherif et al (1976) 461
Figura 3.86 - Curvas médias corrigidas de G/G_{max} dos materiais da barragem de Las Cuevas 462
Figura 3.87 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15079 com as curvas de Sun et al (1988) 464
Figura 3.88 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 388 com as curvas de Seed et al (1984) 466
Figura 3.89 - Curvas médias corrigidas de G/G_{max} dos materiais da barragem do Alvito 467
Figura 3.90 - Curvas experimentais de Seed e Idriss (1970) para areias 468
Figura 3.91 - Curvas experimentais de Seed e Idriss (1970) para argilas saturadas 468
Figura 3.92 - Representação das áreas triangulares ABC e OBD 469
Figura 3.93 - Curvas experimentais de amortecimento de Seed et al para areias e cascalho 472
Figura 3.94 - Curvas experimentais de Imazu e Fukutake (1986) para argilas 474
Figura 3.95 - Curvas experimentais de Imazu e Fukutake (1986) para areias 474
Figura 3.96 - Curvas experimentais de Imazu e Fukutake (1986) para cascalho 474
Figura 3.97 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15150 com as curvas de Seed et al (1984) 475
Figura 3.98 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15151 com as curvas de Seed et al (1984) 476
Figura 3.99 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15152 com as curvas de Seed et al (1984) 476
Figura 3.100 - Curva média de D dos materiais da barragem de Borde Seco 476
Figura 3.101 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15158 com as curvas de Seed e Idriss (1970) 477
Figura 3.102 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15160 com as curvas de Seed et al (1984) 478
Figura 3.103 - Curvas de D dos materiais da barragem de Las Cuevas 478
Figura 3.104 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15079 com as curvas de Seed e Idriss (1970) 480
Figura 3.105 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 388

com as curvas de Seed et al (1984) 480
Figura 3.106 - Curvas de D dos materiais da barragem do Alvito 480
Figura 3.107 - Curva de ponderação de Seed et al $\tau/\tau_{max}(N_{eq})$ 482
Figura 3.108 - Curva de ponderação de Seed et al de τ/τ_{max} - número de ciclos equivalente a 0,65 τ_{max} 482
Figura 3.109 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15150 484
Figura 3.110 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15151 484
Figura 3.111 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15152 484
Figura 3.112 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15150 485
Figura 3.113 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15151 485
Figura 3.114 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15152 485
Figura 3.115 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15157 488
Figura 3.116 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15158 488
Figura 3.117 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15160 488
Figura 3.118 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15157 489
Figura 3.119 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15158 489
Figura 3.120 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15160 489
Figura 3.121 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15079 a 100 kPa 493
Figura 3.122 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15079 a 200 kPa 493
Figura 3.123 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15079 a 400 kPa 493

Figura 3.124 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 388 494

Figura 3.125 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15079 494

Figura 3.126 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 388 494

ÍNDICE DE QUADROS

PÁG.

Quadro 1.1 - Análise comparativa das técnicas laboratoriais para medição das propriedades dinâmicas dos solos (Woods (1978) e Silver (1971)). 62

Quadro 1.2 - Índices de identificação dos materiais da barragem de Borde Seco 84

Quadro 1.3 - Índices de identificação dos materiais da barragem de Las Cuevas 89

Quadro 1.4 - Índices de identificação dos materiais da barragem do Alvito 93

Quadro 1.5 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15150 98

Quadro 1.6 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15151 100

Quadro 1.7 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15152 102

Quadro 1.8 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15157 105

Quadro 1.9 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15158 107

Quadro 1.10 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15160 (sem molhagem) 109

Quadro 1.11 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15160 (com molhagem) 111

Quadro 1.12 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 15156 113

Quadro 1.13 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 15157 115

Quadro 1.14 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 15158 117

Quadro 1.15 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 15160 119

Quadro 1.16 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 15079 121

Quadro 1.17 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 388 123

Quadro 1.18 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15150 157

Quadro 1.19 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15151 159
Quadro 1.20 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15152 161
Quadro 1.21 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15157 169
Quadro 1.22 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15158 170
Quadro 1.23 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15160 174
Quadro 1.24 - Resumo dos ensaios de corte simples da amostra 15079 177
Quadro 1.25 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico a 100 kPa de tensão de consolidação da amostra 15079 183
Quadro 1.26 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico a 200 kPa de tensão de consolidação da amostra 15079 185
Quadro 1.27 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico a 400 kPa de tensão de consolidação da amostra 15079 188
Quadro 1.28 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 388 191
Quadro 1.29 - Valores de ângulo de atrito e coesão determinados em ensaios triaxiais e de corte simples 195
Quadro 1.30 - Resultados dos ensaios do tipo "cross-hole" da barragem de Beliche 203
Quadro 1.31 - Resultados dos ensaios do tipo "cross-hole" da barragem do Maranhão 206
Quadro 3.1 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15150 376
Quadro 3.2 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15150 378
Quadro 3.3 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15151 379
Quadro 3.4 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15151 379
Quadro 3.5 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15152 381
Quadro 3.6 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15152 381
Quadro 3.7 - Resumo dos parâmetros hiperbólicos dos materiais da barragem de Borde Seco 382
Quadro 3.8 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15157 384
Quadro 3.9 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15157 384
Quadro 3.10 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15158 385
Quadro 3.11 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15158 386
Quadro 3.12 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15160 (s/ molhagem) 387
Quadro 3.13 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15160 (s/ molhagem) 387
Quadro 3.14 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15160 (c/ molhagem) 388

Quadro 3.15 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15160 (c/ molhagem) 389
Quadro 3.16 - Resumo dos parâmetros hiperbólicos dos materiais da barragem de Las Cuevas 389
Quadro 3.17 - Resumo dos parâmetros hiperbólicos (UU) dos materiais da barragem do Alvito 390
Quadro 3.18 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15079 391
Quadro 3.19 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15079 392
Quadro 3.20 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 388 396
Quadro 3.21 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 388 396
Quadro 3.22 - Resumo dos parâmetros hiperbólicos (CD) dos materiais da barragem de Las Cuevas 397
Quadro 3.23 - Valores de k_{2max} para areias e cascalhos, segundo Seed et al (1970,1986) 428
Quadro 3.24 - Valores de a, segundo Hardin e Drnevich (1972) 429
Quadro 3.25 - Valores de F_2, segundo Ohto e Goto (1976) 430
Quadro 3.26 - Valores da esfericidade média 434
Quadro 3.27 - Parâmetros para solos grossos, de acordo com Ishihara (1992) 436
Quadro 3.28 - Valores de A para diferentes funções F(e) para a barragem do Beliche 437
Quadro 3.29 - Valores de A para diferentes funções F(e) para a barragem do Maranhão 439
Quadro 3.30 - Valores de a e de b segundo Hardin e Drnevich (1972) 443
Quadro 3.31 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15150 451
Quadro 3.32 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15151 453
Quadro 3.33 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15152 454
Quadro 3.34 - Resumo das expressões de G_{max} para os materiais da barragem de Borde Seco 456
Quadro 3.35 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15157 457
Quadro 3.36 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15158 459
Quadro 3.37 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15160 460
Quadro 3.38 - Resumo das expressões de G_{max} para os materiais da barragem de Las Cuevas 462
Quadro 3.39 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15079 463
Quadro 3.40 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 388 465

Quadro 3.41 - Resumo das expressões de G_{max} para os materiais da barragem do Alvito 466
Quadro 3.42 - Valores de a e b para o cálculo de D segundo Hardin e Drnevich (1972) 471
Quadro 3.43 - Constantes a e b para os ensaios dos solos da barragem de Borde Seco 486
Quadro 3.44 - Constantes a e b para os ensaios dos solos da barragem de Las Cuevas 487
Quadro 3.45 - Constantes a e b para os ensaios dos solos da barragem do Alvito 492
Quadro 4.1 - Resumo dos valores máximos das acelerações da barragem de Las Cuevas 500
Quadro 4.2 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P1 sob a acção do sismo 1 e 0,75 do sismo 2 501
Quadro 4.3 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P2 sob a acção do sismo 1 e 0,75 do sismo 2 501
Quadro 4.4 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P3 sob a acção do sismo 1 e 0,75 do sismo 2 502
Quadro 4.5 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo próximo 1 e 0,75 do sismo próximo 2 502
Quadro 4.6 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo longínquo 1 e 0,75 do sismo longínquo 2 503
Quadro 4.7 - Resumo das variações máximas do número de ciclos equivalentes da barragem de Las Cuevas 504
Quadro 4.8 - Resumo dos valores máximos das acelerações da barragem do Alvito 508
Quadro 4.9 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P1 sob a acção do sismo 1 e 0,66 do sismo 2 509
Quadro 4.10 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P2 sob a acção do sismo 1 e 0,66 do sismo 2 509
Quadro 4.11 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P3 sob a acção do sismo 1 e 0,66 do sismo 2 510
Quadro 4.12 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo próximo 1 e 0,66 do sismo próximo 2 511
Quadro 4.13 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a

acção do sismo longínquo 1 e 0,66 do sismo longínquo 2 511
Quadro 4.14 - Resumo das variações máximas do número de ciclos equivalentes da barragem do Alvito 512
Quadro 4.15 - Resumo das deformações potenciais da barragem do Alvito 514
Quadro 4.16 - Deslocamentos máximos e tensões verticais máximas da análise estática nas barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito 516
Quadro 4.17 - Resumo de algumas das principais características dos acelerogramas das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito 518
Quadro 4.18 - Resumo das frequências próprias dos dois modos mais participativos das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito 521
Quadro 4.19 - Resumo dos valores máximos das acelerações das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito 524
Quadro 4.20 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) no perfil P1 induzidos pelo sismo 1 na horizontal e pelo sismo 2 escalado na vertical nas barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito 525
Quadro 4.21 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) no perfil P2 induzidos pelo sismo 1 na horizontal e pelo sismo 2 escalado na vertical nas barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito 525
Quadro 4.22 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) no perfil P3 induzidos pelo sismo 1 na horizontal e pelo sismo 2 escalado na vertical nas barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito 526
Quadro 4.23 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo próximo 1 e do sismo próximo 2 escalado 529
Quadro 4.24 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo longínquo 1 e do sismo longínquo 2 escalado 529
Quadro 4.25 - Resumo das variações máximas do número equivalente de ciclos das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito 530
Quadro 4.26 - Variações máximas das tensões de corte (kPa) de laboratório capazes de atingir níveis de distorção de 1, 2, 5 e 10% em 12 ciclos em amostras das barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito 533
Quador 4.27 - Coeficientes de pressão intersticial (%) de laboratório para níveis de distorção de 1, 2, 5 e 10% em 12 ciclos em amostras das barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito 533
Quadro 4.28 - Resumo das deformações potenciais das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito 538

Quadro 4.29 - Resumo dos coeficientes de pressão intersticial das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

INTRODUÇÃO

A construção de barragens de aterro tem, ao longo das últimas décadas, sofrido um grande incremento, relativamente às homólogas de betão, devido a vários factores de que se salientam a sua melhor adaptibilidade a qualquer tipo de fundação, a melhoria das capacidades técnicas de execução e de controle de aterros (escavação, transporte, colocação e compactação), a inerente economia de materiais (emprego de materiais existentes no local) e a menor agressão ambiental que provoca. Para cimentar os avanços técnicos e possibilitar a inovação do projecto deste tipo de estruturas, têm sido desenvolvidos esforços significativos na amostragem e na caracterização dos solos envolvidos (permitindo assim o estabelecimento de relações constitutivas realísticas dos materiais nas diferentes condições de serviço), e na calibração de métodos numéricos, capazes de contribuir para uma melhor compreensão dos mecanismos geradores e quantificação dos efeitos dos parâmetros intervenientes na resposta global de barragens de aterro.

Nos últimos anos tem sido dada grande ênfase à análise de segurança de barragens de aterro submetidas a acções sísmicas. Este interesse alicerça no facto de pertencer ao grupo de estruturas construída pelo homem cujo colapso é capaz de provocar elevadas perdas humanas e danos materiais. Esta constatação tem servido de motivação para melhorar as técnicas de caracterização da acção sísmica e das propriedades dinâmicas dos materiais, e as técnicas de cálculo automático de simulação do comportamento de barragens submetidas a vibrações sísmicas.

A análise dinâmica de uma barragem de aterro constitui no entanto um problema muito complexo. Primeiramente, as barragens constituem grandes estruturas não homogéneas de materiais multifásicos, com fases sólida e fluída. Em segundo lugar, o comportamento do esqueleto sólido é altamente não linear, anisotrópico e histerético. Finalmente, a interacção das barragens com as fronteiras, incluindo a fundação e a água na albufeira, é de difícil quantificação. Consequentemente, a solução analítica e numérica de um problema como este, envolve a adopção de muitas hipóteses simplificativas. Contudo, avanços recentes na modelação de meios porosos saturados e no comportamento não elástico do solo permitiram superar algumas das simplificações. O desenvolvimento vertiginoso de poderosos computadores, associado ao facto de os métodos numéricos quando cotejados com soluções analíticas possibilitarem a

incorporação de um grande número de variáveis, condicionantes da resposta de uma barragem, conduziram a uma crescente utilização de técnicas numéricas, susceptíveis de modelar eficientemente e rigorosamente o comportamento sísmico de barragens de aterro. A via experimental, com recurso a ensaios em mesa vibratória e a ensaios em centrifugadora, tem permitido a identificação dos fenómenos e dos mecanismos mais significativos na vibração de barragens de aterro, bem como a calibração dos modelos numéricos.

As análises dinâmicas de barragens de aterro têm sido resolvidas até muito recentemente por métodos analíticos e numéricos simplificados.

O método mais simples usado na resposta "dinâmica" de barragens de aterro é o de análise pseudo-estática com aceleração constante.

Posteriormente, a variabilidade espacial da acção sísmica foi estimada através da introdução na barragem de um conjunto de forças pseudo-estáticas, determinado por combinação dos modos de vibração da estrutura, constituída por materiais com propriedades linearizadas, com um espectro de resposta sísmica seleccionado. Recorrendo a métodos convencionais de equilíbrio limite, a adequação sísmica da barragem era determinada através do cálculo de um coeficiente de segurança à rotura sob a acção da gravidade e das forças "sísmicas".

Este método não tinha em conta o decréscimo da resistência dinâmica dos materiais, devido ao desenvolvimento de pressões intersticiais. No entanto, materiais, como argilas, areias ou gravilhas compactas (compacidade relativa superior a 80%) e areias medianamente compactas não saturadas, mostram um pequeno aumento da pressão intersticial depois de um carregamento transitório, ou exibem dilatância na vizinhança da rotura que apenas pequenas deformações são necessárias para mobilizar integralmente a resistência de corte. Nestes casos, uma análise preliminar pseudo-estática com um coeficiente de segurança superior à unidade é suficiente para validar um adequado comportamento sísmico da barragem.

Em contraste, no caso da presença de areias depositadas hidraulicamente, com valores reduzidos de compacidade relativa, devido ao comportamento contráctil do material, podem-se gerar elevadas pressões intersticiais, apenas dissipáveis após a ocorrência de grandes deformações. Nestes casos, e nas situações em que a análise pseudo-estática produz coeficientes de segurança inferiores à unidade, é necessário proceder a análises de histórias de tensões e de deformações, conducentes à previsão de uma deformação permanente, pelo que o método pseudo-estático se revela insuficiente.

Alguns procedimentos foram sugeridos por Newmark (1965), que constatando que

as forças dinâmicas excedem a resistência do material apenas durante parte do ciclo do movimento, propôs a integração deste excesso na avaliação do deslocamento permanente durante o tempo de excitação sísmica. No entanto, a aplicabilidade deste método está de igual modo limitada ao caso de materiais que exibem comportamento rígido. A incorporação da fragilidade do solo foi proposta por Mineiro (1975).

Em solos em que os efeitos cíclicos sejam importantes não são aplicáveis os processos de análise quasi-estática, pelo que se recorrem a métodos de maior refinamento que entram em linha de conta com a resposta do material. Existem essencialmente dois tipos de métodos.

No primeiro, considera-se uma situação não drenada para o material (o que é muitas vezes legítimo) e o seu comportamento é estudado e descrito em tensões totais em que o módulo de distorção efectivo e o coeficiente de amortecimento incorporam o efeito da geração de pressões intersticiais de um modo implícito (método linear equivalente). A aplicação deste método recorre a técnicas iterativas em que as propriedades dos materiais são ajustadas em função do nível de distorção. Em cada iteração o comportamento do material é considerado linear, pelo que computacionalmente é desejável a utilização de técnicas de sobreposição modal e de integração no domínio da frequência, que, se necessário, permitem uma investigação simples e eficiente do efeito de vários sismos, através dos métodos espectrais.

No segundo tipo de métodos, considera-se a interacção entre a fase sólida e a fase líquida, o fluxo da água através do esqueleto sólido, a análise explícita das pressões intersticiais devido à variação volumétrica, o que conduz a uma formulação em tensões efectivas. Utilizam-se modelos constitutivos capazes de simular o comportamento distorsional e a densificação ou dilatância dos materiais. Uma vez introduzida a não linearidade na análise, a escolha do método computacional para a solução é limitada. São, geralmente, aplicáveis processos de integração no tempo passo a passo, os quais permitem apenas a resolução determinística de um sismo específico.

A evolução da análise dinâmica de barragens de aterro não se tem manisfestado apenas em termos de modelos constitutivos, mas também em termos de discretização estrutural, reportando-se em seguida as contribuições mais determinantes.

Mononobe (1936) foi o primeiro a introduzir o modelo unidimensional no cálculo de uma barragem de terra. Neste estudo, a barragem foi modelada como uma consola encastrada numa base rígida. Desde então, este modelo tem sido melhorado e implementado por vários autores, através da incorporação de vários aspectos observados no comportamento sísmico de barragens de terra. Hatanaka (1952, 1955) mostrou que as

distorções são predominantes na resposta dinâmica de barragens de terra e realizou uma análise da resposta sísmica de uma consola bidimensional de uma barragem inserida num vale com forma rectangular. Ambraseys (1960) estendeu a formulação do modelo em consola a secções transversais triangulares truncadas, localizadas em vales de forma rectangular sobre uma camada de solo elástico.

Ishizaki e Hatatkeyama (1962) efectuaram um estudo dinâmico da secção transversal bidimensional de uma barragem, pelo método das diferenças finitas, em estado plano de deformação. Clough and Chopra (1966) introduziram o método dos elementos finitos para uma análise bidimensional de estado plano de deformação de uma barragem considerando um comportamento visco-elástico para o material. Desde então, o método dos elementos finitos, admitindo para o material um comportamento elástico com amortecimento viscoso, como mecanismo de dissipação, tornou-se um instrumento popular para análise de barragens de terra (Mineiro, 1978; 1984), devido à sua capacidade de acomodar diferentes condições de fronteira, configurações geométricas e propriedades dos materiais. Makdisi e Seed (1979) desenvolveram um procedimento simplificado para avaliar a resposta de barragens de aterro baseado no modelo da viga em consola e no método da linearização equivalente, proposto por Seed e Idriss (1968, 1969) para modelar o comportamento tensão-deformação dos solos. Também Vrymoed (1981) usou o método dos elementos finitos para analisar bidimensionalmente a resposta sísmica da barragem de Oroville, utilizando o modelo linear equivalente.

Uma análise sísmica mais elaborada de uma barragem foi reportada por Lacy e Prevost (1987) que desenvolveram um modelo bidimensional de elementos finitos para uma barragem de terra, considerando o material histerético e bifásico. Posteriormente, Griffiths e Prevost (1988) calcularam a resposta sísmica da barragem de terra de Long Valley, usando modelos de elementos finitos bidimensionais e tridimensionais, em que o comportamento do solo foi modelado com endurecimento cinemático e com superfícies de cedência múltiplas.

Análises tridimensionais de barragens de terra foram reportadas por Hayashi et al (1973), Martinez e Bielak (1980), Mejia et al (1982 e 1983), Ohmachi et al (1981, 1982 e 1984), Abdel-Ghaffar and Koh (1982) e Makdisi et al (1982).

Modelação física em mesa vibratória de barragens, com taludes de inclinação variável, com simulação da fase construtiva e da fase de pleno armazenamento, e da ocorrência de vibrações sísmicas foi reportada por Baba e Nagai (1987). Cheney et al (1984) estudaram a influência da localização de falhas no comportamento de uma barragem homogénea através de um modelo centrífugo.

A complexidade de interacções dos vários fenómenos de um sistema, de múltiplos graus de liberdade durante um movimento sísmico, torna difícil a previsão da sua resposta de uma maneira intuitiva. Considera-se assim conveniente e útil a exploração de modelos simples em estudos preliminares para uma melhor visualização do fenómeno. Por outro lado, a utilização correcta dos modelos mais complexos implica a existência de uma caracterização exaustiva e adequada dos materiais constituintes, através de equipamentos sofisticados, de uma calibração precisa dos parâmetros do modelo constitutivo, de uma quantificação rigorosa das acções sísmicas ao longo da fundação da barragem, de uma discretização cuidada e o recurso a potentes unidades de computação devido ao grande volume de cálculos resultantes da aplicação de métodos numéricos, tornando-se economicamente proibitivos para efeitos de projecto em que se torna necessário a realização de estudos de sensibilidade. Neste contexto assiste-se, presentemente à aplicação dos modelos mais complexos à interpretação dos resultados dos ensaios e à retroanálises de barragens de aterro, visando a análise do seu comportamento após a ocorrência de sismos.

OBJECTIVOS

A presente dissertação tem por objectivo dar algumas contribuições para uma melhor compreeensão do comportamento dinâmico de barragens de aterro, através da quantificação da influência da geometria da barragem, do tipo de materiais e da acção sísmica, visando a incorporação das medidas mais adequadas no sentido de melhorar a segurança dinâmica de barragens.

No estudo realizado foi utilizado o modelo linear equivalente pelas seguintes razões: i) o equipamento disponível não possibilita a calibração adequada do modelo elastoplástico (limitações de precisão de leituras, de campo de aplicação e de condições de ensaio); e ii) o estudo paramétrico e de sensibilidade a desenvolver implicava um grande volume de cálculo.

Foram assim seleccionadas as barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito. As duas primeiras localizam-se numa zona de intensa sismicidade na Venezuela. A barragem de Borde Seco, com uma altura de 122 m, é essencialmente constituída por materiais granulares. A barragem de Las Cuevas, com uma altura de 92 m, possui um núcleo delgado, inclinado para jusante, constituído por materiais argilosos, e maciços estabilizadores arenosos. A barragem do Alvito foi construída em 1976, localiza-se em

Portugal na zona regulamentar de máxima sismicidade, tem cerca de 41 m de altura e é constituída por um núcleo central espesso argiloso e maciços estabilizadores xistosos.

Estudos levados a cabo por diversos autores indicam que as soluções bidimensionais (em estado plano de deformação) e tridimensionais dão, essencialmente, os mesmos resultados se o aterro é relativamente longo e está construído numa fundação razoavelmente uniforme. Em vales de forma triangular, a análise bidimensional sobreestima as tensões e as deformações, particularmente, em barragens zonadas construídas com materiais com grande contraste de propriedades. As diferenças entre as análises bidimensionais e tridimensionais são mais pronunciadas nos encontros do que na secção transversal máxima e as deformações calculadas são mais afectadas do que as tensões. Uma vez que o método linear equivalente não tem em conta as deformações resultantes do cálculo dinâmico mas apenas as tensões, optou-se pela realização de análises dinâmicas (conservativas) bidimensionais da secção transversal máxima de cada uma das barragens.

ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

Por razões que se prendem com a sua sistematização e dimensão, o estudo está dividido em 4 capítulos e 3 anexos cujo conteúdo se descreve subsequentemente:

No capítulo 1 faz-se a caracterização física, estática e dinâmica dos materiais mais representativos de cada uma das barragens. Dado que os ensaios de caracterização física e estática são de uso corrente, inicia-se o capítulo pela descrição das propriedades dinâmicas mais significativas dos solos e dos parâmetros mais relevantes que as afectam. Seguidamente, relatam-se os principais ensaios dinâmicos, de laboratório e de campo, e apontam-se as suas potencialidades e limitações, a precisão obtida e o seu campo de aplicação. Finalmente, são apresentados os resultados dos ensaios de identificação, de compressão triaxial, de corte simples monotónicos, de corte simples cíclico e dos ensaios de "cross-hole" realizados. Inclui-se uma descrição exaustiva do equipamento de corte simples, da preparação de amostras e da condução dos ensaios monotónicos e cíclicos, em virtude da pouca familiarização do meio técnico nacional com este tipo de equipamento. Descreve-se igualmente a realização dos ensaios "cross-hole" e "down-hole", que, por razões económicas e de oportunidade, incidiram sobre os materiais do núcleo das barragens do Beliche e do Maranhão e não sobre qualquer dos materiais que integram as barragens em análise.

O capítulo 2 é dedicado à modelação matemática do comportamento dos solos.

Primeiramente, estabelece-se o tipo geral de comportamento e as equações diferenciais que regem o problema. Seguidamente, deriva-se o processo de discretização numérica apropriado e a sua possível técnica de solução no computador. Por último, modela-se convenientemente o comportamento do material. Assim, formula-se a teoria da mecânica dos meios porosos, válida para solos secos (meio unifásico) e para solos saturados (meio bifásico), e que se mostra capaz de associar o comportamento dos grãos sólidos com o da água intersticial e compatibilizar os respectivos movimentos. Para possibilitar a sua aplicação a qualquer domínio e a qualquer tipo de fronteiras, procede-se à integração das equações, com base na técnica dos elementos finitos, e ao estabelecimento das condições de implementação numérica. Particulariza-se, então, o estudo para meios unifásicos, seguindo passos idênticos aos já adoptados para a formulação mais geral de meios bifásicos. Descrevem-se, ainda, os modelos constitutivos mais utilizados na avaliação do comportamento dinâmico dos solos, de que se salientam os modelos elásticos, os elastoplásticos, os de estado crítico e os endocrónicos. A teoria de meios porosos, com a adopção de um modelo visco-elastoplástico, é utilizada na simulação numérica de bandas de intensa deformação por corte, visando assim reproduzir as condições de rotura real dos solos e os resultados dos métodos convencionais de rotura frágil. A teoria endocrónica é aplicada na interpretação de resultados dos ensaios de corte simples monotónicos, na determinação dos respectivos parâmetros e na extrapolação do comportamento do solo para estados de tensão diferenciados do de corte simples.

No capítulo 3 enunciam-se os procedimentos de análise dinâmica pelo modelo elástico linear equivalente e determinam-se os parâmetros dos materiais necessários. Na análise estática, de avaliação do estado de tensão pré-sísmico, é utilizado o modelo hiperbólico. Os parâmetros deste modelo são determinados com base nos ensaios de compressão triaxial (descritos no capítulo 1). Com vista à análise do comportamento dinâmico da barragem define-se a acção sísmica característica de cada uma das barragens. Faz-se uma análise crítica das diferentes propostas para o cálculo do módulo de distorção máximo, da variação do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento com a distorção. Com base nestas e nos resultados dos ensaios de campo, definem-se os valores para o módulo de distorção máximo. Com vista à extrapolação dos resultados para além do campo de distorções característico dos ensaios de corte simples cíclico e para toda a gama de valores da tensão vertical inicial presente nas barragens, seleccionam-se as curvas da bibliografia que melhor se ajustam a estes resultados. Define-se o número equivalente de ciclos uniformes e indicam-se os procedimentos para o seu cálculo. No final, determinam-se as características de resistência cíclica dos solos mais representativos de

cada uma das barragens, estabelecendo as equações da tensão tangencial, que, aplicada nos ensaios de corte simples durante um certo número de ciclos de carregamento uniforme, produz um nível de distorção seleccionado, e do correspondente coeficiente de pressão intersticial.

O cálculo dinâmico e a avaliação da estabilidade das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito é descrito pormenorizadamente nos Anexos I, II e III. A barragem de Borde Seco é analisada supondo que o sismo ocorre logo após o primeiro enchimento. O comportamento dinâmico da barragem de Las Cuevas é determinado, igualmente após o primeiro enchimento, com o núcleo constituído separadamente por um e outro dos materiais alternativos disponíveis. Na barragem do Alvito opta-se por proceder à análise dinâmica logo após o primeiro enchimento e nas condições actuais de serviço.

No capítulo 4, tendo por pano de fundo a análise dinâmica das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito, analisa-se a influência da altura da barragem, do tipo de materiais e da acção sísmica e tecem-se considerações sobre os valores das frequências próprias, das acelerações, das tensões de corte, das tensões normais, das trajectórias de tensão e do número equivalente de ciclos uniformes.

O trabalho termina com a definição da linha de investigação que, no contexto da problemática evocada, interessa prosseguir.

CAPÍTULO 1

CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

1 - CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

1.1 - INTRODUÇÃO

A análise e o dimensionamento de estruturas geotécnicas obriga à definição do comportamento mecânico do solo usado como material de construção e das formações envolvidas na sua fundação. Em particular, a previsão de deslocamentos e a avaliação de reserva de resistência torna indispensável a caracterização de tal comportamento.

A caracterização dos solos compreende a determinação dos seus índices físicos e das suas propriedades mecânicas nas condições em que vão ser utilizados, recorrendo a ensaios laboratoriais ou de campo. Como os ensaios para avaliação das características físicas dos solos e os ensaios estáticos são presentemente de índole corrente, nesta abordagem inicial apenas serão referidos os que têm em vista a determinação das características dinâmicas dos materiais.

As análises dinâmicas, para cálculo da resposta de formações terrosas e estruturas de aterro, são cada vez mais frequentes em engenharia geotécnica, para o dimensionamento de estruturas a acções sísmicas. Um requesito necessário, para estes cálculos, é a avaliação correcta das propriedades dinâmicas dos solos, tais como:

a) Parâmetros de deformabilidade - módulo de Young, módulo de distorção, módulo de compressibilidade volumétrica, módulo edométrico e coeficiente de Poisson.

b) Parâmetros de propagação - coeficientes de amortecimento e de atenuação.

c) Parâmetros de liquefacção - razão de tensões de corte cíclico, deformações limite cíclicas e resposta das pressões intersticiais.

d) Parâmetros de resistência - resistência ao corte sob efeitos dinâmicos (tensões ou deformações variáveis no tempo).

Dependendo do problema que se pretende resolver, e do tipo de solos envolvidos, assim se seleccionará das características acima descritas, as mais importantes, e se fará a sua determinação, através de ensaios de campo e/ou laboratoriais apropriados.

Consideram-se acções dinâmicas todas as solicitações susceptíveis de variar ao longo do tempo, e nelas se incluem os sismos pròpriamente ditos, as acções de ondas, as explosões, as vibrações provocadas pela fase de construção e os fenómenos vibratórios associados ao funcionamento de máquinas. Envolvem num extremo da escala muito pequenas amplitudes de movimento (fundações de microscópios electrónicos), e no outro extremo, procuram minimizar os efeitos dos fortes movimentos dos sismos ou de explosões nucleares.

Em muitos problemas dinâmicos a relação tensões-deformações é a mais importante. Assim a vibração de uma camada de solo horizontal, excitada por movimentos horizontais de um sismo, é um bom exemplo de ocorrência de corte simples no campo. Durante o período de vibração do solo, a tensão normal actuante num qualquer elemento permanece constante, enquanto que as tensões de corte cíclicas, que actuam no topo e na base do elemento, revertem a sua direcção muitas vezes, realizando assim as condições de carga do ensaio de corte simples cíclico. As suas tensões e deformações são caracterizadas por variarem, em amplitude e frequência. Nos casos em que o terreno envolvente não tem deslocamentos residuais, e numa primeira aproximação, a resposta é determinada principalmente pelo módulo de distorção e pelas características de amortecimento do solo, sob condições de carga cíclica simétrica - sistema de tensões reversível. Usa-se o método de análise linear equivalente, no qual os valores de módulo e de amortecimento considerados são compatíveis com as deformações desenvolvidas nos depósitos de solo ou estruturas do terreno.

Quando durante a vibração sísmica, nas condições de campo não há drenagem significativa, o principal efeito da vibração, em solos saturados, é o de aumentar as pressões intersticiais, provocando consequentemente uma diminuição da tensão efectiva. Quando termina, o excesso da pressão intersticial dissipa-se, originando assentamentos devido à reconsolidação do solo.

Em solos granulares não saturados, a ocorrência de um sismo não produz aumento de pressões intersticiais, sendo os assentamentos resultantes de um rearranjo estrutural, que tem lugar durante a vibração, sob tensão efectiva vertical constante. A vibração prévia constitui um meio eficaz para compactação de solos sem coesão, melhorando-se a suas propriedades estáticas, e reduzindo-se os assentamentos posteriores devidos a outras cargas dinâmicas ou repetitivas.

Os danos provocados por estas deformações devido à consolidação ou à compactação são elevados, pelo que uma estimativa dos potenciais assentamentos é cada vez mais requerida nas áreas de elevado risco sísmico.

As ondas de compressão têm provávelmente pouco efeito na resistência de formações saturadas, pois as variações da tensão normal são absorvidas pela fase líquida. A vibração vertical isolada causa pequena ou nenhuma densificação nas areias, até que a aceleração vertical exceda 1 g, o que é improvável durante a acção de um sismo. No entanto, acelerações verticais sobrepostas com horizontais, para níveis de deformação elevados, provocam um marcado aumento dos assentamentos. Se se procura estabelecer o nível de tensões para um dado assentamento limite, o efeito dos abalos multidireccionais

não parece preponderante, pois a razão de tensões necessária para produzir deformações verticais até 0,1% a 0,2%, é só 25% menor para vibrações em duas ou três direcções do que para a vibração unidireccional horizontal (Seed et al, 1983). Daí, que se efectuem, nos casos correntes, análises unidireccionais.

Na avaliação da estabilidade sísmica de barragens, reconhece-se que as forças de inércia desenvolvidas por um sismo não produzem deformações significativas no aterro construído com materiais que não apresentam perda significativa de resistência durante o abalo.

Em aterros realizados com solos que desenvolvem elevadas pressões intersticiais devidas a cargas cíclicas, a perda de resistência associada a esta causa pode ter maior influência na estabilidade do aterro do que as forças de inércia produzidas pelo sismo, ocorrendo a situação crítica, não durante ou imediatamente após o sismo, onde as condições não drenadas produzem grandes reservas de resistência, mas algum tempo depois do sismo, (para tempos variando entre 30 segundos e 30 minutos). De uma redistribuição da pressão intersticial podem resultar valores de tensões superiores nas zonas críticas e uma redução no coeficiente de segurança. Na determinação do efeito potencial de um sismo na estabilidade de uma barragem deve-se, portanto, estimar o aumento potencial das pressões intersticiais na secção transversal durante a sua ocorrência, e a grandeza das pressões intersticiais residuais após o abalo ter terminado.

Muitas técnicas analíticas, correntemente utilizadas para determinar a resposta de solos ou sistemas solo-estrutura, recorrem a modelos com pequena amplitude de deformação, cujas características serão passíveis de determinação "in situ", através de ensaios de campo. Estes ensaios são também os indicados no caso de se pretender determinar o comportamento global de grandes volumes de solos heterogéneos ou de elevada sensibilidade. No entanto, ensaios de campo, de uso corrente, que permitam avaliar o amortecimento de solos, ainda não foram desenvolvidos.

Os ensaios laboratoriais, além de serem necessários para avaliar a resposta de solos sob condições de carga que inicialmente ou nunca prevalecem "in situ", são utilizados para efectuar estudos paramétricos sob acção de cargas dinâmicas.

Consequentemente, ambas as técnicas de campo e laboratoriais são necessárias e por vezes complementares para uma solução satisfatória de muitos problemas dinâmicos, bem como para a confirmação dos respectivos resultados.

1.2 - PARÂMETROS QUE AFECTAM AS PROPRIEDADES DINÂMICAS DOS SOLOS

Para que os ensaios e os respectivos estudos paramétricos sejam bem conduzidos, há necessidade de situar e perspectivar o problema, enumerando as variáveis em jogo, com base nos conhecimentos até à data adquiridos experimentalmente ou através de recolha bibliográfica. É o que seguidamente se procura fazer.

Os parâmetros que se consideram representativos são:

- Amplitude de deformação ou de tensão
- Tensão principal efectiva média (σ'_m)
- Índice de vazios (e) ou compacidade relativa (D_r)
- Razão de consolidação (OCR)
- Grau de saturação (S)
- Número de ciclos de carga (N)
- Tensões iniciais de corte ou deformações iniciais
- Frequência (f)
- Tamanho e forma dos grãos
- Estrutura das partículas do solo
- Tensões anteriormente suportadas
- Percentagem de finos
- Cimentação desenvolvida com o envelhecimento
- História sísmica da formação
- Coeficiente de impulso em repouso (K_0)

A sua importância relativa depende do tipo de solo e da propriedade dinâmica que se pretende medir.

1.2.1 - CICLOS HISTERÉTICOS

A forma dos ciclos histeréticos, indicativos do comportamento tensão-deformação dos solos sob condições de carga cíclica, para grandes e pequenas deformações são diferentes. Para níveis de deformação baixos, o solo exibe módulos de distorção elevados e fracos amortecimentos, existem apenas pequenos movimentos relativos entre as partículas individuais e o solo comporta-se elasticamente. Para níveis de deformação elevados a não linearidade do comportamento do solo é mais pronunciada, conduzindo a módulos inferiores, mas dissipações de energia mais intensas.

A forma das curvas de histerese das argilas sugere que, para pequenas deformações, o seu comportamento é aproximadamente viscoelástico. Para deformações mais elevadas, o seu comportamento não drenado é composto por efeitos plásticos e viscosos. As propriedades viscosas fazem depender os estados de tensão e deformação do factor tempo. As propriedades plásticas por seu lado fazem-nos função da trajectória de carga.

Em solos alterados por uma carga cíclica de grande amplitude, o seu comportamento tixotrópico provoca um aumento do módulo de distorção e uma diminuição no amortecimento com o tempo. Consequentemente, durante um sismo que produz pequenas a moderadas deformações, o módulo de distorção de solos coesivos diminuirá e o amortecimento crescerá com cada ciclo, mas o solo recuperará muito rapidamente após o abalo.

1.2.2 - MÓDULO DE DISTORÇÃO (G)

No módulo de distorção, de areias limpas, os parâmetros mais significativos são a amplitude de deformação, a tensão principal efectiva média, a compacidade relativa e o número de ciclos de carga. Outros factores incluem a forma e a frequência dos ciclos de carga.

O módulo decresce muito rapidamente com a amplitude de deformação, não havendo, aparentemente, nenhum nível de deformação acima do qual seja constante. Em termos práticos, é razoável admitir-se que os valores medidos para amplitudes de deformação menores que $10^{-4}\%$ são iguais ao seu valor máximo, G_{max}, pelo que este pode ser medido, directamente através de ensaios vibratórios em laboratório e no campo, ou por técnicas sísmicas no local.

A forma geral das curvas módulo de distorção - amplitude de deformação é a mesma para solos coesivos, areias e gravilhas. No entanto, a velocidade a que o módulo de distorção diminui com o aumento de amplitude depende de G_{max} e da resistência ao corte dos solos. Assim, esta velocidade é maior para areias saturadas do que para areias secas, em termos de tensões totais. Quando os valores da pressão intersticial residual são usados para calcular as tensões efectivas durante a aplicação da carga dinâmica nos solos saturados, há bom acordo dos valores do módulo da areia em ambas as condições. A curva de atenuação de G com a distorção é a mesma para gravilhas e areias, sendo no entanto maiores os valores para os solos mais grossos. Para argilas esta curva parece estar

relacionada com as características individuais de cada solo, sendo os resultados encontrados muito mais dispersos do que os verificados em solos sem coesão.

O módulo aumenta com a tensão principal efectiva média, σ'_m. Muitos resultados foram publicados mostrando que G_{max} varia com a raíz quadrada de σ'_m. No entanto, para grandes amplitudes de deformação, esta grandeza depende sobretudo da resistência estática dos solos ao corte, a qual é mais aproximadamente uma função linear de σ'_m.

A relação entre o módulo de distorção e a tensão vertical pode ser representada por uma recta, num gráfico logarítmico:

$$G=k_m\sigma_v^m \ , \qquad (1.1)$$

onde m é o declive da recta, na representação bilogarítmica, e k_m o valor do módulo de distorção G quando a tensão vertical σ_v é unitária. Os valores de m e de k_m variam com o nível de deformação, tomando m o valor de 0,5 para níveis de distorção baixos e aumentando com a deformação.

Quanto maior é o índice de vazios menor é o valor de G_{max}, contudo o efeito desta variação é menor do que o efeito da variação da tensão principal efectiva média.

A presença de tensões de corte iniciais reflecte-se num valor do módulo de distorção mais baixo, para os primeiros ciclos de carga, do que o obtido no mesmo solo sem esta história de carga. Este efeito evanesce à medida que o número de ciclos aumenta.

Para areias o módulo aumenta ligeiramente com o número de ciclos de carga, sendo a sua influência muito pequena para níveis de deformação elevados. Nos solos coesivos o efeito é precisamente o contrário, registando-se reduzidas descidas.

O efeito da sobreconsolidação é o de aumentar o valor de G_{max}, dependendo ainda esta variação do índice de plasticidade do solo.

O último parâmetro significativo é o grau de saturação, que é muito importante em solos coesivos. O grau de saturação é usado como parâmetro em argilas devido à dificuldade de determinar a tensão efectiva nos solos parcialmente saturados. O valor de G_{max} diminui com o grau de saturação e varia exponencialmente com o teor em água. O limite de liquidez da argila parece ser uma grandeza significativa. A variação da grandeza do módulo é muito maior abaixo do limite de liquidez do que acima.

Ensaios em coluna ressonante de areias parcialmente saturadas mostram que o seu módulo de distorção, G, varia significativamente com o grau de saturação, S, apresentando valores superiores ou iguais ao registado em amostras secas, G_{seco}. A curva de evolução

de G/G_{seco} com o grau de saturação regista um crescimento inicial, atinge o valor máximo, designando-se o grau de saturação correspondente por grau de saturação óptimo, $S_{óptimo}$ e decresce, após isso, para o valor G_{seco}. Para um mesmo grau de saturação, a razão G/G_{seco} diminui com o aumento da tensão de confinamento e do índice de vazios, o que indica que os efeitos da capilaridade no módulo de distorção dinâmico a pequenas profundidades são mais pronunciados do que os verificados a elevadas profundidades. A variação do valor máximo de G/G_{seco} com o índice de vazios é linear, independente da pressão de confinamento e da granulometria, e função apenas da forma dos grãos. O valor de $S_{óptimo}$ aumenta com o aumento do índice de vazios do solo. De acordo com Qian et al (1991), verifica-se ainda que as propriedades dinâmicas da fracção de solo retida no peneiro #400 são muito diferentes do material passado no referido peneiro. Os grãos com dimensões superiores ao peneiro #400 afectam apenas o valor máximo de G, não produzindo alterações no grau de saturação óptimo. O conteúdo de partículas inferiores ao diâmetro do peneiro #400 provoca alterações quer em $S_{óptimo}$ quer em G/G_{seco}, sendo esta última razão tanto maior quanto maior for o referido conteúdo.

A componente deviatórica do estado de tensão inicial é muito menos importante para o módulo de solos do que a componente isotrópica, assim como o tamanho dos grãos e a sua gradação. A forma das partículas tem um efeito sensível no módulo das areias.

Para comparar resultados de ensaios de laboratório com medições obtidas no campo é necessário ter em conta de modo apropriado a idade do solo, corrigindo os valores do laboratório de modo a incluir os efeitos da consolidação secundária. Em areias o efeito do tempo é desprezável, havendo à partida acordo dos resultados laboratoriais com os de campo.

Andersen e Stokoe (1978) referem que o módulo de distorção de argilas é influenciado pelo tempo de consolidação, mesmo após a consolidação primária ter ocorrido. Ensaios realizados com cargas aplicadas durante grandes períodos de tempo são essenciais para ter em conta os efeitos totais da história de tensões geológicas.

1.2.3 - COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO (D)

O coeficiente de amortecimento aumenta com a amplitude de deformação, e aparentemente é nula para amplitudes nulas. Para grandes amplitudes este coeficiente aproxima-se assintoticamente do seu valor máximo, D_{max}.

O coeficiente de amortecimento, em geral, diminui com o número de ciclos, com

a tensão principal efectiva média e com o índice de vazios. A diminuição com o número de ciclos é do tipo logarítmica (D= f(log N)). No entanto, há evidência de que o amortecimento começa a aumentar para um número de ciclos superior a 50 000 (valor atingido apenas no estudo de pavimentos), atribuindo-se este facto ao aparecimento de um mecanismo de fadiga. Verifica-se que D decresce aproximadamente com a raíz quadrada de σ'_m.

Estes factores são mais ou menos significativos conforme o tipo de solo a caracterizar. Assim, D_{max} para areias limpas depende do número de ciclos de carga, só muito ligeiramente (só para tensões muito reduzidas) de σ'_m, e não é afectado pelo estado de adensamento. Os valores de amortecimento de solos arenosos saturados não drenados são bastante superiores aos de areias secas. Os coeficientes de amortecimento para areias e gravilhas são similares.

Em solos coesivos D_{max} depende do número de ciclos de carregamento, da tensão efectiva média σ'_m e da frequência.

O efeito da forma de carga e da frequência, no comportamento dinâmico de solos, é pequeno para frequência superiores a 0,1 Hz (frequências entre 1/6 e 4 Hz).

Seed e Silver (1971) referem que a forma triangular em areias conduz a resistências dinâmicas algo superiores às registadas com formas mais achatadas.

Em solos coesivos, o comportamento altera-se drasticamente para frequências inferiores a 0,1 Hz, devido à existência de fenómenos de fluência associados, que afectam os respectivos módulos e amortecimentos. Nestes solos o amortecimento cresce ligeiramente com f.

As tensões de corte iniciais causam um aumento de D, sendo este aumento mais significativo para pequenas amplitudes de deformação. O tamanho dos grãos e a sua gradação não influenciam significativamente o amortecimento.

Não existe correlação entre as características de amortecimento e a resistência estática dos solos ao corte.

Para qualquer pressão de confinamento, a relação entre o amortecimento e a distorção é, em termos práticos, independente da compacidade relativa em areias.

1.2.4 - RESISTÊNCIA À LIQUEFACÇÃO E A ACÇÕES CÍCLICAS

No contexto do fenómeno da liquefacção podem-se distinguir três estádios diferentes que se passam a definir:

- Liquefacção total, caracterizada pela ocorrência de grandes deformações, sob a acção de cargas dinâmicas ou estáticas, devido ao desenvolvimento de elevadas pressões intersticiais, que reduzem para valores próximos de zero a tensão efectiva actuante no solo, comportando-se este como um líquido.

- Liquefacção inicial, corresponde ao estado que se verifica quando, sob a acção de cargas dinâmicas, as pressões intersticiais igualam as pressões de confinamento, não havendo qualquer indicação, na sua definição, sobre a ordem de grandeza das deformações induzidas.

- Mobilidade cíclica, implicando que o solo tenha atingido previamente o estado de liquefacção inicial, manisfesta-se pelo desenvolvimento de limitadas deformações sob acção de acções cíclicas subsequentes e pela estabilização do seu estado de tensão e de deformação para as cargas aplicadas, devido a fenómenos de dilatância, associados sobretudo a areias densas, ou a resistências remanescentes nos solos.

Para tensões de confinamento relativamente baixas, nenhuma situação de rotura por liquefacção teve lugar para valores da tensão de corte inferiores a 60% da resistência estática.

Para valores superiores, constata-se que existe um quociente crítico de tensões em compressão e em extensão, chamado razão inicial das tensões efectivas, R (quociente entre a amplitude de tensões de corte que provoca liquefacção e a tensão efectiva normal média, que fornece um certo potencial para resistir à liquefacção), ao qual corresponde a chamada linha de estado característico, e para o qual o comportamento da areia, como um sólido evanesce e transforma-se num, correspondente a um líquido. Desde que as tensões não sejam tão elevadas que produzam esmagamento significativo dos grãos de areia, e para um determinado índice de vazios, parece que só o valor numérico deste coeficiente é importante, e não os valores particulares das tensões de corte e da tensão normal média, controlando assim a incidência da liquefacção. O estado característico, por outro lado, estabelece a fronteira entre o comportamento dilatante e contráctil dos solos, em condições de carga não drenadas.

Acções cíclicas abaixo da linha de estado característico, representada na Figura 1.1, produzirão pressões intersticiais positivas. O estado de tensão efectiva migrará em direcção ao estado característico, e esperar-se-ão pequenas deformações. Uma vez que a linha de estado característico seja atravessada, a tendência para a dilatância produzirá estabilização na geração das pressões intersticiais, mas será de esperar a ocorrência de grandes deformações e variações da pressão intersticial. Se a tensão distorsional máxima não exceder o seu valor no estado crítico, o qual está relacionado com o volume específico

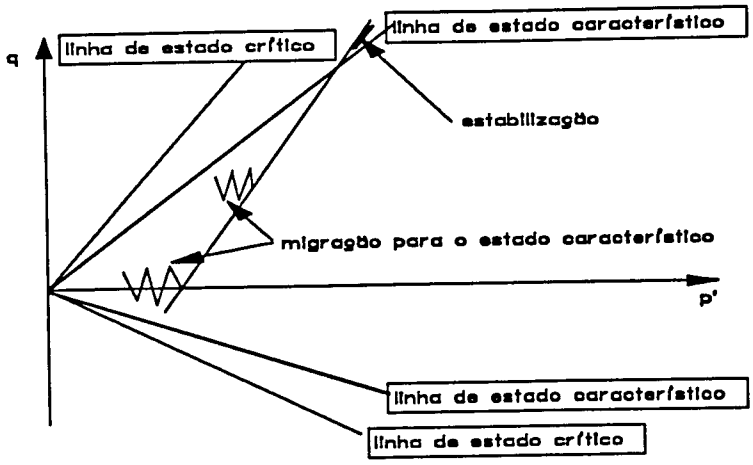


Figura 1.1 - Fenómenos observados durante a aplicação de cargas cíclicas não drenadas em areias.

e portanto constante no ensaio não drenado, então um estado de mobilidade cíclica pode ser atingido, com grandes mas limitadas deformações.

A resposta tensão-deformação em forma de S é típica do comportamento de todos os solos que foram carregados ciclicamente até ao seu estado característico.

Quanto maiores são as tensões cíclicas, mais soltas são as amostras, e menor é a pressão de confinamento, menor é o número de ciclos sob tensão constante necessários para provocar liquefacção.

O tamanho dos grãos é um factor significativo da resistência do solo sob cargas cíclicas, sendo consideràvelmente menos importante a sua distribuição e forma. A grandeza da razão de tensões que causam liquefacção tende a diminuir quando o tamanho médio dos grãos decresce de 1 mm para 0,1 mm. Areias contendo uma pequena percentagem relativa de finos são mais resistentes à liquefacção, desde que haja contacto entre os grãos de areia. A densidade da estrutura não parece afectar o aumento da resistência significativamente em determinadas areias, ao contrário de outras em que quanto menor é a compacidade relativa maior é o aumento de resistência. Esta diferença pode ser atribuída ao tamanho dos vazios, à facilidade do movimento da água nos vazios e ao potencial de liquefacção da areia pura. O aumento da resistência à liquefacção de solos com finos resulta do maior tempo necessário para mobilizar a pressão intersticial durante o ciclo de cargas. A presença de finos tende a retardar o movimento da água, pois origina vazios menores em tamanho e mais numerosos. Quando a quantidade de partículas de pequenas dimensões na mistura atinge um estado onde o contacto entre os grãos de

areia não é predominante, a deformação característica da amostra sob cargas cíclicas não é controlada pela estrutura da areia, mas pelo tipo de finos e a compacidade relativa da amostra.

Há uma pequena variação de volume durante o corte puro ou simples nos solos coesivos para distorções menores do que 0,5%. Este limite não é constante para todos os estados iniciais de tensão, condições locais, etc, e em algumas condições pode ser maior. Para areias limpas, este valor não está bem definido, podendo ser muito inferior a 0,5%. Se não há variação significativa de volume, as tensões efectivas não variam durante o corte, não se desenvolvendo pressões intersticiais, mesmo quando as condições não drenadas prevalecem.

Quando a gama de acelerações de projecto é baixa, é razoável admitir que as areias densas tenham resistência suficiente à liquefacção, sem proceder a avaliações críticas do potencial de liquefacção.

A amplitude de distorção induzida em areias densas não é ilimitada, mesmo após um número considerável de ciclos de carga. A grandeza destas distorções limites depende principalmente da compacidade relativa, decrescendo com o seu aumento, e é controlada pela tendência expansiva da areia. São desprezáveis outros factores como o envelhecimento e a estrutura do solo.

Quando a areia é suficientemente densa, a razão de tensões iguala a resistência ao corte drenada estática, não se atingindo o estado de liquefacção total. A sua resistência não drenada cíclica é afectada significativamente por muitos factores, como o valor da amplitude de distorção utilizada para definir a rotura, o estado de tensão na consolidação, tensão de corte inicial e tipo de areia. Estes factores têm apenas um ligeiro efeito em solos soltos, pelo que a resistência não drenada cíclica de areias densas deve ser definida e avaliada muito mais cuidadosamente do que a de areias soltas.

A resistência cíclica, definida para valores suficientemente elevados de deformação, não é reduzida pela presença de tensões de corte iniciais. Pelo contrário, pode crescer, em alguns casos, particularmente em solos densos.

As características de liquefacção de solos arenosos são influenciadas pelas história de deformação a que foram submetidos, aumentando consideràvelmente a sua resistência. Durante qualquer período de deformação cíclica, há uma variação progressiva na estrutura do solo, verificando-se que a variação que ocorre em qualquer ciclo decresce progressivamente com o aumento do número de ciclos. A areia adquire uma estrutura mais resistente com menores variações de volume. A história sísmica tem os mesmos efeitos no potencial de liquefacção de areias saturadas e nos assentamentos de areias secas. Mesmo que não

ocorra uma variação significativa de compacidade, as formações de areia submetidas a sismos de baixa magnitude (que não sejam suficientes para provocar liquefacção) desenvolvem uma resistência maior nos sismos subsequentes, pensa-se que por reorientação das partículas constituintes.

As razões de tensão necessárias para provocar liquefacção inicial numa formação de solo natural são influenciadas pelo coeficiente de impulso em repouso. A razão entre as tensões horizontal e vertical depende da resistência do solo e das possíveis cargas e descargas causadas por variações geológicas passadas. Há um aumento do K_0 se o solo é sobreconsolidado, devido a deposição e subsequente erosão, ou devido a deformações cíclicas sismicamente induzidas.

As formações naturais adquirem um certo aumento de estabilidade como resultado de longos períodos de tensão aplicados, produzindo-se um certo grau de cimentação nos pontos de contacto ou o desenvolvimento de uma estrutura mais estável devido aos efeitos de compressão secundária.

Os efeitos da cimentação fazem aumentar a resistência e a rigidez inicial, e reduzir a deformação de pico. A observação de superfícies de rotura distintas sugere que a quebra da cimentação ocorre preferencialmente em certos planos. Após esta quebra, o comportamento subsequente do solo é controlado pela parte não cimentada.

A deformabilidade, durante carregamentos cíclicos, parece não ser afectada pela velocidade de carga. Contudo, a amplitude de variação da pressão intersticial é significativamente maior nos ensaios mais rápidos, sugerindo que a rotura possa ocorrer ligeiramente antes a maiores velocidades. Os efeitos da velocidade de deformação são mais importantes para pequenas deformações e tornam-se menos importantes para maiores distorções.

O efeito da velocidade de deformação em ensaios monotónicos é relativamente pouco importante em areias densas, mas pode ser significativo para argilas submetidas a elevadas velocidades de deformação. As curvas tensão-deformação para velocidades de deformação constantes têm a mesma forma hiperbólica para os solos argilosos, mas cada uma delas se aproxima de um valor assimptótico diferente. A resistência não drenada é menor em ensaios de longa duração do que nos de duração normal, devido ao facto, verificado experimentalmente, de que na rotura a um aumento da velocidade de deformação corresponde uma menor variação da pressão intersticial induzida. Contudo para níveis de deformação inferiores a 2% não se notam efeitos da velocidade de deformação na pressão intersticial, a qual é, neste caso, função apenas do estado de deformação.

Para areias saturadas e materiais siltosos o efeito da velocidade de deformação inclui o crescimento, dependente do tempo, das pressões intersticiais, e possível ocorrência de liquefacção.

Uma idealização mais significativa do processo de liquefacção pode ser obtida se os ciclos de carga contiverem um curto período de tensão nula, permitindo a equalização total das pressões intersticiais, e a medição das tensões de corte na ausência de efeitos de inércia. Tentativas neste sentido mostraram que não há alteração da resistência à liquefacção inicial.

Comparados com as areias, os enrocamentos exibem maior resistência à liquefacção devido à sua natureza autodrenante. A condutividade hidraúlica da gravilha é muitas vezes suficientemente elevada para que a drenagem possa ocorrer facilmente, de modo a que a situação não drenada nunca possa ocorrer no campo. No entanto, a presença de camadas finas e/ou lenticulares de materiais finos, ou a localização extremamente profunda, pode impedir a drenagem e provocar rotura por liquefacção em materiais de enrocamento soltos.

Contrariamente a muitas areias, a velocidade de aumento da pressão intersticial é muito rápida para a gravilha durante os primeiros ciclos, seguindo-se-lhe uma velocidade de crescimento muito lenta, devido ao seu comportamento fortemente dilatante. Em consequência, exibem um aumento significativo da resistência cíclica devido a tensões suportadas ao longo de um período relativamente pequeno. Deve-se então incluir este efeito, simulando o envelhecimento na análise de estabilidade de antigos aterros de estruturas construídas pelo homem ou de formações naturais.

O grau de saturação tem um efeito significativo na resistência à liquefacção de areias, aumentando a sua sensibilidade com o abaixamento das razões das tensões cíclicas. Uma ligeira descida a partir do valor 100% provoca um notório aumento na resistência à liquefacção das areias. Verifica-se ainda que existe um valor de S, dependente naturalmente do solo em causa, abaixo do qual a resistência à liquefacção se torna independente deste factor.

O nível de tensão, necessário para a rotura, é proporcional à compacidade relativa, para valores inferiores a 75%.

As grandes resistências da argila comparadas com a dos siltes e das areias finas sugerem que o tamanho dos grãos não é o único factor que governa a resistência destes solos muito finos sendo a plasticidade também importante. O comportamento de argilas depende de factores internos, tais como tipos e quantidades dos minerais de argila, tipos de catiões adsorvidos, forma e tamanho da distribuição das partículas e química do fluido dos poros, e de factores externos, como o teor em água, a densidade, a tensão de

confinamento, a temperatura e a fábrica do solo. Estes diferentes factores, bem como as condições de drenagem e a técnica de ensaio, controlam os parâmetros de resistência.

1.3 - ENSAIOS LABORATORIAIS

Nos ensaios laboratoriais procura-se estudar o comportamento de um dado solo, representado por uma ou mais amostras, sob condições tão próximas quanto possível das previstas "in situ", ou em condições extremas para determinação de coeficientes de segurança à rotura.

A trajectória de tensões a que um elemento de solo é sujeito é, tipicamente, causada pela sequência de acontecimentos que se descreve seguidamente:

- Consolidação e/ou descompressão sob o efeito combinado das forças geoestáticas e da erosão, atingindo-se um estado de equilíbrio ao fim de um período de tempo variável.

- Ocorrência de perturbações desse estado de equilíbrio, durante a fase de construção da estrutura geotécnica.

- Ocorrência, durante a vida útil da obra, de perturbações de natureza diversa: sismos, acção das vagas, impactos, fenómenos de fluência, alteração do estado de humidade natural, percolação, etc.

Nos ensaios laboratoriais tenta-se reproduzir todas estas situações, optando-se por vias diferentes, de acordo com o ensaio que se executa, sendo a sua adequação aferida pelo grau de aproximação obtido relativamente à situação real que se visa reproduzir.

Para a realização de ensaios representativos para além disso é necessário proceder à colheita de amostras adequadas.

1.3.1 - AMOSTRAGEM

O tipo de amostras requeridas é função das condições apresentadas pelo solo quando solicitado pela acção sísmica. Assim, por exemplo, para caracterizar terrenos de fundação de barragens de aterro, as amostras a obter deverão ser indeformadas, duplicando as condições "in situ". Para solos que irão constituir o aterro, bastará uma amostragem integral, já que as suas propriedades no estado natural irão ser alteradas pelos processos construtivos empregues na execução da obra.

A amostragem em bloco fornece provetes substancialmente menos alterados e com

resistências cíclicas geralmente maiores do que os conseguidos com amostradores tubulares. Factores como a variabilidade do solo de amostra para amostra, abertura de fissuras e fendas, e variação do estado de tensão de campo, devido a secagem e escavação, tornam difícil prever o grau de alteração sofrida pela amostra de bloco.

A perturbação da amostragem pode afectar a densidade, a estrutura do solo, a história de tensões e a cimentação das partículas. Mesmo amostragens perfeitas, sem interferência mecânica, resultam numa variação das propriedades tensão-deformação do solo devido à redução de pressão de confinamento, perdendo-se, deste modo, parcialmente o efeito benéfico de histórias sísmicas anteriores.

Em areias soltas a medianamente densas, a amostragem conduz a algum grau de densificação, envolvendo movimentos relativos entre os grãos de areia. A resistência resultante será determinada pelos efeitos combinados de um aumento de resistência devido ao aumento de densidade e endurecimento associado, e de uma perda de resistência causada pela quebra de ligações de cimentação e pela minimização dos efeitos da história de deformação.

Para areias com compacidades relativas superiores a 75%, a amostragem é acompanhada de uma certa dilatância e também perda de cimentação, resultando uma marcada redução da resistência cíclica.

As vibrações inevitavelmente presentes na extracção de amostras do terreno são uma outra forma de história sísmica, melhorando assim artificialmente as propriedades dinâmicas dos provetes em relação às do solo no campo.

A retenção das características "in situ" é provavelmente maior para areias contendo finos suficientes para manter a estrutura granular, com pequeno grau de coesão, ou coesão aparente significativa, devido aos efeitos de capilaridade. Na amostragem de areias médias e grossas limpas têm que ser feitos esforços especiais para manter a estrutura, como o congelamento do solo, para evitar o refluimento e outros efeitos destrutivos.

A mecânica dos solos congelados lida com um complexo sistema de partículas, com pelo menos quatro fases, contendo partículas minerais sólidas, inclusões de gelo (gelo de ligação e entrecamadas), água confinada no estado líquido e componentes gasosas.

O processo de congelação de solos produz uma redistribuição da humidade, em resultado da migração da água para a frente de congelação, com deposição de gelo. Podem-se, por este motivo, criar condições em que ocorra um aumento do volume do solo e para as quais a fase de equilíbrio seja alterada, e consequentemente leve ao aparecimento de gradientes variados (humidade, temperatura, camada de adsorção, pressão osmótica, capilaridade) que provocam movimento de água nos solos congelados.

Um meio de evitar esta ocorrência é permitir o escape de água durante o arrefecimento do solo.

Verifica-se que a água em areias saturadas, com drenagem pelo menos numa direcção, não migra para a frente do ponto de congelação, mas desaparece, permanecendo após a congelação a porosidade praticamente constante. Considera-se assim que a congelação e corte com drenagem permitida, na direcção do movimento da frente de congelação, e com pressão de confinamento mantida durante a operação, dá um meio efectivo de obter amostras indeformadas de areias saturadas de maior qualidade, superando as que se conseguem por outros processos correntes. Variáveis como a temperatura de arrefecimento, a percentagem de finos da areia, pressão de confinamento e profundidade da amostragem podem influenciar a eficiência do método proposto. Um aumento da percentagem de finos obrigará a maiores pressões confinantes, para controlar a expansão de volume, enquanto que a utilização de uma velocidade de arrefecimento reduzida resulta em nenhuma ou extremamente reduzida tendência para a expansão.

Alterações causadas pelo transporte em veículos, ao longo de grandes distâncias, podem ser particularmente sérias no caso de areias soltas a siltosas, devido às vibrações, conduzindo a variações significativas no índice de vazios. Também, o armazenamento inadequado, e a selagem imprópria das extremidades da amostra, podem provocar perdas de água e variações físicas e químicas.

Há, por estes motivos, grandes vantagens no transporte, manuseamento e preparação de provetes de amostras congeladas.

1.3.2 - PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

Um aspecto importante é a preparação de amostras representativas a usar num programa de ensaios de cargas cíclicas.

Em solos com um mínimo de consistência (solos argilosos e siltosos) a preparação resume-se a proceder ao talhe de amostras, com a geometria do provete característico de cada ensaio, a partir de amostras indeformadas ou reconstituídas em laboratório com as propriedades que se pretendam.

Em solos arenosos, devido a não ser geralmente possível proceder ao corte de amostras, opta-se então por prepará-las, com a forma final do provete do ensaio a que se destina, directamente no molde do equipamento.

Os métodos mais usuais, na preparação de amostras de solos arenosos, são a

aeropluviação, a hidropluviação, a compactação húmida e a vibração húmida. De diferentes processos de preparação, para uma mesma compacidade relativa, resultam orientações das partículas e contactos normais diferentes, originando estruturas e características de resistência também diferenciadas, pelo que é importante reproduzir não só a compacidade do material "in situ", mas também a fábrica do solo no campo, optando-se pelo método que melhor aproxima estas características.

Na aeropluviação, através de um tubo, com altura de queda constante, depõem-se areia seca ao ar num molde. Consegue-se variar a densificação do material aumentando ou diminuindo a altura de queda.

A hidropluviação é um processo em tudo idêntico ao anterior, no entanto é utilizada uma nuvem de água pulverizada, através da qual o solo passa, antes de atingir o molde.

Na compactação húmida, o material é colocado em camadas horizontais, com um dado teor em água, sendo cada uma compactada a um determinado peso volúmico seco. A densidade é controlada ajustando a altura da camada. Para produzir amostras uniformes na direcção vertical, o número de pancadas em cada camada é convenientemente aumentado para as zonas superiores, e a superfície compactada de cada camada é escarificada.

No método de vibração húmida, introduz-se no molde uma dada quantidade de areia, com um determinado teor em água, em camadas. Um peso cilíndrico é colocado na superfície da areia. A compactação é conseguida batendo no molde com um martelo de madeira, uniformemente, até a altura da camada ser reduzida ao valor pretendido. Escarifica-se também a superfície compactada de cada camada.

Observações radiográficas permitem constatar que as amostras obtidas por aeropluviação tendem a orientar as partículas constituintes com o seu eixo maior no plano horizontal, podendo ocorrer estratificação. As amostras compactadas húmidas orientam-nas com o eixo maior na direcção vertical, enquanto que as obtidas pelo processo de vibração húmida apresentam ainda uma maior tendência para a orientação vertical.

Ensaios cíclicos permitiram concluir que as resistências cíclicas de amostras pluvionadas e compactadas são muito similares para um número de ciclos superior a 5 em solos pouco a medianamente densos. Para compacidades relativas maiores do que 65%, verifica-se que as amostras conseguidas por compactação húmida têm características dinâmicas melhoradas, relativamente às primeiras. No entanto, para qualquer compacidade relativa, as obtidas por vibração húmida apresentam sempre uma resistência superior às preparadas pelos outros métodos. Este efeito da preparação da amostra na resistência cíclica cresce com o aumento de amplitude de distorção, usada para definir essa

resistência.

Em ensaios com provetes de reduzida altura, como por exemplo o ensaio de corte simples, em lugar dos métodos descritos, geralmente, as amostras são preparadas directamente no aparelho com a membrana mantida rígida, com um dispositivo de esticamento, constituindo deste modo um molde. Uma quantidade préviamente pesada de areia é colocada dentro deste recipiente e vibrada até atingir uma altura pré-determinada.

Métodos especiais têm sido adoptados pontualmente por diversos investigadores. Por exemplo, Chaney, Mulilis e Ishihara sugerem que na preparação de areias argilosas o processo de sedimentação pode ser usado até 10% de conteúdo de finos sem ocorrerem problemas de segregação. Neste método a componente arenosa é sedimentada numa suspensão de componentes siltosas e argilosas em água destilada, dentro de uma membrana colocada no interior de um molde, produzindo-se amostras com areia no estado solto. Outra preparação, também sugerida por Chaney et al para o mesmo tipo de solos, consiste em misturar o material seco ao ar com água destilada de modo a formar uma lama homogénea. A lama é colocada dentro do molde previamente revestido pela membrana, e é compactada com um martelo, até se conseguir o estado de adensamento pretendido. A resposta ao corte em ensaios triaxiais de compressão não drenados não é significativamente diferente por ambos os processos de preparação.

Com vista à preparação de provetes de solos saturados cuidados especiais têm que ser tomados. Os processos de aeropluviação e hidropluviação são neste caso substituídos pelo que se passa a descrever. O espaço da amostra é cheio com água sem ar. Areia limpa, previamente fervida em água para remover o ar, é colocada, no espaço reservado à amostra, com a ajuda de um funil, cheio de água (sem ar). A elevação do funil é mantida constante enquanto atravessa a área plana da amostra, de modo a que a superfície da areia permaneça de nível.

Em equipamentos que possuam sistemas de drenagem e permitam a aplicação de contrapressões, poder-se-á proceder à preparação da amostra por um dos métodos convencionais e em seguida fazer a saturação do provete. Para saturar um provete já preparado, primeiramente substitui-se o ar nos vazios do solo por um elemento gasoso mais solúvel na água, geralmente dióxido de carbono. A amostra é então lentamente banhada com água, sem ar, contendo pequenas quantidades de detergente, para reduzir a tensão superficial. Aplica-se finalmente uma contrapressão para dissolver o gás ainda remanescente na água dos poros.

Para uma correcta interpretação dos resultados obtidos e posterior aplicação de modelos matemáticos dever-se-á conhecer, ao longo dos ensaios, as características do

solo, nomeadamente, o seu grau de saturação. Um solo, em termos práticos, considera-se saturado quando B é superior a 0,95. No entanto, a descarga da pressão de confinamento e da contrapressão, é sempre acompanhada por uma diminuição do parâmetro B, devido à diminuição de compressibilidade do esqueleto sólido. Para níveis de pressão intersticial relativamente baixos, a amostra não se encontra, geralmente, perfeitamente saturada, correspondendo a pequenas variações do grau de saturação (S) reduções significativas do parâmetro B, segundo:

$$1-S=\left[\frac{1}{n}\left(\frac{1}{B}-1\right)\frac{K}{C_{w_0}}-1\right]C_{w_0}p_w \ , \qquad (1.2)$$

onde n representa a porosidade, K a compressibilidade do esqueleto sólido, C_{w0} a compressibilidade da água sem ar ($4{,}82\times10^{-8}$ kPa^{-1}) e p_w a pressão intersticial.

Para o estudo do comportamento do solo, um meio poroso quase-saturado com um grau de saturação S ($0 < 1-S \ll 1$) pode então ser substituído por um totalmente saturado cuja compressibilidade da água dos poros dependente do grau de saturação, é dada por:

$$C_w=C_{w_0}\left(1+\frac{1-S}{p_wC_{w_0}}\right) \ , \qquad (1.3)$$

Para eliminar a influência do tamanho do provete, nos resultados dos ensaios, é desejável que a razão entre o diâmetro da amostra e a máxima dimensão das partículas seja superior a 6, para materiais bem graduados, e maior do que 8 para solos uniformes.

Dada a dimensão dos provetes, é muitas vezes necessário, em solos grosseiros, seleccionar amostras representativas com partículas de menor diâmetro. Considera-se que a amostra deve reproduzir o comportamento do protótipo, em corte, se a curva de graduação do material modelado é obtida paralelamente à curva de graduação do campo, de maneira que a única diferença entre a amostra e o modelo é o tamanho das partículas.

Para gravilhas densas bem graduadas, o método de preparação do provete tem relativamente pouca influência, na resistência dinâmica, comparada com a das areias. A influência diminui ainda mais para pressões de confinamento mais elevadas.

Os resultados obtidos com amostras indeformadas são sempre superiores aos das amostras reconstituídas em laboratório com a mesma compacidade, pois as formações naturais têm uma estrutura mais estável, devido aos maiores movimentos laterais associados ao processo de deposição, a pequenos acontecimentos sísmicos locais, que ocorrem na natureza, produzindo uma estrutura mais resistente e um aumento de K_0, a

longos períodos de tensões aplicadas que provocam um certo tipo de cimentação entre as partículas, e por último refere-se a estratificação, sempre presente em amostras indeformadas, que pode influenciar os resultados dos ensaios.

1.3.3 - ENSAIOS ESCALONADOS

É prática corrente, na realização de ensaios dinâmicos, aplicar um certo número de ciclos, com uma determinada amplitude de deformação ou de tensão, deixar o provete repousar durante alguns minutos, para dissipação das pressões intersticiais, e em seguida carregar de novo ciclicamente, a uma amplitude superior. O processo é repetido, até se atingir a rotura do provete. Até que ponto e em que condições estes ensaios são representativos é o tema que agora se aborda.

Em areias secas, constata-se que os valores do módulo de distorção obtidos em ensaios escalonados podem ser usados em substituição dos encontrados em ensaios sobre amostras virgens até 50 ciclos de deformação. O amortecimento, para ambos os tipos de amostras, embora sendo ligeiramente menor para amostras escalonadas, apresenta valores da mesma ordem de grandeza, quando o número de ciclos é inferior a 100.

Em tensões totais, o módulo de solos saturados virgens e escalonados, é muito diferente. As pressões intersticiais desenvolvem-se mais rapidamente em amostras não anteriormente solicitadas para um mesmo número de ciclos, disto resultando valores mais baixos do módulo. Exceptuam-se os casos com ocorrência de um grande número de ciclos e/ou de níveis de deformação elevados, onde os valores do módulo dos dois tipos de amostras são aproximadamente iguais, devido à presença de pressões intersticiais elevadas. Conclui-se, portanto, que o desenvolvimento de excessos de pressão intersticial, em amostras virgens saturadas, não pode ser previsto pelo comportamento de amostras ensaiadas por escalões.

Contudo, se os resultados da determinação do módulo de distorção de solos arenosos, sejam eles secos, drenados, virgens, saturados, não drenados ou escalonados, forem comparados em termos de tensões efectivas, verifica-se que são idênticos.

Os valores do amortecimento calculados em ensaios de amostras saturadas não drenadas são razoàvelmente equivalentes, independentemente da técnica de ensaio utilizada.

Ensaios monotónicos, realizados depois de carregamento cíclico, originaram estados últimos que são muito próximos dos obtidos em ensaios monotónicos sem cargas e

descargas.

Encontra-se assim validada esta técnica de ensaio, com patamares crescentes de carga, pelo menos para solos arenosos, desde que a sua interpretação seja feita em tensões efectivas, e permitida a utilização dos respectivos parâmetros na representação do comportamento amortecido dos materiais.

1.3.4 - ENSAIOS REVERSÍVEIS E NÃO REVERSÍVEIS

Dependendo do tipo de equipamento disponível e das condições "in situ" que se visem reproduzir poder-se-á executar ensaios com tensões tangenciais cíclicas perfeitamente reversíveis (designados na literatura anglo-saxónica por "two-way tests" - a tensão tangencial varia entre valores positivos e negativos iguais em valor absoluto, sendo a tensão de corte média igual a zero), parcialmente reversíveis (a tensão tangencial muda de sinal durante o ciclo de carregamento mas tem tensão de corte média diferente de zero) ou não reversíveis (designado na literatura anglo-saxónica por "one-way tests" - a tensão tangencial não muda de sinal). Estes dois últimos tipos de ensaios tentam simular situações de carga cíclica com tensões de corte iniciais.

Pretende-se muitas vezes proceder à comparação e extrapolação de resultados de ensaios a diferentes pressões cíclicas médias (q_m). Utiliza-se então a seguinte expressão para determinação da amplitude de corte equivalente (q_{eq}), correspondente a ensaios reversíveis:

$$q_{eq} = \frac{q_c}{(1 - q_m / q_p)} \quad , \qquad (1.4)$$

sendo q_c a amplitude de tensões cíclicas aplicadas e q_p a resistência estática de pico, determinada a partir de ensaios monotónicos sob amostras anteriormente deformadas sob a mesma história cíclica (q_m e q_c).

Verifica-se que a equação (1.4) sobreestima os danos provocados por ensaios realizados só em compressão ou tracção (one-way tests), prevendo a ocorrência de rotura mais cedo.

O comportamento do solo é diferente em ensaios reversíveis e não reversíveis.

Quando ocorre reversibilidade de tensões, o solo sofre grandes deformações cíclicas e tende a atingir um estado de liquefacção inicial ou mobilidade cíclica. Exceptuam-se aqui

os ensaios triaxiais cíclicos compressão-extensão ("two-way tests") onde é detectável uma certa fragilidade da amostra em tracção, tendo tendência a aumentar o seu comprimento ao longo do ensaio (deformações residuais de extensão), parecendo estar mais próxima da rotura em extensão do que em compressão.

Contrariamente aos ensaios reversíveis, os de corte irreversível são caracterizados por possuirem elevados níveis de deformação residual acumulada, deformações cíclicas contidas e pressões intersticiais que não atingem as tensões efectivas iniciais de confinamento. Por consequência, a resistência deve ser definida neste tipo de ensaios em termos de deformação residual, e aumentará com a tensão de corte inicial aplicada, ou seja q_m.

1.3.5 - TIPOS DE ENSAIO DINÂMICOS

Os ensaios laboratoriais para determinação de características dinâmicas dos solos compreendem o ensaio de corte simples cíclico, o ensaio de corte torsional cíclico, o ensaio em mesa vibratória, o ensaio triaxial cíclico e o ensaio em coluna ressonante. Além destes podem-se referir, sendo no entanto de utilização mais restrita, o ensaio com impulsos ultrassónicos e, mais recentemente, os ensaios em centrifugadoras.

Para movimentos sísmicos pequenos, técnicas de ensaio de propagação sísmica de ondas, são correntemente usadas para avaliar as propriedades dinâmicas dos solos. Para amplitudes ligeiramente superiores, geralmente recorre-se aos ensaios em coluna ressonante, em amostras compactas ou ocas. Para as amplitudes maiores, por exemplo abalos induzidos, o ensaio triaxial cíclico, de deformação controlada, é o mais popular e largamente utilizado para avaliar as características dinâmicas tensão-deformação do solo.

Em cada um dos ensaios em pequena escala (triaxial e corte simples), a configuração particular do provete, as condições fronteiras e as condições de carga afectam os resultados dos ensaios de uma maneira característica para cada aparelho.

1.3.5.1 - ENSAIO DE CORTE SIMPLES CÍCLICO

O ensaio de corte simples é assim designado por após a consolidação o equipamento aplicar ao provete, em termos médios, carregamentos que produzem deformações de corte simples (deformações axiais nulas). A amostra é contida entre

paredes rígidas ou flexíveis, conforme o dispositivo, impedida de deformar lateralmente, para realizar quanto possível as condições de estado plano de deformação qùe normalmente se verifica no campo, mas capaz de sofrer, sem qualquer impedimento, distorções. Para consolidar o provete é-lhe imposta uma força vertical, que provoca uma tensão normal nas facetas horizontais. Para gerar distorções, aplicam-se nas extremidades superior e inferior cargas horizontais, que produzem tensões tangenciais e uma reorientação das direcções principais de tensão. A direcção principal máxima, em ensaios cíclicos, roda progressivamente de um ângulo menor do que 40°, para um e outro lado da vertical.

Inicialmente o propósito dos ensaios de corte simples era o de constituir uma alternativa melhorada ao ensaio de corte directo, dadas as limitações por este evidenciadas, ensaiando provetes de solo sob acréscimos monotónicos de deformação distorsional. Pretendia-se projectar um equipamento capaz de produzir deformações tangenciais, em estado de deformação plana, com rotação livre das direcções principais de tensão e de deformação, sob condições de drenagem diversas de acordo com a situação que se visa reproduzir, em amostras previamente consolidadas, sem de algum modo induzir directa ou indirectamente uma superfície preferencial de rotura. Posteriormente, com a necessidade de caracterização dinâmica dos solos, adaptaram-se as configurações do equipamento de modo a introduzirem-se carregamentos cíclicos.

Os ensaios de corte simples cíclicos são os que mais se aproximam das condições de campo, durante a aplicação de cargas cíclicas, a um preço razoável, em termos de equipamento e preparação de amostras. Foi desenvolvido para simular, em laboratório, as tensões de corte reversíveis, experimentadas por um elemento de solo, aquando da propagação ascendente das ondas de corte horizontais, durante a ocorrência de um sismo. A grandeza das tensões de corte desenvolvidas varia erráticamente de um ciclo para outro, tendo carácter não estacionário (variando a amplitude e a frequência). Com a consideração de uma ponderação nas amplitudes médias de tensão ou de deformação, a configuração de excitação expectável "in situ" é convertida num número equivalente de ciclos de tensão ou de deformação uniforme e de frequência constante, aplicados durante os ensaios cíclicos. Como na maioria dos acontecimentos sísmicos o número significativo de ciclos é normalmente menor do que 20, as características determinadas aos 5 ciclos darão valores razoáveis para análise.

Existem essencialmente três tipos de equipamentos utilizados na realização deste tipo de ensaio: o do Instituto Geotécnico Sueco (SGI) (Kjellman, 1951), o da Universidade de Cambridge (Roscoe, 1953) e o do Instituto Geotécnico Norueguês (NGI) (Bjerrum e

Landva, 1966).

No modelo do SGI, os provetes são cilíndricos, de secção transversal circular, e as fronteiras laterais são flexíveis, constituídas por uma camisa de borracha contida lateralmente por um conjunto de anéis sobrepostos, cujo movimento horizontal não se encontra de algum modo impedido.

Problemas operacionais associados à preparação dos provetes, à colocação da camisa e à variabilidade do estado de tensão, que aumenta com o nível de deformação induzido, levaram ao abandono deste equipamento e a uma utilização mais generalizada dos outros dois tipos, que se revelam mais elaborados e com maior funcionalidade.

No equipamento de Cambridge é ensaiado um provete de forma prismática (quadrangular), envolto por uma camisa de borracha, que é colocado numa câmara de ensaio de paredes metálicas rígidas, que o confina. As paredes encontram-se solidarizadas entre si, de tal forma que ficam impedidas quaisquer deformações axiais horizontais e permitida, durante a fase de corte, a ocorrência de deformações distorsionais, por translacção das faces horizontais e rebatimento das verticais situadas perpendicularmente à direcção do movimento, e de deformações axiais verticais, por abaixamento ou levantamento da placa superior, quer durante a fase de consolidação quer durante a fase de corte. As condições de fronteira impostas ao provete permitem a saturação de amostras, por aplicação prévia de contrapressão, e caso tal seja pretendido impedem a sua drenagem, na fase de corte.

Versões mais recentes com a inclusão nas paredes de transdutores de pressão possibilitam a dedução do estado de tensão médio no provete e da sua variação.

Uma das limitações fundamentais desta versão é a de não ser aconselhável a sua utilização para ensaiar provetes de solos com sensibilidade, dada a necessária perturbação da amostra durante a preparação, estando o seu uso circunscrito a solos de natureza granular.

A dificuldade em manter ao longo da fase de corte do ensaio a tensão vertical constante, aliada ao facto de o movimento cíclico a que ficam sujeitas as interligações deslizantes, faz com que a adopção deste aparelho, para a execução de ensaios de corte simples cíclico seja normalmente preterida quando confrontada com a sua congénere norueguesa. Como vantagem pode-se referir o facto de conduzirem a uma distribuição mais uniforme de tensão e de deformação relativamente a provetes de secção circular.

O equipamento de corte simples do NGI foi especialmente construído para testar solos sensíveis, retirados de amostras intactas colhidas "in situ". O provete de forma cilíndrica é colocado entre duas placas porosas e contido numa camisa de borracha

reforçada com uma espiral metálica, que impedindo a sua deformação lateral, tem como objectivo o de garantir que a consolidação se processe em condições K_0 e que a fase de corte ocorra sob estado plano de deformação. Na fase de corte do ensaio, a extremidade inferior do provete é mantida fixa e aplica-se na outra extremidade forças horizontais que originam as tensões de corte nas facetas horizontais. A sua configuração de carregamento provoca assim distribuições de tensões não simétricas relativamente ao eixo do cilindro que constitui a amostra.

As condições fronteiras do provete e a interpretação dos ensaios de corte simples levantam algumas questões. Existem várias limitações inerentes ao equipamento, que impedem uma simulação rigorosa, podendo se salientar as seguintes: falta de complementaridade de tensões tangenciais nas superfícies laterais verticais da amostra, escorregamentos entre a amostra e as placas de aplicação de carga, interferência das condições fronteira na amostra e expansão lateral quando se impõe distorções.

A principal desvantagem é a falta de complementaridade das tensões de corte nas fronteiras verticais, produzindo-se distribuições não uniformes de tensões-deformações na amostra de solo, e o desenvolvimento de tensões normais em todas as faces do provete na fase de corte, para equilibrar o momento produzido pelas forças tangenciais aplicadas, afastando-se do estado teórico pretendido de corte simples.

Vários autores (Roscoe, 1953, Duncan et al, 1969, Lucks et al, 1972, Shen et al, 1977, Wright et al, 1978 com recurso à fotoelasticidade) estudaram a distribuição teórica de tensões e de deformações considerando que o solo tinha comportamento elástico, isotrópico e que não se desenvolviam tensões tangenciais nas faces laterais do provete. As distribuições de tensões a que foram conduzidos são uniformes na zona central da amostra com concentração local de tensões normais junto às arestas.

Embora as fronteiras do provete se desloquem de um modo compatível com as deformações de corte simples, o mesmo não se passa com a amostra. Para se conseguir um estado de deformação uniforme, a carga de corte, aplicada à aparelhagem, tem que ser uniformemente transferida para o solo, e os elementos localizados na fronteira do provete devem-se deslocar, para não existirem movimentos relativos entre a amostra e as placas superior e inferior. Tal só é conseguido se se desenvolver um atrito adequado entre o material e as placas, recorrendo-se então a placas rugosas ou com agulhas finas, correctamente assentes no solo, para se realizar a resistência de atrito total. Com a utilização de placas lisas, apenas a parte central da amostra resiste à força de corte, enquanto que uma parte significativa do provete, junto à superfície, permanece indeformada, sendo a resistência aparente determinada muito inferior à real.

A diferença de resistência cíclica, para um dado número de ciclos, entre provetes montados com placas planas e com agulhas, (investigada nos ensaios de corte simples realizados), depende do nível de carga dinâmica. Para valores elevados, a diferença é grande, pois necessita-se de uma resistência, mobilizável por atrito, maior, para evitar o deslocamento relativo da amostra e das placas de base e de topo. Para valores baixos da solicitação, a resistência tende a convergir para um valor comum, independentemente da rugosidade apresentada. Assim o uso de placas lisas só é adequado para níveis baixos de tensão cíclica.

As placas devem estar convenientemente ajustadas à amostra para assegurar que a rugosidade de que dispõem possa ser mobilizada eficazmente. Utiliza-se para tal uma carga de assentamento na placa superior. Esta tensão efectiva vertical adicional é aplicada após a consolidação da amostra ao nível de tensão efectiva desejado, e é removida antes que a fase de corte se inicie. A grandeza da carga de assentamento requerida para se desenvolver a resistência total da areia à liquefacção é função do índice de vazios para um dado solo. A aplicação desta força tem como consequência uma ligeira sobreconsolidação da areia.

Durante a execução dos ensaios verifica-se, contudo, que apesar de todos os procedimentos correctos terem sido executados, as condições de fronteira não são as ideais, ocorrendo escorregamentos não uniformes no contacto entre as placas de topo e da base e o solo ou muito próximo deste, devido ao modo de preparação da amostra, que provoca o aparecimento nesta zona de uma camada alterada não homogénea. Este fenómeno é característico de amostras densas, onde uma camada alterada de areia mais solta, imediatamente adjacente à placa superior, entrará em rotura antes que a massa de areia atinja a condição de resistência de pico, e portanto a presença desta camada reduzirá significativamente a resistência aparente da areia. O abaixamento de resistência é atribuído ao rearranjo dos grãos da areia superficial quando a tensão de corte é aplicada, e à consequente aparente liquefacção prematura que ocorre quando a carga vertical é absorvida pela pressão intersticial.

Prevost e Hoeg (1976) introduziram numa análise elástica e isotrópica do ensaio de corte simples do equipamento da Universidade de Cambridge condições de fronteira com escorregamentos parciais, o que conduziu a distribuições de tensões normais, devido à actuação das forças horizontais, quer nas faces laterais quer nas faces horizontais com valores não desprezáveis em toda a secção.

Um dos problemas da análise elástica e isotrópica é a não consideração de interdependência entre as deformações normais e distorsionais. Experimentalmente,

verifica-se que esta ligação existe, pois um estado de deformação de corte simples não produz estados de tensão de corte simples, e ensaios com tensão total vertical constante sofrem variações da altura em condições drenadas e variações de pressões intersticiais em condições não drenadas. Assim as conclusões anteriormente encontradas com base numa teoria elástica isotrópica devem ser utilizadas com precaução.

Como consequência da interdependência das deformações normais e das distorções no comportamento dos solos, as tensões laterais variam durante a fase de corte do ensaio, podendo ser avaliadas, conjuntamente com as restantes componentes do estado de tensão e com o estado de deformação, em certas configurações de equipamentos mais recentes (métodos experimentais - Budhu et al, 1979, Ladd et al, 1972, Vucetic et al, 1982).

Quando tal não é possível procede-se a análises mais complexas das condições ideais de ensaio, nas quais o comportamento do solo é caracterizado de um modo mais real, adoptando-se modelos elasto-plásticos (Prevost et al, 1976), visco-elásticos ou endocrónicos (Bazant et al, 1979). As distribuições obtidas são não uniformes, não atingindo contudo os valores previstos pela Teoria da Elasticidade, permitindo concluir que o comportamento não elástico do solo tende a redistribuir as tensões e as deformações da amostra e a mitigar os efeitos de não uniformidade na resposta do solo.

Para reduzir os efeitos produzidos pela falta de complementaridade de tensões, deve-se escolher, criteriosamente, uma dimensão apropriada para o provete, ou seja, uma relação diâmetro-altura conveniente. Os provetes de menor diâmetro são os mais influenciados pelas condições de fronteira, verificando-se que a zona da amostra com tensões de corte uniformes cresce com o aumento do seu diâmetro (D) e a diminuição da altura (H), e que as propriedades dinâmicas determinadas se tornam, para valores reduzidos de H/D, independentes da geometria do provete. Dever-se-á por consequência adoptar amostras de grande diâmetro e pequena altura ou, na sua impossibilidade, introduzir coeficientes, para correcção das propriedades cíclicas obtidas.

Airey e Wood (1983), com base em resultados experimentais, afirmaram que o valor da tensão no núcleo do provete é superior em cerca de 4% (para solos argiloso com IP igual a 35) a 12 % (em areias) à tensão aplicada, sendo a diferença entre estes valores de tensão dependente do índice de plasticidade. Determinações a partir das forças directamente aplicadas conduzem, por este motivo, a uma subavaliação da resistência, pelo que é desejável o emprego de dispositivos de corte simples especialmente instrumentados, que permitam a obtenção de tensões e deformações no núcleo. Os resultados obtidos com equipamentos convencionais serão, em face do exposto, tanto mais fiáveis quanto mais plástico for o material ensaiado.

As condições de fronteira nas faces verticais no equipamento NGI não são totalmente conhecidas, pois não é crível que a rigidez da membrana garanta uma efectiva consolidação sob condições K_0, bem como assegure que o diâmetro da amostra se mantenha constante durante a realização de ensaios cíclicos, devendo ser reconhecida a possibilidade de ocorrência de expansão lateral do provete durante a consolidação e corte. Consequentemente as pressões laterais (e a tensão efectiva média) operativas serão inferiores às que se verificam "in situ" resultando maiores deformabilidades e menores resistências e tensões intersticiais induzidas.

O processo de contenção da amostra, por outro lado, não permite medir ou controlar a pressão lateral de confinamento, durante o carregamento cíclico, tornado assim impossível estudar nesta configuração os efeitos que a consolidação a K_0 tem no comportamento dinâmico dos solos e avaliar o seu estado de tensão. O vector tensão é apenas conhecido, em termos de valores médios, nas facetas horizontais. Por consequência, a interpretação do ensaio, não se baseia no valor da tensão de corte máxima e respectiva tensão normal mas no valor da tensão tangencial e normal aplicadas na placa de topo. O método usual de interpretação é considerar que toda a amostra está sob acção de um estado de tensão e de deformação uniforme, pelo que a relação carga-deslocamento reflete as tensões de corte e as distorções em todo o provete.

Durante a fase de corte de um ensaio de corte simples não há trabalho desenvolvido na direcção da tensão principal intermédia σ_2, pelo que a tensão efectiva principal média, que mobiliza a resistência à deformação tangencial, sob a acção das tensões de corte aplicadas, é:

$$\frac{1}{2}\left(\sigma'_y + K_0\sigma'_y\right)_0 , \qquad (1.5)$$

onde σ'_y representa a tensão vertical efectiva e K_0 o coeficiente de impulso em repouso. O índice 0, que aparece na expressão, refere-se a que o seu cálculo se efectua nas condições iniciais do ensaio.

Uma das variantes deste equipamento permite ensaiar provetes, em condições de carga de corte simples cíclico, mantendo o volume da amostra constante, através da variação da força vertical aplicada ao provete. A variação da tensão vertical, requerida para conservar o volume inalterado, é, por sua vez, tomada como sendo igual à variação da pressão intersticial que se teria desenvolvido em ensaios equivalentes não drenados. Os ensaios não drenados e a volume constante só conduzirão a uma mesma trajectória de tensões efectivas se as trajectórias de deformação forem idênticas. Devido à falta de

complementaridade não é geralmente possível proceder a um ensaio a volume constante equivalente ao não drenado. A acrescentar a isto, salienta-se que num ensaio a volume constante, a incompressibilidade é apenas satisfeita, em média, na amostra total, enquanto que para um ensaio verdadeiramente não drenado, a incompressibilidade é satisfeita em todos os pontos da amostra. Da comparação de ensaios a volume constante com ensaios realizados a tensão normal constante, verifica-se que nos primeiros as amostras não atingem o estado crítico, contrariamente ao que se passa com os últimos, onde se consegue identificar claramente o referido estado. Verifica-se ainda que os ensaios a volume constante sobreestimam a resistência à liquefacção, devido ao atrito do sistema.

Devido à não existência do equipamento de corte simples cíclico do NGI de circuitos de drenagem, pelo interior da amostra, o grau de saturação não pode ser avaliado. Mesmo que tal fosse possível, a aplicação de valores de contrapressão elevados estaria impossibilitada, pois poderia conduzir a empolamento da membrana reforçada.

Para obviar a este inconveniente Casagrande (1976) projectou um aparelho designado na literatura inglesa por "gyratory apparatus", no qual a amostra cilíndrica é contida por uma membrana de borracha suportada por uma mola helicoidal, que lhe é exterior. A amostra é colocada numa câmara de pressão para a realização do ensaio, podendo então ser-lhe aplicada a contrapressão necessária para assegurar a saturação total e serem medidas directamente a variação da pressão intersticial em ensaios não drenados.

Versões mais evoluídas, permitindo medir ou controlar a pressão lateral de confinamento durante o carregamento cíclico, incluem numas a utilização, para medição das tensões laterais, da armadura do reforço da membrana como transdutor (Soydemir, 1976, Dyvik, 1981, Airey, 1984) e células de carga incorporadas nas placas de topo e da base para a quantificação da tensão vertical, e em outras o uso de transdutores de pressão, para medir estas pressões e directamente a pressão intersticial, evitando deste modo as limitações mais gravosas da utilização deste aparelho.

Um pouco diferente destas versões é o equipamento de corte simples de BAW (Bundesantalt fur Wasserban - Instituto Federal para Engenharia Hidraulica), (Franke, 1979), onde a amostra de forma cilíndrica, contida por uma membrana não reforçada, é colocada numa câmara triaxial, sendo a tensão lateral realizada pela pressão da água que enche esta câmara. Uma força vertical aplicada no topo e na base permite o estabelecimento de estados anisotrópicos de tensão. Um circuito de drenagem através da amostra possibilita a sua saturação completa, e pela acoplagem de um transdutor de pressão a medição de pressões intersticiais geradas. A condição de deformação lateral nula é conseguida, em ensaios não drenados, por aumento ou diminuição da pressão lateral

aplicada ao provete. Como neste tipo de ensaios o volume é constante, a qualquer tendência para a variação de diâmetro da amostra corresponde uma tendência para alteração da sua altura. Sempre que se detecta qualquer pequena variação na altura do provete, é automaticamente accionada a pressão na célula triaxial necessária para manter a altura dentro dos limites previamente estipulados. A tensão vertical ao longo de todo o ensaio é constante e registam-se os valores da tensão lateral. Da análise dos resultados obtidos com este equipamento e sua comparação com os outros dispositivos, verifica-se que a geração de pressões intersticiais é muito maior neste equipamento, pelo que um número menor de ciclos é necessário para atingir a liquefacção. Pensa-se que esta diferença é devida ao facto de que nos outros aparelhos não ser possível rigorosamente manter as deformações laterais nulas.

A facilidade na preparação da amostra de qualquer tipo de solo, apenas com a limitação da granulometria devido à sua geometria, e na execução é o maior atractivo deste equipamento.

As limitações da aparelhagem e dos procedimentos de ensaio têm geralmente como efeito provocar a rotura das amostras para cargas aplicadas menores que as seriam requeridas nas condições reais. No entanto, as resistências de corte cíclicas para níveis elevados de deformação, obtidas em ensaios de corte simples não drenados, com medição de pressões interticiais, têm uma boa aderência aos valores obtidos em ensaios de grande escala em mesa vibratória, pelo que em termos práticos, pode-se inferir que os efeitos potenciais da não uniformidade da distribuição de tensões sejam mínimos, podendo ser usados directamente, sem necessidade de recorrer a factores de correcção.

Para níveis de deformação reduzidos, Whitman apresentou uma curva de correcção, relacionando as velocidades das ondas de corte (e portanto o módulo de distorção) com os valores da distorção, que sugere que os ensaios de corte simples, neste caso concreto, podem dar valores de apenas 85% dos que corresponderiam aos que seriam medidos a partir de ensaios sísmicos ou de ensaios de coluna ressonante.

Se condições de fronteira apropriadas, para a deformação de corte simples, forem desenvolvidas durante os ensaios de corte simples, verifica-se que não há diferença significativa entre a resistência à liquefacção medida por qualquer tipo de ensaio. Contudo, devido às limitações já apontadas, diversos investigadores assinalaram em condições normais, para areias normalmente consolidadas, tensões de liquefacção ou de rotura em ensaios laboratoriais de corte simples menores em cerca de 20% do que as verificadas em condições reais. Com procedimentos de ensaio pouco cuidadosos, o erro pode atingir valores de 30 a 40 %.

1.3.5.2 - ENSAIO DE CORTE SIMPLES TORSIONAL CÍCLICO

Numa tentativa para melhorar o desempenho dos ensaios de corte simples cíclico, no sentido de evitar o efeito do atrito nas paredes e da falta de complementaridade das tensões tangenciais, e permitir a medição das tensões normais nas faces laterais, controlando assim o estado de tensão inicial do provete, desenvolveram-se os dispositivos de corte simples torsional.

Os provetes são essencialmente cilíndricos, podendo ser ocos ou compactos, longos ou curtos. A consolidação é, geralmente, gerada por uma pressão uniforme lateral e por uma carga axial. O estado de corte simples é aplicado, após a estabilização das deformações características da fase anterior, por um momento torsor, de eixo coincidente com o do provete cilíndrico. Este momento torsor pode ser invertido de modo a produzir formas de carregamento cíclico, para simular a acção sísmica. Introduzindo um momento torsor inicial, associado com a pressão uniforme e com a carga axial, qualquer combinação desejada das tensões principais, pode ser produzida na amostra. A baixas frequências, as forças de inércia não são significativas, pelo que a relação registada entre as cargas e deslocamentos, medida no topo da amostra, é, em termos práticos, válida para toda a sua extensão, sendo o estado de tensão quase constante, ao longo da altura do provete.

As tensões de corte e as distorções, ao longo da espessura finita da amostra no aparelho de corte torsional, resultantes da aplicação de um momento torsor, não são uniformes, variando com o seu raio.

A tensão tangencial média, τ_m, considerando comportamento elástico (variação linear com o raio) é igual a:

$$\tau_{me} = \frac{4}{3\pi} \frac{r_2^3 - r_1^3}{(r_2^2 - r_1^2)(r_2^4 - r_1^4)} T \qquad (1.6)$$

sendo r_1 o raio interior do provete, r_2 o raio exterior e T o momento torsor aplicado.

Se o comportamento for perfeitamente plástico (tensão constante) resulta

$$\tau_{mp} = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{r_2^3 - r_1^3} T \qquad (1.7)$$

Os casos reais registarão tensões médias entre estes dois valores limites.

A distorção média, admitindo um ângulo de rotação, θ, constante na espessura da

amostra, é dada por:

$$\gamma_m = \frac{\theta}{h} \frac{r_1 + r_2}{2} \qquad (1.8)$$

sendo h a altura do provete.

O problema da variação do estado de tensão e de deformação por acção do momento torsor é minimizado, neste tipo de equipamentos, pela adopção de provetes ocos de espessura reduzida.

As tensões tangenciais aplicadas nas extremidades da amostra têm que ser convenientemente transmitidas ao solo, pelo que é necessário assegurar contactos perfeitamente atríticos entre este e as placas de carga, incorporando, do mesmo modo que no aparelho de corte simples, esferas ou agulhas. Como resultado desta técnica, existe uma zona de influência das condições de fronteira na parte do provete junto às placas de carga, que condicionam a sua capacidade de deformação durante o estágio de consolidação do ensaio, desenvolvendo-se tensões e deformações não uniformes, especialmente junto às extremidades. Por consequência, nestas zonas ocorre uma rotação das direcções principais de tensão e de deformação, não sendo no final da consolidação, nem verticais e nem horizontais, como geralmente são supostas.

Durante a fase de corte do ensaio, o efeito do atrito nas placas impede da mesma forma o desenvolvimento de deformações laterais, conduzindo novamente a deformações e tensões não uniformes, nas zonas de contacto. Uma maneira adicional para minimizar o efeito destas não uniformidades é usar uma amostra com uma elevada relação altura/espessura, condicionada pela encurvadura do provete cilindrico oco, para a qual esta perturbação está limitada a uma pequena zona, junto do topo e da base do provete.

Saada (1983) sugeriu as seguintes relações entre as dimensões do provete para assegurar estados de tensão e deformação mais ou menos uniformes:

$$h \geq 5{,}44 \sqrt{(r_2^2 - r_1^2)} \qquad (1.9)$$

e

$$\frac{r_1}{r_2} \geq 0{,}65 \ , \qquad (1.10)$$

sendo, como anteriormente, h a altura da amostra, r_1 o seu raio interno e r_2 o seu raio externo.

A condição de corte simples, em estado plano de deformação ($\epsilon_y = 0$), é conseguida impondo que a extensão na direcção de corte (ϵ_x) seja nula. Se o ensaio é executado em condições não drenadas, a deformação volumétrica é necessariamente nula, pelo que a extensão vertical (ϵ_z) também é nula. O estado de tensão associado durante a fase de corte é caracterizado por uma variação da tensão vertical, para permitir que a altura do provete se mantenha constante, e por variação das tensões normais laterais, σ_x e σ_y, dependente das relações constitutivas do solo.

No aparelho de corte torsional o requesito de que as deformações normais na fronteira sejam nulas durante a fase de corte pode ser forçado em termos globais. No entanto, por vezes recorre-se a uma outra técnica de ensaio, que consiste em igualar as pressões interior e exterior que actuam sobre o provete, e não permitir a variação da altura do provete. Desenvolve-se, então, ao longo da espessura do provete uma condição de tensão homogénea, pois $p_1 = p_2$ implica que a tensão radial e tensão circunferencial tenham o mesmo valor. Contudo, a condição $\sigma_r = \sigma_\theta$ pode impedir a possibilidade de produzir um verdadeiro estado de corte simples no ensaio torsional, pois este é caracterizado no geral por σ_x ser diferente σ_y.

Com tensão normal radial diferente da circunferencial, as tensões variarão ao longo da parede do cilindro, e, do mesmo modo, as deformações, devido ao comportamento do solo (de natureza não linear elástica e anisotrópica), não sendo possível estabelecer localmente o estado de deformação de corte simples.

Durante os ensaios com controlo de deformações axiais (nulas) verificou-se que a pressão interior permanece muito próxima do seu valor inicial, só se desviando após o início da mobilidade cíclica. Consequentemente, para pequenas distorções o comportamento do solo em corte simples pode ser então obtido a partir de ensaios torsionais, nos quais as pressões interior e exterior, bem como a altura do provete, permaneçam constantes.

Para impedir a deformação lateral da amostra de solo são empregues dois métodos, de acordo com a técnica de ensaio. No primeiro, colocam-se em volta do provete discos anelares plásticos, com numerosas aberturas, sendo a pressão de confinamento lateral aplicada através dos pequenos orifícios dos discos. Trata-se de um processo deficiente pois não se consegue evitar completamente um atrito mínimo entre os discos, as membranas e as paredes. O segundo método consiste em impedir a drenagem, com a câmara completamente cheia com água. Devido à rigidez das paredes da câmara e à incompressibilidade da água, a amostra é impedida de se expandir lateralmente.

A interpretação dos ensaios é feita através da determinação das características

dinâmicas a partir do valor da distorção média da amostra. Em muitos casos, como por exemplo em solos coerentes e no módulo de distorção de solos arenosos limpos saturados, os resultados experimentais mostraram não serem sensíveis a esta aproximação, não tendo por esse motivo, a espessura do provete efeito assinalável, e sendo a diferença entre as características dinâmicas de cilindros sólidos e ocos não significativa desde que referida à distorção média da amostra.

Para a determinação do coeficiente de amortecimento e estudo dos fenómenos de liquefacção torna-se de especial importância, contudo, que a razão da espessura da parede em relação ao raio da amostra seja pequena, para reduzir os gradientes da pressão intersticial no seu interior. Em estudos comparativos de determinação do coeficiente de amortecimento em cilindros compactos e ocos de areias limpas saturadas, registaram-se significativamente maiores valores do coeficiente de amortecimento em cilindros compactos, mesmo quando correlacionados com a deformação média da amostra.

Durante a execução de ensaios de corte torsional cíclico em solos arenosos procedeu-se à determinação dos estados incrementais de tensão e de deformação para concluir sobre a coincidência ou não dos respectivos eixos principais. A inclinação da tensão principal máxima com a vertical aproximou-se de valores perto dos 40° em condições de distorção extrema, e a direcção do incremento de deformação máximo estava inclinada de 45° relativamente à vertical, durante o corte cíclico. O desvio verificado pode ser parcialmente atribuído a anisotropia inerente à textura inicial das amostras de areia aeropluvionadas, mas também ao próprio ensaio no qual a colinearidade parece ser aproximada mas não atingida.

Os provetes cilindricos ocos de geometria ideal (longos e pouco espessos) dos equipamentos de corte torsional apresentam uma preparação sempre muito difícil, tornando-se em alguns casos, como por exemplo amostras não coesivas indeformadas, mesmo praticamente impossível devido às alterações provocadas durante o corte dos provetes.

Como alternativa à utilização de amostras com paredes de reduzida espessura, foram projectados aparelhos de corte torsional cíclico cujo provete possui uma geometria tal que, sob a acção de um momento torsor, são geradas distorções uniformes ao longo de toda a espessura da parede do provete, qualquer que seja a sua dimensão. Tal é conseguido pelo corte da amostra na base ou no topo, deixando a superfície de contacto com as placas de carga de ser horizontal, passando a ter uma certa inclinação. O provete é de altura variável, com uma razão entre a altura interior e exterior do cilindro oco exactamente igual ao quociente entre o raio interno e externo. Esta configuração apresenta

como vantagens, relativamente ao aparelho cilíndrico oco mais alto, a maior facilidade de preparação de amostras e a possibilidade de preparação de provetes a partir de amostras indeformadas. Como inconveniente a não obtenção de um estado de tensão inicial uniforme ao longo da amostra, devido às tensões de corte em cada fronteira não serem iguais. Contudo, pode-se seleccionar uma zona central livre dos efeitos de extremidade.

Outras versões, como o dispositivo de Drnevich, permitem simultaneamente a realização de ensaios de corte torsional cíclico e de coluna ressonante, cobrindo assim uma elevada gama de distorções.

As principais vantagens dos ensaios de corte torsional, com cilindros ocos, são a presença de condições fronteira mais claramente definidas do que as de corte simples, e a existência de complementaridade de tensões tangenciais. A forma circular e a direcção circunferencial de corte são análogas ao comprimento infinito que seria desejável, mas impraticável, no ensaio de corte simples convencional, eliminando-se todos os problemas de condições fronteira e concentração de tensões deste ensaio. O aparelho de corte simples torsional elimina ainda o efeito do atrito nas paredes, devido ao facto de não haver confinamento artificial, para deter os deslocamentos laterais. A grandeza das tensões horizontais deixa de ser desconhecida e não há sacrifício dos requesitos necessários para reproduzir as condições de tensão e de deformação "in situ". Tem como vantagens adicionais a capacidade para definir completamente o tensor de tensões em qualquer instante do ensaio e para controlar as condições de drenagem.

Como inconveniente é de referir uma mais complicada técnica de preparação das amostras e técnica de ensaio.

1.3.5.3 - ENSAIO EM MESA VIBRATÓRIA

Os ensaios, em grande escala, de mesa vibratória são geralmente aceites como uma muito boa simulação das condições de campo livre, no caso de uma excitação cíclica.

A mesa vibratória é uma grande máquina de corte simples, na qual as tensões de corte são geradas pela inércia da amostra e do seu balastro, quando a base do provete é vibrada por um actuador.

No ensaio de mesa vibratória a amostra está submetida a tensões de corte horizontal, similares às que ocorrem durante um sismo, devido à propagação ascendente de ondas de corte a partir do "bedrock", não se visando, contrariamente ao que muitas vezes é suposto, modelar a resposta de um depósito de solo a uma excitação na base.

O peso das camadas superiores é simulado por pressão de ar, aplicada ao provete. As dimensões da amostra são escolhidas para assegurar que a sua parte central esteja o mais próximo possível da condição e estado de tensão uniforme, e não influenciada pelas fronteiras. Em solos argilosos, as relações comprimento-altura necessárias para se obter uma zona livre, sem os condicionalismos das fronteiras, são mais elevadas do que nas areias, chegando a ser da ordem de 10 para 1.

Como as tensões de corte são induzidas através de forças de inércia resultantes de acelerações cíclicas na base, as tensões resultantes são proporcionais à massa e às acelerações aplicadas. É então necessário dispor de uma massa de corte mínima, que pode ser conseguida de duas maneiras: usando uma camada espessa ou usando uma mais fina com um balastro adicional sobreposto. A camada de menor espessura é preferível porque reduz a possibilidade de formação de gradientes hidraúlicos entre a base e o topo da amostra, minimiza a variação de tensões de corte na espessura do solo, e são necessárias menores dimensões para um dado equipamento garantir distribuição uniforme de tensões no centro da amostra. O balastro deverá ser flexível na direcção vertical, para se adaptar a qualquer pequena irregularidade na superfície superior da amostra de ensaio, evitando concentração de tensões, mas suficientemente rígido lateralmente para servir de bloco de reacção e de inércia, e desenvolver tensões de corte uniformes. Usam-se geralmente quadros rígidos preenchidos com esferas de aço, com o mesmo diâmetro do solo, contidos por uma membrana.

Estudos anteriores mostraram que, quando o solo é colocado em contacto directo com as paredes rígidas da câmara, a distorção da amostra sob as tensões aplicadas é condicionada de uma maneira que não acontece na natureza. Adoptam-se, então, configurações em que as extremidades da amostra são livres e inclinadas.

Em muitos trabalhos, a superfície superior da amostra é livre de drenar. Salienta-se no entanto que ensaios nestas condições só reflectem o comportamento de depósitos superficiais, não fornecendo as características dinâmicas de areias saturadas a profundidades onde a drenagem não possa ocorrer. As desejadas condições não drenadas, são conseguidas cobrindo-a com uma membrana impermeável de borracha, ligada à mesa de base por um quadro rígido periférico.

Para evitar pequenas variações de volume, atribuíveis a uma redução da penetração da membrana com o aumento das tensões intersticiais, é colocado, entre as membranas em torno do balastro, um material de "filler" com reduzida resistência ao corte e compressibilidade comparável à da água.

Na configuração corrente, as mesas vibratórias movimentam-se na direcção vertical

e numa direcção horizontal, conduzidas por actuadores (cilindros electro-hidraúlicos, duplamente activos). Nestas condições, o solo pode ser submetido a movimentos bidireccionais ou unidireccionais, cíclicos ou irregulares correspondentes a registos sintéticos de espectros de resposta requeridos ou a qualquer acelerograma sísmico registado.

A reprodução de movimentos tridireccionais numa camada de solo é conseguida com a utilização de mesas vibratórias capazes de se mover em três direcções, ou pela associação de duas mesas vibratórias: uma maior permitindo movimentos na direcção vertical e numa horizontal, e outra mais pequena, montada transversalmente a anterior, possibilitando deslocamentos numa segunda direcção horizontal, perpendicular à primeira. Por combinação das duas componentes horizontais obtem-se uma variedade de movimentos, podendo-se simular movimentos circulares ou de corte giratório, ou aleatórios com incursões com mais ou menos da mesma amplitude, mas de direcção variável, com o objectivo de efectuar estudos comparativos entre os resultados de ensaios obtidos com este e com outro tipo de equipamento, e concluir sobre o efeito da anisotropia do material em condições dinâmicas. Os movimentos verticais de campo são reproduzidos pelos deslocamentos verticais da mesa vibratória de maiores dimensões. No entanto, as acelerações da mesa não têm o mesmo efeito que uma igual aceleração no campo, porque só parte da tensão de confinamento vertical na amostra é devida à massa da tampa e do balastro, gerando-se, por consequência, forças de inércia de valor diferente num e no outro caso. É, contudo, possível calcular uma aceleração equivalente à do campo, qualquer que seja a aceleração da mesa e tensão vertical aplicadas.

Os ensaios em mesa vibratória são geralmente realizados a tensão controlada. Esta técnica de ensaio revela-se não ser a mais adequada, sobretudo para elevados níveis de deformação e para o estudo de fenómenos de liquefacção, pois, nestas condições, torna-se extremamente difícil manter a amplitude das tensões cíclicas constante, devido à grande variação da frequência natural da amostra, provocada pela grande redução da sua rigidez.

O estudo comparativo dos resultados da mesa vibratória permitem concluir que estes aproximam de perto os resultados de aparelhos de corte simples, realizados cuidadosamente, ou os de corte torsional, pelo que se infere que os erros devidos a concentrações de tensão, em ensaios de corte simples em escala reduzida, são pequenos, ou existe uma compensação de algum outro factor de ensaio.

Como inconvenientes deste ensaios apontam-se a sua execução difícil e morosa, e o seu custo muito elevado, tornando proibitivo o seu uso corrente.

1.3.5.4 - ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO

O ensaio triaxial cíclico tem sido o mais frequentemente usado para determinação da resistência dinâmica dos solos sem coesão, sob acção de um número específico de ciclos de carga de amplitude constante.

A amostra cilíndrica é geralmente consolidada isotropicamente ($K_0 = 1$), a uma determinada pressão de confinamento. Após isso, varia-se simultânea e ciclicamente, em sentidos opostos, a tensão axial e a pressão na célula, induzindo-se, deste modo, uma tensão de corte cíclica sob tensão normal constante num plano de rotura a 45°, relativamente ao eixo do provete.

Em solos saturados não drenados, o efeito das condições desejadas de tensões tangenciais cíclicas pode ser simulado submetendo o provete a variações na tensão axial, mantendo a pressão lateral constante. A variação da pressão na célula de uma quantidade igual e oposta à tensão axial produz idêntica variação da pressão intersticial, não sofrendo as tensões efectivas do provete saturado qualquer alteração. Como o estado de deformação do provete é apenas função do estado de tensão efectiva, as deformações da amostra serão as mesmas, quer a variação da pressão de confinamento seja feita ou não.

Se as amostras se encontram parcialmente saturadas, ou são ensaiadas com os circuitos de drenagem abertos, não se verifica a correspondência anterior, pelo que é necessário utilizar controlo de tensões axial e lateral, para simular a carga dos sismos.

Para garantir a saturação completa do provete, a sua consolidação deve ser efectuada com contrapressão suficiente, de modo a assegurar que o parâmetro de tensão intersticial B seja igual ou exceda 0,95.

Os ensaios de consolidação isotrópica simulam o comportamento de elementos de solo com tensão de corte inicial nula (ensaios perfeitamente reversíveis). Quando a rotura ocorre segundo planos onde existem tensões de corte estáticas, a avaliação laboratorial da resistência do solo deverá ser feita submetendo os provetes a uma prévia consolidação anisotrópica, actuando além da pressão de confinamento uma carga axial média constante. Os ensaios cíclicos correspondentes serão necessariamente parcialmente reversíveis ou não reversíveis.

Os ensaios triaxiais cíclicos produzem estados de tensão (ou de deformação) não uniformes na amostra de ensaio, o que provavelmente contribui para o início de uma redistribuição do teor em água no interior do provete. Assim, as fronteiras laterais estão submetidas a tensões radiais uniformes, e livres de deformar. As fronteiras de topo e da base estão sujeitas a deformação vertical uniforme, carga vertical controlada e forças de

atrito indeterminadas que se opõem a qualquer tendência para o movimento radial, interferindo localmente no estado de tensão pretendido. As pressões intersticiais, medidas geralmente nas extremidades, podem não ser instantâneamente as mesmas que no interior do provete. Contudo, considera-se que os estados de tensão e de deformação produzidos pelo ensaio triaxial de provete cilíndrico, com a razão apropriada altura-diâmetro, são mais uniformes e determinados do que em qualquer outro provete de ensaio laboratorial.

A influência do tamanho da amostra e do diâmetro máximo das partículas (desde que sejam respeitadas as relações aconselhadas altura-diâmetro e diâmetro-dimensão máxima das partículas atrás referida) desaparece, virtualmente, quando os resultados da resistência cíclica são corrigidos dos erros de deformação do sistema, de entre os quais se salienta pela sua especificidade a deformação da membrana.

A deformação da membrana atrasa o desenvolvimento do excesso de pressão intersticial no ensaio triaxial não drenado, permitindo que a água se redistribua e migre para as superfícies laterais do provete. O efeito combinado da redução do crescimento das pressões intersticiais e da consolidação efectiva da estrutura granular é conduzir, errôneamente, a valores mais elevados da razão de tensões cíclicas, requeridas para provocar liquefacção num dado número de ciclos, do que seriam necessários no campo.

A penetração da membrana, nos vazios periféricos da amostra, ocorre também durante o aumento da pressão de confinamento no ensaio drenado, sendo o seu único efeito provocar medições de variação de volume maiores do que as reais, e não tendo consequências nos parâmetros de resistência deste ensaio, a menos que a área e outras correcções sejam feitas usando a variação de volume incorrecta.

O grau de penetração que tem lugar em qualquer instante, é uma função da pressão efectiva de confinamento, da espessura e módulo de deformação da membrana, e da dimensão dos poros periféricos. Tem apenas expressão quando os vazios periféricos são suficientemente grandes, relativamente à espessura da membrana. Deste modo, solos de grãos finos, como areias muito finas, siltes e argilas, não são susceptíveis à penetração, quando espessuras típicas de membranas (0,3 mm) são usadas. Os solos de grãos grossos, contudo, experimentam significativos efeitos de penetração, que se reduzem bastante ao longo do tempo, devido à deformação plástica da membrana que a conforma à forma dos vazios periféricos.

A maneira de operar mais utilizada para estudos de liquefacção de areias é a tensão controlada, com sistemas de controlo de carga pneumáticos, hidraúlicos ou electro-hidraúlicos. Para a determinação do módulo de elasticidade longitudinal ou de Young e do coeficiente de amortecimento, os ensaios são geralmente conduzidos sob deformação

constante, com recurso a servo-sistemas.

As condições de campo diferem das desenvolvidas nos ensaios de compressão triaxial em alguns pontos importantes. Assim, no campo há uma reorientação cíclica e contínua das direcções principais. A tensão principal máxima é inicialmente vertical e roda, de um ângulo máximo de cerca de 40°, para a direita e para a esquerda da sua posição inicial. No ensaio de compressão triaxial, a tensão principal máxima só pode actuar na direcção vertical ou horizontal, não sendo possível nenhuma reorientação diferente da total e discreta de 90°.

Para produzir tensões de corte cíclicas reversíveis num plano da amostra de ensaio triaxial, é necessário submeter o provete a uma pressão inicial constante (com K_0 igual a 1) o que contribui para uma resistência à liquefacção maior do que a obtida nas condições de campo, onde K_0 geralmente toma valores próximos de 0,4.

Um elemento de solo sob as condições ideais de campo deformar-se-á em estado plano de deformação ($\epsilon_2 = 0$), com a tensão principal intermédia σ_2 igual a

$$\sigma_2 = \nu\,(\sigma_1 + \sigma_3)\,, \qquad (1.11)$$

enquanto que neste ensaio ocorrem deformações nas três direcções principais, e a tensão intermédia iguala σ_1 em metade do ciclo de tensão, e σ_3 na outra metade.

O efeito combinado destes factores é conduzir a resultados em termos de τ_m/σ'_{3c} (τ_m - tensão de corte máxima; σ'_{3c} - pressão inicial) consideravelmente maiores do que os valores τ_{hv}/σ'_0 (τ_{hv} - tensão tangencial cíclica horizontal; σ'_0 - tensão vertical efectiva inicial) que produzem liquefacção "in situ" e nos ensaios de corte simples ou de corte torsional.

A relação teórica entre τ_{hv}/σ'_0 e τ_m/σ'_{3c} depende de K_0 e do critério que controla o início da liquefacção ou rotura sob condições de carga cíclica. Para valores muito baixos do coeficiente de impulso das terras em repouso, não foram obtidos resultados dignos de confiança, já que é difícil o estabelecimento do referido critério. Para areias normalmente consolidadas a relação fornece valores entre 0,45 e 0,50. Para K_0 unitário as duas razões de tensões são, com base na expressão teórica, iguais.

Contudo a relação anterior não traduz as condições reais de execução dos ensaios triaxiais, nomeadamente a rotação das direcções principais, a redistribuição do teor em água e não uniformidade dos estados de tensão e deformação, pelo que comparando as condições de tensão que produzem rotura medidas nos ensaios triaxiais, com correcção, com as que se verificam no campo, conclui-se que as primeiras deverão ser majoradas em quantidades que variam cerca de 15% para areias soltas até 50% para amostras muito densas, de modo a incorporar as limitações do equipamento e procedimentos do ensaio.

Os factores correctivos entrando em linha de conta com estes dois factores variam portanto entre 0,60 e 0,66 para vibrações unidireccionais. Para movimentos sísmicos multidireccionais, este factor diminui, sendo as razões de tensão encontradas em mesas vibratórias inferiores às determinadas nos ensaios triaxiais cíclicos em idênticas condições em cerca de 55 a 59%.

Devido a todas estas limitações, o ensaio triaxial é utilizado muitas vezes apenas como um índice de comparação de resistências cíclicas de diferentes materiais de barragens e fundações cujo desempenho sísmico é conhecido, dando uma base para extrapolação para outros casos. Em outros casos, vai-se mais longe, e, com factores de ajuste baseados no empirismo e no senso prático, usa-se para estabelecer tensões de corte cíclicas limites, as quais são comparadas com as tensões de corte cíclicas induzidas por sismos, obtidas a partir de análises de propagação de ondas de tensão, uni ou bidimensionais, para movimentos sísmicos especificados na base.

Uma dessas expressões empíricas é devida a Iwasaki (1976) e relaciona a resistência à liquefacção real (R) com a obtida em ensaios triaxiais (τ_m/σ'_{3c}) através de 5 factores de correcção, segundo a equação:

$$R=C_1\ C_2\ C_3\ C_4\ C_5 \left(\frac{\tau_m}{\sigma'_{3c}}\right) \qquad (1.12)$$

C_1 pretende ter em conta a diferença entre os estados de tensão "in situ" e no ensaio triaxial, C_2 a diferença entre o carregamento irregular do sismo e o sinusoidal aplicado durante o ensaio, C_3 e C_4 os efeitos de dilatância e de densificação, respectivamente, provocados pela amostragem e manuseamento da amostra e C_5 o efeito multidireccional da vibração.

A equação empírica, devida a Seed e Idriss (1971), mais utilizada para determinação local das tensões de corte médias $(\tau_{hv})_{av}$, desenvolvidas a uma profundidade h, numa formação, por um sismo que produz uma aceleração máxima do solo a_{max}, é a seguinte:

$$(\tau_{hv})_{av}=0,65\ r_d\ \frac{\gamma h}{g}\ a_{max}\ , \qquad (1.13)$$

na qual r_d é um factor de redução de tensões, que varia com a profundidade h (r_d = 1 à superfície), γ é o peso volúmico do solo e g é a aceleração da gravidade.

O dispositivo biaxial é considerado o mais apropriado para correctamente simular as condições de campo, apesar de subsistirem problemas, relativamente à sua execução.

1.3.5.5 - ENSAIO DE COLUNA RESSONANTE

O ensaio de coluna ressonante é o escolhido para a determinação do módulo de distorção e do amortecimento do material, para movimentos com pequenas amplitudes de distorção, compreendidas no intervalo [10^{-4}%, 10^{-1}%]. Apesar de estas deformações serem inferiores às induzidas no solo pelos sismos, os resultados destes ensaios são úteis pelo facto de permitirem uma boa correspondência com a gama de distorções obtida nos ensaios geofísicos, possibilitando a comparação de valores obtidos por diferentes vias, e a dedução da existência ou não de alterações introduzidas pela amostragem, por heterogeneidades locais e por efeitos de escala.

São efectuados em provetes cilíndricos, que, de acordo com o tipo de equipamento disponível e a gama de distorções que se pretende atingir, podem ser maciços ou ocos.

O funcionamento deste tipo de aparelhos baseia-se na teoria de propagação de ondas em meios elásticos, medindo-se a velocidade de propagação de ondas de compressão ou de corte, provocadas no provete por intermédio de um oscilador de frequência variável. A frequência da excitação é ajustada até a amostra atingir o seu primeiro modo de vibração. Os coeficientes de redução são determinados através de medições da frequência de ressonância, do comprimento da amostra de solo, das características geométricas e mecânicas do provete e do sistema gerador. Calcula-se então a velocidade das ondas longitudinais ou das ondas torsionais, conforme o tipo de vibração gerado, e a partir desta e uma vez conhecida a massa volúmica do material, o módulo de elasticidade longitudinal ou transversal, respectivamente. Alguns dispositivos permitem ainda a medição simultânea do módulo de Young e do módulo de distorção, e por consequência, a determinação directa do coeficiente de Poisson.

O amortecimento é geralmente determinado desligando o actuador e registando a resposta do solo em vibração livre, e o seu valor calculado medindo o decréscimo logarítmico que as oscilações apresentam. Métodos alternativos de quantificação da razão de amortecimento incluem a sua determinação a partir da forma da curva de ressonância ou do seu factor de amplificação. Todos os métodos, quando comparados, conduzem sensivelmente aos mesmos resultados.

Encontram-se disponíveis várias versões dos dispositivos de coluna ressonante, com diferentes condições nas extremidades para limitar a deformação da amostra de solo. Cada configuração dispõe de sistemas de actuação ligeiramente diferentes, e requer diferentes métodos de interpretação dos resultados.

O aparelho mais simples, em funcionamento e na análise de resultados, é o do tipo

encastrado-livre, no qual a amostra está fixa na parte inferior, e livre de oscilar na extremidade superior. Para obter distribuições uniformes de deformação ao longo do comprimento do provete, muitos modelos deste aparelho adicionam uma massa no topo do provete.

Em outras versões do dispositivo a amostra não é fixa na base, mas ligada a uma mola. Se a rigidez da mola é pequena comparada com a do provete, esta configuração é chamada de livre-livre. Para linearizar as deformações são colocadas massas em ambas as extremidades.

As primeiras investigações, em coluna ressonante, foram efectuadas com estados de tensão iniciais isotrópicos. Contudo, para estudar a influência de condições de tensão anisotrópicas no módulo de distorção e no amortecimento, as versões iniciais foram melhoradas, existindo presentemente aparelhos que permitem aplicar cargas axiais durante a vibração.

Os ensaios de ressonância são mais indicados para a determinação dos valores do módulo de distorção para deformações muito reduzidas, pois para maiores amplitudes do movimento as distorções não são uniformes, variando ao longo da secção transversal e da altura da amostra. A distorção, numa secção transversal circular de uma amostra cilíndrica compacta, num ensaio torsional de coluna ressonante, varia de zero no centro até a um máximo na aresta exterior, sendo deste modo obtidos valores do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento relativos a deformações médias, e não a valores particulares da distorção. Este efeito é tanto mais significativo quanto maior for a amplitude das oscilações, não sendo aconselhável a utilização deste tipo de provetes para distorções superiores a 10^{-3}%. Estes inconvenientes podem ser ultrapassados utilizando cilindros ocos, onde pela concentração da massa da amostra num anel consegue-se aumentar a sua amplitude de deformação e quantificar de um modo mais exacto a distorção média desenvolvida no ensaio, já que as distorções máxima e mínima não diferem grandemente em qualquer secção transversal, anulando-se, deste modo, as desvantagens dos dispositivos anteriores. Contudo, dificuldades associadas à preparação do provete oco e sua montagem no aparelho impedem a realização de ensaios deste tipo em solos incoerentes indeformados.

Com o objectivo de melhor estudar os efeitos da frequência no módulo de elasticidade e no coeficiente de amortecimento, têm sido realizados ensaios em coluna ressonante, com excitação aleatória, usando por exemplo ruído branco, que mediante o uso de funções de transferência e recorrendo aos conceitos de raíz quadrada da distorção média (rms) e distorção de pico (com base na teoria dos valores extremos) permite a

comparação dos resultados destes ensaios com os de excitação sinusoidal.

Como hipótese considera-se que se a medição da função de transferência e dos parâmetros modais for efectuada para níveis de resposta de deslocamentos constantes o comportamento do sistema se aproxima do linear, sendo portanto válidas as determinações do amortecimento e da frequência própria, mas apenas para aquele ensaio e para aquele nível específico de deformação. A deformação (rms) é calculada achando a raíz quadrada da área da função de densidade espectral de potência do output com a introdução de factores de calibração apropriados. O coeficiente de amortecimento pode ser obtido por variados métodos, onde se incluem a grandeza da função de transferência (método da amplitude de pico), a parte real ou imaginária da mesma função e o gráfico de Nyquist. O uso das coordenadas de Nyquist, no qual a abcissa constitui a parte real da função de transferência e a ordenada é a parte imaginária, estando limitado à zona próxima da ressonância, reduz contudo os erros estatísticos associados à medição das funções de transferência. A frequência própria pode ser calculada a partir da frequência da resposta máxima da velocidade.

A análise dos resultados em solos incoerentes permite concluir que a aplicação de cargas aleatórias conduz a coeficientes de amortecimento mais elevados e a módulos de distorção inferiores aos obtidos com cargas sinusoidais.

Alguns investigadores têm feito ainda tentativas de medição da atenuação como uma função da frequência, colocando fragmentos de arame, embebidos no provete do solo, a diferentes alturas. Por hipótese, a vibração dos arames é a mesma que a sofrida pelo solo na vizinhança destes. Medindo os deslocamentos nestes pontos, consegue-se avaliar o coeficiente de atenuação.

1.3.5.6 - ENSAIO COM IMPULSOS ULTRASSÓNICOS

Estes ensaios induzem no solo amplitudes de deformação muito reduzidas, sendo o seu campo de aplicabilidade o mesmo que o ensaio em coluna ressonante, rivalizando com este na determinação das propriedades geofísicas dos terrenos. Contudo esta técnica não é corrente em dinâmica dos solos, contrariamente ao que se verifica em mecânica das rochas, onde é frequentemente empregue.

Faz uso de cristais piezoeléctricos, que produzem e recebem ondas ultrassónicas de compressão ou de corte provenientes dos solos. Envolve a medição do tempo de atravessamento de uma onda de impulso entre dois pontos de uma amostra, determinando-

-se, assim, a sua velocidade de propagação. Recorrendo-se à Teoria da Elasticidade, de acordo com a propagação induzida, calcula-se o módulo de elasticidade longitudinal ou transversal.

A altura do provete é um factor a ter em conta na condução destes ensaios. Se esta for muito elevada poderá haver distorção da forma da onda. Se for, pelo contrário, pequena qualquer erro do equipamento de medida no tempo de percurso terá grande influência nos resultados obtidos, e existirá sempre a possibilidade de ocorrência de dispersão de ondas de alta frequência.

Um dos maiores problemas que se coloca nos ensaios ultrassónicos é a determinação de um valor apropriado de distorção correspondente aos valores calculados do módulo de distorção. A execução de estudos paramétricos, com variação de amplitudes de deformação ou de tensão, ou da frequência na propagação das ondas dos solos, também está de algum modo comprometida neste tipo de ensaios, devido às dificuldades de controlo que levanta. Não permite ainda a medição do amortecimento histerético.

Esta técnica de ensaio exige uma correcta identificação e interpretação do tempo exacto de chegada das ondas induzidas no solo, o que não é fácil sobretudo na determinação do módulo de distorção, limitando assim a sua utilização. Para isso contribuem dois factores, o primeiro é devido ao facto de as ondas de corte poderem ser obscurecidas pelo anterior aparecimento das ondas de compressão (mais rápidas) transmitidas através da água no solo. O segundo é provocado pela pequena expansão de volume que os cristais piezoeléctricos de corte apresentam quando respondem aos impulsos ultrasónicos, não sendo por vezes detectadas pelos equipamentos de medição. No entanto, as ondas de compressão podem ser removidas através da filtragem do sinal recebido.

O ensaio com impulsos ultrassónicos é particularmente apropriado para a caracterização de sedimentos superficiais muito moles, imersos no mar, podendo ser realizado com o solo ainda contido nos amostradores.

1.3.5.7 - ENSAIO EM CENTRIFUGADORA

O papel do ensaio em modelo, em engenharia geotécnica, é o de permitir estudar os mecanismos de rotura, e a influência de vários parâmetros que influenciam o seu comportamento, e comprovar soluções analíticas e numéricas, analisando os respectivos aspectos tridimensionais. O seu papel é extremamente importante na identificação de

potenciais problemas na aplicação de novas técnicas de projecto ou de execução de obras, pois dispensa a formulação de qualquer mecanismo preconcebido.

Em ensaios em modelos convencionais (1 g) não é possível impor a semelhança completa entre o modelo e o protótipo, pois as forças devidas ao peso próprio, que constituem uma parcela importante das forças actuantes neste tipo de estruturas, não estão convenientemente simuladas no modelo, enquanto que a sua resistência permanece a mesma que a do protótipo.

O ensaio de modelos centrífugos dá um meio de induzir as tensões devidas ao peso próprio e produzir resultados mais realísticos e mais próximos do comportamento do protótipo, dispensando o conhecimento prévio das características dos solos desde que o modelo seja construído com os materiais do protótipo.

Os problemas normalmente estudados com recurso a centrifugadoras dividem-se em três tipos: modelos estáticos de estabilidade, modelos de drenagem e modelos dinâmicos.

Em problemas estáticos, a redução das dimensões do modelo de um factor 1/N e o aumento da aceleração de N vezes, induz tensões e gradientes de tensão idênticos em pontos homólogos no modelo e no protótipo, desde que as condições fronteira sejam análogas em pontos similares.

N representa o quociente entre a aceleração centrífuga e a gravitacional, dado por:

$$N = \frac{\omega^2 R_0}{g} \qquad (1.14)$$

onde R_0 é o raio de revolução efectivo em relação ao eixo da centrifugadora, ω é a velocidade de rotação angular e g a aceleração da gravidade.

Devido ao facto de a aceleração centrífuga variar com o raio, que difere no modelo no topo e na base, há a introdução de um pequeno erro no valor das tensões verticais. Para minimizar o erro máximo absoluto destas tensões, o raio de revolução efectivo deve ser tomado, de acordo com Cooke (1991), como

$$R_0 = R_B - (2-\sqrt{2})\, H_m \qquad (1.15)$$

onde R_B representa o raio na base do modelo e H_m a sua altura.

Os fenómenos dependentes da acção de gradientes ocorrerão no modelo a uma velocidade maior devido às distâncias físicas estarem aí reduzidas. A consolidação e os efeitos hidrodinâmicos resultantes de drenagem são acelerados do quadrado do factor de

escala, pois o tempo está relacionado com a trajectória de drenagem, sendo proporcional ao quadrado do seu comprimento ($1/N^2$). O gradiente virá aumentado do factor de escala, 1/N, pelo que cuidados especiais devem ser tomados para evitar a erosão interna ou arrastamento das partículas.

Em estudos dinâmicos os problemas de semelhança são os mesmos, excepto no que respeita ao tempo, pois é função da quantidade de movimento em certo período, e portanto tem um factor de escala de 1/N. Para assegurar que a velocidade de geração e dissipação da pressão intersticial esteja representada pelo mesmo factor de escala, a viscosidade do fluido dos poros é geralmente simulada usando óleo de silicone ou uma mistura de água e glicerina. Lambe demonstrou que o uso de glicerina não altera o comportamento tensão-deformação da areia, mas o uso de fluidos alternativos nos poros de solos coesivos é de esperar que venha a afectar drasticamente as suas propriedades mecânicas. Se se usar água, o conflito resultante entre o tempo e a escala para geração e dissipação das pressões intersticiais significa que o modelo centrífugo corresponde a um aterro protótipo, construído, não com o mesmo solo, mas com um de permeabilidade N vezes superior.

O aparelho centrífugo consiste num braço rotativo, actuado por um motor eléctrico. O modelo é preparado num cesto, e preso a uma extremidade do braço rotativo. Um sistema de contrapeso equilibra o peso do modelo instalado. Recorrendo a técnicas apropriadas, é possível carregar o modelo, quando o cesto está em movimento. O comportamento do modelo, durante o ensaio, pode ser avaliado através de sistemas instalados de transdutores de deslocamentos, extensómetros e piezómetros, além de um circuito fechado de TV. Para simulação de superfícies horizontais, podem-se adoptar bases rígidas rugosas curvas com um raio igual ao da centrifugadora. A altura do modelo é limitada a um décimo do comprimento do braço rotativo para evitar distorções excessivas do modelo. As cargas dinâmicas são geralmente aplicadas por meio de vibradores servo-hidraúlicos ou de mesas vibratórias colocadas na centrifugadora.

Outro tipo de centrifugadora é a de tambor que permite que o modelo em movimento trabalhe num perfil geotécnico semicontínuo. Um braço central robótico pode ser manipulado para fazer tarefas específicas sobre a área do modelo. São especialmente adequadas ao estudo de áreas superficiais de grandes dimensões.

Problemas como a estabilidade de taludes, de escavações e de túneis, o arqueamento potencial, o teste de novas técnicas de reforços de solos e o estudo de fluxos, de fracturação hidraúlica, de fenómenos de contaminação de solos parcialmente saturados, do comportamento de plataformas de gravidade "offshore", de fundações ou

de solos dinâmicamente carregados (sismos ou explosões) e de liquefacção de solos, têm sido tratados com sucesso em vários centros que dispõem de centrifugadoras, tendo sido reduzidos ou eliminados os problemas iniciais, relativos à velocidade de deformação e efeitos de viscosidade.

As potencialidades e a simplicidade dos modelos de estabilidade centrífugos evidencia-se quando se nota que as deformações do modelo se desenvolvem de acordo com o factor de escala, as tensões de corte e de flexão nas inclusões modeladas são idênticas às verificadas nas inclusões do protótipo e que existe compatibilidade geral nos estudos de interacção solo-estrutura.

O uso de centrifugadora em estudos de contaminação de solos, com a indução de tensões gravíticas, é imprescindível para reproduzir as condições de humidade e de sucção no perfil de solos parcialmente saturados.

Os problemas sísmicos são suficientemente complexos e dependentes do estado de tensão para que a modelação com centrifugadora seja a aproximação mais válida para avaliação das condições do protótipo.

Poder-se-á definir o ensaio centrífugo como o que estuda o comportamento de pequenos protótipos em ambientes com elevada acção da gravidade.

Problemas de fiablidade dos instrumentos de medição e de aplicação das cargas têm levado que este tipo de equipamento tenha até ao momento sido usado mais para compreender os aspectos qualitativos dos problemas estudados do que para os quantificar. Uma técnica de ensaio muito elaborada e dispendiosa, e dificuldade de preparação de modelos adequados à simulação dos protótipos constituem os maiores inconvenientes ao seu emprego.

1.3.6 - SUMÁRIO DAS TÉCNICAS LABORATORIAIS

Uma das principais razões para a existência de vários métodos de ensaio, para além das referentes aos inconvenientes e vantagens de cada um, anteriormente descritas, é que cada um tem o seu campo de deformações, e nenhum deles pode induzir no provete de solo toda a gama de distorções de interesse na dinâmica dos solos.

Na Figura 1.2 estão representadas as amplitudes que é possível produzir nos solos, de um modo fiável, utilizando os principais ensaios laboratoriais dinâmicos descritos. Também na mesma figura é feita referência às distorções induzidas nos mesmos materiais por acções dinâmicas, onde se incluem os sismos, para os quais o intervalo de variação

é de 10^{-3}% até próximo de 1%.

No Quadro 1.1 estão condensadas as propriedades específicas passíveis de avalição em cada ensaio, bem como a qualidade que apresenta a sua determinação.

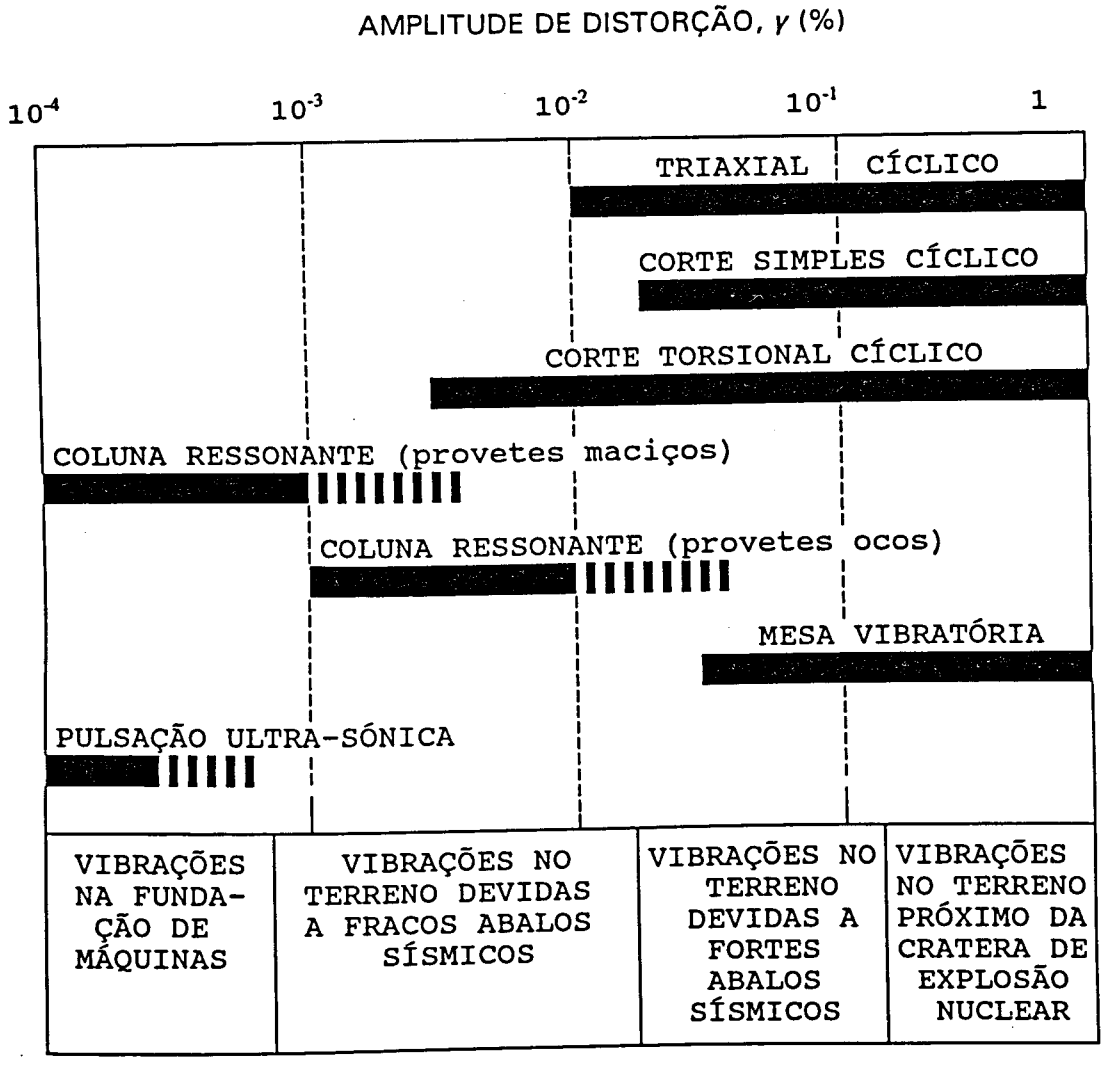


Figura 1.2 - Ensaios laboratoriais e respectivas capacidades de amplitude de distorção (segundo Silver e Seed (1971), e Woods (1978)).

Quadro 1.1 - Análise comparativa das técnicas laboratoriais para medição das propriedades dinâmicas de solos (segundo Woods (1978) e Silver (1981)).

ENSAIOS LABORATORIAIS	PROPRIEDADES DINÂMICAS					
	E	G	D	Comp. cíclico	Nº de ciclos	Atenuação
TRIAXIAL CÍCLICO	BOM	-	BOM	RAZ.	BOM	-
CORTE SIMPLES CÍCLICO	-	BOM	BOM	RAZ.	BOM	-
CORTE TORSIONAL CÍCLICO	-	BOM	BOM	RAZ.	BOM	-
COLUNA RESSONANTE	BOM	BOM	BOM	-	RAZ.	-
MESA VIBRATÓRIA	-	RAZ	-	BOM	BOM	-
PULSAÇÃO ULTRA-SÓNICA	RAZ	RAZ	-	-	-	MED.

(E - módulo de elasticidade, G - módulo de distorção e D - coeficiente de amortecimento)

1.4 - ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo em engenharia geotécnica têm quatro propósitos principais: investigação do local com identificação de estratos e heterogeneidades, medição de propriedades específicas do terreno a um nível de tensão adequado, controlo de construção e monitorização do desempenho de estruturas de terra, nomeadamente durante a ocorrência de fenómenos sísmicos, para respectiva análise à posteriori, com a consequente possibilidade de validação dos modelos de cálculo.

Os ensaios dinâmicos de campo correntes, geralmente, fazem a medição da velocidade de propagação de ondas nos solos, ou determinam a resposta de sistemas solo-estrutura a excitações dinâmicas.

Existem essencialmente dois tipos de ondas: as volumétricas, onde se incluem as de compressão (ondas P) e as de corte (ondas S); e as de superfície, constituídas pelas ondas de Rayleigh (ondas R) e as ondas Love (ondas L).

Para solos saturados e profundos, a compressibilidade da água nos poros determina a velocidade de propagação de ondas de compressão (v_P), e a compressibilidade do esqueleto sólido tem um pequeno efeito, pelo que a obtenção de resultados com velocidades de propagação de ondas de compressão da ordem dos 1500 a 1600 m/s, medidas no local, geralmente representam a velocidade de propagação na água e não dão informações sobre as propriedades dinâmicas do solo. É, contudo uma indicação útil para a localização do nível freático, que pode ser detectado pela ocorrência, a profundidades crescentes, de um aumento brusco da velocidade de propagação destas ondas para valores

próximos de 1500 m/s. A velocidade de propagação de ondas no fluido de meios saturados não é constante, mas função da percentagem de gás dissolvido na água dos poros.

Devido ao facto de a água não ter resistência ao corte, a determinação da velocidade de propagação das ondas de corte (v_s) permite um cálculo directo e fiável do módulo de distorção dinâmico do esqueleto sólido, independentemente do grau de saturação do material. Em particular, a ausência de transmissão de ondas de corte pelo solo indica a ocorrência do estado de liquefacção do material.

Seguidamente descrevem-se os principais tipos de ensaios de campo.

1.4.1- MÉTODOS DE REFRACÇÃO SÍSMICA

Os métodos de prospecção sísmica baseiam-se no estudo dos fenómenos de reflexão e refracção de ondas sísmicas nas superfícies de separação de camadas com impedâncias acústicas diferentes.

No processo de reflexão são registados, em receptores colocados junto à fonte e a certa distância desta, os tempos de percurso de ondas directas e ondas reflectidas. O tempo de percurso das ondas directas permite o cálculo da velocidade de propagação no estrato superior, e o registado para as ondas reflectidas possibilita a determinação da espessura deste estrato. Generalizações deste método alargam a sua aplicabilidade a meios constituídos por diversas camadas com superfícies de separação inclinadas.

Para o cálculo das velocidades de propagação com recurso ao método de refracção sísmica, são colocados à superfície receptores, geralmente alinhados, onde se determinam os tempos de chegada de ondas de dois tipos: directas, com a velocidade do estrato superior, e refractadas, com um ângulo de incidência crítico (i_c) ao longo da interface entre as duas camadas, com a velocidade mais elevada do segundo estrato, e emergindo para a superfície com a velocidade do estrato superior. Denomina-se de distância crítica (X_c) a distância da fonte a partir da qual ocorre primeiramente a chegada das ondas refractadas, e de tempo de intersecção (T_i) a ordenada do ponto de intersecção da recta correspondente à parte refractada das dromocrónicas (curvas tempo-distância) com o eixo dos tempos. Com base nestas duas grandezas, X_c e T_i, estabeleceram-se fórmulas que permitem calcular as velocidades de propagação de várias camadas e detectar superfícies de separação inclinadas e irregulares, entre as quais se salienta, pelos bons resultados a que conduzem, as do método dos atrasos.

Ambas técnicas de ensaio são muito utilizadas em pesquisa petrolífera. Em

engenharia geotécnica, contudo, utiliza-se quase exclusivamente o de refracção sísmica, devido a dificuldades de identificação das ondas P reflectidas, que chegam sempre misturadas com as ondas directas, com as refractadas e com as ondas de superfície, e de ser necessário, com a utilização do processo de refracção, apenas processar os primeiros registos, simplificando-se a interpretação dos resultados obtidos.

Com o recurso a explosivos, podem-se gerar ondas P e S. As ondas de compressão chegam ao receptor em primeiro lugar, e podem obscurecer o registo das ondas de corte, mais lentas. Consequentemente, a técnica de refracção sísmica com ondas P tem sido a mais largamente utilizada. No entanto, o seu uso está limitado a material acima do nível freático, já que a velocidade medida depende do grau de saturação.

Para a realização de prospecção sísmica com ondas S, possuidoras de elevados coeficientes de absorção, é necessário dispor de uma fonte rica em energia distorsional, que permita a propagação ao longo de grandes distâncias.

De entre os dois tipos possíveis de ondas S, as polarizadas horizontalmente (SH) dão melhores resultados, já que uma vez reflectidas ou refractadas continuam a ser do tipo SH, enquanto que as polarizadas verticalmente (SV) originam ondas SV e também ondas P, dificultando a interpretação subsequente.

Ondas de corte polarizadas no plano horizontal (ondas SH) podem ser desenvolvidas à superfície, por exemplo, por impacto horizontal numa prancha ou sapata em contacto com o solo. A direcção de propagação predominante das ondas é a da normal à direcção do impacto, pelo que aqui se coloca uma linha horizontal de detecção de movimento. O tempo de chegada das ondas de corte é, então, facilmente determinado.

O método de refracção sísmica permite determinar a velocidade de propagação elástica, a espessura e a inclinação de cada camada, mas a sua aplicabilidade está limitada a formações isotrópicas e homogéneas, e a uma sucessão de camadas em profundidade com velocidades de propagação crescentes e contrastantes. Um estrato com velocidade inferior localizado entre estratos de maior velocidade não pode ser detectado. As propriedades medidas são restritas a uma delgada camada superficial.

O seu uso é frequente em estudos preliminares, pois permite uma amostragem económica de grandes zonas sem recurso a furações, mas há normalmente uma perda de precisão à medida que o afastamento do emissor aumenta. É difícil estabelecer-se uma estimativa de erros, devido à possibilidade de ocorrência de inúmeras trajectórias de refracção. Como vantagem salienta-se o facto de o ensaio ser efectuado à superfície do terreno.

1.4.2 - MÉTODO DE VIBRAÇÃO SUPERFICIAL EM ESTADO ESTACIONÁRIO (MÉTODO DE ONDAS RAYLEIGH)

Trata-se de um modo indirecto de determinação da velocidade de propagação de ondas de corte, e consiste na aplicação a diferentes frequências de um vibrador sobre uma sapata superficial.

A vibração vertical estacionária de uma sapata na superfície do terreno provocará um trem de ondas de superfície (Rayleigh), que se propagam para o exterior da fonte e que está confinado a uma zona próxima da superfície do terreno. A velocidade das ondas Rayleigh (v_r) é aproximadamente igual à velocidade das ondas de corte, podendo ser obtido o valor exacto da última (v_s) a partir da primeira (v_r), se o coeficiente de Poisson (ν) for conhecido, através da resolução da equação:

$$K^6-8K^4+(24-16\alpha^2)K^2+16(\alpha^2-1)=0\ , \qquad (1.16)$$

com

$$\alpha^2=\frac{1-2\nu}{2-2\nu} \quad e \quad K^2=\frac{v_r^2}{v_s^2}\ . \qquad (1.17)$$

Desconhecendo-se o valor de ν, v_r pode ser usada directamente na maioria das aplicações de engenharia.

No ensaio, o excitador opera a uma dada frequência e o comprimento de onda das ondas de Rayleigh (L_r) é medido ao longo da superfície, assinalando a distância entre deslocamentos máximos do terreno. Outro processo de determinação de L_r baseia-se na representação gráfica do número de comprimentos de onda registados em cada local em função da respectiva distância em relação à fonte, fornecendo assim o valor médio desta grandeza na área seleccionada. A velocidade será dada pelo produto da frequência da vibração pelo valor do comprimento de onda.

Considera-se (de uma forma empírica, sem base científica) que a velocidade calculada à superfície corresponde, em meios homogéneos e estratificados, a uma velocidade média dos solos que se encontram até uma profundidade do terreno igual a $L_r/2$.

Para o estudo da variação de v_r com a profundidade faz-se decrescer a frequência excitadora desde o seu valor inicial, aumentando-se deste modo o comprimento de onda e interessando sucessivamente profundidades crescentes. Podem-se então desenhar perfis, com a profundidade em ordenadas e a velocidade de propagação da onda em abcissas.

São usados vibradores do tipo electromecânico para induzir movimentos a altas frequências e do tipo mecânico quando se pretendem baixas frequências.

Em termos práticos, este ensaio está limitado pela disponibilidade de grandes vibradores e pelas condições de acesso ao local, sendo necessário dispor de equipamento de geração de grande potência para explorações profundas. A profundidade limite anda, normalmente, à volta dos 30 m.

Como vantagens deste tipo de ensaio regista-se o facto de os ensaios não serem afectados pela presença do nível freático, e o método ser capaz de identificar camadas menos rígidas sob estratos mais rígidos.

1.4.3 - TÉCNICAS COM FURAÇÃO E COM UTILIZAÇÃO DE ONDAS DE CORTE DIRECTAS

Incluem-se neste grupo os métodos que recorrem à abertura de furos de sondagem para medição da velocidade de propagação em profundidade de ondas directas, variando, de acordo com o processo, a localização relativa da fonte emissora e dos receptores relativamente aos furos.

1.4.3.1 - ENSAIOS COM UM ÚNICO FURO - "UP-HOLE" e "DOWN-HOLE"

No método designado em literatura anglo-saxónica por "up-hole", a excitação é feita a várias profundidades dentro do furo e o receptor é colocado à superfície, pelo que, apenas a velocidade de propagação média entre os dois pontos é obtida. Como fontes para geração de ondas utilizam-se pequenas explosões ou recorre-se à aplicação de impulsos no fundo do furo de sondagem, durante a realização de ensaios SPT. O uso de explosivos tem o inconveniente de não permitir a geração de ondas de um determinado tipo, dificultando deste modo a identificação de ondas de corte. Quando se pretende medir v_s utiliza-se então o segundo processo que produz ondas do tipo SV. Este processo permite determinações fiáveis até cerca de 40 metros de profundidade.

No método "down-hole" a vibração ocorre à superfície e um ou mais receptores são inatalados nas paredes do furo, a profundidades prédeterminadas, sendo conveniente gerar ondas de compressão e de corte para determinação de v_P e de v_s, respectivamente.

As ondas de compressão podem ser geradas, como no processo "up-hole", por detonação de explosivos de fraca potência, ou alternativamente por impacto numa placa

à superfície.

As ondas de corte, se provocadas por explosões, são de difícil identificação, devido a contaminação dos registos pelas ondas P. Opta-se, então, pela aplicação de uma pancada na direcção horizontal sobre uma placa de madeira, em perfeito contacto com o terreno, o que é possível através da acção de uma viatura (tipo "jeep"). As ondas assim obtidas são do tipo SH. Verifica-se que à inversão do sentido do impulso horizontal corresponde uma inversão da polaridade da onda SH, pelo que as pancadas são dadas alternadamente numa e noutra extremidade da placa e os registos obtidos para ondas de corte de polaridades opostas. Espaçando uma série de sensores, com intervalos relativamente pequenos, conseguem-se identificar prontamente as variações da velocidades das ondas de corte.

O método de "down-hole" oferece algumas vantagens, como necessitar apenas um furo para a execução do ensaio e de espaço restrito, a possibilidade de identificação de estratos inferiores com menores velocidades de propagação e o fornecimento de perfis com os valores médios de v_s. Com ondas de corte horizontais polarizadas (SH) e reversíveis são obtidos óptimos resultados.

Como inconveniente salienta-se a densidade de instrumentação que é necessária para medição de tempos de percurso entre sensores, na tentativa de identificação de camadas horizontais de pequena espessura. A aplicação deste método em formações aluvionares profundas é por vezes inviável, devido a altos coeficentes de absorção e a contaminação das ondas SH por outros tipos de ondas, originadas por refracção ou reflexão nas paredes e no revestimento dos furos, que se propagam através das paredes e da água que eventualmente possa existir.

1.4.3.2 - ENSAIOS ENTRE FUROS - "CROSS-HOLE"

Requere pelo menos a existência de dois furos, um para ser aplicada a fonte e o outro para a colocação de um ou mais receptores (transdutores de velocidade ou geofones). O ensaio consiste em gerar um impulso num furo. O impulso resultante cria ondas de corte que se propagam no solo segundo um trajecto suposto horizontal. Um sensor de movimentos verticais colocado num segundo furo, à mesma profundidade, permite registar o tempo necessário para a onda de corte atravessar, pelo caminho mais directo, a distância conhecida entre os dois furos. Sendo esta distância um factor muito importante na quantificação de v_s, é necessário determinar com rigor o desvio da

verticalidade apresentado pelos furos, através do recurso a inclinómetros ou dispositivos similares.

Os processos de geração de impulsos são variados. Os mais utilizados recorrem a explosivos, à queda de massas no fundo do furo de sondagem, a pancadas transmitidas ao terreno pela base de uma vara metálica assente no fundo do furo, à utilização de vibradores electromagnéticos colocados no topo de varas metálicas, que transmitem impulsos a geofones fixados às paredes do furo (ondas de corte SV), ou ao uso de martelos sísmicos, também presos às paredes do furo (ondas de corte SV). Geralmente as ondas de corte geradas por meios mecânicos são mais fáceis de identificar que as geradas com explosivos.

A utilização de três ou mais furos, especialmente se alinhados e igualmente espaçados, permite um maior rigor nas determinações. As velocidades podem ser calculadas pelos intervalos de tempo entre pares de furos adjacentes, sendo possível rectificar erros resultantes do disparo desatempado dos aparelhos de medição, e do encamisamento dos furos. Esta técnica é particularmente aconselhada em solos anisotrópicos, para os quais se procede ao estudo de uma direcção de cada vez, e se medem os tempos de percurso das ondas de corte directas e das que sofreram refracção.

Para uma identificação exacta da chegada das ondas de corte (SV) é preciso prever uma orientação correcta do transdutor receptor e o uso de fontes ricas em energia de corte, e é desejável que a polaridade das ondas SV possa ser invertida. Como a polaridade das ondas P e da sismicidade ambiental não são afectadas pela inversão de direcção da amplitude inicial, sobrepondo registos com diferentes polaridades visualiza-se, mais claramente, o momento preciso do início da vibração tangencial.

Em meios estratificados, próximos da profundidade a que estão a ser realizados os ensaios, o espaçamento entre furos é importante, pois os efeitos de refracção nas interfaces com camadas adjacentes mais rígidas ou com maior velocidade, podem introduzir erros nas medições, viajando a onda ao longo da superfície de separação das duas camadas com a velocidade da camada mais rápida, seguindo não o trajecto da distância mínima mas sim o de tempo mínimo.

Para fundações profundas em solos incoerentes, a velocidade das ondas aumenta em profundidade, sendo a sua trajectória ligeiramente curva. Este facto deve ser levado em consideração na determinação de v_s.

O método "cross-hole" é particularmente útil para a avaliação de v_s a grandes profundidades em locais com acesso limitado, como por exemplo sob edifícios ou fundações de máquinas. Devido à pequena distância que se pode ter entre a fonte e o

receptor é especialmente adequado para sítios com elevados níveis de sismicidade ambiente. É possível executar um ensaio deste tipo em furos encamisados recorrendo-se a fontes potentes, mas a alteração do terreno junto ao encamisamento pode introduzir erros na determinação da velocidade.

1.4.4 - ENSAIO SPT (STANDARD PENETRATION TEST)

Trata-se de um ensaio largamente utilizado na prospecção geotécnica de terrenos, devido à facilidade de execução e às numerosas correlações empíricas existentes entre os resultados deste teste e as principais características mecânicas dos solos.

Pode-se considerar que constitui um ensaio dinâmico, não drenado durante a aplicação das pancadas, que modela um fenómeno dinâmico do solo, que é afectado pelos mesmo factores que condicionam a ocorrência de liquefacção. O tipo de energia gerado pela queda da massa é essencialmente de corte. Contudo não fornece directamente uma medida do módulo de distorção ou das características de amortecimento do material.

Diversos investigadores, devido às semelhanças apontadas, tentaram estabelecer relações experimentais entre a velocidade de propagação de ondas de corte e o número de pancadas do SPT, bem como com o potencial de liquefacção de solos arenosos. As expressões que se seguem baseiam-se na observação do comportamento de formações arenosas e constituem exemplos do tipo relações estabelecidas:

- Cálculo do módulo de distorção máximo G_{max}:

Equação de Ohsaki e Iwasaki (1973)

$$G_{max}=12000\ N^{0,8} \quad (kPa) \tag{1.18}$$

onde N é o número de pancadas obtidas pelo ensaio SPT.

- Determinação da velocidade de propagação das ondas de corte v_s:

Equação de Ohta e Goto (1976)

$$v_s=69\ N_j^{0,17}\ D^{0,2}\ F_1\ F_2 \quad (m/s) \tag{1.19}$$

onde N_j é o número de pancadas do SPT, segundo a prática japonesa, D a profundidade do solo, em metros, F_1 e F_2 factores que dependem da natureza e do tipo de solo.

Equação de Imai (1977)

$$v_s = 92,1\ N^{0,329} \quad (m/s) \tag{1.20}$$

Equação de Imai e Tonouchi (1982)

$$v_s = 97\ N^{0,314} \quad (m/s) \tag{1.21}$$

- Avaliação da resistência à liquefacção R

Equação de Iwasaki et al (1981)

$$R = 0,882\sqrt{\frac{N}{\sigma'_m + 70}} + 0,225 \log_{10}\frac{0,35}{D_{50}}\ ,\ 0,02 < D_{50} < 0,60 mm \tag{1.22}$$

$$R = 0,882\sqrt{\frac{N}{\sigma'_m + 70}} - 0,05\ ,\ 0,60 < D_{50} < 2,0\ mm \tag{1.23}$$

sendo σ'_m a tensão efectiva principal média, em kPa, e D_{50} o diâmetro, em milímetros, correspondente a 50% de partículas de solo com dimensões inferiores.

- Estabelecimento do número de pancadas mínimo necessário para uma areia não sofrer liquefacção N_{crit}

Equação de Xie (1979)

$$N_{crit} = \overline{N}\ [1 + 0,25\,(d_s - 3) - 0,05\,(d_w - 2)] \tag{1.24}$$

na qual d_s é a profundidade do solo em metros, d_w a profundidade do nível freático, também em metros e $\overline{N}$ é um factor que depende da intensidade do sismo (para intensidades iguais a 7, 8 e 9 $\overline{N}$ toma, respectivamente, os valores 6, 10 e 16).

Estas relações são, até ao momento aceites com reservas, e apenas para solos específicos, não tendo sido de aplicação generalizada.

Outros autores, com base na observação da liquefacção em solos arenosos que estiveram sobre a acção de sismos e em resultados dos ensaios SPT, estabeleceram curvas limites de susceptibilidade à liquefacção destes solos. Entre estes, refira-se Ohsaki (1966), que após o sismo de Niigata, estabeleceu a curva limite em função de N e de σ'_m. Seed et al (1983), perante a análise do comportamento à liquefacção de solos arenosos localizados em vários países, apresentaram curvas do mesmo tipo para areias limpas e siltosas, que relacionam a razão entre a tensão de corte horizontal induzida por um sismo e a tensão

efectiva principal média com a resistência à penetração normalizada N_1, para sismos de magnitude igual 7,5. A resistência à penetração normalizada é calculada com base nos resultados do ensaio SPT, pela expressão $N_1 = C_N N$, e foi adoptada para tornar a determinação independente da tensão efectiva principal média. N_1 pode ser definida como o número de pancadas do ensaio SPT quando a tensão σ'_m iguala 100 kPa. Os valores de C_N são fornecidos, pelos mesmos autores, em função da compacidade relativa. Seed et al (1985) propuseram a substituição de N_1 por o valor obtido com equipamentos de disparo automático, designado por $(N_1)_{60}$, para os quais a energia transmitida corresponde a apenas 60% da teórica de queda livre. As curvas anteriormente propostas (Seed et al, 1983) passaram a incluir $(N_1)_{60}$ em lugar de N_1 e foram generalizadas para outras magnitudes sísmicas através da adopção de factores correctivos (de majoração se M é inferior a 7,5 ou de minoração se M é superior).

1.4.5 - ENSAIO CPT (CONE PENETRATION TEST)

O ensaio de cone penetrómetro estático (CPT) consiste na introdução no solo de um cone, com uma área na base de 1000 mm^2 e 60° de inclinação, à velocidade de 0,02 m/s, com o auxílio de varas metálicas com 1 m de comprimento. A medição e registo da resistência à penetração, q_c, e das pressões intersticiais verificadas são feitos através de transdutores de pressão acoplados ao cone, e ligados a uma unidade de aquisição de dados por um cabo que corre no interior das referidas varas metálicas.

Como vantagens deste ensaio podem-se enumerar a obtenção de um registo contínuo dos valores medidos, ou seja da resistência à penetração e da pressão intersticial, a grande rapidez de execução e a boa fiabilidade dos resultados.

Tal como no ensaio SPT, é expectável a existência de uma correlação entre a resistência à liquefacção devida a abalos sísmicos e a resistência à penetração do cone, pois estas propriedades são afectadas pelos mesmos factores fundamentais que influenciam o comportamento do solo. No entanto, presentemente a base de dados deste ensaio é muito inferior à correspondente aos ensaios SPT, o que implica que os diferentes autores para o estabelecimento da susceptibilidade à liquefacção dos solos, procurem relacionar a resistência à penetração com o número de pancadas do SPT, e a partir das curvas limites encontradas para o ensaio SPT deduzir as curvas aplicáveis para o ensaio CPT. Para solos finos, o ensaio CPT possibilita uma melhor avaliação da susceptibilidade à liquefacção, devido à medição das pressões intersticiais.

Define-se resistência de ponta normalizada Q_c , como a que se verifica para uma tensão efectiva principal média igual a 100 kPa. É calculada multiplicando a resistência à penetração q_c por um factor correctivo C_Q, função da tensão de "overburden", fornecido por Robertson e Campanella (1985).

A versão dinâmica deste aparelho, denominada por cone penetrómetro sísmico (SCPT), tem incorporado no cone um pequeno sismómetro, que permite a realização de ensaios semelhantes aos do tipo "down-hole", dispensando a execução do furo de sondagem. Assim, para a determinação dos módulos de elasticidade dinâmicos, estaciona-se o cone a uma determinada profundidade e por intermédio de uma fonte apropriada, colocada à superfície, geram-se ondas de compressão ou de corte, que são captadas posteriormente pelo sismómetro. Determina-se o tempo de percurso, a distância entre a fonte e o receptor, e por último a velocidade de propagação do tipo de onda induzida. A orientação do sismómetro não é arbitrária, mas dependente do tipo de energia produzida.

Este tipo de ensaio apresenta como vantagens, relativamente aos métodos sísmicos directos, a facilidade e rapidez de execução, e a economia, especialmente quando a caracterização geotécnica inclui a realização dos ensaios CPT convencionais.

1.4.6 - ENSAIO DE SAPATA RESSONANTE

Pang (1972) desenvolveu uma técnica, para a determinação do módulo de distorção, que recorria ao uso de uma sapata em ressonância torsional. Dificuldades existentes para assegurar o não escorregamento entre a fundação e o solo levaram ao seu abandono.

Na Índia, as normas da "Indian Standard Institution" descrevem um método de avaliação da deformabilidade dos solos, basendo-se na mesma ideia, só que a vibração neste caso é vertical.

Para o projecto de fundações de máquinas, a fundação deverá ser vibrada à frequência de operação destas máquinas, e determinada a velocidade das ondas de corte.

Para outro tipo de obras, a frequência do oscilador é alterada até se atingir a frequência de ressonância.

O amortecimento, que neste caso inclui o amortecimento geométrico e o do material, pode ser determinado por análise da forma da curva de resposta ou pelo decréscimo logarítmico da amplitude em vibração livre.

Como limitações mais importante deste ensaio, destaca-se a pequena zona do

terreno envolvida na determinação usando sapatas em modelo reduzido, e a dificuldade da medição correcta da frequência de ressonância. No entanto, verifica-se que o método tem dado resultados aceitáveis em formações de solo uniformes e profundas. Vantajoso é o facto de os trabalhos se efectuarem à superfície.

1.4.7 - ENSAIOS DE CARGA EM PLACA

A interpretação dos ensaios de carga em placa baseia-se na Teoria Elástica de meio semi-indefinido, cujas expressões iniciais são devidas a Boussinesq. Barkan estabeleceu que os coeficientes elásticos de tensão uniforme e de tensão linear podem ser obtidos a partir de ensaios estáticos ou dinâmicos de carga em placas.

Para traduzir convenientemente o comportamento não linear dos solos, o nível de tensões provocado no ensaio deve igualar o do projecto. Como limitação interessa referir que a zona inflenciada pelo ensaio é directamente proporcional à dimensão da placa. Para solos heterogéneos será portanto necessário, para traduzir o seu comportamento e a variação da sua rigidez com a profundidade, proceder ao carregamento de placas de diferentes dimensões a várias profundidades.

1.4.8 - MEDIÇÕES NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA

As medições no domínio da frequência são aplicáveis a qualquer dos ensaios de campo tradicionais de propagação sísmica de ondas, anteriormente referidos. Trata-se de um método alternativo (mais sofisticado e preciso) de aquisição de dados, tratamento de resultados e de determinação de velocidades de propagação, não constituindo por si só uma técnica de ensaio.

Em aplicações de engenharia sísmica é usual proceder a recolha de dados no domínio da frequência, contrariamente ao que se passa em medições de vibrações, onde se opta geralmente pelo domínio do tempo.

A análise no domínio da frequência baseia-se na decomposição de ondas de forma complexa na soma de n ondas sinusoidais de amplitude e frequência apropriadas, com recurso à Transformada Discreta de Fourier.

Qualquer função periódica f(t), de período T_p, pode ser expressa por uma série de Fourier, segundo:

$$f(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos\frac{2\pi n}{T_p} t + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin\frac{2\pi n}{T_p} t \ , \qquad (1.25)$$

com

$$a_0 = \frac{1}{T_p}\int_0^{T_p} f(t)\ dt \ , \qquad (1.26)$$

$$a_n = \frac{2}{T_p}\int_0^{T_p} f(t)\ \cos\frac{2\pi n t}{T_p}\ dt \ , \qquad (1.27)$$

$$b_n = \frac{2}{T_p}\int_0^{T_p} f(t)\ \sin\frac{2\pi n t}{T_p}\ dt \ , \qquad (1.28)$$

ou em forma exponencial

$$f(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} c_n \exp\left(in\frac{2\pi t}{T_p}\right) \ , \qquad (1.29)$$

com

$$c_n = \frac{1}{T_p}\int_0^{T_p} f(t)\ \exp\left(-in\frac{2\pi t}{T_p}\right)\ dt \ . \qquad (1.30)$$

Para funções não periódicas, a anterior decomposição em séries de Fourier é válida desde que se estenda o período até infinito, eliminando assim as repetições que ocorreriam se o período fosse um número finito.

Definindo:

$$\frac{\Delta\overline{\omega}}{2\pi} = \frac{1}{T_p} \ , \quad \overline{\omega}_n = n\ \Delta\overline{\omega} \quad e \quad c_n = \frac{\Delta\overline{\omega}}{2\pi} c(\overline{\omega}_n) \ , \qquad (1.31)$$

as expressões (1.29) e (1.30) transformam-se em:

$$f(t) = \frac{\Delta\overline{\omega}}{2\pi} \sum_{n=-\infty}^{\infty} c(\overline{\omega}_n)\ \exp(i\ \overline{\omega}_n\ t) \qquad (1.32)$$

e

$$c(\overline{\omega}_n) = c_n T_p = \int_{-T_p/2}^{T_p/2} f(t)\ \exp(-i\ \overline{\omega}_n\ t)\ dt\ . \qquad (1.33)$$

Quando o período T_p tende para infinito $\Delta\overline{\omega}$ tende para $d\overline{\omega}$, $\overline{\omega}_n$ torna-se uma função contínua $\overline{\omega}$ e calculando os limites das equações (1.32) e (1.33) obtem-se:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{\infty} c(\overline{\omega})\ \exp(i\ \overline{\omega}\ t)\, d\overline{\omega} \qquad (1.34)$$

e

$$c(\overline{\omega}) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) \exp(-i\ \overline{\omega}\ t)\, dt\ . \qquad (1.35)$$

respectivamente, sendo $c(\overline{\omega})$ a amplitude de cada componente da frequência presente na função f(t).

As funções (1.34) e (1.35) são pares de Transformadas de Fourier (transformada directa e inversa), e permitem derivar a função do tempo a partir da função de frequência e vice-versa.

A condição necessária para a existência de Transformada de Fourier é que o integral (1.36) seja finito:

$$\int_{-\infty}^{\infty} |f(t)|\ dt\ . \qquad (1.36)$$

A aplicação de análises teóricas no domínio da frequência está limitada aos casos em que a função f(t) tem Transformada de Fourier. Para se generalizar a aplicação a qualquer função, procedeu-se à discretização das expressões anteriores, substituindo os integrais por somatórios de n termos significativos, para o problema em causa (método corrente em análises numéricas). Tal é feito partindo do pressuposto que a função é periódica com um período T_p, definindo-se a frequência mínima considerada na análise como:

$$\overline{\omega}_1 = \Delta\overline{\omega} = \frac{2\pi}{T_p} \quad . \tag{1.37}$$

O período da função é então dividido em N intervalos de tempo iguais, Δt, e a função definida em pontos discretos $t_m = m\,\Delta t$.

Recorrendo a (1.32) e (1.33), e substituindo tem-se:

$$f(t_m) = \frac{\Delta\overline{\omega}}{2\pi} \sum_{n=0}^{N-1} c(\overline{\omega}_n)\ \exp(2\pi\ i\ \frac{nm}{N}) \tag{1.38}$$

e

$$c(\overline{\omega}_n) = \Delta t \sum_{m=o}^{N-1} f(t_m)\ \exp(-2\pi\ i \frac{nm}{N}) \quad . \tag{1.39}$$

A frequência máxima tratada foi arbritariamente fixada em $(N-1)\,\Delta\overline{\omega}$.

As funções (1.38) e (1.39) são chamadas Transformadas Discretas de Fourier.

Para minimizar erros, na análise de funções não periódicas, deve-se estender o período de modo a incluir uma parte significativa de função nula.

O cálculo dos somatórios presentes nas duas equações anteriores não é feito directamente mas usando um método computacionalmente mais potente e com menor ocupação de memória, a Fast Fourier Transform (FFT).

Com os valores registados e a FFT pode-se obter a amplitude de cada componente da frequência presente no espectro de análise.

Uma das possíveis aplicações da análise espectral é comparar os espectros da fonte emissora com o do sinal recebido. Deslocando o espectro da fonte de um certo intervalo de tempo $\Delta\tau$ pode-se determinar o tempo de percurso entre os dois pontos, tornando-se assim a determinação independente de qualquer disparo do sistema de aquisição. O tempo de viagem de um comboio de ondas segundo uma dada trajectória pode ser calculado por técnicas de correlação cruzadas.

1.4.9 - ENSAIO DE CAMPO CILINDRICO (CIST)

Para a realização deste ensaio procede-se à instrumentação de um campo com acelerómetros, a várias profundidades, e com um certo espaçamento radial a partir de um furo central onde se procede à detonação de explosivos. As respostas velocidades-tempo do solo à detonação são registadas nos acelerómetros e objecto de posterior análise.

As cargas explosivas provocam junto à fonte rotura por corte do material, e no restante terreno deformações de amplitudes decrescentes com o afastamento do furo onde ocorreu a explosão.

Um processo iterativo, com estimativa inicial das propriedades do material, com recurso a programas de cálculo automático, é utilizado para prever a resposta dos acelerómetros. Os seus resultados são comparados com a resposta real e as propriedades alteradas até se conseguir reproduzir as histórias de velocidades atingidas para diferentes níveis de deformação e diferentes profundidades, em cada camada do solo.

Esta técnica permite a caracterização dos materiais, em carga e descarga, para amplitudes de deformação variando entre a explosão forte e os níveis de sismicidade registados durante a ocorrência de sismos. No entanto, trata-se de um processo muito elaborado para usos correntes.

1.4.10 - SUMÁRIO DOS ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de uso corrente para caracterização dinâmica de solos dividem-se essencialmente em dois grupos: os sísmicos e os de penetração.

No primeiro grupo, os ensaios que recorrem a determinação de velocidades de propagação de ondas directas conduzem, normalmente, a melhores resultados. De entre estes, a técnica de "cross-hole" é a mais fiável para medição do módulo de distorção dos materiais, apesar do seu custo, devido à necessidade de furos adicionais, ser superior às "down-hole" ou "up-hole". O método "down-hole" parece contudo ser aceitável, fornecendo resultados consistentes, dentro de certas limitações económicas. As técnicas que recorrem a ondas superficiais estão circunscritas à caracterização de camadas superficiais.

Os ensaios de penetração são hoje realizados em qualquer prospecção geotécnica de solos, pelo que existe uma grande experiência da sua técnica de ensaio e uma extensa base de dados que permite o seu relacionamento, com características dinâmicas de solos,

com a utilização de relações empíricas.

O ensaio com sapata ressonante é o único ensaio corrente que permite caracterizar o amortecimento do solo de fundação.

Discrepâncias detectadas em propriedades dos solos determinadas sismicamente e as observadas por outros métodos, levam uma atitude conservativa relativamente aos respectivos resultados e à adopção de factores de minoração.

Na Figura 1.3 apresentam-se os principais ensaios de campo e as respectivas capacidades de amplitude de distorção (Silver e Seed (1971), e Woods (1978)).

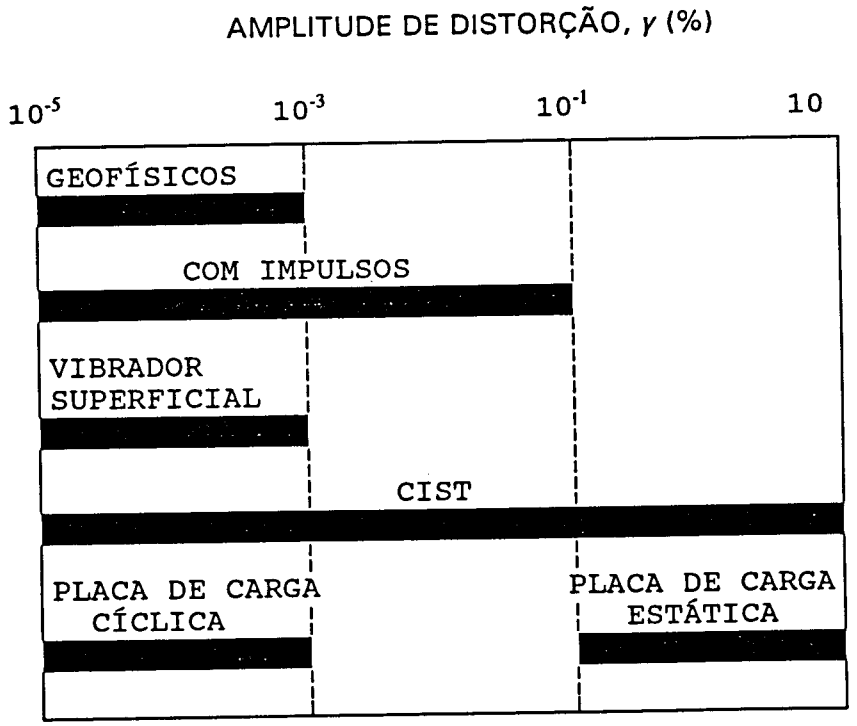


Figura 1.3 - Ensaios de campo e respectivas capacidades de amplitude de distorção (Silver e Seed (1971), e Woods (1978)).

1.5 - COMPARAÇÃO DOS ENSAIOS LABORATORIAIS E DE CAMPO

Os ensaios laboratoriais, além de serem eventualmente de representatividade reduzida, são sempre, de algum modo, afectados pela perturbação da amostragem e pela preparação do provete, perdendo-se assim a influência da história de tensões e

deformações, do envelhecimento e possível cimentação das partículas. Descompressão da amostra, variações do seu teor em água e o facto de não se considerar o efeito secundário do tempo poderão afectar significativamente quer o módulo de distorção quer o coeficiente de amortecimento do solo e conduzir a valores muito diferentes dos reais.

Os ensaios de campo, realizados sobre volumes representativos nas condições locais do solo, têm limitações nos níveis de deformação máximos, não sendo possível fazer variar, de forma prática, o nível de deformação imposto. Geralmente, não permitem a quantificação do amortecimento do material. Os valores obtidos para as velocidades de propagação de ondas são geralmente superiores aos verificados em ensaios de laboratório. Em determinações com o arbítrio do valor do coeficiente de Poisson, de que é exemplo o cálculo de G_{max} a partir da velocidade das ondas P, é necessário ter em conta que uma pequena variação de v, pode conduzir a grandes variações no valor do módulo de distorção.

Para obter uma boa estimativa das propriedades dinâmicas dos solos dever-se-á empregar diferentes métodos de ensaio, de campo e de laboratório, e proceder à comparação dos resultados. No entanto, nenhum dos ensaios apresentados é económico, fácil de executar ou interpretar, pelo que em fase de estudo prévio ou para obras relativamente pouco importantes poder-se-á recorrer a relações empíricas, dadas na bibliografia.

1.6 - ENSAIOS REALIZADOS

Visando a obtenção de parâmetros para os modelos de cálculo estático e dinâmico das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito, que serão descritos no 3º capítulo, foram realizados para cada um dos materiais que as constituem uma série de ensaios de laboratório. Estes ensaios apesar de não reproduzirem totalmente as condições campo, permitem a caracterização dos solos, a execução de estudos paramétricos, a sua comparação com outros do mesmo tipo e com base nesta a sua extrapolação para estados de tensão, deformação e compacidade diferentes dos verificados.

Com o objectivo de ajuizar se as operações de amostragem, transporte e reconstituição dos provetes influenciaram a resposta dos solos foram ainda efectuados ensaios de campo. Infelizmente, por razões económicas, não foi possível executá-los nas barragens que vão ser analisadas neste estudo, sendo, contudo, levados a efeito em duas barragens, localizadas em Portugal, Beliche e Maranhão, que possuem materiais com

características semelhantes a alguns pertencentes às primeiras. As técnicas utilizadas foram as de "down-hole" e "cross-hole".

Os ensaios de laboratórios executados compreendem os ensaios de identificação, os ensaios de compressão triaxial monotónica e os ensaios de corte simples monotónicos e cíclicos. Por razões de inoperacionalidade do equipamento existente, não foi possível proceder à realização de ensaios triaxiais cíclicos, para comparação e verificação das propriedades dinâmicas obtidas a partir dos ensaios de corte simples cíclicos.

1.6.1 - ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO

Com vista à identificação, classificação e reconstituição das amostras com características tanto quanto possível próximas das verificadas "in situ", efectuaram-se os seguintes ensaios: análise granulométrica, determinação dos limites de consistência (ou limites de Atterberg) e ensaio de compactação. Para os solos essencialmente arenosos, que constituem os filtros e os drenos das barragens, a sua identificação foi simplificada, limitando-se à determinação da sua curva granulométrica e do seu peso volúmico seco máximo e mínimo, para permitir a aferição da compacidade relativa dos provetes, definida pela equação:

$$D_r = \frac{\gamma_d^{max}}{\gamma_d} \frac{\gamma_d - \gamma_d^{min}}{\gamma_d^{max} - \gamma_d^{min}} \qquad (1.40)$$

onde γ_d^{min}, γ_d^{max} e γ_d representam os pesos volúmicos secos que o material possui nos estados mais solto possível, mais denso possível e no pretendido, respectivamente. Esta decisão teve como base o papel pouco importante desempenhado por estes materiais em análises de comportamento tensão-deformação de barragens de terra, o reduzido volume de amostras disponível e a dimensão elevada das partículas que constituem o solo, que impede a sua utilização sem correcção em ensaios triaxiais e de corte simples.

O peso volúmico seco mínimo de um solo incoerente, passado no peneiro 3/8" da série ASTM, foi determinado segundo a norma ASTM D2049-69. De acordo com esta norma, o solo, depois de previamente seco em estufa, foi depositado num molde cilindrico normalizado de $2{,}83 \times 10^{-3}$ m^3 (0,1 ft^3), através de um funil com movimento espiral, iniciado no limite exterior do molde, e que se foi apertando à medida que se deslocava para o seu centro, por forma a se obter uma camada de solo de altura uniforme e isenta de zonas de

segregação. A altura de queda foi de 25,4 mm e o débito do solo no funil foi constante. O molde, depois de cheio até cerca de 25 mm acima do seu topo, foi rasoirado para que a superfície livre do solo ficasse perfeitamente aplanada e coincidente com a definida pelo topo do molde. Determinou-se, então, o peso volúmico seco correspondente a este estado de densificação, que é tomado como mínimo.

Para a determinação do peso volúmico seco máximo a mesma norma prevê dois processos distintos de o fazer: processo seco e processo húmido.

No processo seco, o molde, contendo o solo que serviu para efectuar a determinação do peso volúmico seco mínimo, é firmemente fixado ao tampo de uma mesa vibratória apropriada (com uma frequência de vibração de 3600 Hz e uma dupla amplitude de oscilação variável entre um mínimo de 0,002" (0,05 mm) e um máximo de 0,015" (0,38 mm)). Sobre a superfície livre do solo é colocado um disco de apoio em aço com um diâmetro ligeiramente inferior ao diâmetro interno do molde. Na boca do molde é montada a chamada manga de guiamento, que se solidariza àquele por intermédio de dois parafusos e porcas, que para o efeito possuem. Na referida manga, é introduzido um peso cilíndrico de sobrecarga, que deve ser colocado de modo a assentar directamente sobre o disco de apoio. Ligando a mesa vibratória com a amplitude máxima (0,38 mm), a massa de solo assim carregada é então vibrada, durante oito minutos. Após a retirada do peso cilíndrico e desmontagem da manga de guiamento, com um comparador é medido o assentamento do disco de apoio em dois pontos diametralmente opostos, donde se deduz o assentamento sofrido pelo solo e a respectiva variação de volume. Faz-se finalmente a pesagem do solo e determina-se o respectivo peso volúmico seco que se considera ser máximo.

O processo a húmido para determinação da compacidade máxima, emprega preferencialmente solo com um teor em água previamente determinado, mas superior do teor em água higroscópio. O molde, como anteriormente, é fixado à mesa vibratória, e, com o funil, cheio de solo húmido. Durante o enchimento, dever-se-á acumular à superfície do solo uma pequena porção de água livre. O molde é então vibrado, por um período de cerca de seis minutos, com uma amplitude suficientemente baixa para que o solo não "fervilhe" em demasia, retirando-se durante o minuto final, com uma seringa de sucção, toda a água em excesso na superfície do solo. São colocados, como no processo a seco, o disco de apoio, a manga de guiamento e o peso cilindrico de sobrecarga. O conjunto é vibrado nas mesmas condições, e é feita a determinação do assentamento do solo, a partir da medição dos deslocamentos no disco de apoio, em pontos diametralmente opostos. Finalmente é determinado o teor em água, w, do solo assim compactado. O peso volúmico

aparente, γ^{max} é calculado, após pesagem, dividindo a diferença entre os pesos do molde com e sem solo, pela diferença entre o volume interno do molde e a variação de volume registada. O correspondente peso volúmico seco, γ_d^{max}, é dado por:

$$\gamma_d^{max} = \frac{\gamma^{max}}{1+w} \qquad (1.41)$$

A norma D2049-69 da ASTM impõe que se proceda inicialmente à determinação de γ_d^{max} por ambos os processos descritos. Se os valores obtidos diferirem menos de 1% a norma permite a utilização do método seco, mais cómodo e rápido, para as restantes determinações. Caso contrário, seguir-se-á sempre o processo húmido que conduz a pesos volúmicos secos mais elevados.

Para pequenas quantidades de solo a controlar ou para um pequeno número de determinações, a mesma norma prevê a utilização do processo alternativo que se passa a descrever. Satura-se com água o material incoerente, mexendo-o com uma colher de jardineiro. Enche-se, com o solo assim saturado, um molde de compactação vulgar, com a respectiva gola acoplada, ao qual foi aplicado um vibrador semelhante ao usado em betão fresco. O vibrador estará em funcionamento durante todo o enchimento e a sua acção prolongar-se-á para além deste até que se verifique que não produz qualquer adensamento do solo adicional, com o mínimo de um minuto. É retirada a gola, deixa-se que o excesso de água e solo se escoe para fora do molde e rasoira-se a sua superfície. Pesando o conjunto molde e solo, dado o conhecimento do volume interno e do peso do molde, pode-se calcular o peso volúmico aparente do material neste estado de adensamento que se presume que corresponda ao mais compacto possível. Finalmente é determinado o seu teor em água e a partir deste, utilizando a expressão (1.41) o peso volúmico seco máximo.

Após constatação, para os solos ensaiados, que a variação das determinações era reduzida, a compacidade máxima foi obtida recorrendo ao processo seco.

O modo de execução deste ensaio tem gerado alguma controvérsia, surgindo vários autores a proporem a sua alteração. A título de exemplo refira-se Mehdiratta et al (1978), que mostraram que o estado de adensamento prescrito pela norma D2049-69 por vezes não é o máximo, pois a aceleração e a duração das vibrações, prescritas no método da ASTM, provocam sobrevibração dos grãos, e a sobrecarga, sobre a superfície do solo, impede a progressão do seu adensamento.

1.6.1.1 - BARRAGEM DE BORDE SECO

Na Figura 1.4 representa-se o perfil tipo da barragem de Borde Seco, onde se pode reconhecer essencialmente 6 tipos de materiais: o do núcleo, o do maciço estabilizador de montante, o do maciço estabilizador de jusante, o do filtro, o do dreno e o da zona superior do maciço de montante.

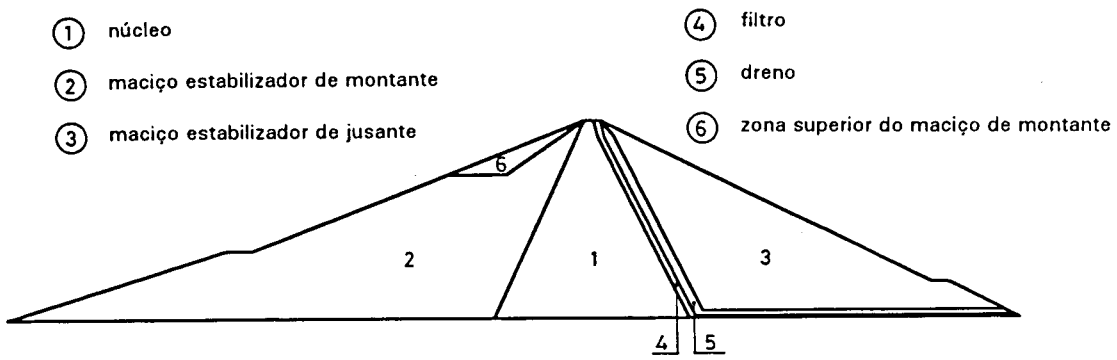


Figura 1.4 -Perfil tipo da barragem de Borde Seco

Foram recolhidas amostras dos solos considerados mais representativos, para as análises estática e dinâmica, e executados os ensaios de identificação. Os materiais grosseiros, que realizam a protecção do maciço de montante, não foram objecto de qualquer ensaio, admitindo-se como pequena a influência da variação das suas características, e adoptando-se para os seus parâmetros valores retirados da bibliografia especializada.

O controlo de construção de barragens, na Venezuela, é feito com base na norma AASHO T180-86, pelo que se seguiu esta mesma especificação para a execução do ensaio de compactação, o qual é nestas condições geralmente designado por ensaio de Proctor Modificado, realizando-se as determinações do teor em água óptimo ($W_{ópt}$) e do peso volúmico seco máximo (γ_d^{max}) sobre a fracção de solo passada no peneiro nº 4.

No Quadro 1.2 encontra-se uma listagem dos materiais recebidos, com indicação da respectiva localização no perfil da barragem e designação atribuída. Também aí se transcrevem os valores médios das características físicas dos solos e respectiva classificação com base na Classificação Unificada. Neste Quadro F_p designa a percentagem do material que passa no peneiro 200, W_L o limite de liquidez e W_P o limite de plasticidade. Os restantes símbolos já anteriormente foram definidos.

Quadro 1.2 - Índices de identificação dos materiais da barragem de Borde Seco

LOCALIZAÇÃO	DESIGNAÇÃO	F_p (%)	LIMITES DE CONSISTÊNCIA		ENSAIO DE COMPACTAÇÃO		COMPACIDADE RELATIVA		CLASSIFICAÇÃO
			W_L (%)	W_P (%)	W_{opt} (%)	γ_d^{max} (kN/m³)	γ_d^{min} (kN/m³)	γ_d^{max} (kN/m³)	
Núcleo	15150	18,0	31	-	11,7	19,4	-	-	SM (areia siltosa)
Maciço estab. de montante	15151	13,1	-	-	7,0	19,0	-	-	SM (areia siltosa)
Maciço estab. de jusante	15152	12,2	-	-	9,0	19,8	-	-	SM ((areia siltosa)
Filtro	15153	1,8	-	-	-	-	13,9	17,8	SP (areia mal graduada)
Filtro	15154	3,0	-	-	-	-	15,8	19,3	SP (areia mal graduada c/ cascalho)
Dreno	15155	0,0	-	-	-	-	13,5	16,9	GP (cascalho mal graduado)

Nas Figuras 1.5 a 1.10, e 1.11 a 1.13, apresentam-se, respectivamente, as curvas granulométricas das amostras 15150, 15151, 15152, 15153, 15154 e 15155, e as curvas de compactação das amostras 15150, 15151 e 15152.

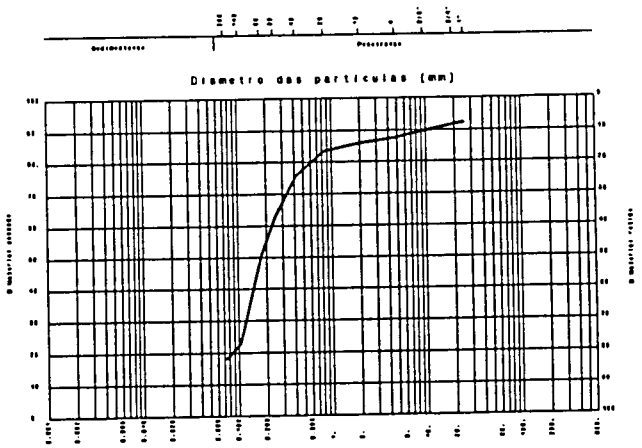


Figura 1.5 - Curva granulométrica da amostra 15150

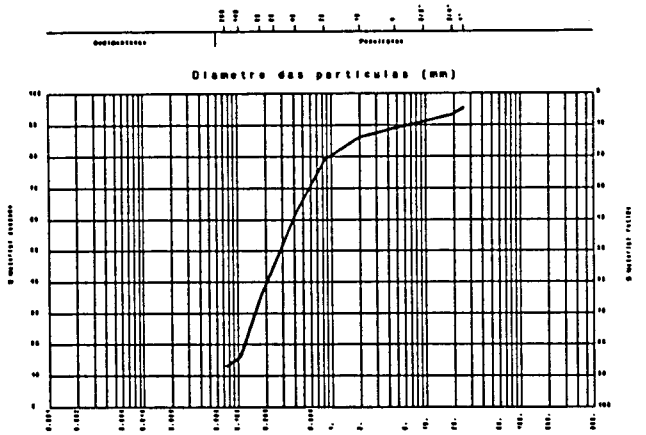


Figura 1.6 - Curva granulométrica da amostra 15151

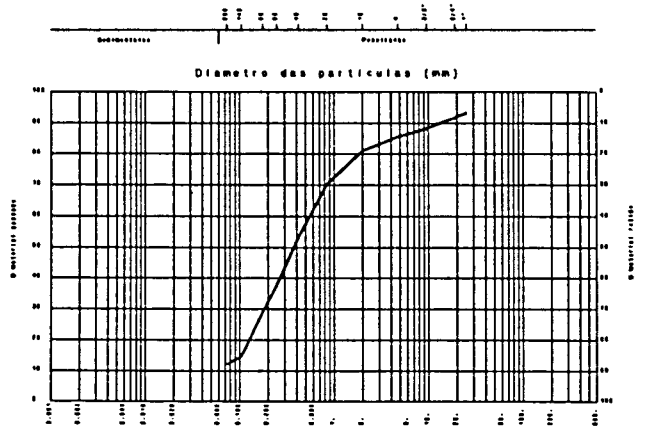


Figura 1.7 - Curva granulométrica da amostra 15152

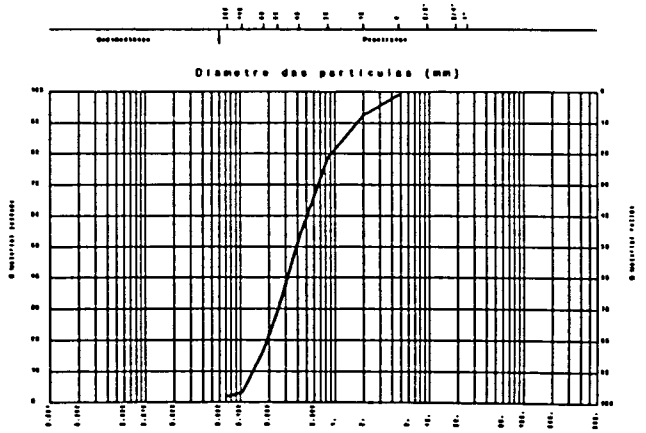


Figura 1.8 - Curva granulométrica da amostra 15153

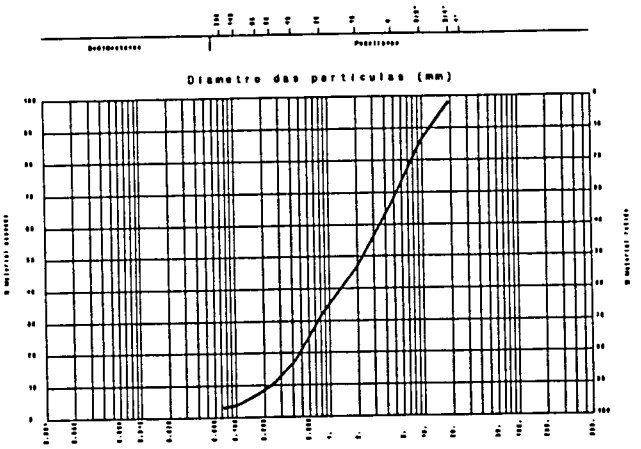


Figura 1.9 - Curva granulométrica da amostra 15154

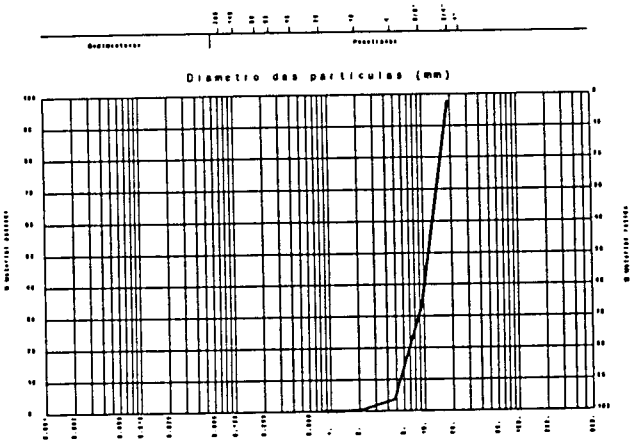


Figura 1.10 - Curva granulométrica da amostra 15155

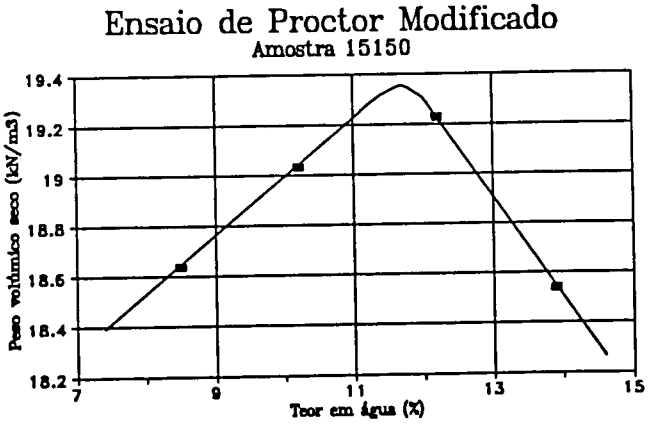


Figura 1.11 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15150

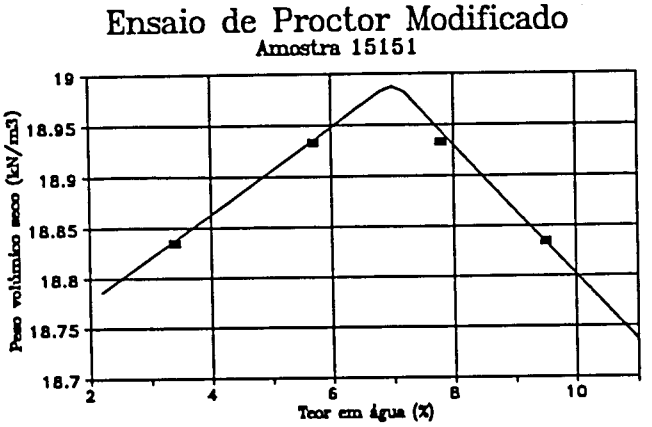


Figura 1.12 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15151

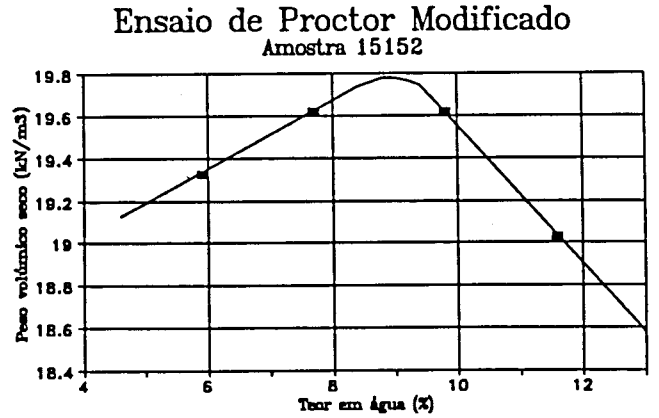


Figura 1.13 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15152

1.6.1.2 - BARRAGEM DE LAS CUEVAS

O perfil tipo da barragem de Las Cuevas, representado na Figura 1.14, é constituído essencialmente por 4 materiais de características diferenciadas: o do núcleo, o dos maciços estabilizadores de montante e de jusante, o do filtro, e o de protecção da zona superior do maciço de montante e do pé do talude de jusante, executado com enrocamento.

Para a realização do núcleo estava prevista a utilização, simultânea ou alternativa, de três solos, tendo sido extraídas amostras e realizados ensaios de identificação em cada um deles. Também foi caracterizado o material dos maciços estabilizadores. A variação dos

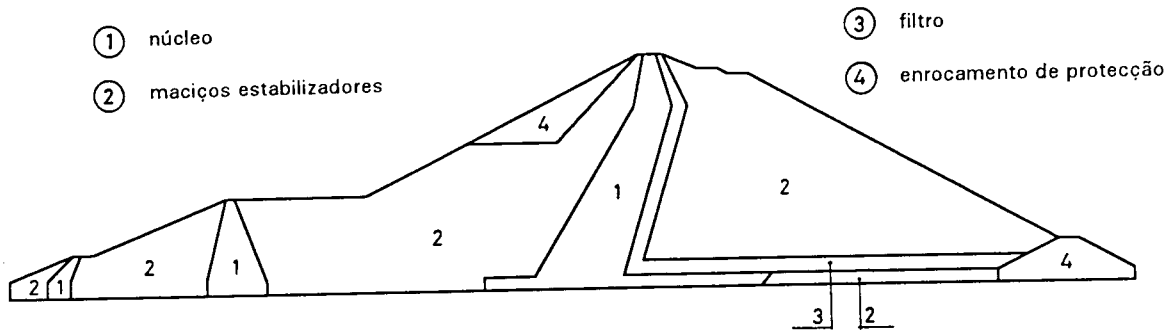


Figura 1.14 - Perfil tipo da barragem de Las Cuevas

parâmetros dos restantes solos tem uma influência reduzida no cálculo de tensões e de deformações da barragem, pelo que se optou por apenas proceder à análise granulométrica do material do filtro, e por adoptar como características do solo de enrocamento as referenciadas em bibliografia especializada.

Tal como na barragem de Borde Seco, o ensaio de compactação foi executado de acordo com a norma norma AASHO T180-86 (ensaio de Proctor Modificado).

Do Quadro 1.3 consta a designação e localização no perfil da barragem de cada um dos materiais que foram objecto de ensaios de identificação, bem como os valores médios mais significativos obtidos em cada um deles. O símbolo IP representa o índice de plasticidade do solo, dado pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade. A classificação dos solos segundo a Classificação Unificada transcreve-se na última coluna.

Nas Figuras 1.15 a 1.19, e 1.20 a 1.23, apresentam-se, respectivamente, as curvas granulométricas das amostras 15156, 15157, 15158, 15159, e 15160, e as curvas de compactação das amostras 15156, 15157, 15158 e 15160.

1.6.1.3 - BARRAGEM DO ALVITO

A barragem do Alvito é constituída por um núcleo de material argiloso, proveniente da alteração de xistos, por maciços laterais estabilizadores de materiais xistosos e por um filtro-chaminé, colocado entre o paramento de jusante do núcleo e o maciço estabilizador, segundo o perfil representado na Figura 1.24.

Quadro 1.3 - Índices de identificação dos materiais da barragem de Las Cuevas

LOCALIZAÇÃO	DESIGNAÇÃO	F_p (%)	LIMITES DE CONSISTÊNCIA			ENSAIO DE COMPACTAÇÃO		CLASSIFICAÇÃO
			W_L (%)	W_P (%)	IP (%)	W_{opt} (%)	γ_d^{max} (kN/m³)	
Núcleo	15156	98,8	71	39	33	22,2	16,1	MH (silte elástico)
Núcleo	15157	93,7	57	31	26	20,0	16,9	MH (silte elástico)
Núcleo	15158	74,5	41	22	20	16,0	18,1	CL (argila magra com areia)
Maciços estabilizadores	15160	9,8	-	-	-	10,8	17,4	SMSP (areia siltosa mal graduada)

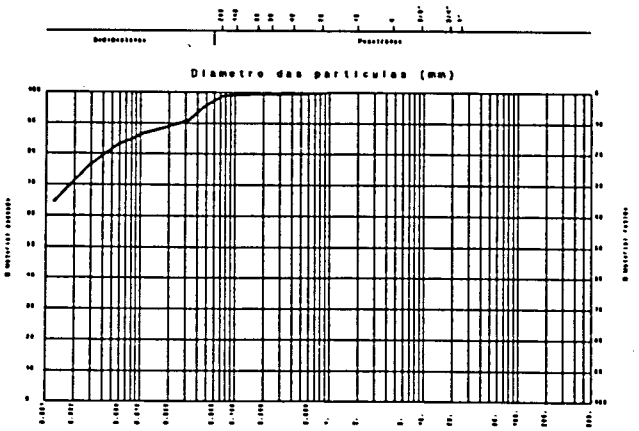


Figura 1.15 - Curva Granulométrica da amostra 15156

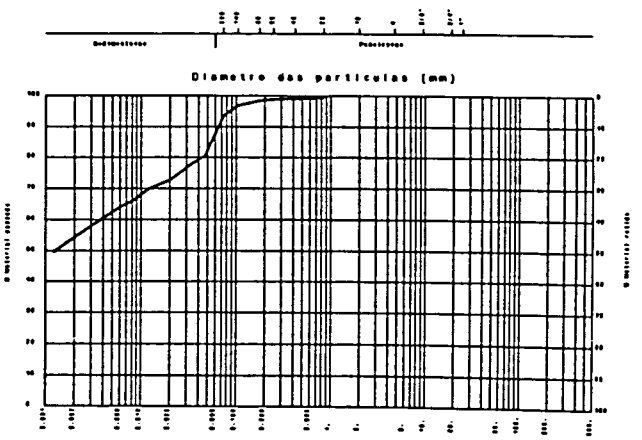


Figura 1.16 - Curva granulométrica da amostra 15157

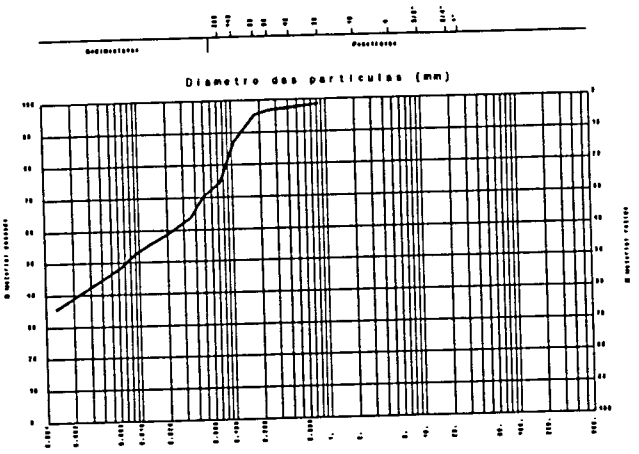


Figura 1.17 - Curva granulométrica da amostra 15158

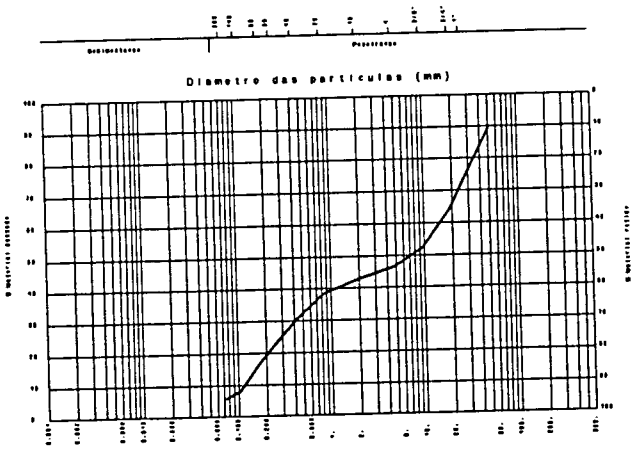


Figura 1.18 - Curva granulométrica da amostra 15159

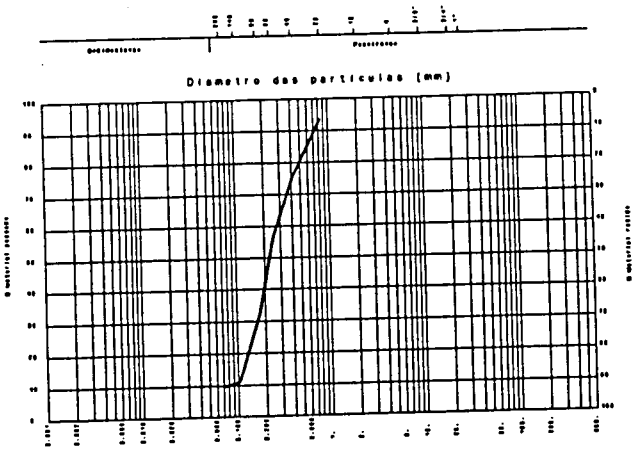


Figura 1.19 - Curva granulométrica da amostra 15160

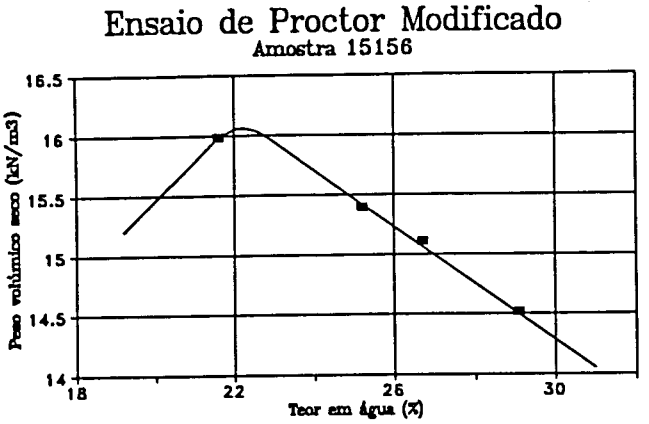


Figura 1.20 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15156

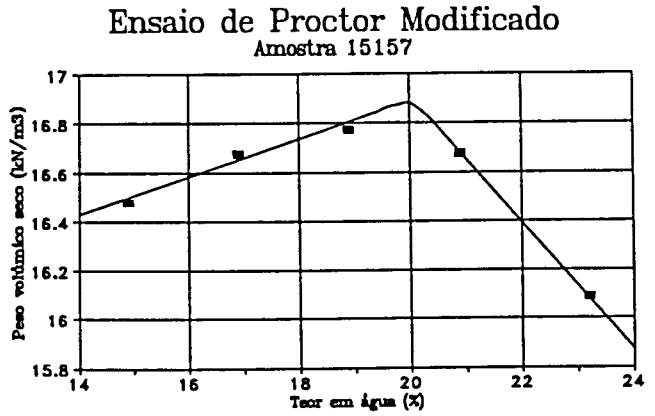


Figura 1.21 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15157

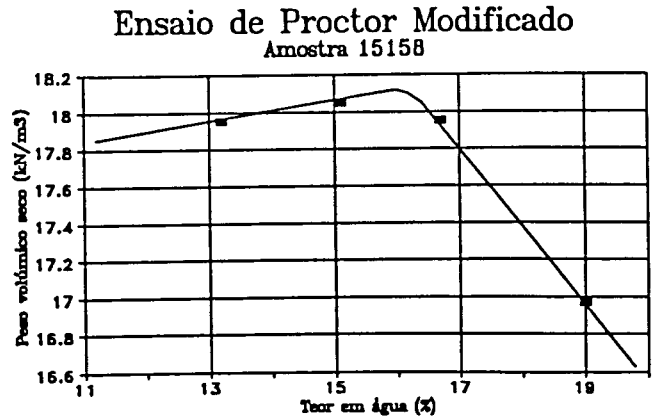


Figura 1.22 - Ensaio de Proctor Modificado da amsotra 15158

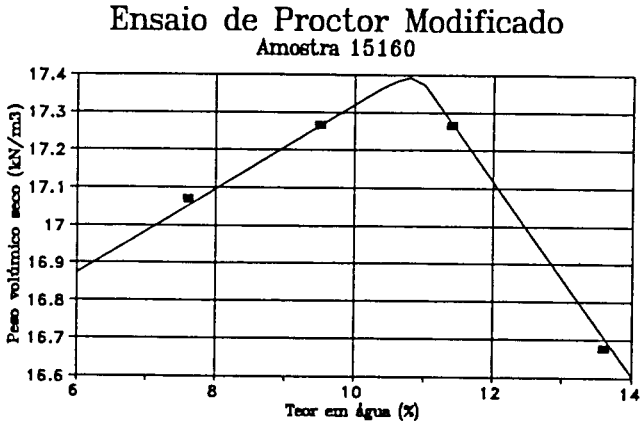


Figura 1.23 - Ensaio de Proctor Modificado da amostra 15160

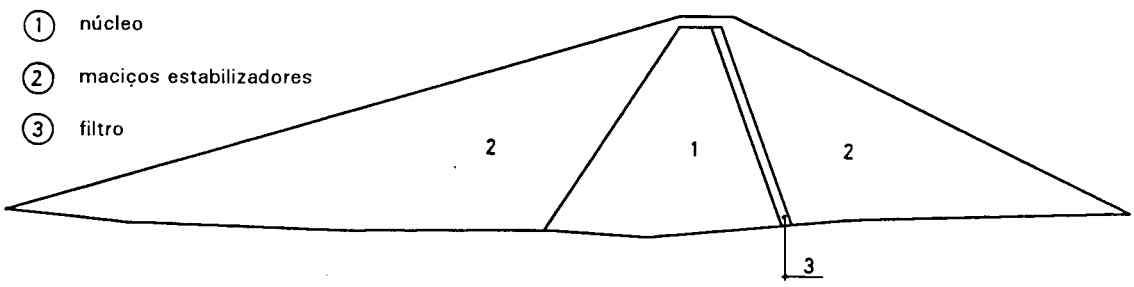


Figura 1.24 - Perfil tipo da barragem do Alvito

Foram realizados ensaios de identificação sobre amostras de solo extraídas do núcleo e dos maciços estabilizadores. O material do filtro não foi objecto de estudo especial, adoptando-se no cálculo como parâmetros os característicos de solos que desempenham funções deste tipo, presentes na bibliografia.

Os materiais argilosos e xistosos foram colocados, em termos médios, com um teor em água 1% abaixo do óptimo do ensaio de Proctor Normal e com um grau de compactação de 99 %, pelo que foi este o ensaio de compactação executado para determinação e reprodução das características observadas no campo.

A localização no perfil da barragem de cada um destes materiais, a designação adoptada, os valores médios obtidos nos ensaios de identificação realizados, e a respectiva classificação (segundo a Classificação Unificada) indicam-se no Quadro 1.4.

As curvas granulométricas das amostras 15079 e 388 apresentam-se nas Figuras 1.25 e 1.26, respectivamente. As Figuras 1.27 e 1.28 mostram os resultados dos ensaios de compactação para os mesmos solos.

Quadro 1.4 - Índices de identificação dos materiais da barragem do Alvito

LOCALIZAÇÃO	DESIGNAÇÃO	F_p (%)	LIMITES DE CONSISTÊNCIA			ENSAIO DE COMPACTAÇÃO		CLASSIFICAÇÃO
			W_l (%)	W_p (%)	IP (%)	W_{opt} (%)	γ_d^{max} (kN/m³)	
Núcleo	15079	62,1	28	18	10	13,1	18,9	CL (argila magra arenosa)
Maciços estabilizadores	388	13,3	38	-	-	12,9	19,0	GM (cascalho siltoso com areia)

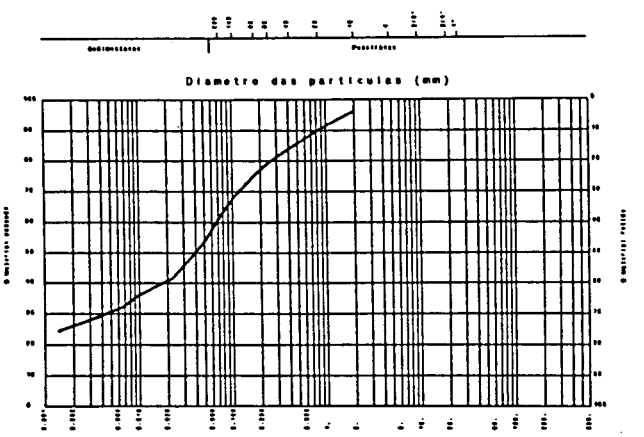


Figura 1.25 - Curva granulométrica da amostra 15079

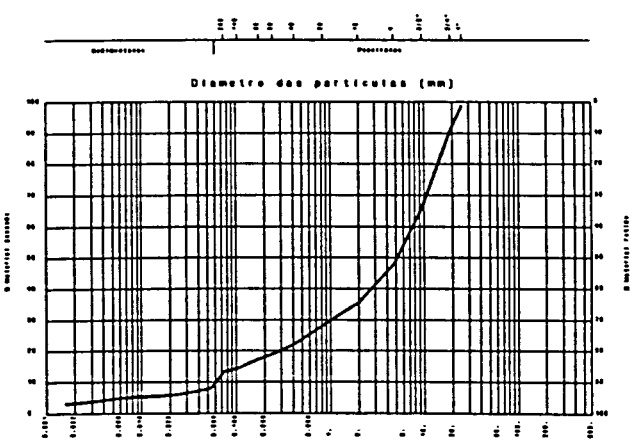


Figura 1.26 - Curva granulométrica da amostra 388

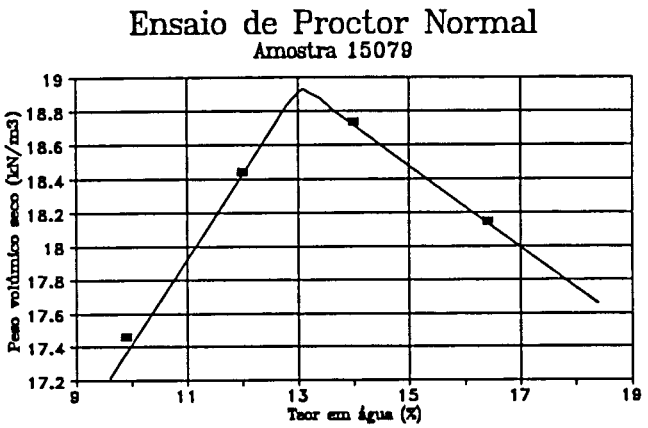


Figura 1.27 - Ensaio de Proctor Normal da amostra 15079

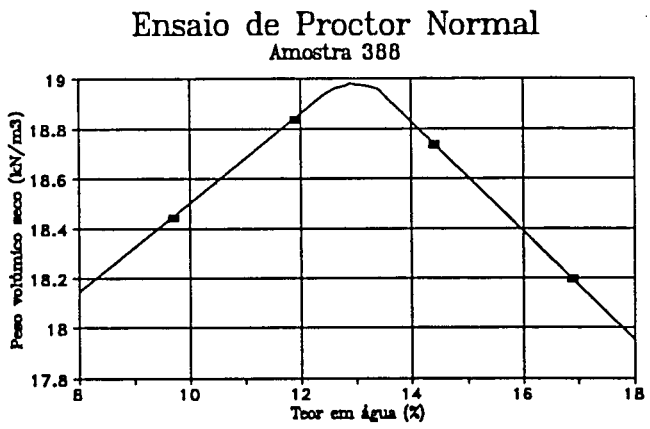


Figura 1.28 - Ensaio de Proctor Normal da amostra 388

1.6.2 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

O tipo de ensaio de compressão triaxial monotónico a realizar depende dos estudos de previsão do comportamento das barragens que se pretendem efectuar. Em análises estáticas a situação mais desfavorável corresponde, geralmente, ao primeiro enchimento da barragem, com os materiais ainda não totalmente estabilizados, devido à construção recente, e impossibilitados de drenar o fluxo de água a que são subitamente submetidos. A caracterização dos solos deverá reflectir estas condições, pelo que os ensaios triaxiais a efectuar serão do tipo não consolidados e não drenados (UU).

No entanto, as solicitações sísmicas poderão ocorrer em qualquer período de vida útil de uma barragem, pelo que o cálculo da resposta dos solos constituintes deverá ser

realizado em condições diversas do primeiro enchimento, envolvendo deste modo a caracterização do estado de tensão inicial da estrutura (imediatamente antes do sismo) sob a acção do peso próprio e do regime de percolação da água. Consequentemente, neste caso opta-se pela realização de ensaios triaxiais consolidados e drenados (CD).

No presente estudo, os ensaios de compressão triaxial foram do tipo UU para as barragens recentes de Borde Seco e de Las Cuevas, e do tipo CU para Las Cuevas e para o Alvito.

As variantes de ensaio UU e CD foram efectuadas por Seco e Pinto (1983) para os materiais do Alvito. A utilização dos resultados dos dois tipos de ensaios visou a obtenção de parâmetros necessários para a realização de um estudo do seu comportamento em duas condições de funcionamento diferenciadas: ocorrência de um sismo logo após a sua construção ou após alguns anos de funcionamento. A barragem do Alvito está já construída desde 1976, e pretende-se, além de proceder a um estudo paramétrico para a identificação da melhor geometria a adoptar em barragens futuras sob o ponto de vista dinâmico, estimar o seu actual comportamento para acontecimentos sísmicos futuros.

Os ensaios triaxiais CU possibilitam uma análise qualitativa dos seus resultados quando comparados com os valores obtidos no ensaio de corte simples, efectuado nas mesmas condições de consolidação e de drenagem. No entanto, como as trajectórias de tensão são diversas nos dois tipos de ensaio, bem como as condições de fronteira, não é possível estabelecer comparações directas ou prever com base nos resultados de um os resultados do outro tipo de ensaio.

Para a execução dos ensaios de compressão triaxial não consolidados não drenados (UU) foram preparadas em laboratório amostras com um teor em água igual ao previsto no campo e com uma energia de compactação equivalente à do ensaio de compactação utilizado no controlo da obra, isto é, nos materiais das barragens venezuelanas aplicaram-se energias equivalentes à do Proctor modificado e nos solos do Alvito equivalentes à do Proctor normal. Com o objectivo de verificar a homogeneidade dos provetes, foram colhidas pequenas amostras de solo da mistura para preparação dos provetes e foram feitas determinações do teor em água. Estes valores foram, posteriormente, comparados com os valores obtidos a partir do provete realmente ensaiado, no final dos ensaios triaxiais, não se registando variações sensíveis (inferiores a 0,1%).

Os provetes cilíndricos de 4" (100 mm) de diâmetro e cerca de 177 mm de altura foram, então, montados em câmaras triaxiais, que admitiam uma pressão máxima de cerca de 1700 kPa.

A consolidação foi efectuada em condições isotrópicas e em sistema fechado,

impedindo-se a expulsão da água. Para reduzir ao mínimo as possíveis perturbações que o processo introduz nas amostras, as tensões de confinamento hidrostáticas foram aplicadas em escalões de 50 kPa, até se atingir o valor pretendido, tendo cada escalão sido mantido o tempo necessário para não se registar qualquer variação de volume. As deformações volumétricas foram calculadas com base nos registos de saída e entrada de água em tubos de perspex, de 2 cm^2 de secção, acoplados a uma escala graduada, e na curva de calibração das variações volumétricas da câmara com a pressão.

Para efectuar o corte dos provetes, a câmara triaxial foi colocada numa prensa de 100 kN. Mantendo o sistema de drenagem fechado, foi imposto ao êmbolo desta câmara um movimento vertical descendente, de velocidade constante igual a 0,1 mm/min. Os valores da força axial aplicada foram medidos por intermédio de um anel dinamométrico com a capacidade de 100 kN, as deformações verticais através de um deflectómetro graduado em centésimas de milímetro e os valores das deformações volumétricas recorrendo ao sistema referido na fase de consolidação.

Os ensaios triaxiais consolidados não drenados (CU) foram realizados com amostras preparadas do mesmo modo que os ensaios anteriormente descritos.

A consolidação dos provetes foi executada com saturação em sistema aberto, com a aplicação de tensões de confinamento hidrostáticas e contrapressões em escalões sucessivamente crescentes, até se atingir a tensão na câmara pretendida e garantir um parâmetro de pressão intersticial B superior a 0,90. Durante a fase de saturação a diferença entre a tensão de confinamento e a contrapressão foi da ordem dos 30 kPa. O patamar subsequente de tensão e de contrapressão foi aplicado apenas quando não se registava qualquer alteração nas leituras de variação de volume. Para avaliação de B o circuito de drenagem foi instantaneamente fechado, a pressão de confinamento aumentada e medida a variação da pressão intersticial resultante. Para determinação das pressões intersticiais foi instalada no circuito de drenagem uma célula de pressão, do tipo Maihak ou Shinkoh, ligada a uma caixa de leituras digital. Os valores da pressão intersticial foram, então, calculados com base nas leituras efectuadas e nas curvas de calibração da célula.

Terminada a consolidação e a saturação dos provetes efectuaram-se ensaios de permeabilidade sob carga constante, para avaliação da variação do coeficiente de permeabilidade com o índice de vazios.

A fase de corte processou-se de maneira idêntica à descrita para os ensaios não consolidados não drenados, com excepção das operações de leitura de valores, tendo sido neste ensaio adquiridos para além da força axial aplicada, das deformações verticais e das deformações volumétricas, as pressões intersticiais induzidas.

1.6.2.1 - BARRAGEM DE BORDE SECO

Foi executado um conjunto de três ensaios de compressão triaxial não consolidados não drenados (UU) para cada uma das amostras 15150, 15151 e 15152, com pressões na câmara triaxial de 500, 1000 e 1700 kPa.

Os provetes foram preparados recorrendo a um molde, característico do ensaio triaxial, com 4" (101,6 mm) de diâmetro interno e 7" (177,8 mm) de altura, com um volume interior de cerca de $1{,}442 \times 10^{-3}$ m^3. Este molde foi cheio com um solo que exibia um teor em água próximo do de colocação em obra (próximo do óptimo do ensaio de Proctor modificado), dividido em 7 camadas e devidamente compactado pela aplicação de 25 pancadas por camada.

Os elementos mais importantes, respeitantes aos ensaios das amostras 15150, 15151 e 15152, durante as fases de preparação, de consolidação, de corte e após a sua execução, encontram-se condensados nos Quadros 1.5, 1.6 e 1.7, respectivamente.

As Figuras 1.29, 1.32 e 1.35 mostram as curvas de evolução da tensão axial, $(\sigma_1-\sigma_3)$, com a deformação axial de todos os ensaios realizados com os solos 15150, 15151 e 15152, respectivamente.

As variações de volume, ocorridas nas mesmas amostras, em função das deformações axiais aplicadas, são apresentadas nas Figuras 1.30, 1.33 e 1.36.

As trajectórias de tensões ao longo da fase de corte dos ensaios e as respectivas envolventes de rotura representam-se nas Figuras 1.31, para o solo referenciado como 15150, 1.34, para o solo 15151 e 1.37 para o solo 15152.

1.6.2.2 - BARRAGEM DE LAS CUEVAS

Para cada uma das amostras 15157, 15158 e 15160 foram executados dois conjuntos de três ensaios de compressão triaxial, sendo o primeiro do tipo não consolidado não drenado (UU) e outro em condições consolidadas não drenadas (CU). Para a amostra 15156, tratando-se de um solo alternativo para o núcleo, optou-se apenas pela realização da versão CU. As pressões aplicadas na câmara triaxial foram de 400, 800 e 1600 kPa, respectivamente para cada um dos ensaios, nas duas versões dos ensaios nos solos 15157 e 15158, na versão UU no solo 15160 e na versão CU no solo 15156. A amostra 15160 durante a execução dos ensaios consolidados não drenados foi submetida a pressões na câmara de 500, 1000 e 1600 kPa.

Quadro 1.5 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15150

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	178	178	178
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	3,098	3,091	3,089
	Teor em água (%)	11,5	11,5	11,5
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	-0,2	-0,2	-0,2
	Peso volúmico seco (kN/m³)	18,9	18,8	18,8
	Grau de saturação (%)	78,7	78,1	77,9
	Índice de vazios	0,39	0,40	0,40
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	500	1000	1700
	Variação volumétrica (ml)	27,4	40,4	92,2
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{máx}$ (kPa)	2096	3384	5146
	$(\sigma_1/\sigma_3)_{máx}$	5,19	4,38	4,03
	Extensão axial na rotura (%)	4,80	7,18	8,05
	Variação volumétrica na rotura (%)	-1,02	-0,54	0,23
Final do ensaio	Altura final (mm)	155,0	155,7	149,5
	Diâmetro final (mm)	109,5	107,9	107,6
	Peso volúmico seco (kN/m³)	18,7	19,1	20,0
	Grau de saturação (%)	75,8	82,0	98,0
	Índice de vazios	0,41	0,38	0,32

Com o intuito de verificar o efeito induzido nas características resistentes dos materiais pela molhagem, a amostra 15160 (que constitui os maciços estabilizadores e possui características incoerentes) ainda foi ensaiada, em condição de não consolidada não drenada, seguindo uma metodologia que envolve a saturação dos provetes antes da fase de corte. Após a aplicação de tensões na câmara de 400, 800 e 1600 kPa, com o circuito

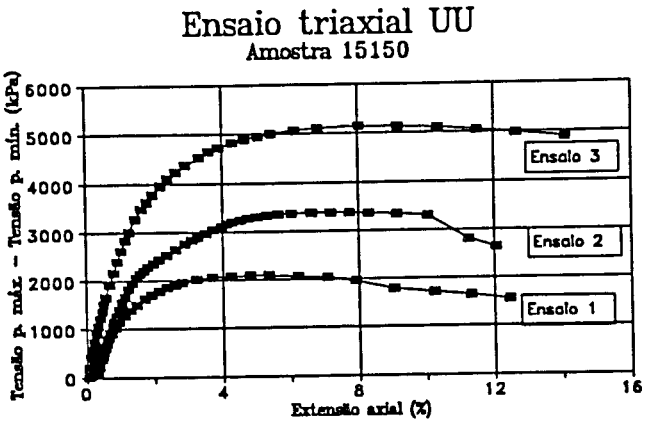


Figura 1.29 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15150

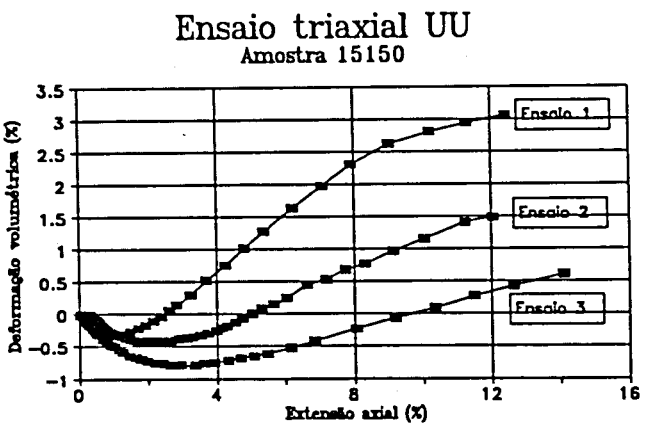


Figura 1.30 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15150

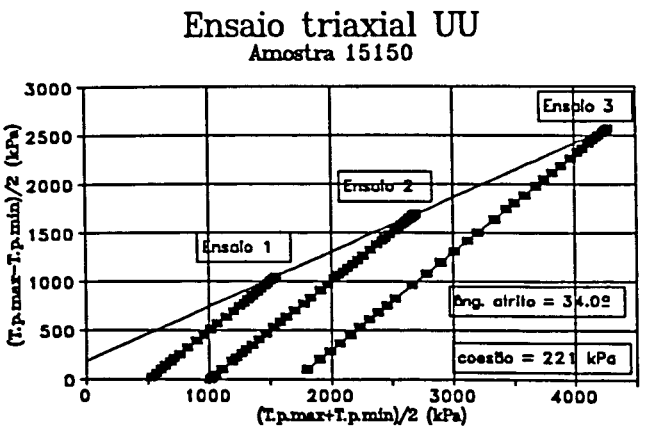


Figura 1.31 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15150

Quadro 1.6 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15151

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	178	178	178
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	2,948	2,957	2,957
	Teor em água (%)	6,9	7,0	7,0
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	-0,1	0,0	0,0
	Peso volúmico seco (kN/m³)	18,8	18,8	18,8
	Grau de saturação (%)	46,0	47,2	47,2
	Índice de vazios	0,40	0,40	0,40
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	500	1000	1700
	Variação volumétrica (ml)	44,9	58,4	72,6
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{máx}$ (kPa)	2276	3908	6082
	$(\sigma_1/\sigma_3)_{máx}$	5,55	4,91	4,58
	Extensão axial na rotura (%)	4,49	5,12	7,43
	Variação volumétrica na rotura (%)	-1,28	-0,69	-0,26
Final do ensaio	Altura final (mm)	154,0	153,7	150,5
	Diâmetro final (mm)	109,5	108,3	108,4
	Peso volúmico seco (kN/m³)	18,7	19,2	19,5
	Grau de saturação (%)	45,1	50,5	54,1
	Índice de vazios	0,41	0,37	0,35

de drenagem fechado, segundo os procedimentos anteriormente descritos, e estabilização das respectivas variações volumétricas, foi provocada a percolação de água através do provete, pela aplicação de escalões de contrapressão até um máximo de 100 kPa. Quando o volume de entrada igualava o volume de saída, os circuitos de drenagem foram novamente fechados, e procedeu-se ao corte dos provetes.

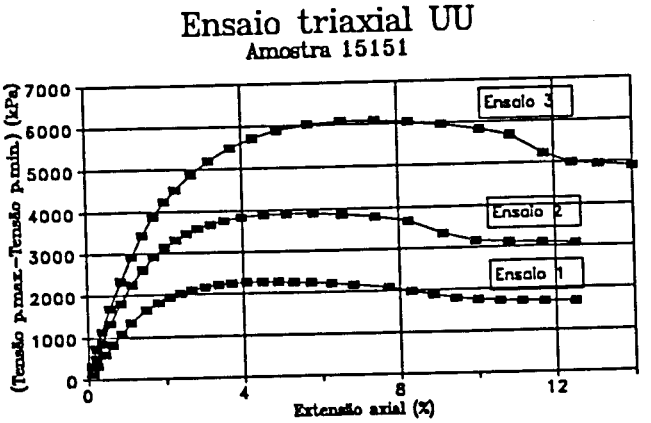


Figura 1.32 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15151

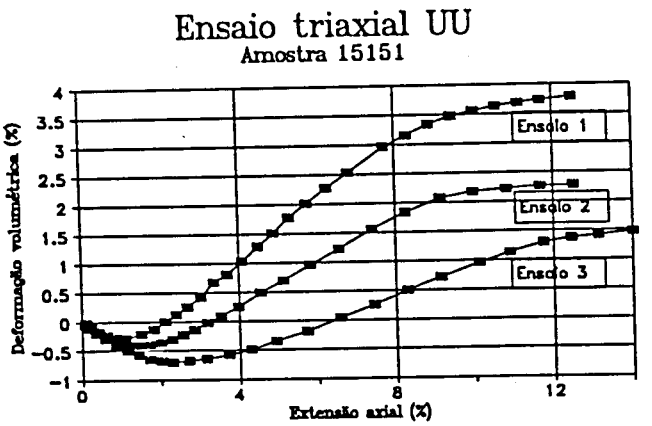


Figura 1.33 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15151

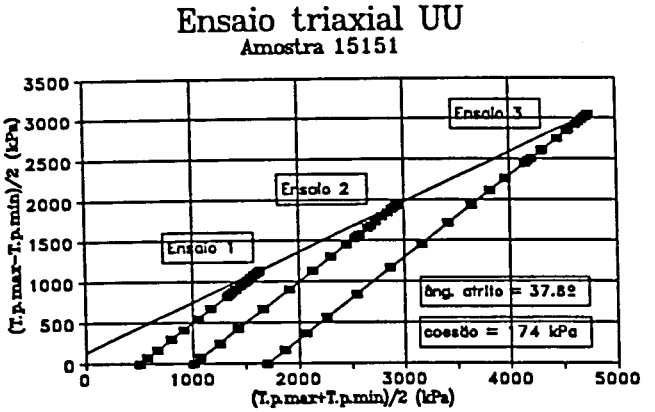


Figura 1.34 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15151

F.E. PORTO

Quadro 1.7 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15152

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	178	178	178
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	3,120	3,122	3,121
	Teor em água (%)	9,4	9,4	9,4
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	0,4	0,4	0,4
	Peso volúmico seco (kN/m³)	19,4	19,4	19,4
	Grau de saturação (%)	73,2	73,4	73,4
	Índice de vazios	0,34	0,34	0,34
Consolidação	Tensão na câmara $\sigma 3$ (kPa)	500	1000	1700
	Variação volumétrica (ml)	56,0	58,2	60,0
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{máx}$ (kPa)	2288	3905	5019
	$(\sigma_1/\sigma_3)_{máx}$	5,58	4,91	3,95
	Extensão axial na rotura (%)	4,60	5,75	6,27
	Variação volumétrica na rotura (%)	-1,29	-0,99	-0,42
Final do ensaio	Altura final (mm)	154,0	150,6	152,5
	Diâmetro final (mm)	108,9	109,7	108,0
	Peso volúmico seco (kN/m³)	19,5	19,7	20,0
	Grau de saturação (%)	74,6	77,2	83,9
	Índice de vazios	0,33	0,32	0,30

Os provetes foram preparados recorrendo a um molde, característico do ensaio triaxial, com 4" (101,6 mm) de diâmetro interno e 7" (178 mm) de altura, com um volume interior de cerca de $1,442 \times 10^{-3}$ m³. Este molde foi cheio com um solo que possuía um teor em água próximo do de colocação em obra, ou seja, próximo do óptimo do ensaio de Proctor modificado, dividido em 7 camadas e devidamente compactado pela aplicação de

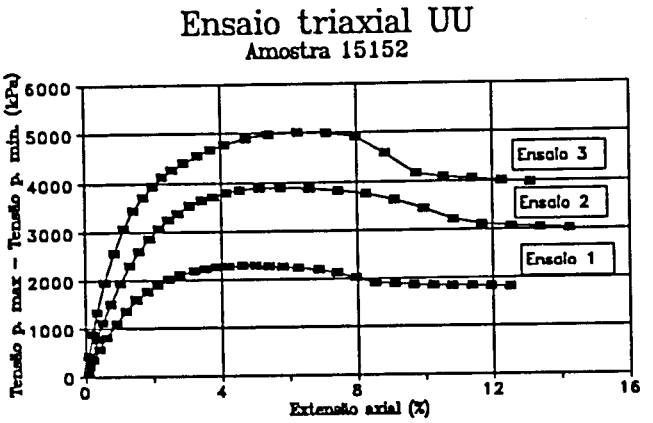


Figura 1.35 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15152

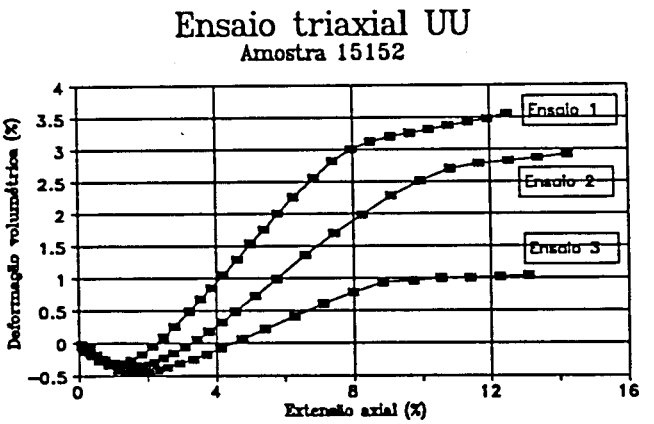


Figura 1.36 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15152

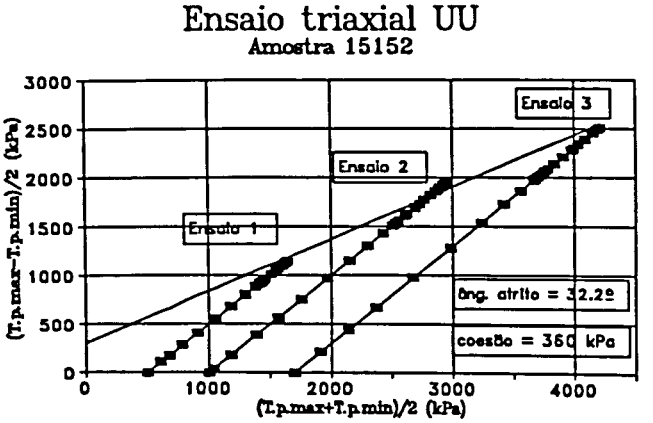


Figura 1.37 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15152

25 pancadas por camada.

Os elementos mais importantes, respeitantes aos ensaios não consolidados não drenados (UU) das amostras 15157, 15158, 15160 sem molhagem e 15160 com molhagem, durante as fases de preparação, de consolidação, de corte e após a sua execução, encontram-se condensados nos Quadros 1.8, 1.9, 1.10 e 1.11, respectivamente.

As Figuras 1.38, 1.41, 1.44 e 1.47 mostram as curvas de evolução da tensão axial, $(\sigma_1-\sigma_3)$, com a deformação axial de todos os ensaios realizados com os solos 15157, 15158, 15160 sem e com molhagem, respectivamente.

As variações de volume, ocorridas nas mesmas amostras, em função das deformações axiais aplicadas, são apresentadas nas Figuras 1.39, 1.42, 1.45 e 1.48.

As trajectórias de tensões ao longo da fase de corte dos ensaios e as respectivas envolventes de rotura representam-se nas Figuras 1.40, para o solo referenciado como 15157, 1.43, para o solo 15158, e 1.46 e 1.49 para o solo 15160 nas duas condições descritas.

Os parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) para a amostra 15157 foram obtidos com base apenas nos ensaios 1 e 2, já que o terceiro não atingiu a rotura e teve um andamento que levantou algumas dúvidas.

Os Quadros 1.12, 1.13, 1.14 e 1.15 resumem os elementos mais importantes dos ensaios consolidados não drenados (CU) das amostras 15156, 15157, 15158 e 15160, respectivamente, durante as várias fases de execução.

As curvas de evolução da tensão distorsional aplicada, $(\sigma_1-\sigma_3)$, com a deformação axial imposta, durante a fase de corte de todos os ensaios realizados, são apresentadas nas Figuras 1.50, 1.53, 1.56 e 1.59, para os solos 15156, 15157, 15158 e 15160, respectivamente.

Tratando-se de amostras saturadas (sendo a água praticamente incompressível) e estando os circuitos de drenagem na fase de corte fechados, as variações de volume registadas nesta fase têm que ser necessariamente muito reduzidas. Tal facto foi confirmado durante os ensaios, pelo que não se representam as respectivas curvas de evolução durante o corte dos provetes. As Figuras 1.51, 1.54, 1.57 e 1.60 ilustram as curvas de variação da pressão intersticial, gerada por aplicação da tensão distorsional, em função da deformação axial, para cada um dos ensaios das mesmas amostras.

As trajectórias de tensões efectivas ao longo da fase de corte são representadas nas Figuras 1.52, 1.55, 1.58 e 1.61 para os solos 15156, 15157, 15158 e 15160, respectivamente.

Quadro 1.8 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15157

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	178	178	178
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	2,857	2,857	2,885
	Teor em água (%)	19,2	19,2	19,2
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	-0,8	-0,8	-0,8
	Peso volúmico seco (kN/m³)	16,3	16,3	16,5
	Grau de saturação (%)	85,5	85,4	87,8
	Índice de vazios	0,59	0,60	0,58
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	400	800	1600
	Variação volumétrica (ml)	25,0	14,8	90,0
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ (kPa)	1465	1862	-
	$(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$	4,66	3,33	-
	Extensão axial na rotura (%)	7,63	14,18	-
	Variação volumétrica na rotura (%)	1,07	2,50	-
Final do ensaio	Altura final (mm)	158,0	151,9	148,0
	Diâmetro final (mm)	106,4	108,0	106,8
	Peso volúmico seco (kN/m³)	16,7	16,9	17,9
	Grau de saturação (%)	92,0	94,2	100,0
	Índice de vazios	0,55	0,54	0,45

As envolventes de rotura foram determinadas com base em dois critérios diferenciados: tensão distorsional máxima $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ ou na obliquidade de tensões máxima. Verificou-se que para os solos 15156 e 15160 a aplicação destes critérios distintos não conduziu a diferentes parâmetros de resistência, pelo que apenas se apresenta uma envolvente de rotura nas Figuras 1.52 e 1.61, respeitantes a estas amostras. Situação oposta ocorreu nos solos 15157 e 15158, de que se dá conta, respectivamente, nas

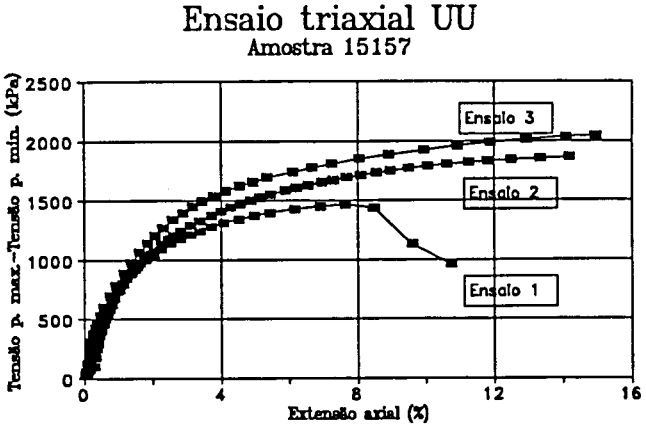


Figura 1.38 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15157

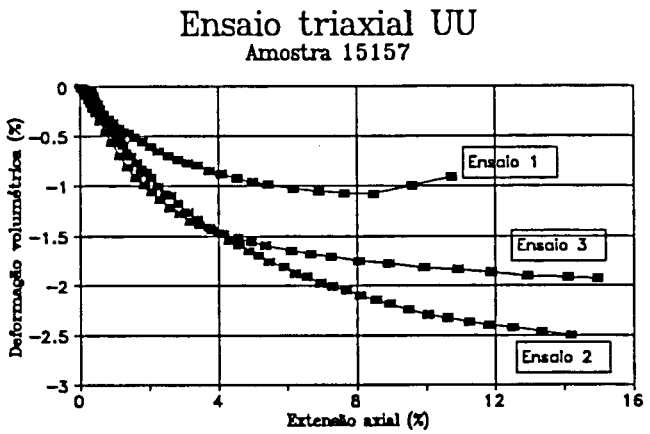


Figura 1.39 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15157

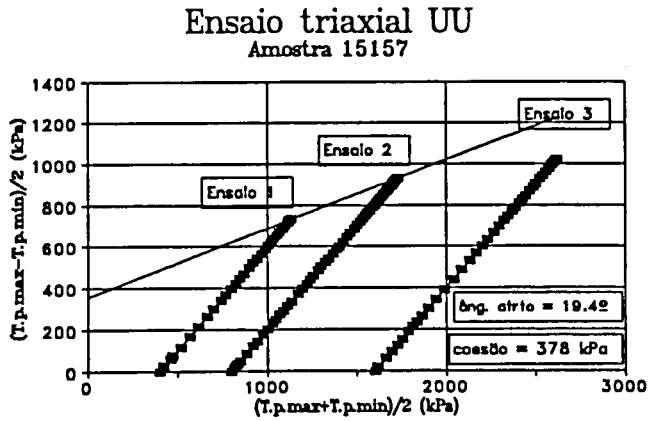


Figura 1.40 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15157

Quadro 1.9 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15158

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	178	178	178
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	2,981	2,951	2,954
	Teor em água (%)	14,9	15,0	14,9
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	-1,1	-1,0	-1,1
	Peso volúmico seco (kN/m³)	17,6	17,4	17,5
	Grau de saturação (%)	83,5	81,1	81,0
	Índice de vazios	0,47	0,49	0,49
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	400	800	1600
	Variação volumétrica (ml)	25,5	50,9	132,8
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{rot}$ (kPa)	1154	1564	2405
	$(\sigma_1/\sigma_3)_{rot}$	3,88	2,95	2,5
	Extensão axial na rotura (%)	7,91	11,93	9,86
	Variação volumétrica na rotura (%)	0,19	1,41	2,35
Final do ensaio	Altura final (mm)	153,0	151,0	148,4
	Diâmetro final (mm)	108,7	107,6	104,8
	Peso volúmico seco (kN/m³)	17,9	18,3	19,7
	Grau de saturação (%)	87,9	95,0	100,0
	Índice de vazios	0,45	0,42	0,32

Figuras 1.55 e 1.58.

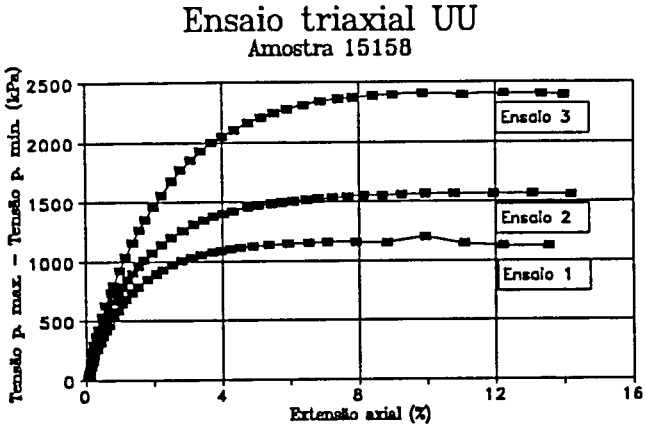


Figura 1.41 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15158

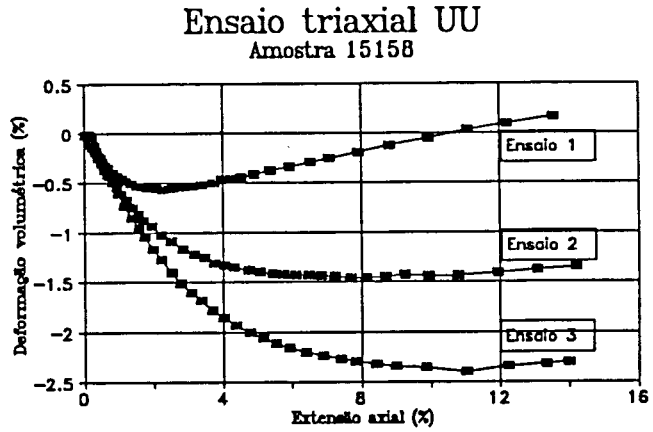


Figura 1.42 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15158

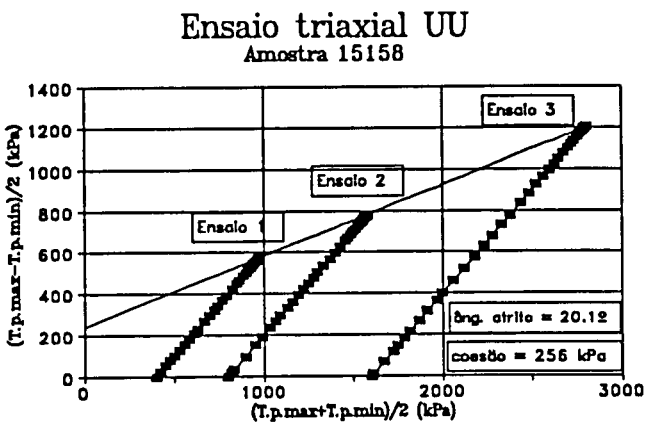


Figura 1.43 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15158

Quadro 1.10 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15160 (sem molhagem)

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	176	176	176
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	2,761	2,743	2,743
	Teor em água (%)	12,6	12,7	12,7
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	1,8	1,9	1,9
	Peso volúmico seco (kN/m³)	16,9	16,7	16,7
	Grau de saturação (%)	60,3	59,7	59,7
	Índice de vazios	0,56	0,57	0,57
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	400	800	1600
	Variação volumétrica (ml)	31,9	34,5	66,9
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{máx}$ (kPa)	1534	2644	4840
	$(\sigma_1/\sigma_3)_{máx}$	4,83	4,30	4,03
	Extensão axial na rotura (%)	6,12	7,45	7,86
	Variação volumétrica na rotura (%)	-1,59	-0,79	-0,06
Final do ensaio	Altura final (mm)	150,0	149,6	149,7
	Diâmetro final (mm)	111,0	110,2	108,1
	Peso volúmico seco (kN/m³)	16,6	16,7	17,4
	Grau de saturação (%)	57,6	59,4	66,5
	Índice de vazios	0,58	0,57	0,51

1.6.2.3 - BARRAGEM DO ALVITO

Para caracterização do comportamento do solo do núcleo (amostra 15079) da barragem do Alvito foram realizados três ensaios triaxiais consolidados não drenados, sendo o valor da pressão na câmara em cada um, respectivamente, de 330, 430 e 630

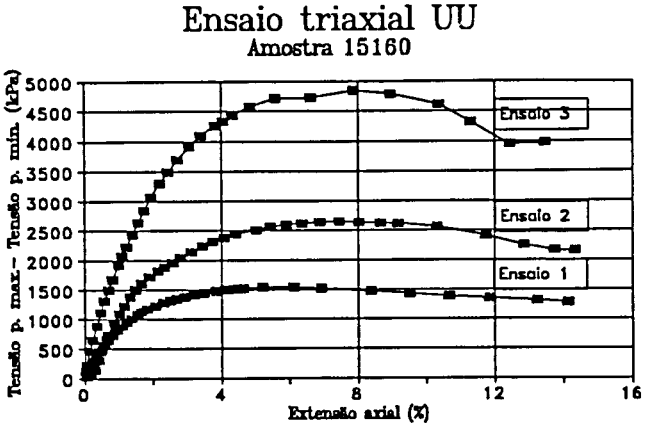


Figura 1.44 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (sem molhagem)

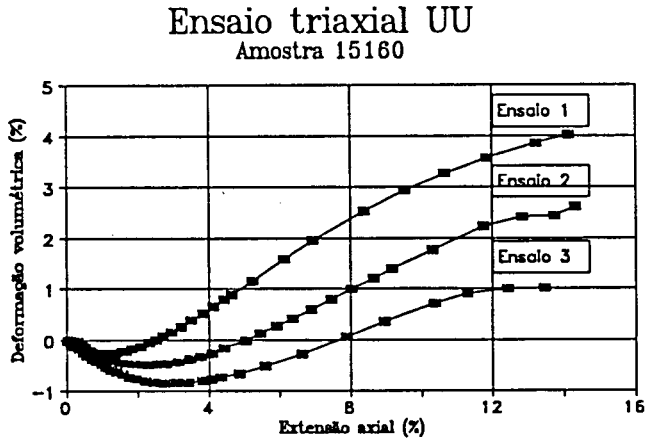


Figura 1.45 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (sem molhagem)

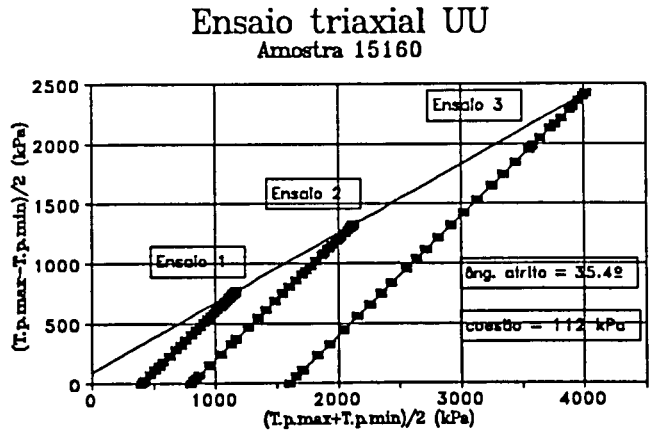


Figura 1.46 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (s/ molhagem)

Quadro 1.11 - Resumo dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados da amostra 15160 (com molhagem)

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	174	174,2	174
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	2,789	2,717	2,720
	Teor em água (%)	12,9	12,9	12,9
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	2,1	2,1	2,1
	Peso volúmico seco (kN/m³)	17,2	16,7	16,8
	Grau de saturação (%)	65,2	60,3	60,8
	Índice de vazios	0,53	0,57	0,57
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	400	800	1600
	Variação volumétrica (ml)	31,8	54,0	116,8
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{máx}$ (kPa)	1207	2253	4437
	$(\sigma_1/\sigma_3)_{máx}$	4,02	3,82	3,77
	Extensão axial na rotura (%)	7,86	8,14	6,51
	Variação volumétrica na rotura (%)	-2,09	-0,79	0,37
Final do ensaio	Altura final (mm)	149,4	148,0	147,8
	Diâmetro final (mm)	110,3	108,4	105,8
	Peso volúmico seco (kN/m³)	17,0	17,3	18,2
	Grau de saturação (%)	80,7	77,2	81,8
	Índice de vazios	0,55	0,52	0,44

kPa, e o valor máximo da contrapressão aplicado de 230 kPa.

Os provetes, visando a aplicação de uma energia equivalente à do ensaio de Proctor normal, foram preparados recorrendo a um molde de 4" (101,6 mm) de diâmetro e 7"(178 mm) de altura, que foi cheio em 5 camadas, com um solo com um teor em água que excedia o óptimo em cerca de 1,3%, compactadas com 25 pancadas por camada.

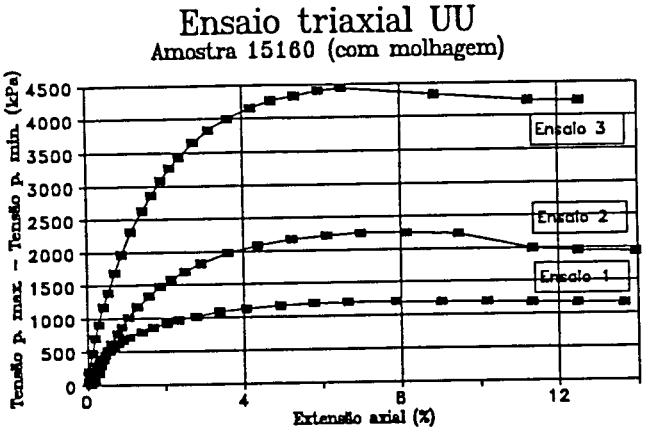


Figura 1.47 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (com molhagem)

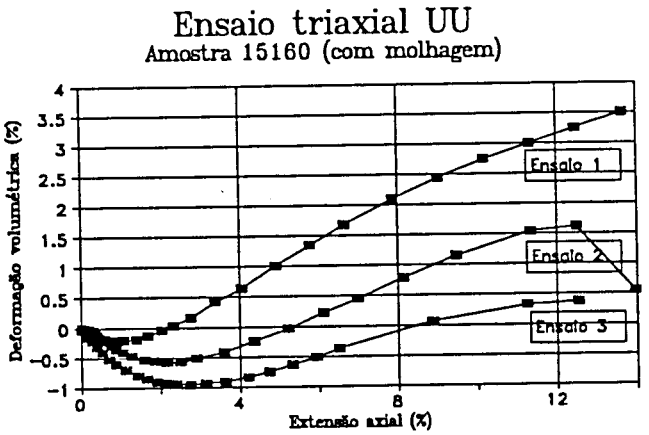


Figura 1.48 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (com molhagem)

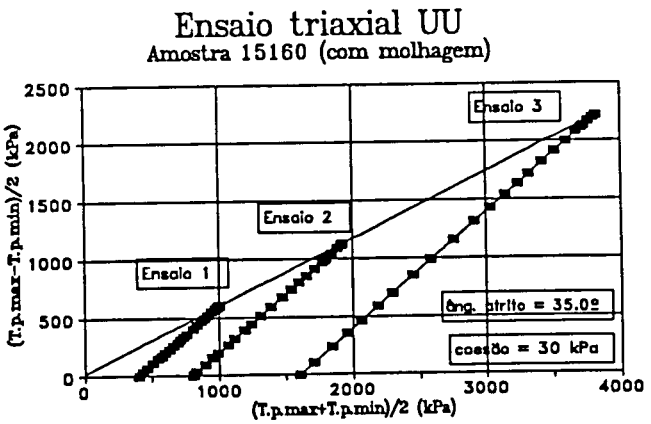


Figura 1.49 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (UU) da amostra 15160 (c/ molhagem)

Quadro 1.12 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 15156

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	178	178	178
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	2,763	2,760	2,761
	Teor em água (%)	27,9	27,9	27,9
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	5,7	5,7	5,7
	Peso volúmico seco (kN/m^3)	14,7	14,7	14,7
	Grau de saturação (%)	96,0	95,8	95,8
	Índice de vazios	0,77	0,77	0,77
	Coef. de permeabilidade (m/s)	$1,17 \times 10^{-10}$	-	$4,28 \times 10^{-11}$
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	400	800	1600
	Variação volumétrica (ml)	16,1	78,2	158,0
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ (kPa)	248	554	1061
	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	4,02	3,17	2,47
	Extensão axial na rotura (%)	6,78	7,14	9,91
	Variação volumétrica na rotura (%)	0,05	0,02	0,03
Final do ensaio	Altura final (mm)	152,5	151,0	148,0
	Diâmetro final (mm)	109,1	107,3	105,1
	Peso volúmico seco (kN/m^3)	14,9	15,5	16,5
	Grau de saturação (%)	100,0	100,0	100,0
	Índice de vazios	0,75	0,68	0,58

No Quadro 1.16 apresentam-se as condições de execução destes ensaios. As Figuras 1.62, 1.63 e 1.64 descrevem, respectivamente, a evolução da tensão distorsional com a deformação axial, a variação da pressão intersticial com a deformação axial e a trajectória de tensões para o conjunto de ensaios realizados com este material. Da análise destas Figuras pode-se se constatar do andamento diferenciado do ensaio 2

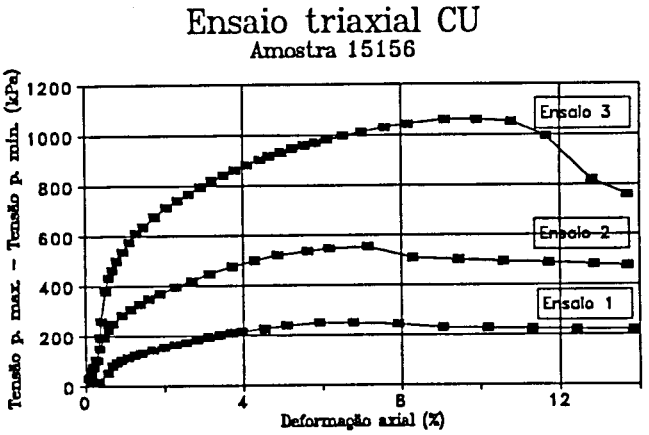


Figura 1.50 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15156

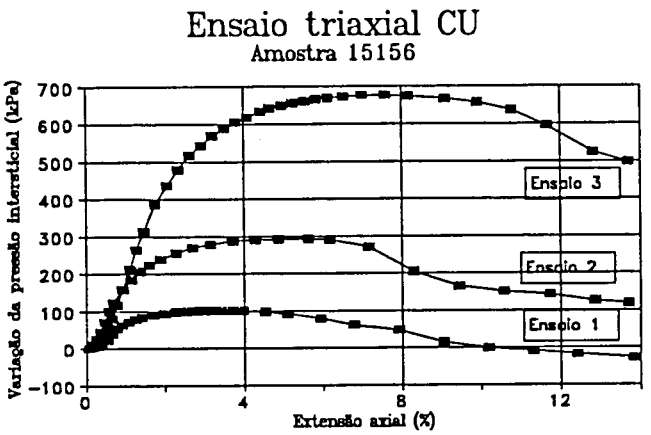


Figura 1.51 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15156

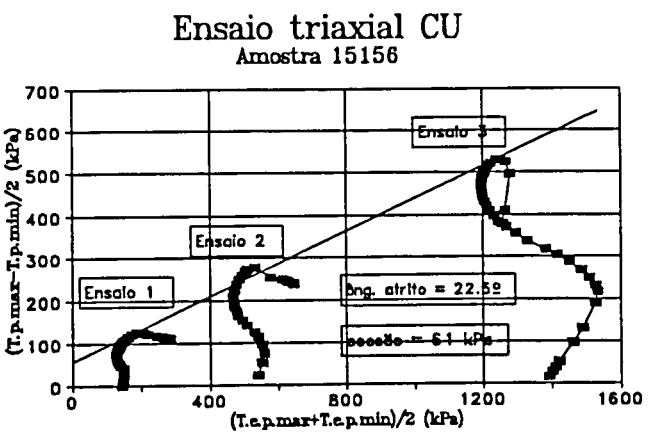


Figura 1.52 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15156

Quadro 1.13 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 15157

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	178	178	178
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	2,823	2,805	2,824
	Teor em água (%)	19,2	19,1	19,2
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	-0,8	-0,9	-0,8
	Peso volúmico seco (kN/m³)	16,1	16,0	16,1
	Grau de saturação (%)	82,8	80,0	82,8
	Índice de vazios	0,61	0,64	0,61
	Coef. de permeabilidade (m/s)	$1,14 \times 10^{-9}$	$5,03 \times 10^{-10}$	$2,71 \times 10^{-10}$
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	400	800	1600
	Variação volumétrica (ml)	-49,0	24,4	53,6
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{máx}$ (kPa)	330	640	1199
	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx}$	3,48	2,86	2,73
	Extensão axial na rotura (%)	11,06	8,47	12,78
	Variação volumétrica na rotura (%)	0,06	0,16	0,07
Final do ensaio	Altura final (mm)	154,6	152,0	151,5
	Diâmetro final (mm)	110,8	108,9	108,0
	Peso volúmico seco (kN/m³)	15,6	16,3	16,7
	Grau de saturação (%)	100,0	100,0	100,0
	Índice de vazios	0,67	0,61	0,55

comparativamente aos ensaios 1 e 3, pelo que a determinação das envolventes de rotura (incluídas na Figura 1.64), segundo os critérios de tensão distorsional máxima e de obliquidade máxima, foi baseada apenas nos resultados destes últimos.

O material passado no peneiro #4 da amostra de xisto 388 da barragem do Alvito foi submetida a três ensaios triaxiais consolidados não drenados com pressões na câmara

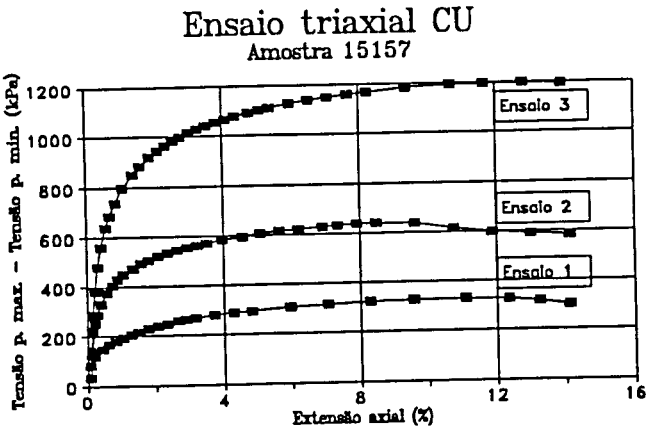


Figura 1.53 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15157

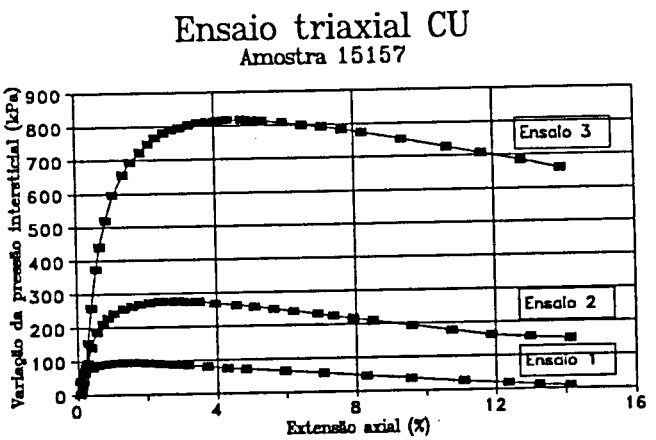


Figura 1.54 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15157

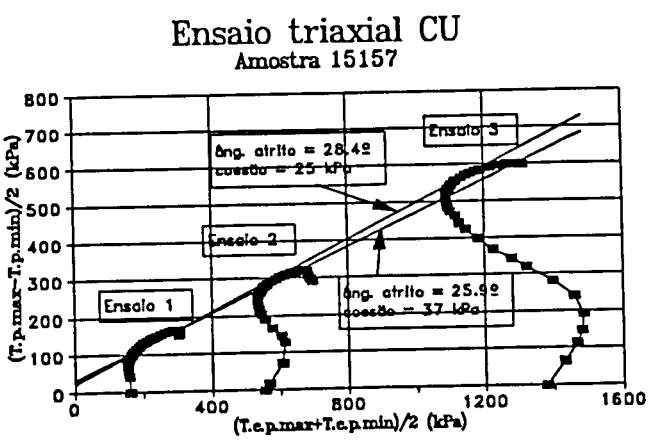


Figura 1.55 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15157

Quadro 1.14 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 15158

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	178	178	178
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	2,967	2,963	2,582
	Teor em água (%)	14,8	14,8	14,8
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	-1,2	-1,2	-1,2
	Peso volúmico seco (kN/m³)	17,6	17,5	17,6
	Grau de saturação (%)	81,8	81,4	81,5
	Índice de vazios	0,48	0,48	0,48
	Coef. de permeabilidade (m/s)	$1,74 \times 10^{-9}$	$1,54 \times 10^{-9}$	$4,76 \times 10^{-10}$
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	400	800	1600
	Variação volumétrica (ml)	26,8	76,4	124,6
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{máx}$ (kPa)	639	1023	1412
	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx}$	3,30	3,09	2,55
	Extensão axial na rotura (%)	12,44	14,57	14,16
	Variação volumétrica na rotura (%)	-0,08	0,07	0,03
Final do ensaio	Altura final (mm)	152,3	149,5	148,5
	Diâmetro final (mm)	108,9	107,8	106,3
	Peso volúmico seco (kN/m³)	17,9	18,5	19,2
	Grau de saturação (%)	100,0	100,0	100,0
	Índice de vazios	0,45	0,40	0,35

de 240, 340 e 540 kPa, e contrapressões máximas de 140 kPa.

Os provetes foram preparados pelo processo descrito para o solo do núcleo, com um teor em água próximo do óptimo de Proctor.

Um resumo dos elementos mais importantes da execução destes ensaios encontra-se no Quadro 1.17. As curvas de evolução da tensão axial aplicada e da variação da

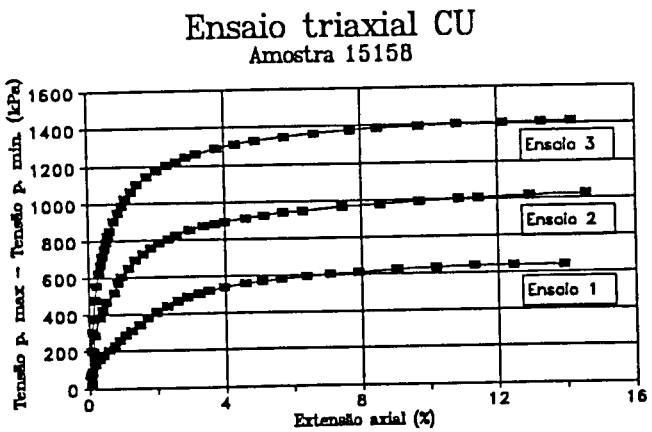


Figura 1.56 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15158

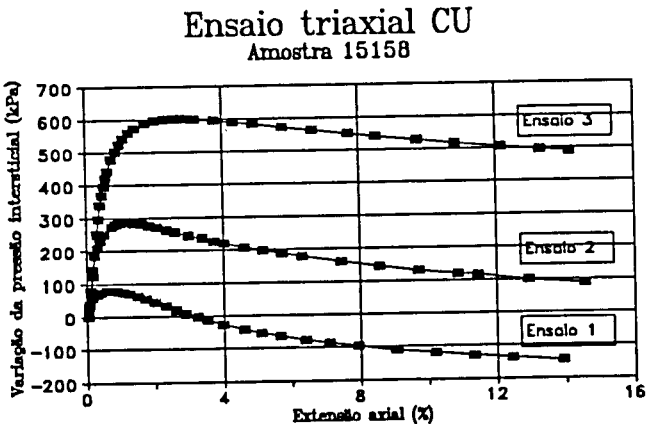


Figura 1.57 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15158

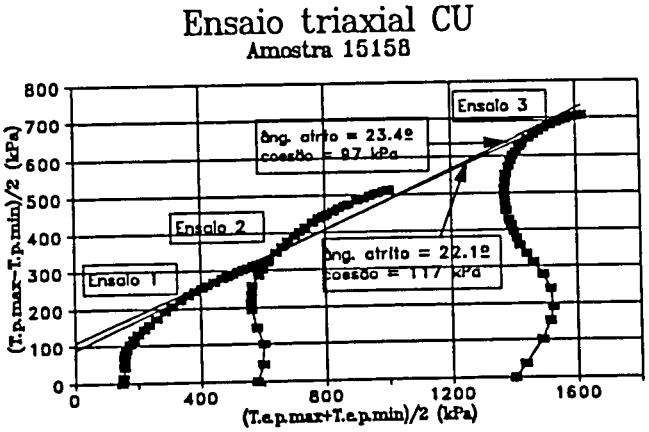


Figura 1.58 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15158

Quadro 1.15 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 15160

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	174,5	173,0	173,2
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	2,730	2,729	2,724
	Teor em água (%)	12,6	12,9	12,8
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	1,8	2,1	2,0
	Peso volúmico seco (kN/m³)	16,8	16,9	16,9
	Grau de saturação (%)	61,1	63,6	62,7
	Índice de vazios	0,55	0,54	0,54
	Coef. de permeabilidade (m/s)	$5,29 \times 10^{-7}$	$5,54 \times 10^{-7}$	-
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	500	1000	1600
	Variação volumétrica (ml)	45,0	75,0	186,6
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{máx}$ (kPa)	1576	2962	4818
	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx}$	4,06	4,05	4,11
	Extensão axial na rotura (%)	10,66	10,00	10,88
	Variação volumétrica na rotura (%)	-1,56	-0,71	-0,06
Final do ensaio	Altura final (mm)	150,0	147,0	143,5
	Diâmetro final (mm)	109,0	108,0	104,1
	Peso volúmico seco (kN/m³)	17,0	17,6	19,4
	Grau de saturação (%)	91,0	100,0	100,0
	Índice de vazios	0,53	0,48	0,34

pressão intersticial resultante com a deformação axial encontram-se representadas para este solo nas Figuras 1.65 e 1.66, respectivamente. A trajectória de tensões efectivas e as envolventes de rotura segundo os critérios de tensão desvio máxima e de obliquidade máxima estão ilustrados na Figura 1.67.

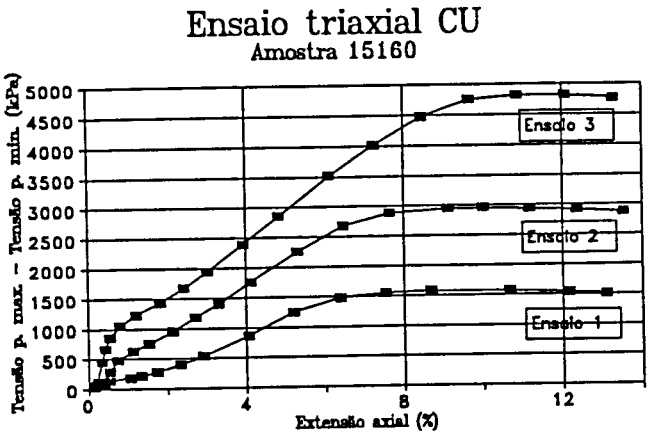


Figura 1.59 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15160

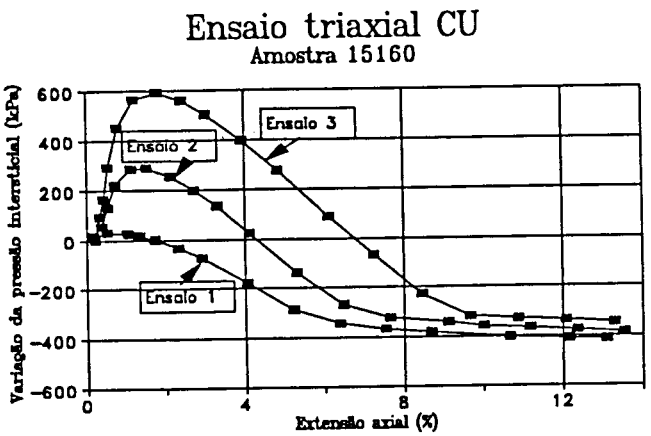


Figura 1.60 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15160

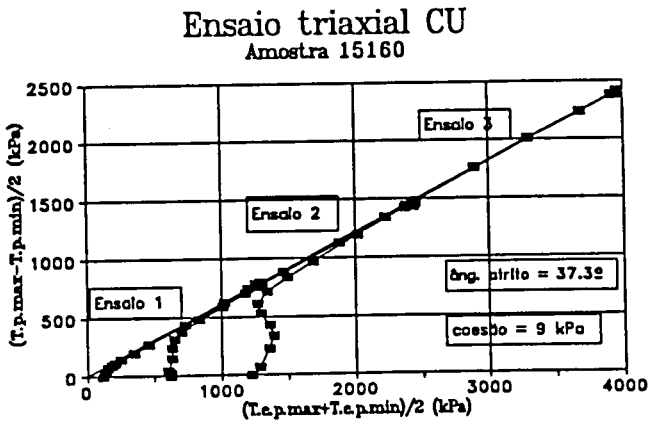


Figura 1.61 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15160

Quadro 1.16 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 15079

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	177,5	177.5	177.5
	Diâmetro (mm)	101,6	101,6	101,6
	Massa Total (kg)	3,141	3,162	3,157
	Teor em água (%)	14,1	14,4	15,0
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	1,0	1,3	1,9
	Peso volúmico seco (kN/m³)	18,8	18,8	18,7
	Grau de saturação (%)	97,0	100,0	100,0
	Índice de vazios	0,39	0,38	0,39
	Coef. de permeabilidade (m/s)	$6,07 \times 10^{-10}$	$3,52 \times 10^{-10}$	$6,65 \times 10^{-10}$
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	330	430	630
	Variação volumétrica (ml)	51,2	94,8	104,2
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ (kPa)	219	278	366
	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$	4,67	5,57	2,74
	Extensão axial na rotura (%)	15,39	12,05	15,75
	Variação volumétrica na rotura (%)	0,00	0,02	-0,02
Final do ensaio	Altura final (mm)	148,4	146,7	145,9
	Diâmetro final (mm)	109,1	108,0	107,9
	Peso volúmico seco (kN/m³)	19,5	20,2	20,2
	Grau de saturação (%)	100,0	100,0	100,0
	Índice de vazios	0,34	0,29	0,29

1.6.3 - ENSAIOS DE CORTE SIMPLES

Os ensaios de corte simples executados estão divididos em dois grupos: os monotónicos e os cíclicos.

Os primeiros permitiram a realização de uma análise qualitativa com os resultados

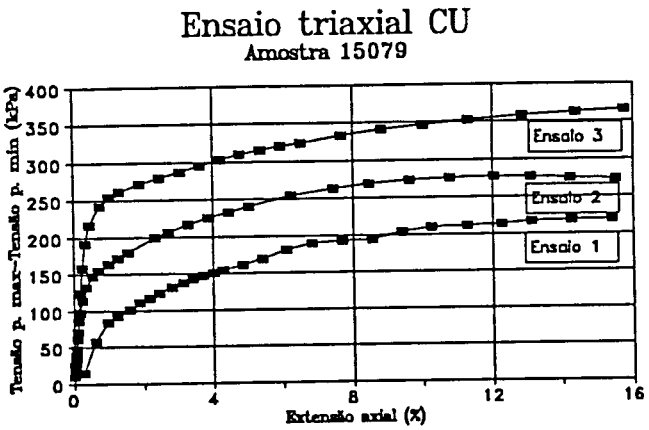


Figura 1.62 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15079

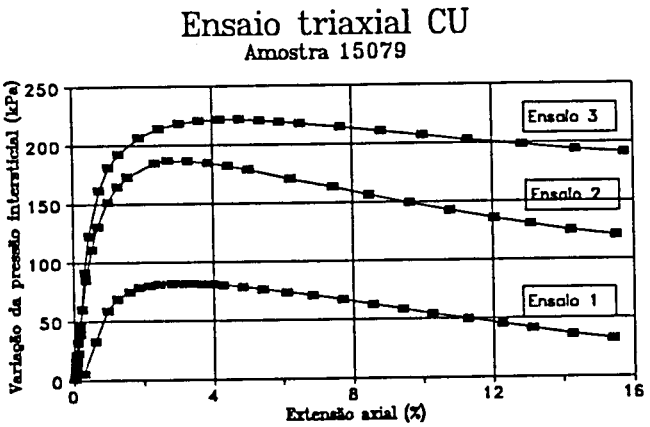


Figura 1.63 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15079

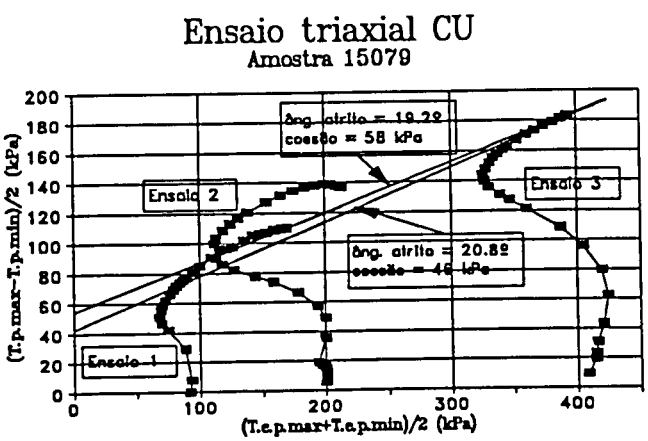


Figura 1.64 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 15079

Quadro 1.17 - Resumo dos ensaios triaxiais consolidados não drenados da amostra 388

Grandezas		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
Preparação	Altura (mm)	177,4	177,4	177,4
	Diâmetro (mm)	101,2	101,2	101,2
	Massa Total (kg)	3,139	3,129	3,136
	Teor em água (%)	13,5	13,6	13,2
	Desvio do teor em água relativamente ao óptimo (%)	0,6	0,7	0,3
	Peso volúmico seco (kN/m³)	19,0	18,9	19,0
	Grau de saturação (%)	97,4	96,6	95,8
	Índice de vazios	0,37	0,37	0,37
	Coef. de permeabilidade (m/s)	$1,45 \times 10^{-9}$	$1,98 \times 10^{-9}$	$2,86 \times 10^{-9}$
Consolidação	Tensão na câmara σ_3 (kPa)	240	340	540
	Variação volumétrica (ml)	34,8	43,0	78,5
Corte	$(\sigma_1-\sigma_3)_{máx}$ (kPa)	258	329	493
	$(\sigma'_1/\sigma'_3)_{máx}$	3,16	3,23	3,15
	Extensão axial na rotura (%)	13,81	14,24	14,36
	Variação volumétrica na rotura (%)	0,04	0,14	0,24
Final do ensaio	Altura final (mm)	151,7	150,6	149,1
	Diâmetro final (mm)	108,1	108,1	107,2
	Peso volúmico seco (kN/m³)	19,5	19,6	20,2
	Grau de saturação (%)	100,0	100,0	100,0
	Índice de vazios	0,33	0,33	0,29

dos ensaios triaxiais consolidados não drenados e o estabelecimento dos patamares de tensão tangencial a aplicar nos ensaios de corte simples cíclicos escalonados.

Os ensaios de corte simples cíclicos, por outro lado, visaram a determinação de parâmetros de comportamento dinâmico dos solos, tais como o módulo de distorção (G) e o coeficiente de amortecimento (D) em função da amplitude de distorção induzida. Foram

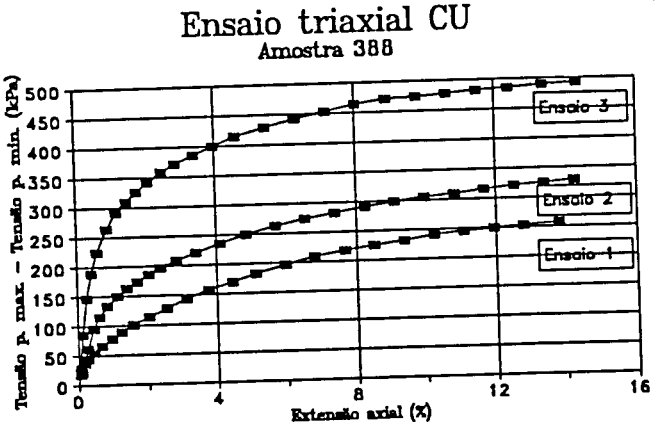


Figura 1.65 - Curvas tensão (σ_1-σ_3) - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 388

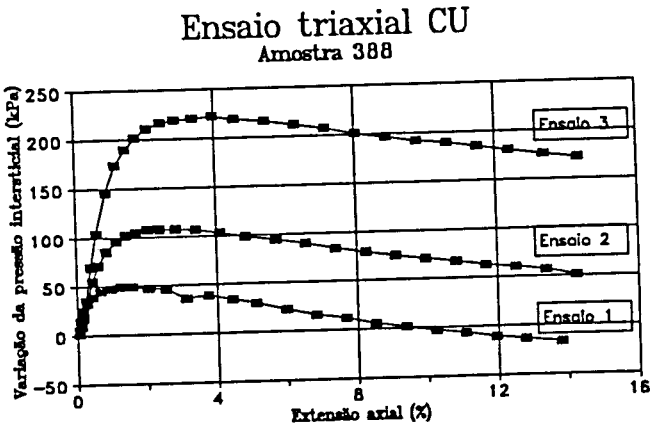


Figura 1.66 - Curvas variação da pressão intersticial - deformação axial de ensaios triaxiais (CU) da amostra 388

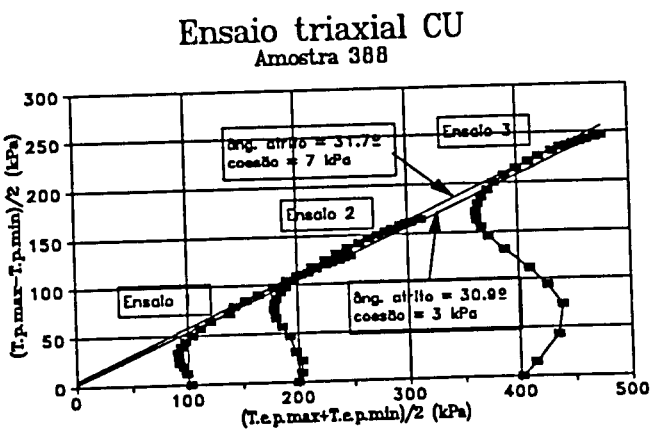


Figura 1.67 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (CU) da amostra 388

conduzidos aplicando uma amplitude constante de tensão tangencial, durante um certo número de ciclos, que foi sucessivamente aumentada incrementalmente, até se atingir a rotura por liquefacção ou por deformação excessiva.

Tratando-se de um ensaio que ainda não é de uso corrente entre nós, não estando ainda devidamente documentado quer o equipamento disponível no LNEC, quer os procedimentos de execução do ensaio, procurou-se fazer uma descrição pormenorizada dos aspectos referidos.

1.6.3.1 - DESCRIÇÃO DO APARELHO DE CORTE SIMPLES EXISTENTE NO LNEC

O equipamento de corte simples do LNEC é do tipo NGI, modelo "Geonor h-12". Trata-se de um aparelho de ensaio de corte simples linear, que difere dos equipamentos de corte directo em virtude dos elementos que delimitam as fronteiras verticais dos provetes serem basculáveis, permitindo uma deformação mais uniforme do solo e sobretudo, uma rotura segundo planos não previamente impostos.

A configuração básica do aparelho de corte simples do NGI encontra-se esquematizada na Figura 1.68. O provete é cilíndrico, com uma altura da ordem dos 15 mm e um diâmetro de cerca de 80 mm.

A camisa de borracha, que envolve lateralmente o provete, é reforçada na sua parte central por um filamento metálico, enrolado em espiral, conferindo-lhe rigidez suficiente, sem limitar a possibilidade de bascular livremente para qualquer dos lados. O reforço helicoidal da camisa, é, geralmente, composto por um fino fio metálico, com 0,15 mm de diâmetro, de uma liga de cobre e níquel, vulgarmente denominada "constantan", que possui uma resistência à tracção de cerca de 580 MPa e um módulo de elasticidade da ordem dos $1{,}55 \times 10^5$ MPa. Por cada centímetro de comprimento a membrana dispõe de 20 voltas deste fio. A tensão máxima axial aconselhável com este tipo de mangas é de 300 kPa e a tensão tangencial não deve exceder 180 kPa. Para ensaios a tensões superiores, serão usadas camisas super-reforçadas, cujo reforço metálico é constituído por arame de aço inoxidável de alta resistência, podendo então adoptar-se valores máximos da tensão axial e tangencial de 800 kPa e 500 kPa, respectivamente. Esta camisa será devidamente fixada às placas superior e inferior, e vedada por juntas tóricas apropriadas. Esta placas contêm discos porosos, que facilitam a saturação uniforme dos provetes.

O modelo "GEONOR h-12" possibilita, mediante o simples acoplamento de algumas unidades adicionais, uma pronta adaptação à execução de ensaios de corte simples cíclico.

Por facilidade de exposição efectua-se a descrição do aparelho considerando-se quatro grupos distintos de unidades:

-unidade principal e anexos

-unidades complementares de corte estático

-unidades auxiliares

-unidades suplementares de corte cíclico.

- Unidade principal e seus anexos

A unidade principal é constituída, essencialmente, por três partes: a base, a torre e a lança (ver Figura 1.68).

Sobre a base é colocado o porta-provetes, contendo a amostra a ensaiar, cuidadosamente acondicionado e apertado num encaixe próprio existente, obrigando a que o eixo do provete fique rigorosamente coincidente com o eixo do veio de carregamento vertical da máquina.

Paralelamente à base, desenvolve-se o veio de carregamento horizontal do aparelho. A metade esquerda deste desliza pelo interior da chumaceira horizontal, que possui um sistema que minimiza o atrito, cuja zona não isolada do exterior se acha protegida por um manguito, e uma chave de travamento, que permite a imobilização instantânea do veio horizontal.

A extremidade esquerda deste veio fixa-se à forqueta de conexão, cujas hastes se ligam à meia caixa deslizante. Esta possui do lado inferior duas patilhas que, uma vez apertadas ao porta-filtros superior, permitem transmitir, ao topo superior do provete, esforços tangenciais horizontais, tanto num sentido como no outro.

A força horizontal é medida por um anel dinamométrico, colocado entre as duas metades do veio de carregamento horizontal da máquina. Este anel dinamométrico é provido de um transdutor que, uma vez ligado a um registador ou a uma unidade de aquisição automática de dados, permite de uma forma contínua observar a evolução da força horizontal no decurso da fase de corte dos ensaios.

A torre é um poderoso elemento de ligação entre a base e a lança. Nela se localiza o fulcro da alavanca inter-resistente que a lança constitui, e se fixa a chumaceira vertical, pelo interior da qual desliza parte do veio de carregamento vertical da máquina. No cimo da torre encontra-se um parafuso de grandes dimensões, que serve para, aquando da aplicação do carregamento vertical, horizontalizar a lança.

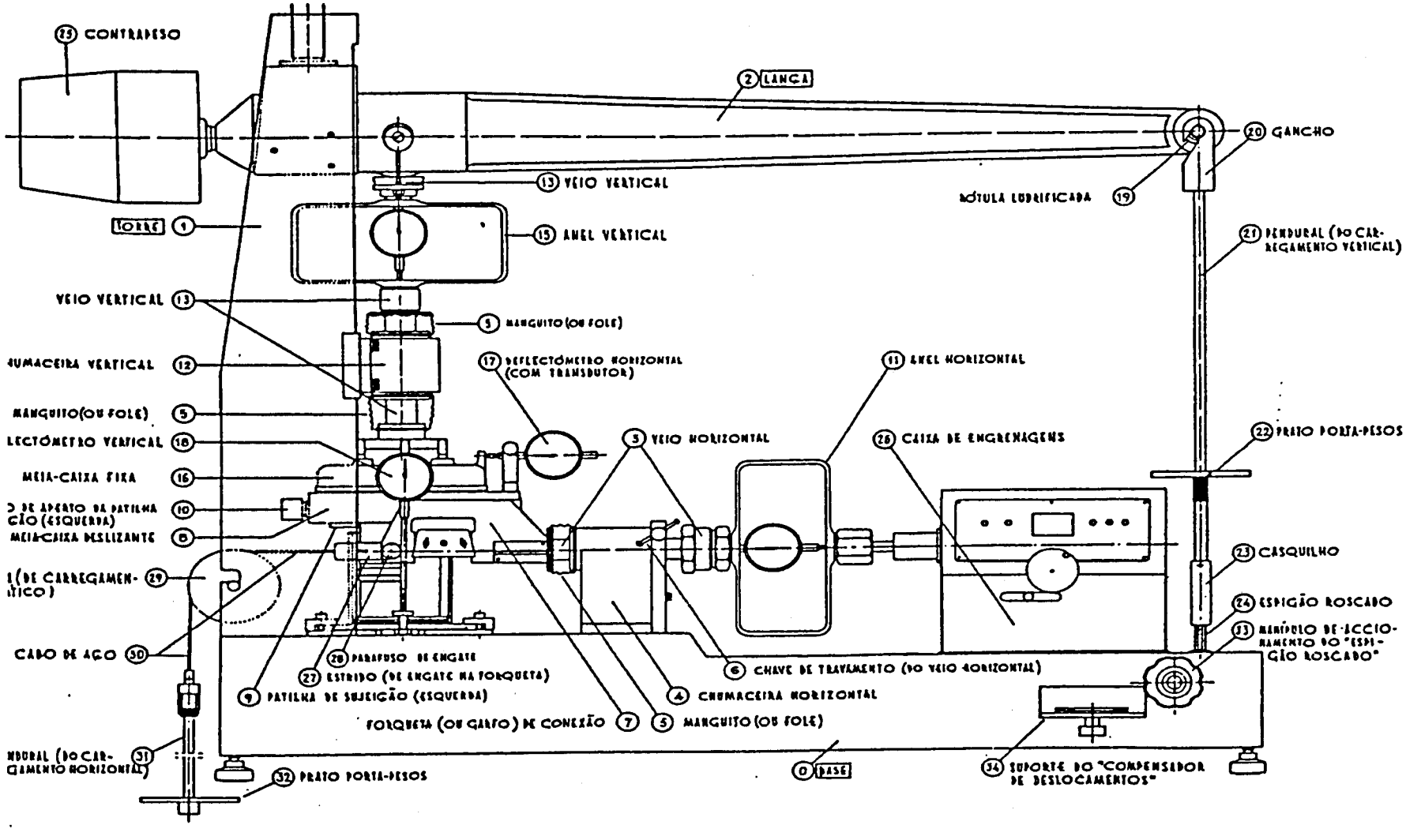


Figura 1.68 - Esquema da unidade principal e seus anexos

A lança é, fundamentalmente, uma alavanca inter-resistente, susceptível de bascular em torno de um eixo horizontal. De um ponto situado um pouco à direita deste eixo, encontra-se suspenso um anel dinamométrico vertical, de capacidade dupla do horizontal, ao qual se liga inferiormente o veio de carregamento vertical, que prolongando-se para lá da chumaceira vertical, se vem a solidarizar com a meia-caixa fixa, a qual repousa sobre a meia-caixa deslizante.

Os aneis dinamométricos disponíveis, da marca Mercer, do tipo Geonor A/S, em número de três, são capazes de medir tracções e compressões máximas de 1 kN (anel 829), de 2 kN (anel 837) e de 4 kN (anel 834), conforme o anel utilizado, a que correspondem tensões aplicadas de 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa, respectivamente (lembra-se que a área da amostra é de 50 cm^2).

Dois deflectómetros, um interposto lateralmente entre as duas meias caixas, e outro situado entre a base e a meia-caixa fixa, permitem, respectivamente, medir os deslocamentos horizontais e os deslocamentos verticais do topo superior do provete de ensaio. Ao deflectómetro horizontal está acoplado um transdutor, que possibilita assim registar a variação dos deslocamentos horizontais durante a fase de corte.

Da extremidade da lança encontra-se suspenso o pendural, que tem no seu terço inferior um prato porta-pesos, que se destina a conter os pesos calibrados, que realizam a força potente da alavanca a que a lança pode ser assimilada. Dada a relação geométrica existente entre o braço resistente e o braço potente, a força resistente resulta dez vezes superior à força potente. A extremidade inferior do pendural penetra, com uma relativa folga, numa peça cilíndrica oca, roscada interiormente na sua metade inferior, o casquilho, por meio do qual se deve fazer a fixação do pendural ao espigão roscado, sempre que se deseje realizar ensaios a volume constante.

- Unidades complementares de corte estático

Para ensaios monotónicos de deformação controlada, os esforços estáticos têm a sua origem num motor eléctrico incorporado na caixa de engrenagens (ver Figura 1.68). Esta transforma em linear o movimento circular proveniente do motor, e permite impor ao veio horizontal, num e no outro sentido, um deslocamento a uma velocidade constante compreendida entre $3x10^{-4}$ mm/min e 0,1 mm/min. A força máxima que a caixa de engrenagens pode transmitir é de 5 kN (valor suficiente para os ensaios monotónicos), e o curso máximo do pistão de carregamento é da ordem dos 45 mm.

Para seleccionar a velocidade de ensaio pretendida e o sentido do movimento, existe um painel de controlo, onde se incluem um selector de velocidades, um controlador de deslocamentos, um selector do sentido do deslocamento do pistão e um potenciómetro digital.

O selector de velocidades é um cursor com três posições possíveis: à direita, para escolha das velocidades mais elevadas (gama I), à esquerda para velocidades seis vezes menores (gama II) e a central para desengate do motor, podendo, neste caso, o pistão apenas ser movido manualmente.

Para permitir o controle visual do movimento do pistão e a sua utilização em regime manual (descarga do equipamento, etc), o aparelho dispõe de um pequeno volante, que constitui o chamado controlador do deslocamento do pistão.

O selector de sentido tem apenas duas posições de acordo com o sentido do movimento que se quer impor: para a direita o pistão deslocar-se-á da esquerda para a direita, e na posição à esquerda movimentar-se-á no sentido oposto.

Para a realização do ensaio a uma determinada velocidade de deformação bastará marcar no potenciómetro digital o número equivalente a esta velocidade, após a escolha da gama de velocidades e consulta da Figura 1.69. Da observação desta Figura, ressalta que a marcação do número zero, não confere ao pistão velocidade nula, mas a mais reduzida que o sistema é capaz de transmitir na gama escolhida $3x10^{-4}$ mm/min ($5x10^{-9}$ m/s) ou $2x10^{-3}$ mm/min ($3,3x10^{-8}$ m/s), respectivamente, na gama II e na gama I.

Quando se pretendem executar, neste aparelho, ensaios de corte estático sob tensão controlada, não se utiliza, em regra, a caixa de engrenagens mas outra unidade

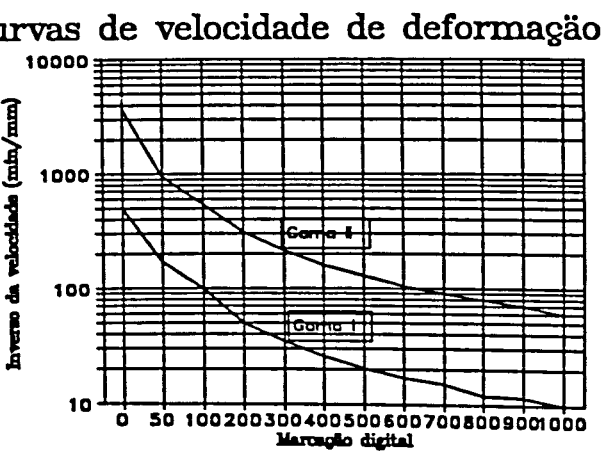


Figura 1.69 - Curvas correspondentes às duas possíveis gamas de velocidades do pistão da caixa de engrenagens

complementar composta pelo estribo, a roldana, o cabo e o pendural.

O estribo liga-se à forqueta de conexão por intermédio de dois parafusos de engate. A roldana de carregamento estático tem um eixo suficientemente comprido para permitir o seu encaixe folgadamente em duas aberturas existentes na parte inferior esquerda da torre.

O cabo de aço entrançado passando pela roldana constitui o elo de ligação entre o estribo e o pendural de carregamento horizontal, que dispõe de um prato porta-pesos, onde se depositam as massas marcadas, correspondentes aos diferentes escalões de carga horizontal.

- Unidades auxiliares

Constituem as unidades auxiliares o multiregistador ou a unidade de aquisição automática de dados e o dispositivo de conservação automática da altura do provete, que estão ilustrados na Figura 1.70.

O multiregistador (II), destinado a registar os sinais dos transdutores instalados, é provido de quatro canais independentes, podendo fornecer em simultâneo a evolução dos deslocamentos horizontais e verticais do provete, e das forças horizontais e verticais instaladas.

A aparelhagem de manutenção da altura da amostra torna possível a realização de ensaios a volume constante e é composta por três unidades fundamentais.

A primeira das quais é o detector de deslocamentos, que não passa de um transdutor especial, instalado entre a base e a parte inferior da meia caixa deslizante, e que permite verificar qualquer variação da altura do provete.

A segunda unidade, chamada caixa de comparação e controlo (III) funciona como centro receptor de informações, de decisão e de emissão de ordens para a unidade seguinte, o compensador de deslocamentos (ver Figura 1.68), e obriga a que a altura do provete se mantenha ao longo da fase de corte. Dispõe, na face frontal, de um visor LEDS (Light Emiting Diodes) que regista um número positivo ou negativo correspondente à posição da cabeça do detector. Toma-se como referência a sua posição inicial, imediatamente antes da fase de corte. O campo de variação permitido, sem fazer intervir o compensador de deslocamentos, é marcado num comando à direita, onde se colocam os limites superior e inferior, entre os quais o número visualizado no LEDS se autoriza a poder oscilar. Um botão rotativo, com uma escala numérica circular de 1 a 11, define a

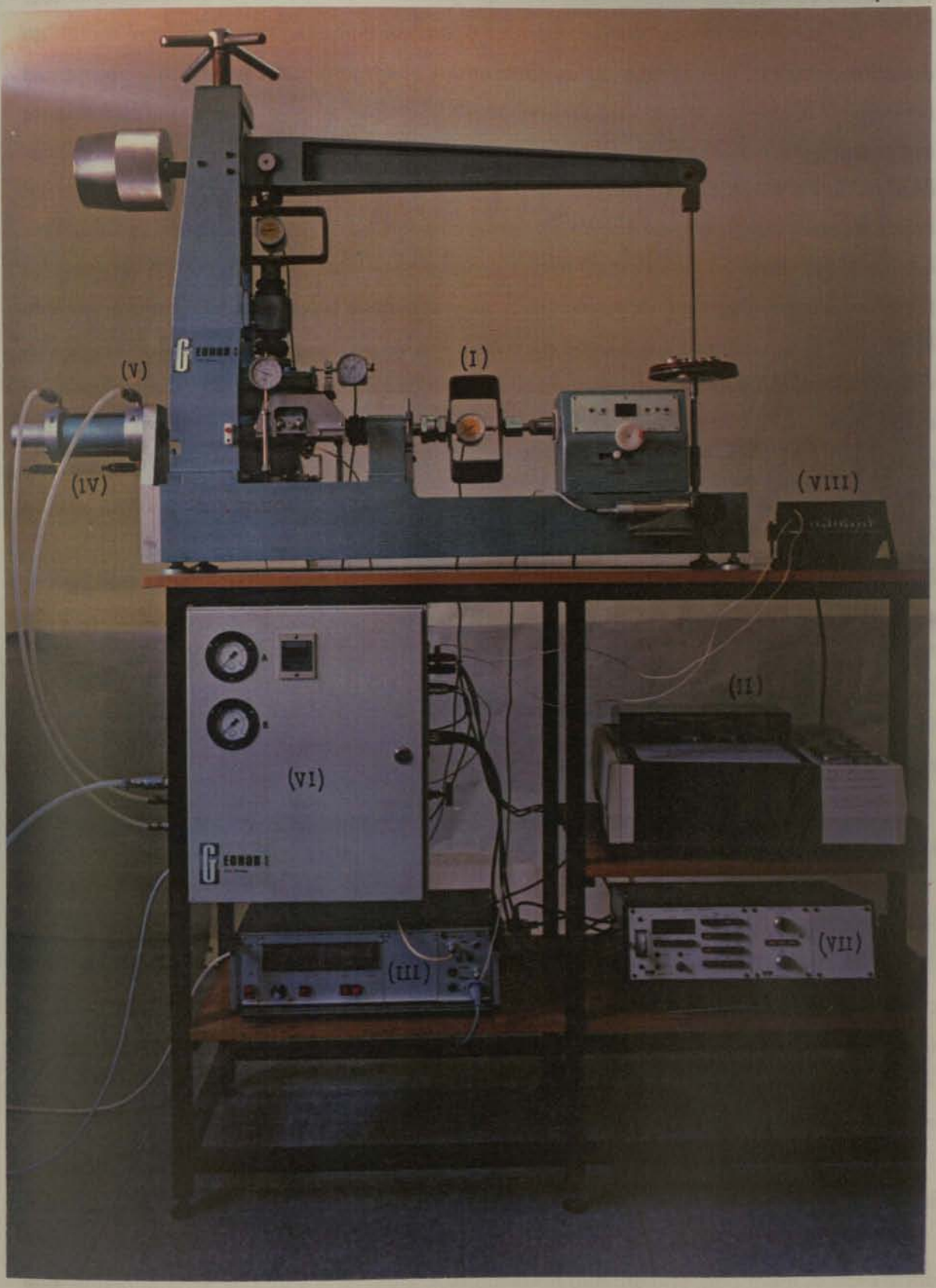


Figura 1.70 - Conjunto das unidades que compõe o modelo "h-12"

velocidade com que irá rodar o servomotor que acciona o compensador de deslocamentos.

O compensador de deslocamentos é um servomecanismo com um motor de corrente contínua, que recebe da unidade anterior, sempre que se reunam umas tantas condições, a energia eléctrica que o alimenta. Consoante a velocidade, anteriormente seleccionada na caixa de comparação e controlo, a tensão de corrente recebida pode variar desde 0,5 V a 15 V. O eixo de rotação deste motor possui um pinhão de ataque, que se acomoda a uma engrenagem cónica situada num outro eixo ligado a um parafuso sem fim, que uma vez rodado faz baixar ou levantar o espigão roscado, ao qual está firmemente preso o pendural, por intermédio do casquilho e respectiva travinca. O servomotor actuará de modo a que o número visualizado no visor da caixa de comparação se matenha dentro do intervalo aí também definido. A variação da posição do espigão provocará uma variação correspondente na força vertical actuante no provete, mantendo contudo a sua altura constante.

Em ensaios estáticos o desvio permitido na caixa de comparação e controlo é de mais ou menos duas unidades e a velocidade aconselhada de 5,5. Em ensaios cíclicos o intervalo de variação aumentará para mais ou menos 5 e adopta-se a velocidade máxima do sistema, ou seja 11.

- Unidades suplementares de corte cíclico

O sistema de carregamento cíclico compõe-se de quatro unidades bem individualizadas, mas interdependentes.

A unidade que tem por missão transmitir ao porta-filtros superior os esforços horizontais alternados, denomina-se actuador. Trata-se de um cilindro de duplo efeito (tipo "Bellofram") de ar comprimido (dispositivo V da Figura 1.70). Variando a pressão e a contrapressão do ar neste cilindro é accionado um êmbolo, localizado no seu interior, e que transmite a força ao provete.

A unidade responsável pela medição da grandeza das forças horizontais, aplicadas alternadamente num e no outro sentido à amostra, é uma célula de medição de carga ("Kulite Load Cell" LD-204 com uma tensão máxima de 170 kPa), capaz de trabalhar tanto à compressão como à tracção.

O chamado cacifo, que constitui a terceira das quatro unidades suplementares de corte cíclico, é um pequeno armário metálico (VI), localizado sob a unidade principal, que contem o grupo electropneumático que regula o funcionamento do actuador.

Na face exterior esquerda do cacifo localizam-se as entradas da corrente eléctrica (a 220 V) e do ar comprimido (a 800 kPa) e as saídas, às pressões A e B, do ar comprimido, que irão accionar o êmbolo do actuador.

A face frontal do cacifo é a sua porta, e nela se distingue os mostradores de dois manómetros que constantemente medem os valores da pressão cíclica (manómetro B) e da contrapressão (manómetro A). À direita destes, localizam-se duas pequenas janelas rectangulares sobrepostas, que constituem o marcador e o contador de impulsos. Na janela superior regista-se, antes da fase de corte, manualmente o número correspondente ao dobro dos ciclos de carga a que se pretende submeter o provete. Durante a execução do ensaio, esta janela mostra, em cada instante, o dobro do número de ciclos que ainda faltam aplicar. Na janela de baixo fica o contador dos impulsos que já ocorreram. Um pequeno botão preto situado à esquerda chama-se repositor de impulsos, pois permite em qualquer momento voltar à posição inicial.

No interior, o cacifo encerra, entre um emaranhado de cabos eléctricos e de tubos de condução de ar, um conjunto de orgãos reguladores: 2 redutores, transdutor electropneumático, válvula de restrição, reforçador e regulador de contrapressão, ligados entre si e ao gerador de funções cíclicas segundo o esquema da Figura 1.71.

Embutida na face lateral direita do cacifo está a torneira de contrapressão que permite afinar, com bastante precisão, o valor da pressão (com um máximo de 380 kPa) com que a contrapressão será enviada para o actuador. Na metade superior desta face localiza-se um quadro eléctrico, onde estão reunidas a maioria das ligações eléctricas dos diversos dispositivos de medição e controlo, nomeadamente, cabos provenientes dos transdutores do anel vertical, da célula de carga e do deflectómetro horizontal, e cabos de ligação ao multiregistador ou à unidade de aquisição automática de dados.

O gerador de funções cíclicas (aparelho VII da Figura 1.70), é a última unidade suplementar de corte cíclico. É constituído por dois módulos: o principal (model 340) e o complementar (model 345).

O módulo principal comporta cinco fileiras horizontais, de quatro teclas cada, um marcador manual, um voltímetro, diversas lâmpadas piloto e uma saída para um monitor opcional, a qual funciona em paralelo com a saída principal no painel traseiro desta unidade.

O marcador manual destina-se a registar o valor do período do carregamento cíclico com que se deseja fazer o ensaio, e as teclas da fileira sob ele situadas permitem seleccionar as unidades da referida grandeza (ms, s, min ou h). Por incapacidade da aparelhagem de manutenção da altura do provete, nomeadamente no que se refere à

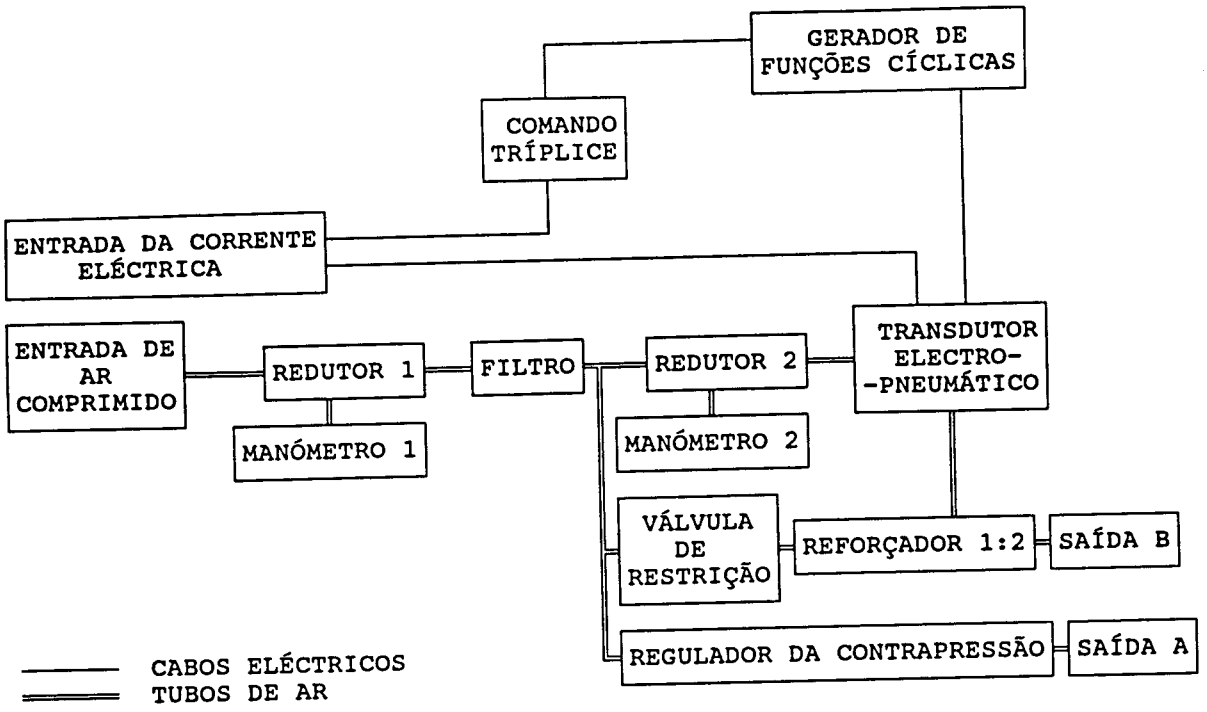


Figura 1.71 - Esquema simplificado das interligações entre vários orgãos que se localizam no cacifo e o gerador de funções cíclicas.

velocidade de resposta do servomotor do compensador de deslocamentos, a frequência da pulsação do carregamento cíclico não pode ser superior a 1 Hz.

Das restantes quatro fileiras, que se situam imediatamente ao lado dos comandos que se acabam de descrever, a que se localiza superiormente dá a opção de escolha do modo de processamento da função escolhida. Os modos disponíveis são o de rampa (vai de 0,0 V ao pico seleccionado e aí permanece), o de rampa-declive (varia de 0,0 V ao pico e volta a 0,0 V) ou o de rampa-declive-rampa (a partir de 0,0 V atinge o pico, desce para o pico simétrico e regressa a 0,0 V). A quarta tecla (com a inscrição INV) provoca a inversão do andamento da função cíclica que está a ser descrita no momento em que o sinal eléctrico correspondente se anula.

As três primeiras teclas da segunda fileira permitem escolher a forma sinusoidal, triangular ou quadrangular para a função. A última tecla (STAND BY) quando premida desliga o sinal de saída, que é imediatamente reposto nos 0,0 V. Logo que é libertada o sinal de saída regressa ao exacto valor em que previamente se encontrava.

As teclas que compõe as duas últimas fileiras produzem efeitos que se destinam

a afinar a função escolhida. Assim, pode-se descrever (RUN, START), interromper (HOLD, GATE), inverter (UP/DOWN), esperar e seleccionar valores particulares dos sinais de saída (NULL PACE, TRIG, RESET).

O voltímetro proporciona a visualização aproximada do valor do sinal de saída, em cada instante.

O módulo complementar encerra dispositivos que controlam a amplitude do sinal de saída e o seu desvio, por meio de dois botões rotativos e de três teclas. O botão rotativo superior define a amplitude do sinal e no inferior marca-se o seu desvio. A tecla da esquerda põe em vigor a amplitude e a central comanda a entrada em acção do desvio. A tecla da direita define a polaridade do desvio, pois o transdutor electropneumático não opera sob sinais negativos.

1.6.3.2 - EQUIPAMENTOS PARA PREPARAÇÃO DE PROVETES INTACTOS

A preparação de provetes, representativos das condições que se pretendem reproduzir, constitui uma das operações mais delicadas de qualquer ensaio conduzido em laboratório, nomeadamente a sua obtenção a partir de amostras indeformadas. Neste equipamento às dificuldades habituais junta-se o reduzido tamanho dos provetes (cerca de 80 mm de diâmetro com um máximo de 20 mm de altura), que limitam a granulometria dos solos a ensaiar e requerem grande cuidado na sua execução, pois um pequeno erro produz grandes variações nas propriedades medidas.

O modelo "h-12" vem acompanhado de um sofisticado equipamento para preparação de provetes a partir de amostras indeformadas de solo coerente, que garante que as perturbações introduzidas sejam reduzidas ao mínimo, e portanto desprezáveis, mesmo em argilas sensíveis.

Este equipamento é constituído pelo porta-provetes, pela base, pela canga e pelos acessórios, e está representado, esquematicamente, na Figura 1.72.

O porta-provetes como o seu nome indica, destina-se a conter a amostra, sendo essencialmente composto pelo pedestal, pelos porta-filtros inferior e superior e pelo vaso protector.

Os filtros são materializados através de discos de pedra porosa, podendo dispor de agulhas para evitar o seu deslizamento no contacto com o solo, e estão perfeitamente encaixados à pressão nos respectivos porta-filtros. O porta-filtros inferior, para melhor fixação ao pedestal, dispõe de um furo central inferior onde penetra uma saliência do

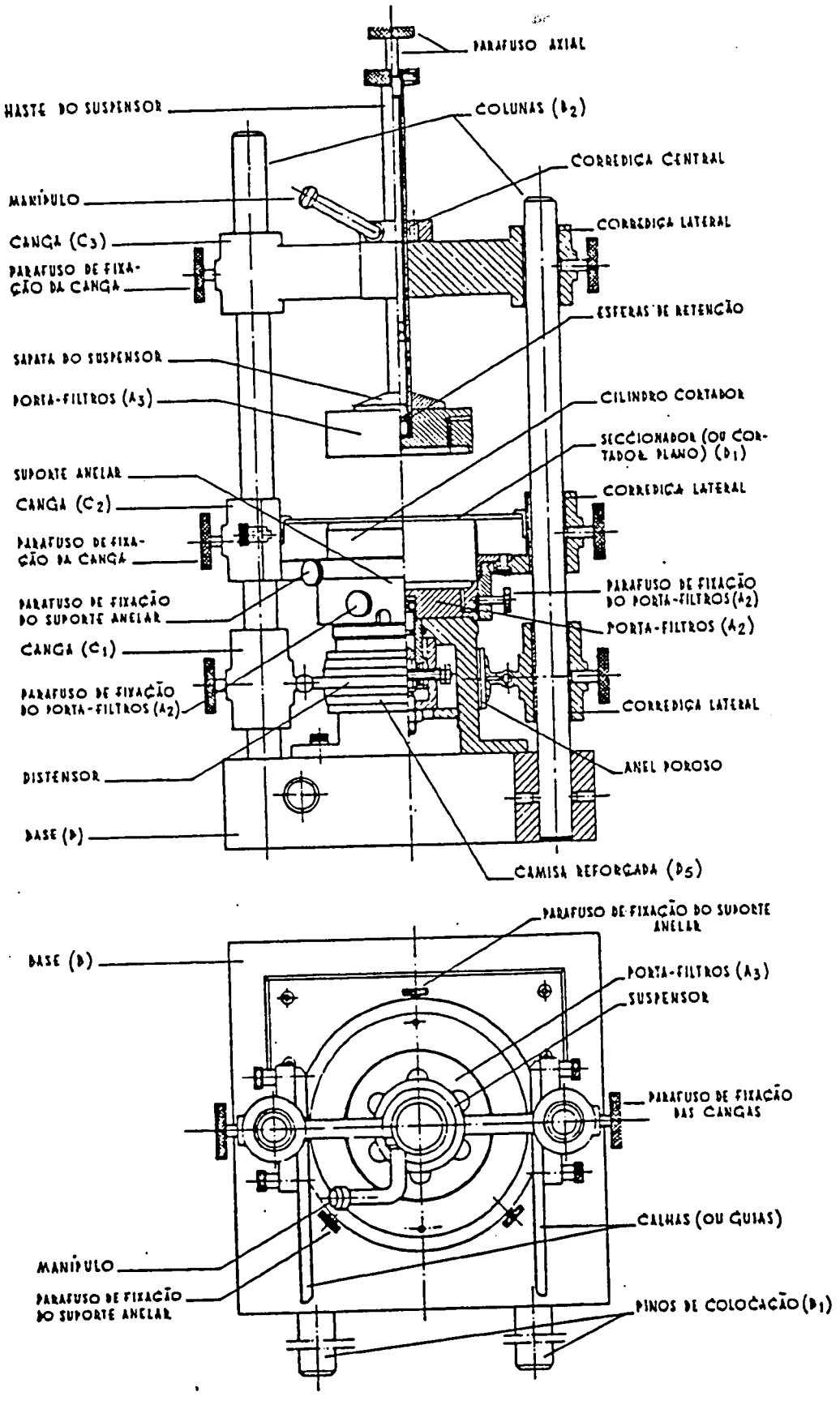


Figura 1.72 - Planta e alçado (com corte parcial) do equipamento talhador de provetes

pedestal munida de esferas de retenção de aço cromado, que são accionadas através de um parafuso de fixação. Para regulação da folga destas esferas de retenção, o pedestal possui um parafuso e uma porca axialmente dispostos, escamoteados numa reentrância da sua base.

O vaso protector (cilindro de perspex), envolvendo o provete após a sua preparação, encontra-se ligado ao pedestal através de uma junta tórica de vedação, que garante a estanqueidade, e é convenientemente cheio de água, destinando-se a evitar trocas de humidade entre o provete e a atmosfera.

A base é essencialmente um prisma quandrangular de 20 cm de lado e 8 cm de altura, feito numa liga leve de alumínio vasado. Numa das faces laterais possui dois curtos pinos de colocação, em aço, que encaixam perfeitamente na base do aparelho de corte simples, permitindo fazer deslizar suavemente o porta-provetes, após a conclusão da preparação, para a posição correcta de ensaio na máquina. Na face superior erguem-se dois varões de aço, as colunas, de alturas diferentes, destinados à montagem das cangas.

As cangas são suportes corrediços, que deslizam ao longo das colunas, podendo-se fixar a estas a qualquer altura, através de parafusos próprios de aperto manual. Podem-se distinguir três: a canga do distensor de camisas, a do cilindro cortador e a do suspensor do porta-filtros superior.

Os acessórios são constituídos por: seccionador, empurrador, suporte anelar, anel espaçador, camisa reforçada, serrote de corda de piano, rasoira, placa de vidro, chave de fendas, compressor e paquímetro.

1.6.3.3 - PREPARAÇÃO DE PROVETES

Os provetes foram preparados, em todos os ensaios realizados, a partir de amostras da Classe 4 (amostras cuja composição granulométrica do material se acha respeitada, mas em que o seu teor em água e o seu peso volúmico sofreram alteração), uma vez que a extracção de amostras intactas levantava sérios problemas, devido à distância a que se localizam as barragens e ao facto de os materiais das barragens em construção ainda não estarem aplicados com as características finais.

Os solos, com um mínimo de consistência, foram introduzidos em moldes com um diâmetro interno de 4" (102 mm, utilizados previamente na preparação dos provetes dos ensaios triaxiais) com um teor em água e grau de compactação equivalentes aos utilizados em obra. Foram colocados em câmaras triaxiais, onde por meio da aplicação de

contrapressão se provocou a sua saturação completa, confirmada pela medição do parâmetro B de Skempton superior a 0,95.

Depois de desmontado, com a ajuda de um serrote foi retirada deste provete uma amostra com uma altura entre 50 a 70 mm. Foram colocados, sobre a base do equipamento de preparação de provetes intactos, o pedestal, o porta-filtros inferior (depois de ter sido préviamente saturado por imersão em água fervente, durante cerca de duas horas), a placa de vidro e a amostra de solo anteriormente obtida. Seguidamente, foi montada nas colunas a canga do cilindro cortador, com o bisel voltado para baixo. Fazendo-a deslizar, no sentido descendente, até que sobressaissem cerca de um a dois centímetros, produziu-se o corte lateral do solo. Nas calhas desta canga foram introduzidos então o seccionador e o empurrador, que se forçaram através da amostra, de modo a atravessarem transversalmente. Com o serrote, desbastou-se a parte superior saliente da amostra, e rasoirou-se, de modo a que a face superior ficasse perfeitamente lisa e nivelada. Acondicionou-se dentro do suporte anelar o porta-filtros inferior e o anel espaçador. Apertaram-se os três parafusos de fixação do suporte e retirou-se o anel. Introduziu-se este conjunto na ranhura circular existente na face superior da canga e fixou-se a esta por meio dos três parafusos existentes. Retirou-se então todo o conjunto (solo, canga, porta-filtros inferior e seccionador) para cima da bancada de trabalho. Montou-se, agora, nas colunas a canga do distensor de camisas e colocou-se neste a camisa reforçada, dobrando-a. Por meio de uma linha de vácuo ajustou-se a camisa de encontro ao anel poroso do distensor de camisas, até se verificar total aderência, e deslocou-se a canga para a base do pedestal. Montou-se novamente nas colunas o conjunto solo, canga do cilindro cortador, porta-filtros inferior e seccionador, mas agora em posição invertida. Retirou-se o seccionador e deslizou-se a canga para baixo até que o porta-filtros inferior encaixasse no pedestal. Desapertaram-se então os seus parafusos de fixação ao cilindro cortador. Após escolha da altura do provete (17 a 17,5 mm), desceu-se e fixou-se a canga deste cilindro numa posição, tal que a sua face superior correspondesse à face superior do provete pretendido, (esta posição foi convenientemente controlada com o paquímetro). Desbastou-se e rasoirou-se a parte saliente do provete, até ficar uma superfície lisa e de nível. Colocou-se nas colunas a canga do suspensor do porta-filtros superior, a cuja sapata se prendeu previamente, por aperto de um parafuso axial, o porta-filtros superior. Baixou-se o suspensor do porta-filtros superior, até que que este tocasse com suavidade no topo do provete. Içou-se o mais possível a canga do cilindro cortador, e deslocou-se a canga do distensor de camisas o suficiente para permitir o aperto do parafuso de regulação da folga das esferas de retenção. Após rodar este parafuso no sentido anti-horário cerca de 90°,

considerou-se que o porta-filtros inferior estava bem preso ao pedestal, e procedeu-se à colocação da camisa reforçada. Para isso, içou-se a respectiva canga até que a parte reforçada da camisa envolvesse completamente a superfície lateral do provete. Parou-se a sucção e desdobrou-se a camisa. As partes não reforçadas desta envolviam exclusivamente as paredes laterais dos porta-filtros. Aliviaram-se as esferas de retenção do suspensor do porta-filtros superior, e retiraram-se das colunas todas as cangas. Untou-se a junta de vedação, existente na base do pedestal, com um pouco de pasta de silicone, e colocou-se sobre ela o vaso protector, que se encheu com água.

Os provetes de solos incoerentes foram preparados para um valor da compacidade relativa previamente definido.

Os métodos mais usuais na preparação de amostras de solos arenosos, são a aeropluviação, a hidropluviação, a compactação húmida e a vibração húmida, atrás descritos.

Dada a geometria da amostra, de altura reduzida, nenhum destes métodos se mostrou eficiente (não conduzindo a amostras de compacidade homogénea) ou prático, pelo que adoptou o de vibração seca, que seguidamente se descreve.

Para reconstituir em laboratório provetes com um peso volúmico seco igual ao desejado, com base na geometria do provete após a preparação, determinou-se a quantidade de solo seco necessário para produzir o estado de adensamento requerido.

Após a colocação, sobre base do equipamento de preparação de amostras, do pedestal e do porta-filtros inferior, montou-se nas colunas a canga do distensor de camisas, onde se adaptou convenientemente a camisa e se ligou o dispositivo de esticamento (compressor) necessário para que esta se mantivesse rígida. Deslocou-se a canga de modo a que com o porta-filtros inferior, a camisa delimitasse um espaço que servisse de molde para a areia. A quantidade de solo seco previamente determinada foi pesada e colocada dentro deste recipiente. Procedeu-se ao posicionamento do porta-filtros superior em contacto com a extremidade superior da amostra, seguindo os passos descritos para as amostras coerentes. Este conjunto foi então colocado num vibrador vertical, e vibrado a uma determinada amplitude e frequência durante o tempo necesssário para que se atingisse a altura final escolhida para o provete. Após isso, o compressor foi desligado, a camisa desdobrada e ligada ao porta-filtros superior e as cangas retiradas. Seguidamente procedeu-se à percolação do provete, com introdução de água pelo topo e recolha na base. Por fim, montou-se o vaso protector, após vedação da respectiva junta e fez-se o seu enchimento.

1.6.3.4 - CONSOLIDAÇÃO DOS PROVETES

Com vista à consolidação dos provetes, colocou-se o porta-provetes sob o veio vertical da máquina, fixando-o à base da unidade principal por ajuste e aperto das peças circulares e em "L" para isso disponíveis. Solidarizaram-se as duas meias caixas fixa e deslizante, através dos pinos de solidarização, e assentou-se suavemente a face inferior da meia caixa deslizante no topo do porta-filtros superior. Se necessário, horizontalizou-se a lança, rodando convenientemente o seu nivelador. Ajustou-se a altura do batente do deflectómetro vertical e levou-se a zero o seu mostrador. Colocou-se no prato porta-pesos do pendural do carregamento vertical os discos e as massas marcadas que perfizessem um peso equivalente a um décimo da força axial correspondente à tensão vertical, sob a qual se desejava consolidar o provete. Aguardou-se o tempo suficiente para que o deflectómetro não registasse qualquer variação ou que a sua taxa de variação alcancasse valores praticamente insignificantes.

É corrente considerar, dada a pequena espessura do provete, que 48 horas é um intervalo de tempo suficiente para minimizar o efeito da dilatância em areias e permitir a consolidação em argilas. O registo dos assentamentos durante esta fase validou esta hipótese.

Registou-se, por último, o assentamento verificado neste fase, para correcção da altura do provete na fase de corte.

1.6.3.5 - CONDUÇÃO DE ENSAIOS DE CORTE ESTÁTICOS

Os ensaios de corte monotónicos podem ser realizados com este equipamento sob deformação ou tensão controladas. Os ensaios mais correntes são de deformação controlada, pois permitem seguir o comportamento do solo, de forma contínua, até se atingirem as suas características residuais. Os ensaios com controlo de tensão, pelo contrário, só conduzem a estimativas de resistências de pico, pois são feitos com a aplicação de patamares crescentes de carga tangencial até à rotura do provete por excesso de tensão de corte, registando-se as respectivas distorções.

Por inversão do sentido do deslocamento do pistão da caixa engrenagens é ainda possível obter, em regime de carregamento estático, curvas histeréticas descarga-recarga.

Os ensaios de caracterização dos materiais das barragens, aqui descritos, foram executados com controlo de deformação e a volume constante, de acordo com as

operações que seguidamente se descrevem.

Após a consolidação do provete instalou-se junto do porta-provetes, entre a base da máquina e a face inferior da meia-caixa deslizante, o detector de deslocamentos. Libertou-se o veio horizontal, retirando os pinos de solidarização das meias-caixas e aliviando a respectiva chave de travamento. Apertaram-se as patilhas de sujeição do porta-filtros superior e travou-se o pendural do carregamento vertical, prendendo-o firmemente ao espigão roscado, por intermédio do casquilho e respectiva travinca. Fez-se a leitura, no visor "LEDS" da caixa de comparação e controlo, do número aí registado. O intervalo de variação das leituras neste tipo de ensaios é de ± 2 unidades, pelo que se marcou no comando à direita, como mínimo o valor do "LEDS" menos duas unidades e como máximo este valor mais duas unidades. Posicionou-se o deflectómetro horizontal e marcou-se na caixa de engrenagens a velocidade com que se pretendia que o corte do provete se processasse, e definiu-se o sentido do deslocamento automático do seu pistão de carregamento. Procedeu-se à verificação de que o pinhão de ataque do compensador de deslocamentos estava convenientemente encaixado na engrenagem cónica do parafuso sem fim. O compensador de deslocamentos foi posto em funcionamento, através da caixa de comparação e de controlo, após se ter previamente definido a velocidade de 5,5 no respectivo botão rotativo. Por último, accionou-se o motor eléctrico incorporado na caixa de engrenagens, e procedeu-se à leitura dos valores das forças horizontal e vertical e do deslocamento horizontal no decorrer do ensaio.

1.6.3.6 - CONDUÇÃO DE ENSAIOS DE CORTE SIMPLES CÍCLICOS

Tendo em vista a caracterização dinâmica dos solos em condições consolidadas não drenadas, os ensaios cíclicos correspondentes foram executados sobre amostras saturadas mantendo o seu volume constante, e adquirindo a variação da força vertical, que foi tomada como igual à variação da pressão intersticial. Descrevem-se seguidamente o conjunto de operações necesssárias para a realização destes ensaios.

Finda a fase de consolidação do provete, e registado o valor do respectivo assentamento, instalou-se junto ao porta-provetes, obrigatoriamente do lado direito, o detector de deslocamentos, entre a base e a face inferior da meia caixa-deslizante. Colocaram-se nos locais apropriados o actuador e a célula de carga, e realizaram-se as respectivas ligações: ligação eléctrica da célula de carga ao cacifo e ligação das mangueiras plásticas A e B do actuador ao cacifo. Libertou-se o veio horizontal, retirando

os pinos de solidarização das meias-caixas e aliviando a respectiva chave de travamento. Apertaram-se as patilhas de sujeição do porta-filtros superior. Travou-se o pendural de carregamento vertical, prendendo-o ao espigão roscado por meio do casquilho e respectiva travinca. Ligou-se a caixa de comparação e de controlo, e acertou-se o intervalo de variação (neste caso de ± 5 unidades) permitido para a leitura que aparecia no visor LEDS. Fixou-se o deflectómetro horizontal e actuando na manivela da caixa de engrenagens levou-se a zero a leitura do deflectómetro do anel horizontal. Pôs-se o pinhão de ataque do compensador de deslocamentos na sua posição de trabalho e colocou-se na caixa de comparação e controlo a velocidade máxima possível, ou seja 11. Ligou-se o gerador de funções cíclicas, seleccionou-se o período, e premiram-se as teclas necessárias à tradução do movimento pretendido, definindo-se deste modo as unidades do período, o modo de processamento da função escolhida (rampa, rampa-declive ou rampa-declive-rampa), a forma do carregamento (sinusoidal, triangular ou quandrangular) e a maneira como foi descrita. No módulo complementar ("model 345") premiram-se todas as três teclas de que dispõe. No comando tríplice do cacifo definiu-se o número de impulsos pretendido e premiu-se o seu repositor, de modo a que o contador marcasse zero no início da contagem dos impulsos. Travou-se, com a respectiva chave, o veio horizontal do aparelho. Depois de abrir a torneira exterior de alimentação do ar comprimido, baixou-se muito lentamente a adufa de segurança e em simultâneo, por intermédio da torneira de contrapressão, equilibraram-se os manómetros A e B, de modo a registarem valores próximos de 200 kPa. A amplitude e o desvio, correspondentes ao escalão de carga cíclica desejado, foram então marcados no gerador de funções cíclicas, sendo os seus valores controlados por um voltímetro (com a utilização do multi-registador), ou através do computador (com a utilização da unidade de aquisição automática de dados) com recurso a um programa concebido para o efeito. Neste último caso, as ligações do deflectómetro horizontal, da célula de carga e do anel dinamométrico vertical foram efectuadas directamente à unidade de aquisição automática, à qual se associou um computador HP onde foi carregado em memória um programa denominado "CORTE".

Este programa, fornecendo inicialmente a leitura dos sinais registados nos três aparelhos de medição ligados à unidade de aquisição, permitiu o seu ajuste, antes da aplicação da carga cíclica. Assim, os valores da força vertical e do deslocamento horizontal são, nesta fase, automaticamente zerados, e por accionamento do botão de desvio no gerador das funções cíclicas a leitura da força horizontal é posta a zero. Continuando o processamento, o programa faz aparecer, no écran, o valor, em kPa, da tensão tangencial aplicada, o que facilita a aferição da amplitude correspondente à carga cíclica desejada, a

qual é conseguida rodando o botão da amplitude no gerador de funções cíclicas até que se registe o valor pretendido.

Em seguida, desapertou-se a chave de travamento do veio horizontal e colocou-se a máquina em funcionamento premindo a tecla "START" no gerador de funções cíclicas.

O programa "corte" dispara automáticamente logo que a variação do sinal da força horizontal seja superior a 0,0005 V, e, com base no período e no número de ciclos pretendido, que têm que ser introduzidos, permite a leitura e a gravação, após conversão para as unidades convenientes, de 18 valores por segundo do sinal registado em cada um dos três aparelhos de medição ligados à unidade de aquisição, ou seja, a avaliação do deslocamento horizontal, da força horizontal e da força vertical aplicadas. A descrição da tensão tangencial ao longo do ensaio é visualizada no ecran do computador, permitindo assim verificar no momento se ocorreu alguma deficiência.

Os ensaios realizados foram do tipo escalonado, isto é, aplicaram-se sucessivamente patamares crescentes de tensão cíclica, durante 30 ciclos, até se atingir a rotura por liquefacção ou por deformação excessiva. Antes de aumentar o nível de tensão para o escalão seguinte, esperou-se pela estabilização do desenvolvimento das pressões intersticiais. O programa anteriormente referido, mediante resposta afirmativa a pergunta se há mais patamares de carga, permitiu proceder à aquisição de dados não só durante o primeiro escalão de carga, mas durante todos os que se pretendiam. Para isso, as instruções de programação conduzem o processamento para o ponto acima descrito onde surge o valor da tensão tangencial aplicada, para aferição do novo escalão de carga. Os restantes passos são uma mera repetição do que se descreveu para o primeiro patamar.

1.6.3.7 - ERROS DEVIDOS A ALGUMAS INSUFICIÊNCIAS DA APARELHAGEM

Os erros introduzidos por deficiências do equipamento do ensaio de corte simples são essencialmente devidos a atrito entre peças móveis do equipamento, à variação da secção transversal do provete durante o ensaio, a resistência ao corte conferida pela camisa reforçada e deformabilidade do veio vertical de carregamento.

Os valores das medições durante os ensaios são afectados, de um modo mais ou menos significativo, pelo atrito existente entre as várias peças móveis do equipamento, apesar dos sofisticados dispositivos anti-atrito que possui. No entanto, determinações directas da grandeza do atrito total nos sistemas de carregamento vertical e horizontal do provete conduziram a valores desprezáveis em termos práticos.

Durante a execução do ensaio, quer na fase de consolidação quer na fase de corte, é pressuposto que não há variação da secção transversal do provete. Contudo, logo na sua preparação, poderá não haver um contacto permanente entre a membrana e o solo, ficando em alguns locais pequenos espaços vazios. Por outro lado, a membrana, apesar de ter um módulo de elasticidade muito superior ao do solo, experimenta, por acção das cargas, uma certa deformação, que será tanto mais elevada quanto o forem as cargas aplicadas. Estudos realizados para quantificar estes efeitos, mostraram que em ensaios correntes estes factores introduzem erros de muito pequena importância.

Para a determinação da resistência ao corte oposta pela camisa reforçada, encheu-se esta totalmente com água, e registou-se a força resistente em função do deslocamento horizontal (ou da distorção) e da tensão vertical aplicada. Os resultados obtidos encontram-se na Figura 1.73.

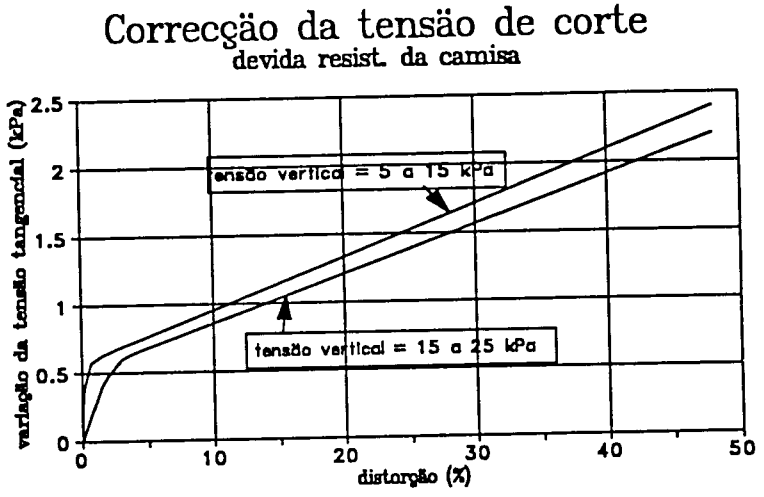


Figura 1.73 - Correcção do valor da tensão tangencial devido à resistência oposta pela camisa.

Da análise desta Figura pode-se contastar que os valores desta correcção são reduzidos e diminuem com o aumento da tensão vertical aplicada, pelo que na maioria dos ensaios correntes não tem qualquer relevância.

Os segmentos do veio vertical compreendidos entre o anel vertical e a meia-caixa deslizante, bem como o contacto entre esta última e a meia-caixa fixa, sofrem durante o carregamento axial do provete deformações não desprezáveis. As leituras efectuadas no deflectómetro vertical terão em conta, não só os assentamentos do provete, mas também contabilizarão estas deformações, pelo que terão de ser corrigidas adicionando o valor da

deformação do equipamento. Para a quantificação deste valor, foi colocado entre os porta-filtros (após a retirada dos frágeis filtros) um disco de aço de elevada dureza, com 20 mm de espessura e 76 mm de diâmetro, e registado o deslocamento vertical verificado para cada força axial transmitida, obtendo-se a curva de calibração representada na Figura 1.74. Chama-se a atenção para que a falta de rigidez do veio vertical em nada afecta o valor da força axial transmitida ao provete, sendo igual à força medida no anel dinamométrico vertical.

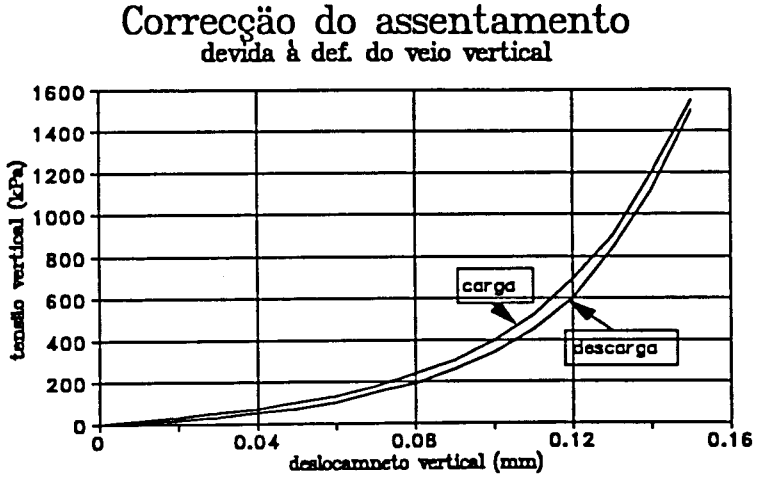


Figura 1.74 - Correcção do assentamento devido à ausência de total rigidez do veio vertical da máquina.

1.6.3.8 - TRATAMENTO DOS RESULTADOS DE ENSAIOS DE CORTE CÍCLICO

Durante a execução dos ensaios de corte cíclico com recurso a multiregistador concluiu-se da impossibilidade, a partir dos registos obtidos, da determinação do coeficiente de amortecimento com um mínimo de rigor. Por tal facto, optou-se pela instalação e condução dos ensaios subsequentes com a ajuda de uma unidade de aquisição automática de dados, com velocidade de gravação suficiente, adaptável a ensaios dinâmicos.

Para além do programa, já descrito em linhas gerais, de controlo da execução do ensaio, programou-se o tratamento dos dados gravados de modo a, de uma maneira simples, se ter acesso a todas as grandezas julgadas importantes em ensaios deste tipo.

Assim, o programa "TRATAMENT1" começa por definir os ciclos histeréticos

(evolução distorção-tensão tangencial) de cada um dos ciclos de carga, seleccionando as leituras pertencentes a cada um dos ciclos e interpolando o valor da distorção com tensão tangencial nula (ponto inicial do ciclo histerético). Para cada ciclo histerético, calcula a sua àrea (AREA), a distorção máxima (γ_{max}), a distorção mínima (γ_{min}), a tensão tangencial máxima (τ_{max}) e a distorção correspondente (γ_{cmx}), a tensão tangencial mínima (τ_{min}) e a distorção correspondente (γ_{cmn}), a variação da tensão vertical no início ($\Delta\sigma_i$) e no final do ciclo ($\Delta\sigma_f$). Com base nestas determinações (ver Figura 1.75), os valores do módulo de distorção (G), do coeficiente de amortecimento (D), da amplitude efectiva de distorção (γ), da distorção média (γ_{med}), do coeficiente de pressão intersticial (R_u) e da semi-amplitude de tensão tangencial (τ) são dados, respectivamente, por:

$$G=\frac{\tau_{max}-\tau_{min}}{\gamma_{cmx}-\gamma_{cmn}} \qquad (1.42)$$

$$D=\frac{AREA}{2\pi\left(\frac{\tau_{max}^2}{2G}+\frac{\tau_{min}^2}{2G}\right)} \qquad (1.43)$$

$$\gamma = \gamma_{max}-\gamma_{min} \qquad (1.44)$$

$$\gamma_{med}=\frac{\gamma_{max}+\gamma_{min}}{2} \qquad (1.45)$$

$$R_u=-\frac{\Delta\sigma_i+\Delta\sigma_f}{2\sigma_c} \qquad (1.46)$$

$$\tau=\frac{\tau_{max}-\tau_{min}}{2} \qquad (1.47)$$

sendo σ_c a tensão vertical após a consolidação, e gravados em ficheiro auxiliar para posterior interpretação.

Os gráficos que podem ser, então, obtidos são:

- Evolução das grandezas ao longo do tempo:
  - Tensão tangencial - tempo (τ(t)) - Figura 1.76.

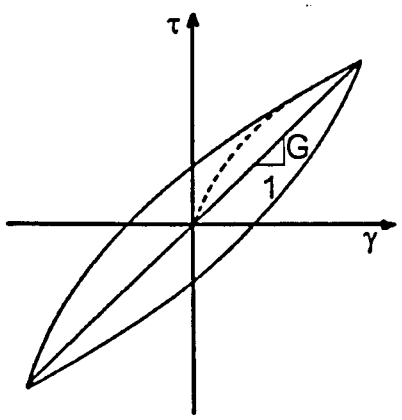


Figura 1.75 - Ciclo histerético e definição de G e das áreas de D

- Variação da pressão intersticial - tempo (v.p.i.(t)) - Figura 1.77.

- Distorção - tempo (γ(t)) - Figura 1.78.

- Laços histeréticos:

- Ciclos isolados ($\gamma(\tau)$), onde se indicam a amplitude de distorção efectiva, o módulo de distorção, a distorção média e a razão de amortecimento do referido ciclo - Figura 1.79.

- Todos os ciclos respeitantes a um mesmo escalão de tensão ($\gamma(\tau)$), com referência à distorção inicial e à distorção final - Figura 1.80.

- Evolução das grandezas com o número de ciclos N:

- Módulo de distorção - número de ciclos (G(N)) - Figura 1.81.

- Razão de amortecimento - número de ciclos (D(N)) - Figura 1.82.

- Distorção efectiva - número de ciclos (γ(N)) - Figura 1.83.

- Distorção média - número de ciclos (γ_{med}(N)) - Figura 1.84.

- Coeficiente de pressão intersticial - número de ciclos (R_u(N)) - Figura 1.85.

No final do tratamento dos dados de cada patamar de tensão, a título de resumo, são fornecidos os valores médios da tensão tangencial aplicada, do módulo de distorção e da razão de amortecimento, relativamente ao número de ciclos, e os valores da distorção antes e após este carregamento cíclico.

Depois de se concluirem as determinações para todos os escalões de carga e para todos os ensaios de uma amostra, o programa "TRATAMENT2" permite obter, para um ou vários números de ciclos especificados, o seu resumo, relatando um ou mais ensaios, em gráficos do tipo:

- Módulo de distorção - distorção efectiva (G(γ)) - Figura 1.86.

- Razão de amortecimento - distorção efectiva (D(γ)) - Figura 1.87.
- Coeficiente de pressão intersticial - distorção efectiva ($R_u(\gamma)$) - Figura 1.88.

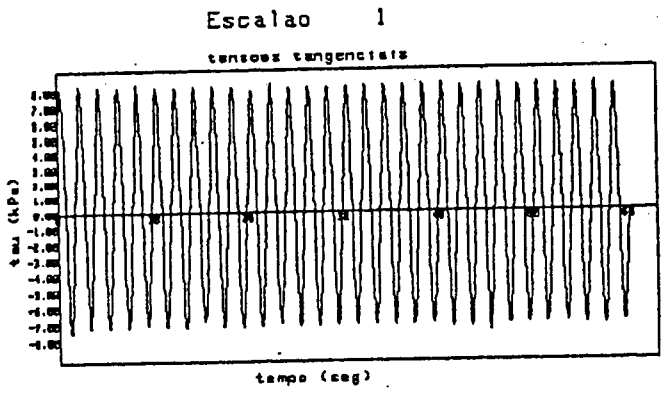


Figura 1.76 - Evolução da tensão tangencial com o tempo

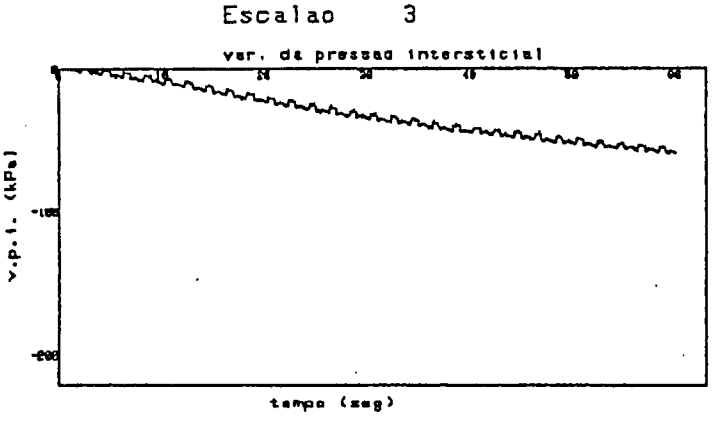


Figura 1.77 - Evolução da variação da pressão intersticial com o tempo

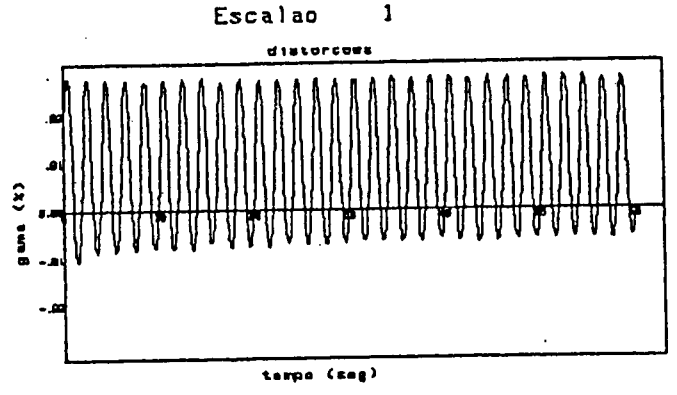


Figura 1.78 - Evolução da distorção com o tempo

- Razão de tensões -distorção efectiva ($\tau/\sigma_c(\gamma)$) - Figura 1.89.
- Coeficiente de pressão intersticial - Razão de tensões ($R_u(\tau/\sigma_c)$) - Figura 1.90.

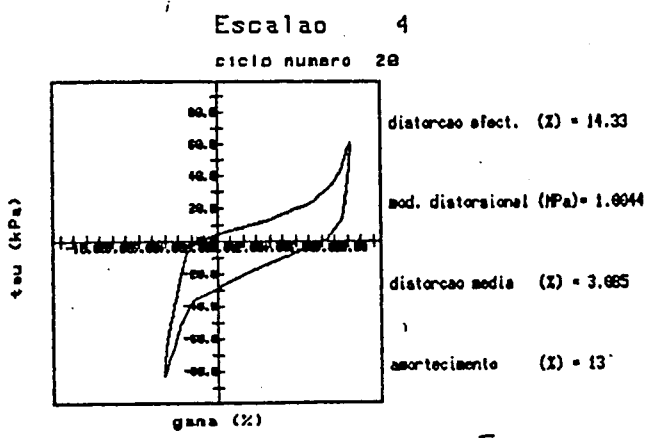


Figura 1.79 - Ciclo histerético nº 20

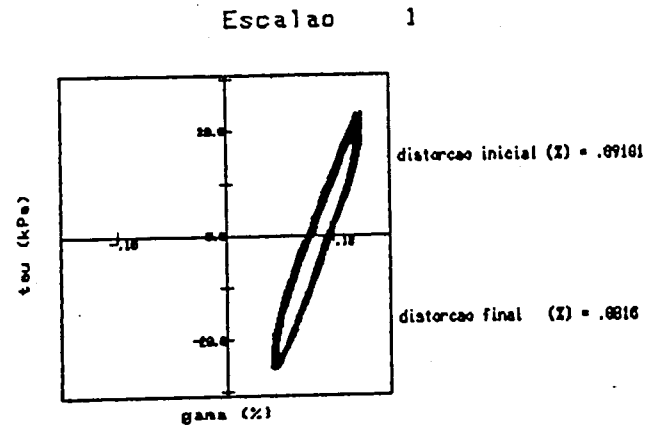


Figura 1.80 - Ciclos histeréticos de um mesmo escalão

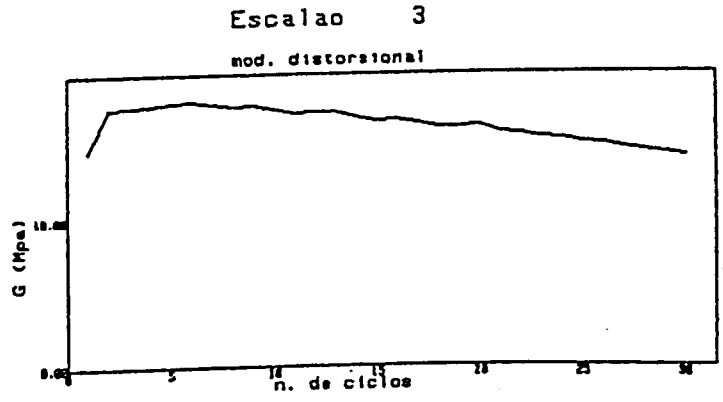


Figura 1.81 - Evolução do módulo de distorção com o número de ciclos

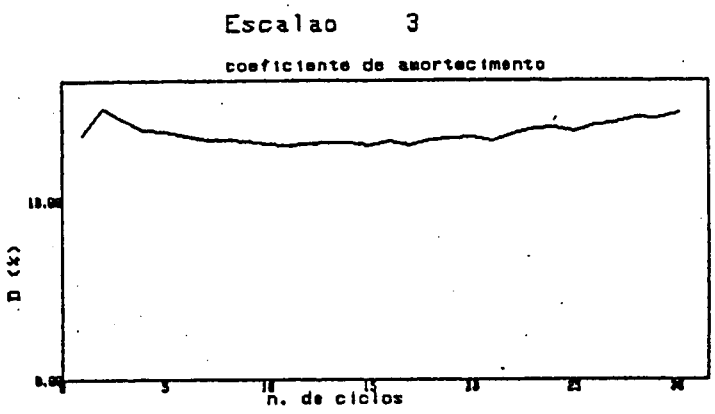


Figura 1.82 - Evolução do coeficiente de amortecimento com o número de ciclos

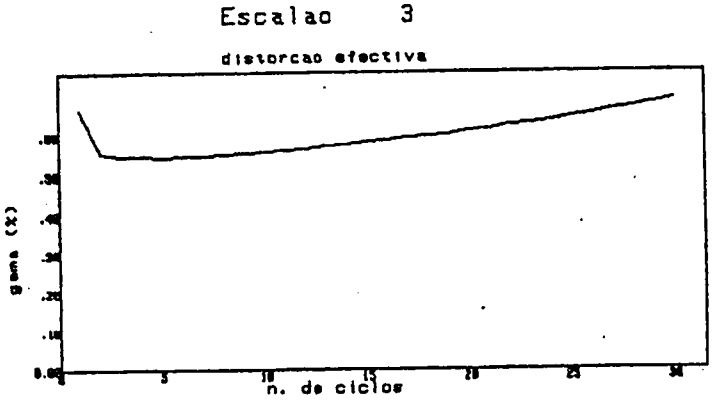


Figura 1.83 - Evolução da distorção efectiva com o número de ciclos

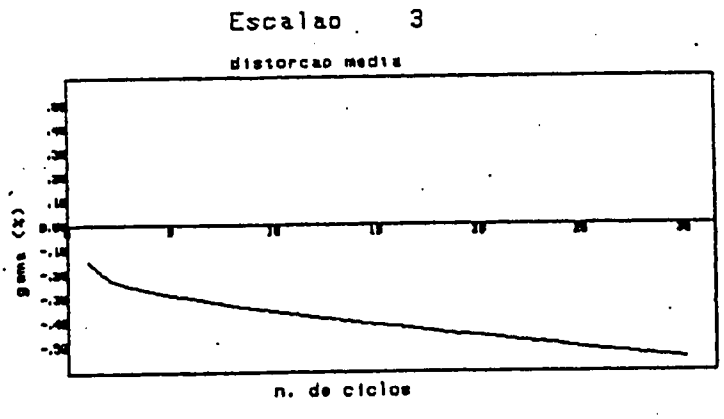


Figura 1.84 - Evolução da distorção média com o número de ciclos

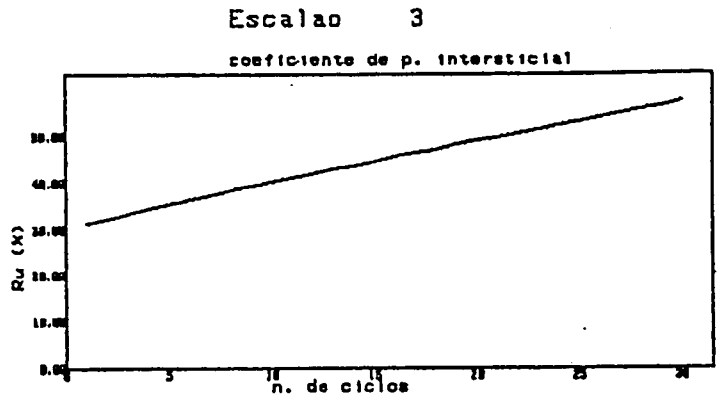


Figura 1.85 - Evolução do coeficiente de pressão intersticial com o número de ciclos

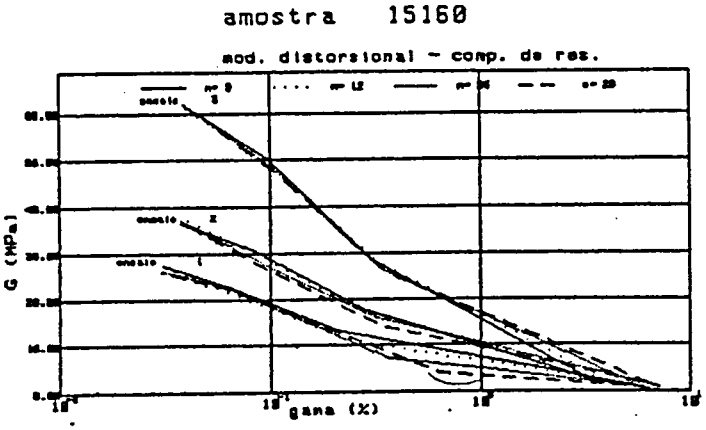


Figura 1.86 - Curva de variação do módulo de distorção com a distorção

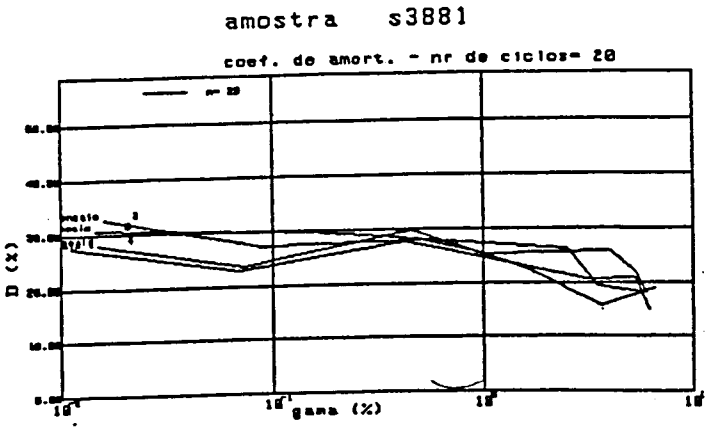


Figura 1.87 - Curva de variação do coeficiente de amortecimento com a distorção

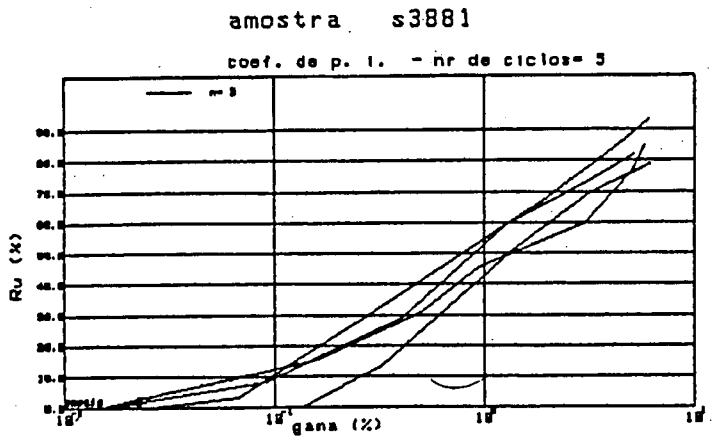


Figura 1.88 - Curva de variação do coeficiente de pressão intersticial com a distorção

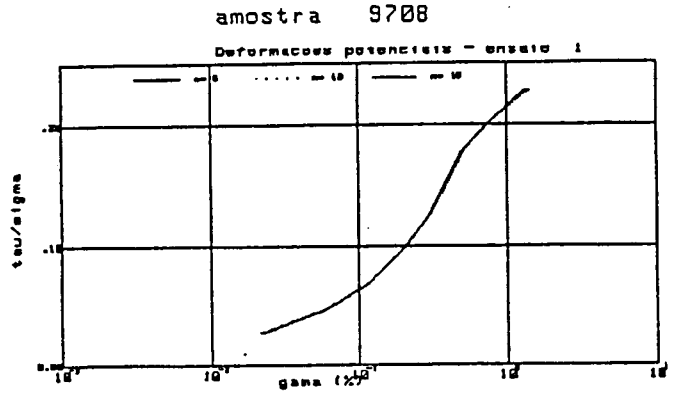


Figura 1.89 - Curva de variação da razão de tensões com a distorção

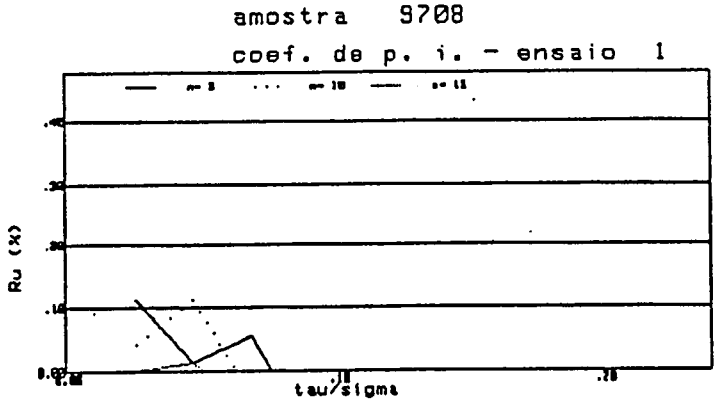


Figura 1.90 - Curva de variação do coeficiente de pressão intersticial com a razão de tensões

As deformações residuais (deformação inicial, deformação final e variação da deformação) e as deformações médias podem ainda ser descritas, por ensaio, em função da tensão tangencial aplicada, o que se exemplifica, respectivamente, nas Figuras 1.91 e 1.92.

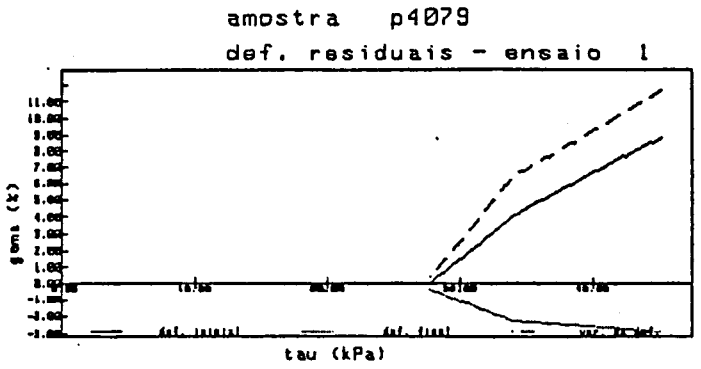


Figura 1.91 - Evolução das deformações residuais com a tensão tangencial

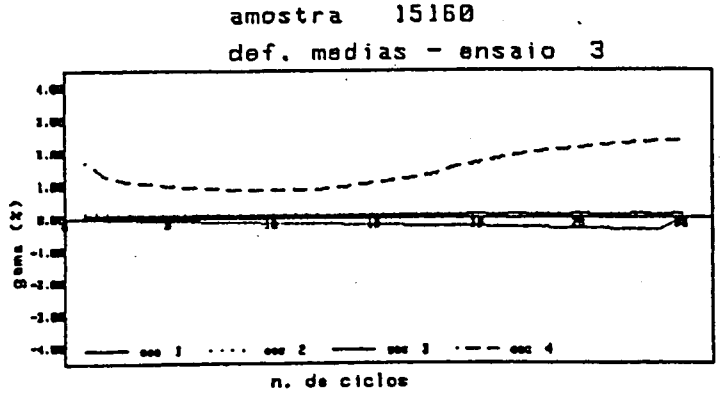


Figura 1.92 - Evolução da distorção média com a tensão tangencial

1.6.3.9 - BARRAGEM DE BORDE SECO

Os ensaios da barragem de Borde Seco não foram os primeiros a serem executados, mas sim os da barragem do Alvito e de Las Cuevas, pelo que se considerou dispensável a realização de ensaios de corte simples monotónicos para as amostras 15150, 15151 e 15152, tendo sido os níveis de tensão, aplicados nos ensaios de corte simples cíclicos,

baseados em resultados obtidos em ensaios anteriores sobre solos do mesmo tipo.

Contudo, para a caracterização do material dos filtros, com vista à sua posterior comparação com solos cujos parâmetros são dados em bibliografia especializada, a amostra 15153 foi ensaiada estaticamente. Por limitações do equipamento (tensão vertical máxima de 800 kPa) as tensões de consolidação escolhidas foram de 200, 400 e 800 kPa, não contemplando assim o campo de tensões instalado no corpo da barragem, mas permitindo a sua extrapolação.

Os provetes deste solo foram preparados com uma compacidade relativa de 85%, a que corresponde um peso volúmico seco igual a 17,0 kN/m^3, utilizando o método de compactação, no ensaio 1, e de vibração, nos ensaios 2 e 3, do peso de solo seco necessário para, ocupando um determinado volume final, obter o peso volúmico desejado. A saturação foi conseguida por percolação, introduzindo água pelo topo e recolhendo-a na base. As tensões de consolidação aplicadas foram de 200 kPa, nos ensaios 1 e 2, e de 400 kPa no ensaio 3. Dada a dilatância manifestada pelo material, durante a fase de corte, e o consequente aumento da tensão vertical para valores superiores à tensão de consolidação, não foi possível efectuar o ensaio à tensão vertical inicial de 800 kPa, como se pretendia. A fase de corte dos provetes processou-se a uma velocidade de $6{,}4 \times 10^{-4}$ mm/s (400 de marcação digital na gama I).

A evolução da tensão tangencial com a distorção de todos os ensaios realizados está representada na Figura 1.93. A variação da pressão intersticial, considerada numericamente igual à variação da tensão vertical aplicada, apresenta-se na Figura 1.94. Da observação destas Figuras pode-se concluir que o método de preparação por compactação, a que corresponde o ensaio 1, produz amostras mais dilatantes que o método de vibração (ensaio 2), conduzido à mesma tensão de consolidação, afastando-se das condições de campo. Supletivamente, constatou-se que os procedimentos do segundo método são mais facilmente reprodutíveis, pelo que na preparação de todos os restantes provetes de solos incoerentes se optou pela vibração seca.

As trajectórias de tensões, em termos de tensões normal e tangencial observadas nas facetas horizontais, são descritas na Figura 1.95. A envolvente de rotura e respectivos parâmetros de redução foram determinados a partir dos pontos, presentemente coincidentes, de tensão tangencial máxima (τ_{max}) e de obliquidade máxima ($(\tau/\sigma)_{max}$) verificados nos ensaios 2 e 3, com idêntica preparação.

Para a realização dos ensaios de corte cíclico das amostras 15150, 15151 e 15152 os provetes foram preparados por vibração seca, atingindo pesos volúmicos secos de 18,9, 18,6 e 19,4 kN/m^3, respectivamente, e saturados por percolação de água. A

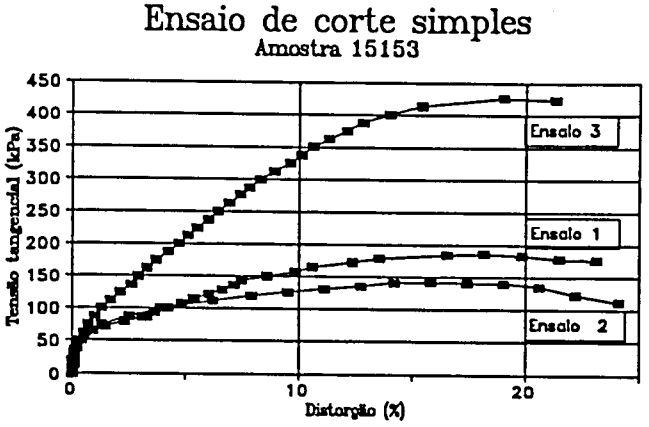


Figura 1.93 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15153

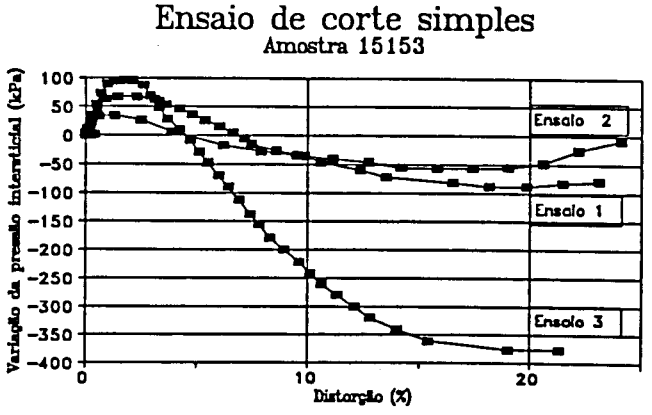


Figura 1.94 - Evolução da variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15153

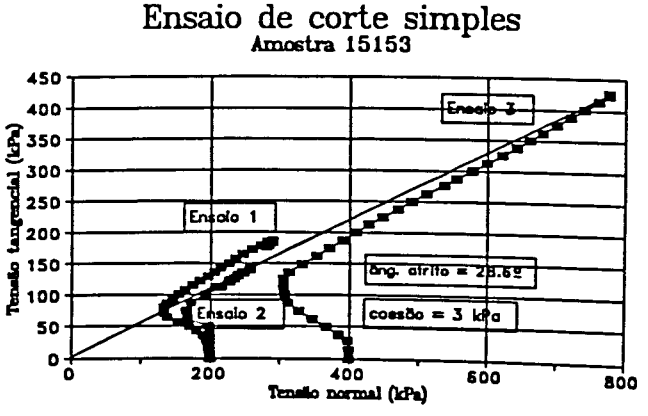


Figura 1.95 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15153

consolidação, por aplicação de cargas verticais mantidas num intervalo de 48 horas, julgado suficiente para minimizar o efeito da dilatância nas areias, foi efectuada a três tensões diferentes: 200, 400 e 800 kPa.

O corte cíclico realizou-se a volume constante, por actuação de ondas de tensão de corte, de forma sinusoidal, com a frequência de 0,5 Hz, de amplitude constante durante 30 ciclos. Após a estabilização de geração de pressões intersticiais, a amplitude da onda foi sucessivamente aumentada, até se atingir a rotura por liquefacção inicial do provete. Nos Quadros 1.18, 1.19 e 1.20 apresentam-se os valores médios da tensão tangencial aplicada, do módulo de distorção G e do coeficiente de amortecimento D, e as distorções no início e no final de cada patamar de carregamento cíclico (30 ciclos de amplitude constante), para cada um dos ensaios efectuados, respectivamente, com os solos 15150, 15151 e 15152.

Para o solo referenciado como 15150 executaram-se 3 ensaios: o ensaio 1 consolidado a 200 kPa, o ensaio 2 a 400 kPa e o ensaio 3 a 800 kPa. O nível de amplitude de tensão tangencial escolhido para o primeiro e segundo escalões de corte cíclico correspondem, aproximadamente, a 5% e a 10% da tensão de rotura observada num ensaio de corte monotónico à mesma tensão de consolidação. O acréscimo de amplitude, seleccionado para cada um dos patamares seguintes, representa cerca de 10% da mesma tensão.

Os valores registados, em "diskette", através da unidade de aquisição automática de dados, das forças horizontal e vertical e do deslocamento horizontal foram posteriormente tratados permitindo obter gráficos dos tipos descritos em 1.6.3.8. A título de exemplo apresenta-se nas Figuras 1.96, 1.97 e 1.98 as curvas de variação, respectivamente, do módulo de distorção, do coeficiente de amortecimento e do coeficiente de pressão intersticial, com a distorção, obtidas para o ciclo de carga número 12, a partir de todos os ensaios de corte cíclico realizados com a amostra 15150. Da análise destas Figuras, verifica-se que as curvas de evolução do módulo de distorção e do coeficiente de pressão intersticial apresentam um andamento lógico, aumentando o primeiro com a tensão de consolidação e o diminuindo o segundo com a mesma. Nos valores do coeficiente de amortecimento regista-se uma certa dispersão, não constituindo D, como seria de esperar, uma função crescente da distorção. A energia dissipada é contudo inferior nos ensaios a tensão vertical inicial superior, confirmando as expectativas.

Suspeitando-se que o processo de ensaio escalonado adoptado teria alguma influência nos resultados obtidos, para a amostra 15151 optou-se por realizar, para além dos ensaios com características idênticas aos efectuados para a amostra 15150 (ensaio1

Quadro 1.18 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15150

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{last} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 1 (σ_c = 200 kPa)	1*	6,5	29,2	15	0,30	0,28
	2*	12,3	23,9	12	0,29	0,25
	3*	25,5	15,8	13	0,22	0,09
	4*	38,0	1,5	22	-0,30	-4,84
Ensaio 2 (σ_c = 400 kPa)	1	12,5	33,2	13	0,06	0,04
	2	25,0	25,8	9	0,10	0,07
	3	48,3	14,2	14	0,12	-0,11
	4	72,0	1,0	14	-3,55	-5,54
Ensaio 3 (σ_c = 800 kPa)	1	23,8	54,5	12	0,07	0,07
	2	45,7	43,8	8	0,13	0,12
	3	87,1	27,9	8	0,28	0,25
	4	98,9	1,6	18	0,58	-4,72

* Neste escalão só foram aplicados 29 ciclos.

a 200 kPa, ensaio 2 a 400 kPa e ensaio 5 a 800 kPa), ensaios com início a níveis de tensão superiores, de que são exemplo os ensaios 3 e 4, consolidados para a tensão intermédia de 400 kPa (ver Quadro 1.19). A Figura 1.99 descreve a variação do módulo de distorção com a deformação, a Figura 1.100 a variação da razão de amortecimento com a distorção e a Figura 1.101 a evolução do coeficiente de pressão intersticial com a mesma grandeza nos 5 ensaios, para o 12º ciclo de tensão tangencial. Da observação destas Figuras constata-se que as amostras que não foram submetidas a cargas cíclicas de reduzida amplitude apresentam maior rigidez, evolução da razão de amortecimento de acordo com a teoria e geração com retardamento de pressões intersticiais, quando comparadas com a que possui igual tensão vertical inicial.

Os ensaios da amostra 15152 foram executados segundo os procedimentos descritos para a amostra 15150, apresentando-se resumidos no Quadro 1.20. As Figuras

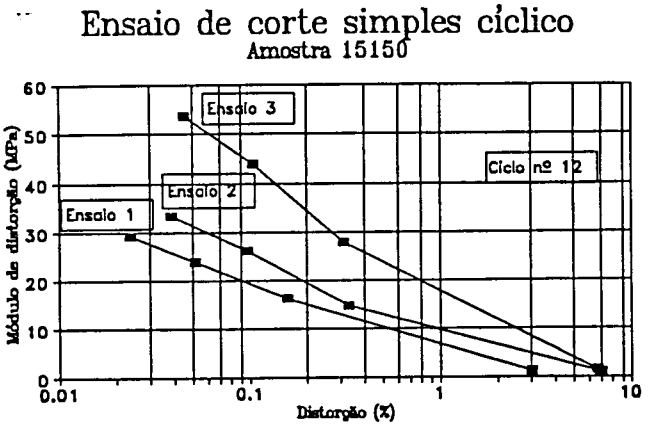


Figura 1.96 - Variação de G com a distorção em ensaioa de corte simples cíclicos da amostra 15150 (ciclo nº 12)

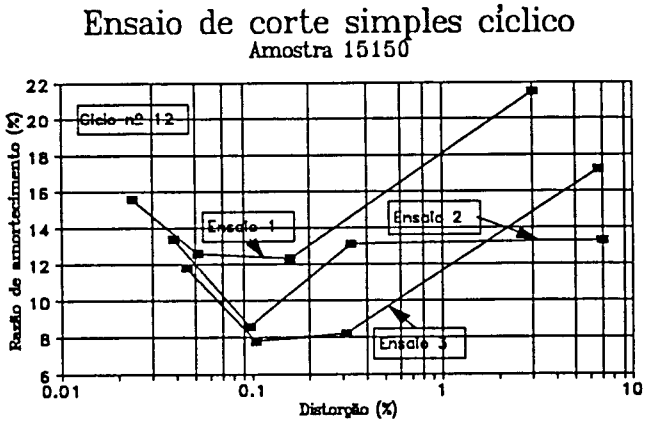


Figura 1.97 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15150 (ciclo nº 12)

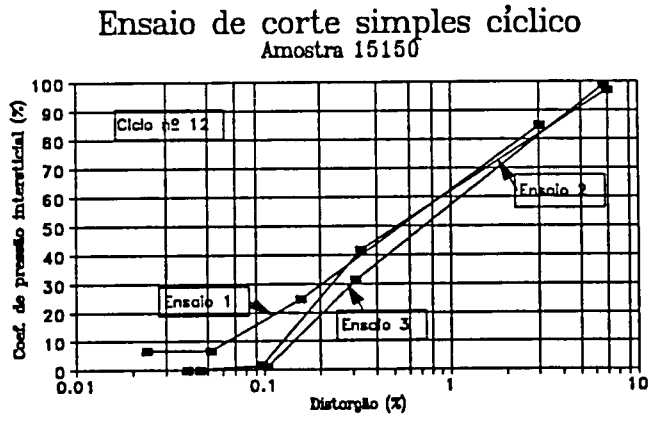


Figura 1.98 - Variação de R_u com a distorção de enaios de corte simples cíclicos da amostra 15150 (ciclo nº 12)

Quadro 1.19 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15151

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{min} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 1 (σ_c = 200 kPa)	1	6,4	31,7	18	0,07	0,06
	2	12,2	21,6	14	0,10	0,11
	3	24,1	9,0	18	0,19	0,07
	4	36,2	0,7	15	1,27	-7,71
Ensaio 2 (σ_c = 400 kPa)	1	13,6	34,1	11	-0,03	-0,07
	2	25,8	23,3	9	-0,13	-0,25
	3	47,3	12,0	15	-0,14	-1,70
	4	69,2	2,1	13	-0,99	-7,32
Ensaio 3 (σ_c = 400 kPa)	1	23,4	27,8	11	0,15	-0,00
	2	49,6	16,0	14	0,11	-0,24
	3	69,7	1,5	17	2,06	-2,60
Ens. 4 (σ_c = = 400 kPa)	1	71,8	20,7	17	0,08	-0,17
	2	71,2	3,8	23	-0,03	-4,06
Ensaio 5 (σ_c = 800 kPa)	1	23,0	54,2	12	0,01	-0,01
	2	45,0	44,1	9	-0,02	-0,10
	3	86,3	21,7	11	-0,35	-1,12
	4	101,0	1,8	16	-0,45	-8,30

1.102, 1.103 e 1.104 representam os valores das funções G(γ), D(γ) e $R_u(\gamma)$ determinados a partir dos 3 ensaios realizados, mostrando as tendências já enunciadas para o solo 15150, sendo de salientar a pequena dispersão de resultados apresentada pelo coeficiente de pressão intersticial.

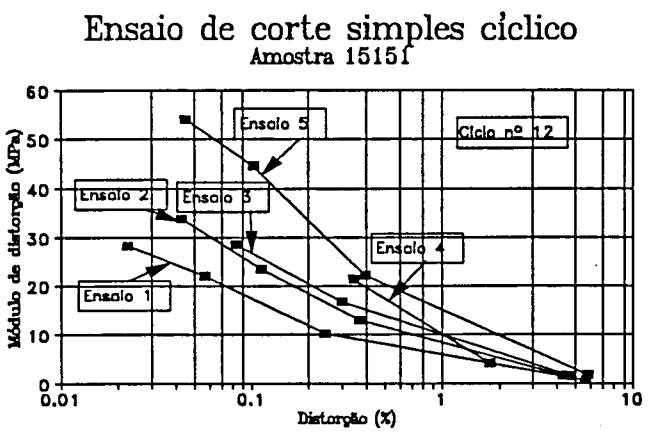


Figura 1.99 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15151 (ciclo nº 12)

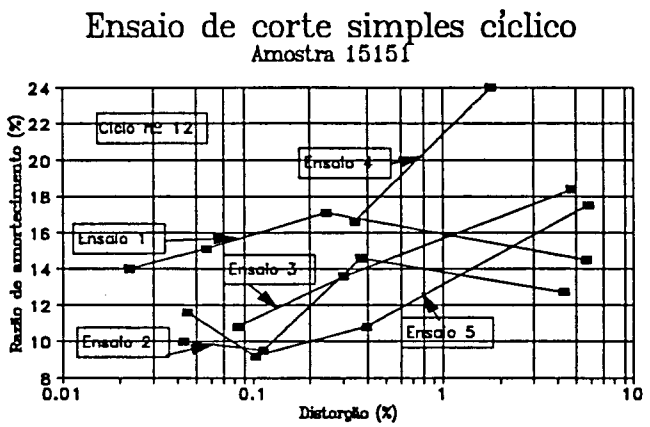


Figura 1.100 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15151 (ciclo nº 12)

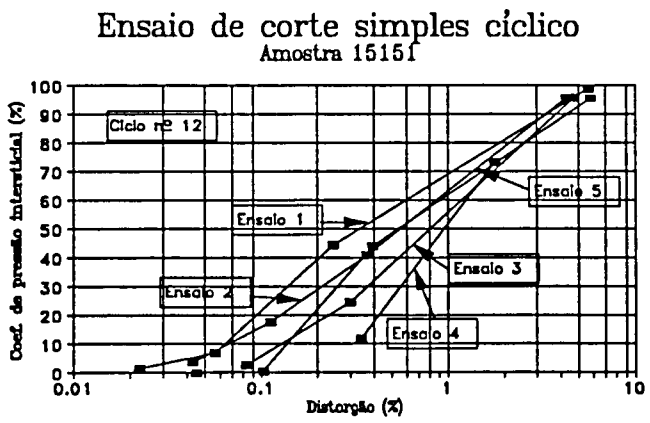


Figura 1.101 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15151 (ciclo nº 12)

Quadro 1.20 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15152

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{ind} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 1 (σ_c = 200 kPa)	1	7,1	18,2	17	-0,18	-0,19
	2	12,6	14,1	13	-0,12	-0,15
	3	24,2	10,7	13	-0,03	-0,08
	4	36,0	4,4	19	0,15	-0,35
	5	51,7	2,0	20	1,23	-4,58
Ensaio 2 (σ_c = 400 kPa)	1	12,0	40,0	13	-1,12	-1,12
	2	23,3	32,0	11	-1,05	-1,11
	3	50,9	15,4	14	-0,95	-1,63
	4	71,0	1,0	13	1,72	-7,53
Ensaio 3 (σ_c = 800 kPa)	1	23,0	63,3	15	0,03	0,02
	2	45,9	46,8	10	0,29	0,06
	3	86,7	30,4	10	0,29	0,06
	4	98,5	12,1	18	1,09	-0,58

1.6.3.10 - BARRAGEM DE LAS CUEVAS

Foram submetidos a ensaios de corte monotonicamente crescentes, de deformação controlada (velocidade do pistão = $6,4 \times 10^{-4}$ mm/s ou 400 da gama I) e a volume constante, os seguintes solos constituintes da barragem de Las Cuevas: 15156, 15157, 15158 e 15160.

Os provetes dos três primeiros solos foram preparados, como os ensaios triaxiais correspondentes, com uma energia de compactação equivalente à do ensaio de Proctor modificado, teores em água próximos do seu valor óptimo (w = 27,9% para a amostra 15156, w = 19,1% para a amostra 15157 e w = 14,8% para a amostra 15158), saturados em câmaras triaxiais, assegurando-se valores de B superiores a 0,85, e, após isso, cortados utilizando o equipamento apropriado, e montados, envolvidos por camisas

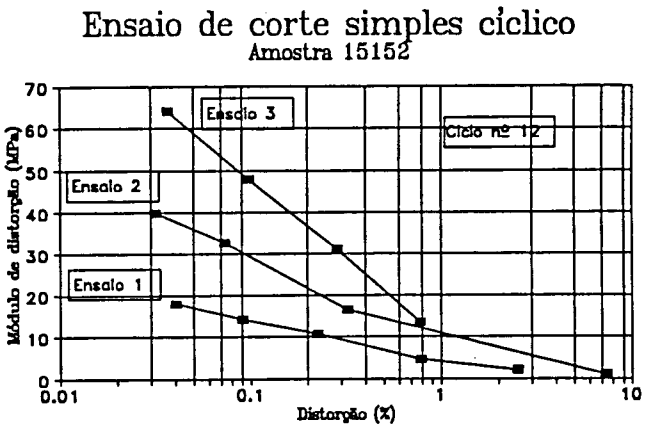


Figura 1.102 - Variação de G com a distorção de ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15152 (ciclo nº 12)

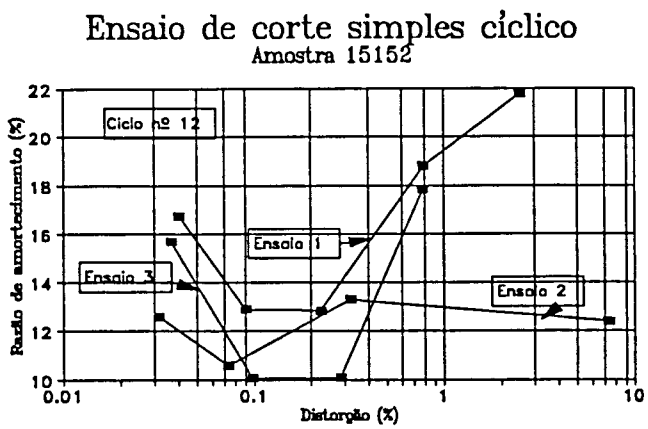


Figura 1.103 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15152 (ciclo nº 12)

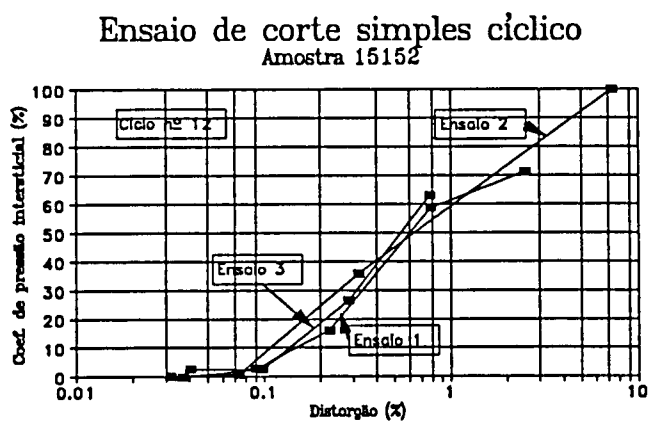


Figura 1.104 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15152 (ciclo nº 12)

de borracha reforçada, no aparelho de corte simples disponível. Os provetes de ensaio da amostra 15160 foram preparados por vibração de solo seco, obtendo-se um peso volúmico seco de aproximadamente 16,8 kN/m^3, e saturados por percolação de água.

Para a caracterização do solo 15156 foram consolidados dois provetes (ensaios 1 e 2) à tensão vertical de 200 kPa, um (ensaio 3) à tensão de 400 kPa e outro (ensaio 4) a 800 kPa. As curvas observadas de evolução da tensão tangencial com a distorção aplicada são apresentadas na Figura 1.105. A Figura 1.106 mostra a variação ao longo dos ensaios da pressão intersticial, tomada igual à variação da tensão vertical necessária para a manutenção da altura do provete. As trajectórias das tensões normal e tangencial registadas, as envolventes de rotura e os respectivos parâmetros de redução, com base na tensão tangencial máxima e na obliquidade de tensões máxima, estão representadas na Figura 1.107. Em qualquer das Figuras, os pontos referentes aos ensaios 1 e 2, executados nas mesmas condições, são suficientemente próximos, comprovando-se assim a sua uniformidade de comportamento, e, consequentemente, de adensamento e de composição.

As amostras numeradas de 15157 e 15158 foram ensaiadas estaticamente a tensões de consolidação de 200 (ensaio 1), 400 (ensaio 2) e 800 kPa (ensaio 3). As Figuras 1.108 e 1.111, e 1.109 e 1.112, mostram a evolução, respectivamente, da tensão tangencial e da variação da pressão intersticial no decurso destes ensaios, para cada um dos solos. As trajectórias de tensões, as rectas de Coulomb, com indicação do ângulo de atrito e da coesão segundo os dois critérios anteriormente definidos (τ_{max} e $(\tau/\sigma)_{max}$) representam-se nas Figuras 1.110 (amostra 15157) e 1.113 (amostra 15158).

Durante a execução dos ensaios de corte simples estáticos da amostra 15160 foi detectada uma certa arbritariedade na evolução da tensão tangencial relativamente à tensão a que tinham sido consolidados os provetes. Por este motivo o número de ensaios foi alargado, efectuando-se dois a 200 kPa (ensaios 1 e 2), quatro a 400 kPa (ensaios 3 a 6) e um a 800 kPa (ensaio 7). Da observação da Figura 1.114, verifica-se que os valores da tensão de corte registados nos ensaios 1, 3, 4 e 5 são muito próximos (apesar de serem realizados a tensões verticais iniciais diferentes), atingindo o máximo no ensaio 6, efectuado à tensão de consolidação intermédia. Em face disto, tudo levaria a crer que existira uma certa dispersão na determinação da superfície de rotura e ângulo de atrito correspondente. Tal não se verifica, como se pode constatar na Figura 2.116, já que o decréscimo de resistência apresentado em alguns ensaios é o resultado do desenvolvimento de maiores pressões intersticiais, como se pode comprovar na Figura 1.115.

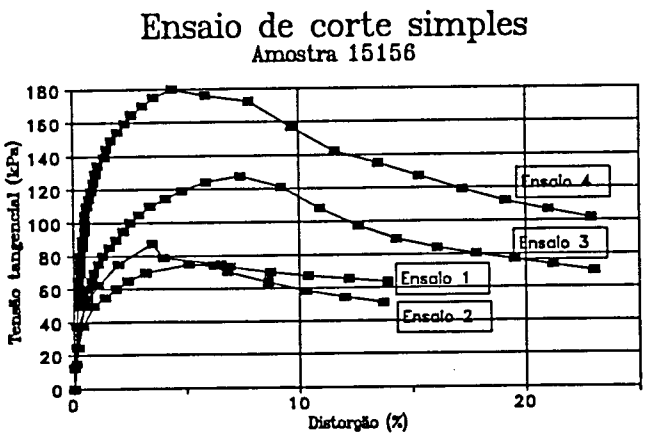


Figura 1.105 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15156

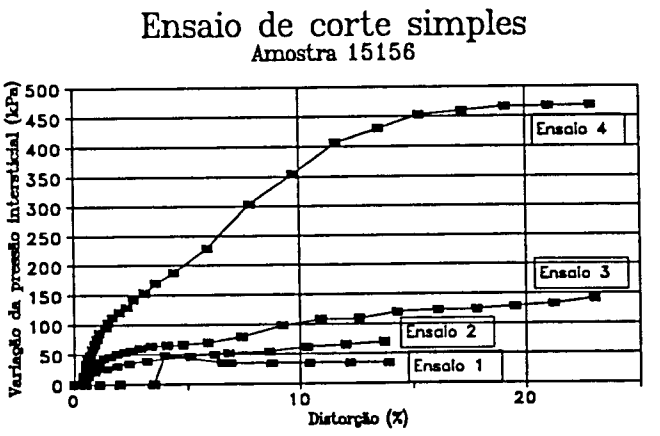


Figura 1.106 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15156

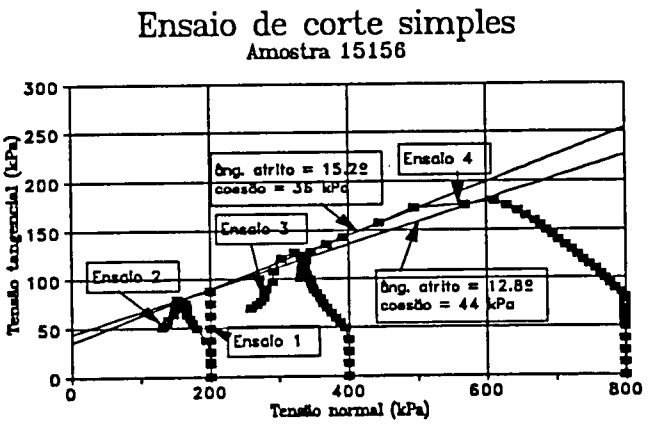


Figura 1.107 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15156

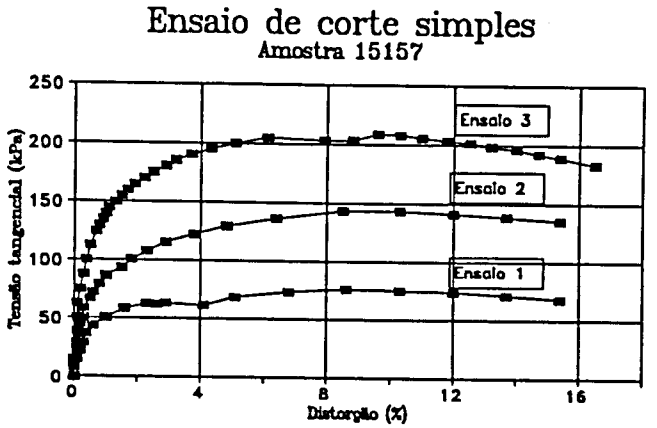


Figura 1.108 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15157

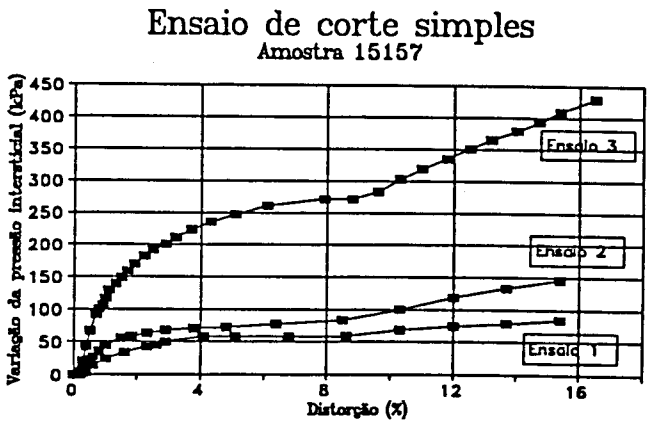


Figura 1.109 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15157

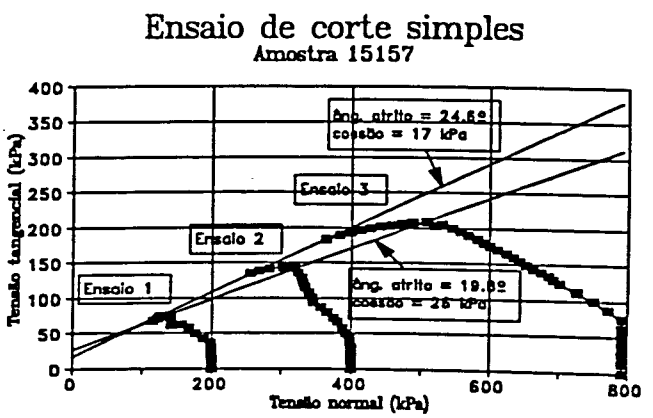


Figura 1.110 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15157

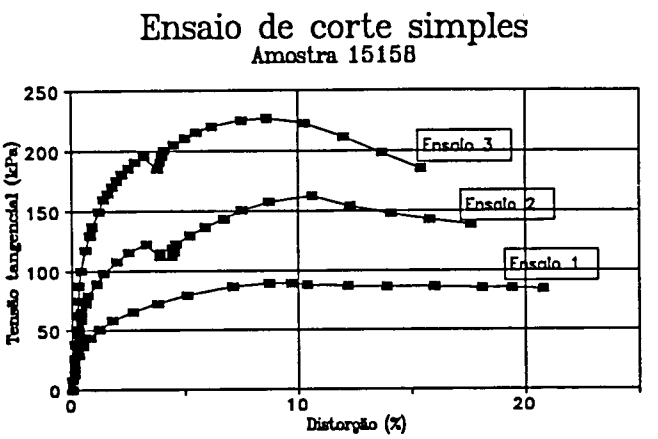


Figura 1.111 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15158

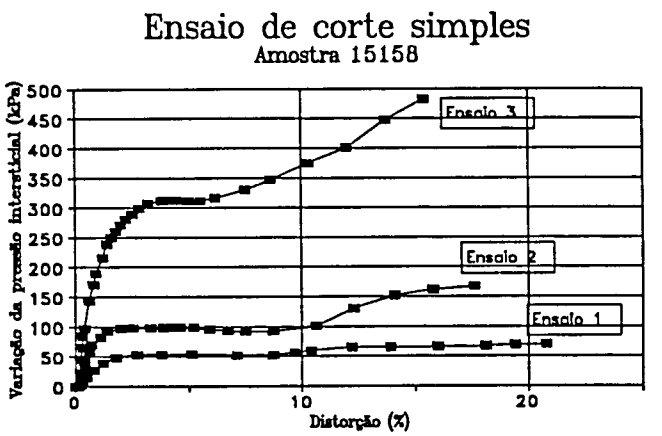


Figura 1.112 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15158

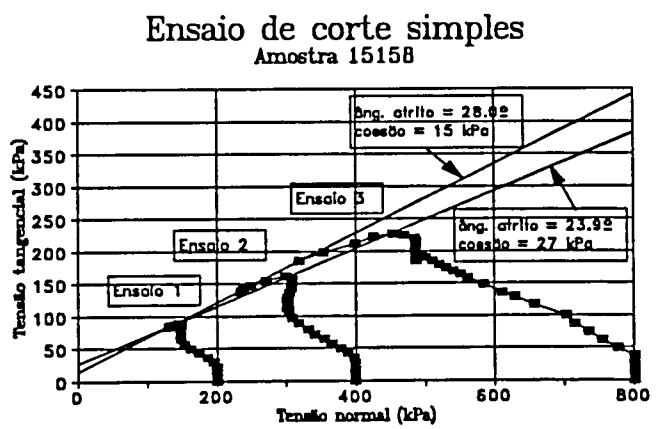


Figura 1.113 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15158

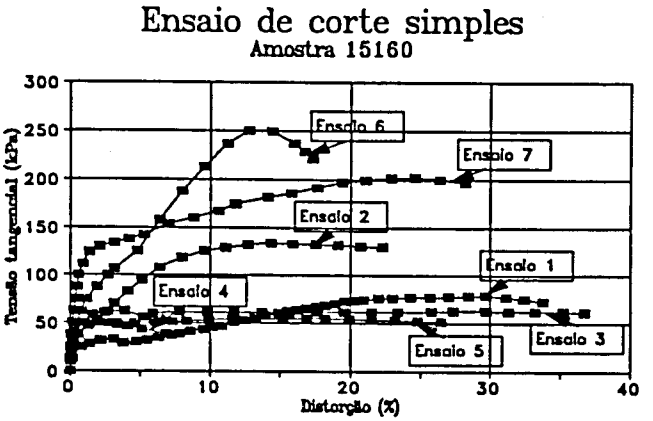


Figura 1.114 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15160

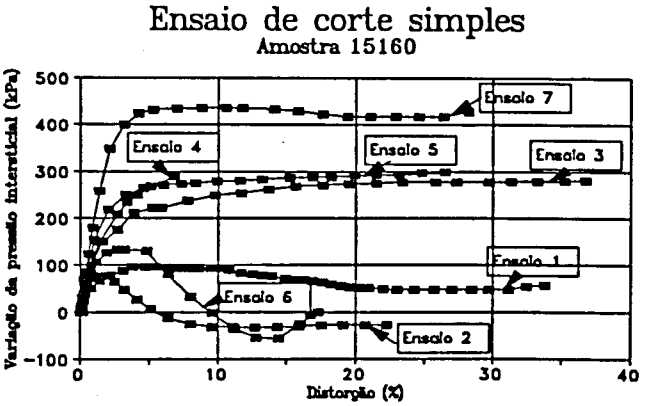


Figura 1.115 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15160

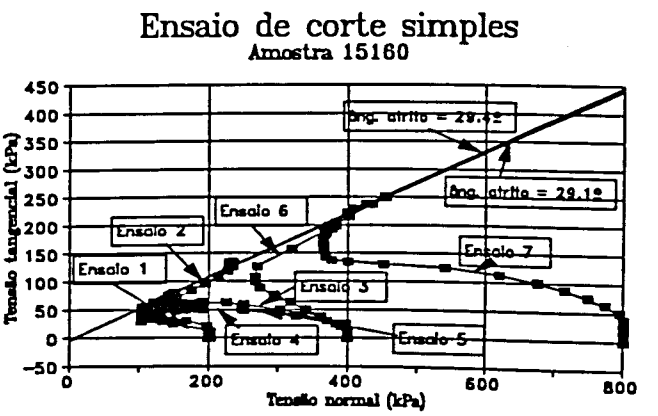


Figura 1.116 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15160

Os ensaios de corte simples cíclico foram conduzidos a volume constante e escalonadamente, por actuação de ondas de tensão de corte, de forma sinusoidal, com a frequência de 0,5 Hz, de amplitude constante durante 30 ciclos, sendo uns realizados com aquisição mecânica e registo gráfico no multiregistador (ensaios 1 a 3 da amostra 15157 e ensaios 1, 3 e 5 das amostras 15158 e 15160), impossibilitando a determinação rigorosa do coeficiente de amortecimento, e outros com aquisição automática e registo digital no computador (ensaios 2, 4 e 6 das amostras 15158 e 15160), permitindo o cálculo preciso deste coeficiente.

Foram seguidos os processos de preparação, e obtidas as características físicas, descritos para os ensaios de corte simples monotónicos correspondentes. A consolidação dos provetes foi efectuada para as mesmas tensões verticais de 200, 400 e 800 kPa. Os níveis de tensão cíclica foram estabelecidos com base nos resultados obtidos nos ensaios de corte estático. Nos solos argilosos (15157 e 15158), o primeiro patamar escolhido foi de aproximadamente 10% do valor da tensão de pico do ensaio monótono, do mesmo material à mesma tensão de consolidação, e os restantes patamares obtidos dando acréscimos de cerca 20% desse valor. Para o solo arenoso, prevendo-se a ocorrência de liquefacção inicial com consequente decréscimo da tensão cíclica máxima expectável, os níveis seleccionados foram de 5%, 10%, 20% e 30% da carga de rotura estática. A aplicação de cargas sinusoidais crescentes foi interrompida sempre que ocorria um estado de mobilidade cíclica (solos 15157 e 15158) ou liquefacção inicial (solo 15160).

Nos Quadros 1.21, 1.22 e 1.23 apresentam-se os valores médios da tensão tangencial aplicada, do módulo de distorção G e do coeficiente de amortecimento D, e as distorções no início e no final de cada patamar de carregamento cíclico (30 ciclos de amplitude constante), para cada um dos ensaios efectuados, respectivamente, com os solos 15157, 15158 e 15160.

Para o solo do núcleo 15157, os resultados dos três ensaios executados (ensaio 1 com σ_c= 200 kPa, ensaio 2 com σ_c= 400 kPa e ensaio 3 com σ_c= 800 kPa) foram registados graficamente e depois tratados de modo a se poderem traçar gráficos de variação do módulo de distorção e do coeficiente de pressão intersticial com a amplitude aplicada e as deformações residuais produzidas, de que são exemplo as Figuras 1.117 de G(γ) e 1.118 de $R_u(\gamma)$, para o ciclo de carga número 12.

A evolução do módulo distorsional com a distorção induzida em todos os ensaios efectuados com o solo 15158, no mesmo ciclo de carga, é apresentada na Figura 1.119, onde se observa uma razoável dispersão dos resultados obtidos para pequenos níveis de deformação, com o ensaio 4 a se destacar negativamente (sendo provável ter ocorrido uma

Quadro 1.21 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15157

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{med} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 1 (σ_c = 200 kPa)	1	7,8	39,9	-	0,07	0,04
	2	18,7	21,8	-	0,04	0,07
	3	31,1	15,3	-	0,01	0,02
	4	47,1	4,2	-	0,02	-0,99
	5	59,5	1,9	-	-2,40	-2,88
	6	70,7	1,4	-	-4,85	-5,52
	7	78,7	1,3	-	-5,73	-6,09
Ensaio 2 (σ_c = 400 kPa)	1	13,7	41,1	-	0,04	0,07
	2	39,5	25,9	-	0,07	0,12
	3	66,0	14,0	-	0,02	0,33
	4	89,3	5,5	-	-0,74	0,69
	5	103,2	12,3	-	0,14	1,33
Ensaio 3 (σ_c = 800 kPa)	1	18,2	75,8	-	0,00	0,01
	2	53,4	49,8	-	-0,02	-0,02
	3	84,8	32,5	-	0,02	-0,07
	4	90,2	13,8	-	1,57	0,70
	5	92,5	12,7	-	1,49	0,59

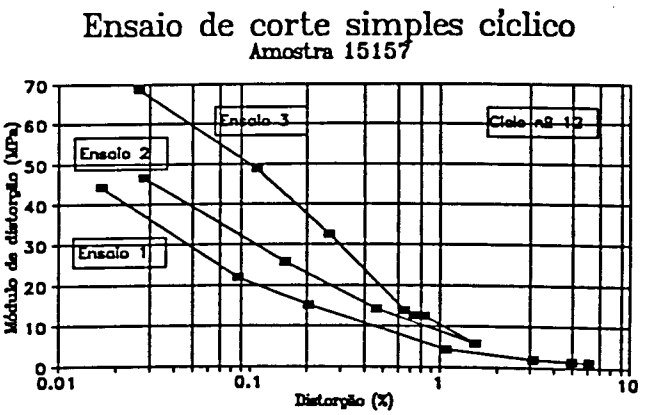


Figura 1.117 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15157 (ciclo nº 12)

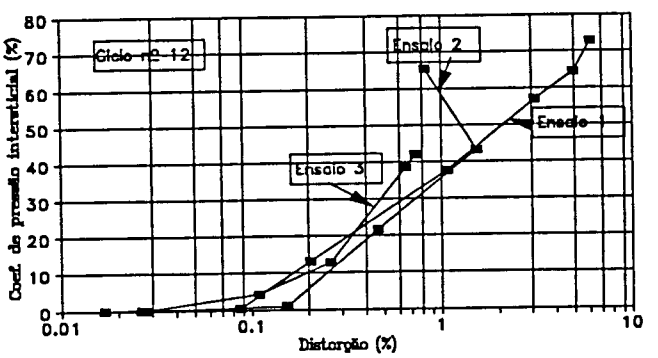


Figura 1.118 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15157 (ciclo nº 12)

Quadro 1.22 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15158

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{res} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 1 (σ_c = 200 kPa)	1	8,6	41,9	-	0,00	0,07
	2	22,8	22,1	-	0,15	0,06
	3	37,7	12,2	-	0,24	-0,16
	4	54,6	3,6	-	0,38	-2,64
	5	69,4	1,7	-	2,28	-5,15
	6	79,0	1,3	-	7,40	-3,11
	7	85,5	1,2	-	7,70	-3,74
Ensaio 2 (σ_c = 200 kPa)	1	8,0	23,4	18	7,54	7,46
	2	22,9	11,6	18	7,53	6,91
	3	39,6	5,5	26	7,30	5,56
	4	57,7	3,3	25	6,99	1,37
	5	71,5	1,5	27	6,77	-2,31
	6	82,8	1,4	22	6,87	-3,04
	7	90,4	1,4	19	7,33	-3,58

Quadro 1.22 (cont.) - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15158

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{ind} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 3 (σ_c = 400 kPa)	1	14,1	39,2	-	0,00	-0,02
	2	42,9	22,8	-	-0,02	-0,01
	3	72,6	9,2	-	-0,51	-0,27
	4	88,0	3,2	-	-2,58	-2,56
	5	91,9	2,6	-	-6,43	-5,52
Ensaio 4 (σ_c = 400 kPa)	1	14,9	10,8	14	0,10	0,06
	2	46,3	8,1	10	0,32	-0,01
	3*	75,2	6,2	14	1,72	-0,83
	4	93,2	4,1	16	1,76	-2,38
	5	95,2	2,3	23	5,33	-2,81
	6	96,1	1,9	22	5,98	-2,28
Ensaio 5 (σ_c = 800 kPa)	1	19,1	57,1	-	0,02	0,00
	2	62,4	35,1	-	-0,09	0,01
	3	87,7	24,8	-	-0,11	0,09
	4	92,0	20,7	-	-1,87	-1,58
Ensaio 6 (σ_c = 800 kPa)	1	21,4	68,8	10	0,05	0,03
	2	64,7	49,4	9	0,11	0,04
	3	92,6	35,5	11	0,22	0,03
	4	97,4	28,1	13	0,40	0,04
	5	97,8	26,9	12	0,17	0,05
	6	98,2	26,3	12	0,20	0,09
	7	98,3	25,9	12	0,14	0,09
	8	98,2	25,7	12	0,25	0,09
	9	98,1	23,8	13	0,55	0,14

* Neste escalão apenas foram aplicados 28 ciclos

deficiente montagem do provete), mas uma grande coincidência dos valores para elevados níveis de distorção, onde a tensão de consolidação deixa de exercer uma grande influência.

A variação do coeficiente de amortecimento com a distorção dos ensaios realizados com aquisição automática é dada na Figura 1.120 para o mesmo solo, mostrando andamentos um pouco aleatórios.

A Figura 1.121, onde se representa a variação do coeficiente de pressão intersticial da amostra 15158, mostra que não se atingiu o estado de liquefacção inicial nos ensaios 5 e 6, com a tensão vertical inicial mais elevada (800 kPa), pois por limitações do equipamento não foi possível a aplicação de níveis de tensão mais elevados, com a consequente indução de maiores deformações e geração de maiores pressões intersticiais.

Os resultados dos ensaios com a amostra 15160 estão indicados nas Figuras 1.122, 1.123 e 1.124, que descrevem, respectivamente, $G(\gamma)$, $D(\gamma)$ apenas dos ensaios 2, 4 e 6, e $R_u(\gamma)$. Nelas se notam andamentos quase coincidentes nos ensaios realizados à mesma tensão de consolidação, com dispersões próprias de determinações experimentais. Saliente-se que os cálculos de pequenas deformações baseados nos registos do multiregistador são sujeitos a grandes erros, já que qualquer arredondamento de leitura provoca grandes variações no valor da distorção, e que os valores registados podem não corresponder exactamente aos aplicados, porque o registador não possui a capacidade de resposta adequada, devido a inércia do sistema mecânico, não desprezável à frequência de execução dos ensaios.

1.6.3.11 - BARRAGEM DO ALVITO

Tratando-se de uma barragem localizada em Portugal e da qual se poderia recolher amostras de solos em quantidade suficiente, optou-se por proceder para o solo do núcleo (amostra 15079) a estudos paramétricos das suas características de resistência estática e dinâmica, fazendo variar ao longo da execução dos ensaios de corte simples estáticos a tensão de consolidação (como anteriormente), a velocidade de deslocamento do pistão, o tipo de pedra porosa que limita o provete e o grau de compactação, e nos ensaios cíclicos, a tensão de consolidação, os escalões de amplitude da tensão tangencial aplicados os tipos de saturação, de compactação e de confinamento no topo e na base do provete. A granulometria deste solo é compatível com as dimensões máximas admissíveis na máquina de corte, pelo que possibilita a sua análise integral.

Para a realização dos ensaios monotónicos foram preparados dois conjuntos de

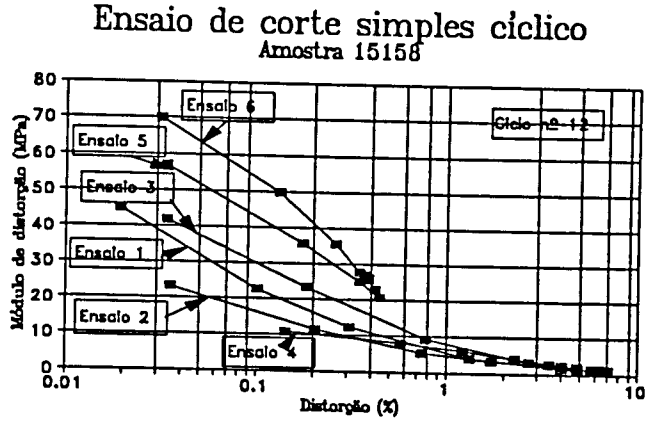


Figura 1.119 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15158 (ciclo nº 12)

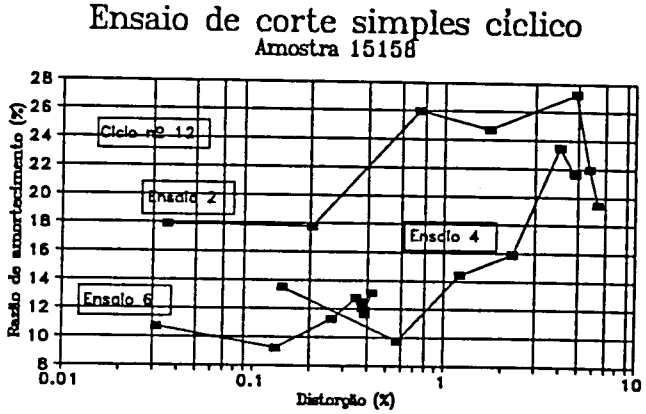


Figura 1.120 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15158 (ciclo nº 12)

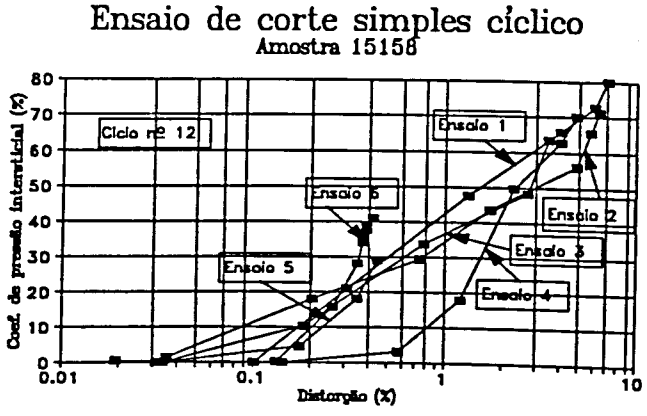


Figura 1.121 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclico da amostra 15158 (ciclo nº 12)

Quadro 1.23 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 15160

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{final} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 1 (σ_c = 200 kPa)	1	6,7	48,6	-	0,05	0,09
	2	12,5	34,1	-	0,10	0,12
	3	23,1	19,6	-	0,13	0,12
	4	35,5	6,3	-	-0,20	-1,45
Ensaio 2 (σ_c = 200 kPa)	1	7,9	26,4	12	0,02	0,01
	2	13,6	22,2	11	0,07	0,04
	3	25,4	9,0	21	0,16	-1,10
	4	37,6	0,6	14	1,53	-8,80
Ensaio 3 (σ_c = 400 kPa)	1	11,8	40,2	-	0,00	0,00
	2	22,5	28,4	-	0,00	0,04
	3	46,1	15,8	-	-0,02	-0,17
	4	68,8	1,0	-	-1,50	-9,85
Ensaio 4 (σ_c = 400 kPa)	1	13,3	36,3	14	-0,01	-0,03
	2	24,9	28,9	11	0,03	-0,13
	3	47,9	16,3	14	0,00	-0,63
	4	71,6	1,3	15	1,73	-1,65
Ensaio 5 (σ_c = 800 kPa)	1	23,2	68,0	-	0,01	0,01
	2	44,1	53,2	-	-0,01	0,00
	3	82,9	30,7	-	-0,02	0,00
	4	91,5	4,5	-	-2,56	4,35
Ensaio 6 (σ_c = 800 kPa)	1	23,9	61,6	12	0,09	0,08
	2	48,9	49,2	10	0,17	0,06
	3*	87,6	27,4	11	0,11	-0,41
	4	97,8	2,4	24	4,01	-2,99

* Neste escalão apenas foram aplicados 29 ciclos.

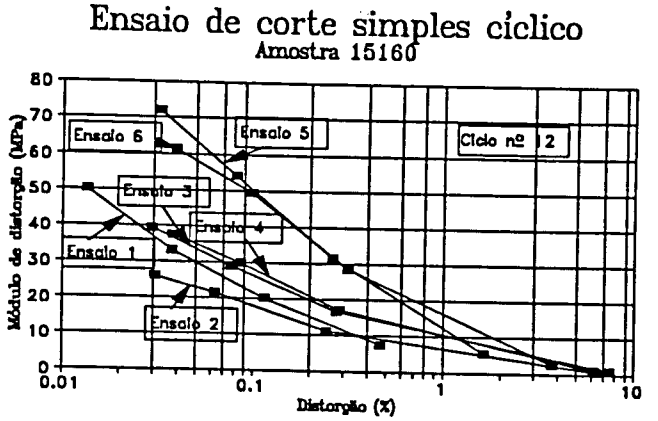


Figura 1.122 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15160 (ciclo nº 12)

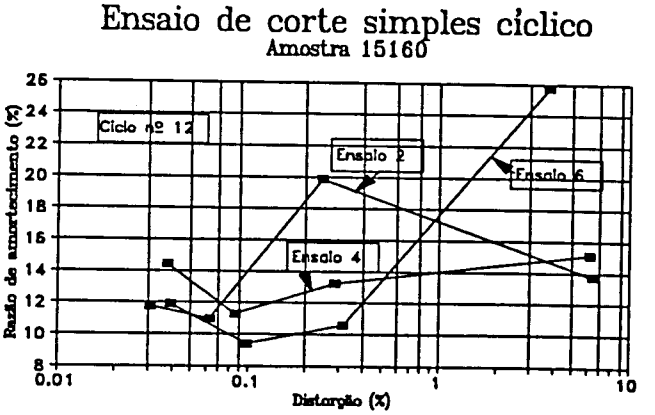


Figura 1.123 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15160 (ciclo nº 12)

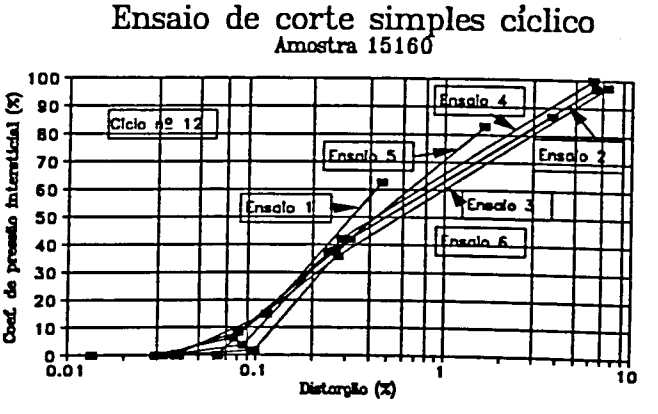


Figura 1.124 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15160 (ciclo nº 12)

provetes com um teor em água de 14,6%. Ao primeiro conjunto (grupo I), constituído por treze ensaios (ensaios 1 a 13 das Figuras 1.125 a 1.127) foi aplicada uma energia de compactação equivalente à do ensaio de Proctor normal. Ao segundo grupo (grupo II), composto por 6 ensaios (ensaios 1 a 6 das Figuras 1.128 a 1.130) a energia de compactação aplicada visou a obtenção de um grau de compactação de 90%. Seguidamente, os provetes de ambos os grupos, foram cortados com as dimensões apropriadas, seguindo as operações descritas para o corte de amostras indeformadas.

Com o equipamento são fornecidos dois tipos de pedras porosas que podem limitar inferiormente e superiormente o provete de ensaio. O primeiro é composto por pedras porosas tradicionais, com a rugosidade própria do material que as constituem. O outro, para melhorar a aderência e evitar escorregamentos entre as pedra porosas e o solo, estas possuem pequenas agulhas, que penetram ligeiramente na amostra. Para ensaiar o efeito que a utilização de umas e outras têm, os ensaios 3, 8, 11 e 12, do grupo I, e os 2, 4 e 6, do grupo II, foram conduzidos com a aplicação das pedras porosas com agulhas e os restantes com as pedras porosas convencionais.

Os provetes foram, então, embebidos em água, durante algum tempo, e, após isso, montados e consolidados na máquina de corte a tensões de 100 kPa nos ensaios 1 a 4 do grupo I e nos ensaios 1 e 2 do grupo II, de 200 kPa nos ensaios 5 a 8 do grupo I, e 3 e 4 do grupo II, e de 400 kPa nos restantes ensaios.

Os níveis de tensão de consolidação inferiores adoptados para os solos 15079 e 388 tentam traduzir o facto de esta barragem ser de menores dimensões, nomeadamente, de altura inferior às de Borde Seco e Las Cuevas, produzindo-se tensões iniciais, devidas a forças mássicas também inferiores. A extrapolação para tensões mais elevadas é feita da mesma forma que para as referidas barragens.

A fase de corte dos provetes processou-se a volume constante e a deformação controlada. Com o objectivo de testar o efeito da velocidade de aplicação das tensões tangenciais, associado a fenómenos de fluência previsíveis em solos do tipo argiloso como o que se analisa, a velocidade do pistão corrente, de $6{,}4\times10^{-4}$ mm/s, foi alterada nos ensaios 4 e 13 do Grupo I para 1/6 deste valor (400 da Gama II, ou seja $1{,}07\times10^{-4}$ mm/s), como se pode verificar no Quadro 1.24, onde se resumem as condições de execução dos vários ensaios monotónicos efectuados com a amostra 15079.

As Figuras 1.125 e 1.126 descrevem a evolução das tensões tangenciais e da variação da pressão intersticial, tomada como igual à variação da tensão vertical em ensaios a volume constante, com a distorção para todos os ensaios do grupo I. A Figura 1.127 mostra as trajectórias de tensão para os mesmos ensaios, bem como as envolventes

de rotura e parâmetros de redução correspondentes, baseados nos critérios de tensão de corte máxima e obliquidade máxima. Da observação destas Figuras conclui-se que, para este solo, as variações de parâmetros efectuadas, como o tipo de pedra porosa aplicada e a velocidade de ensaio, não têm grande influência quer no modo de evolução das grandezas em jogo, quer nos parâmetros de resistência obtidos.

As curvas observadas de evolução da tensão tangencial com a distorção aplicada para os ensaios do grupo II são apresentadas na Figura 1.128. A Figura 1.129 mostra a variação, ao longo dos mesmos ensaios, da pressão intersticial. As trajectórias das tensões

Quadro 1.24 - Resumo dos ensaios de corte simples da amostra 15079

Ensaios		Tensão de consolidação	Tipo de pedra porosa	Velocidade (marc. numérica)
GRUPO I	1	100	lisa	400 (gama I)
	2	100	lisa	400 (gama I)
	3	100	com agulhas	400 (gama I)
	4	100	lisa	400 (gama II)
	5	200	lisa	400 (gama I)
	6	200	lisa	400 (gama I)
	7	200	lisa	400 (gama I)
	8	200	com agulhas	400 (gama I)
	9	400	lisa	400 (gama I)
	10	400	lisa	400 (gama I)
	11	400	com agulhas	400 (gama I)
	12	400	com agulhas	400 (gama I)
	13	400	lisa	400 (gama II)
GRUPO II	1	100	lisa	400 (gama I)
	2	100	com agulhas	400 (gama I)
	3	200	lisa	400 (gama I)
	4	200	com agulhas	400 (gama I)
	5	400	lisa	400 (gama I)
	6	400	com agulhas	400 (gama I)

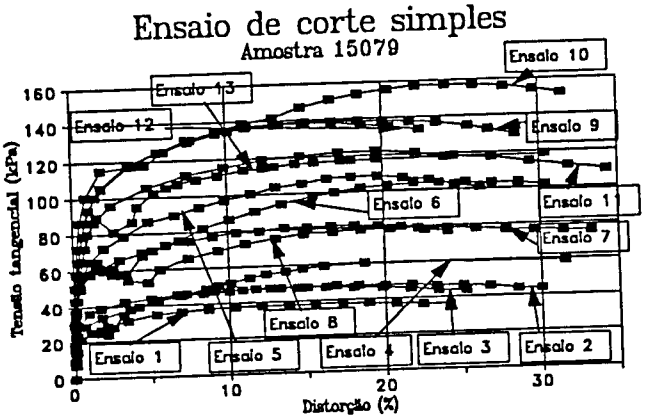


Figura 1.125 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo I)

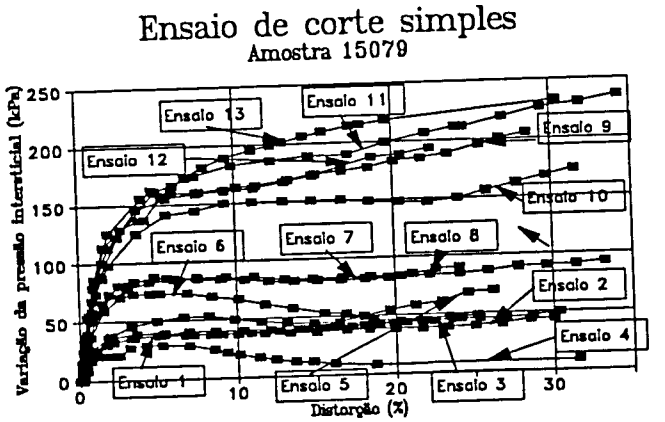


Figura 1.126 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo I)

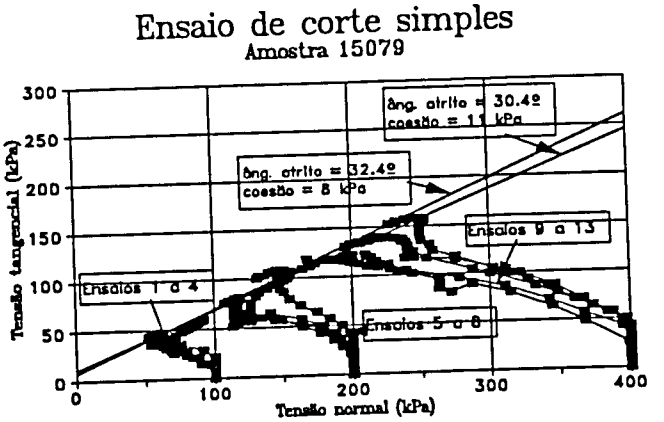


Figura 1.127 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo I)

normal e tangencial registadas, as envolventes de rotura e os respectivos parâmetros de resistência, com base nos mesmos critérios, representam-se na Figura 1.130. Constata-se a grande coincidência que existe nos ensaios realizados à mesma tensão inicial vertical, com a excepção, ainda que relativa, dos ensaios 5 e 6.

Comparando os dois grupos de provetes, preparados com energias de compactação diferenciadas, verifica-se a existência de uma elevada sensibilidade do ângulo de atrito, que varia cerca de 4°, valores da coesão da mesma ordem de grandeza em ambos os casos, e uma maior dispersão da evolução da tensão tangencial e de geração de pressões intersticiais, para graus de compactação próximos de 100% (grupo I).

Dado que a granulometria do solo constituinte dos maciços estabilizadores da barragem do Alvito não tem dimensões compatíveis com equipamento de corte simples, houve que seleccionar uma amostra representativa, que permitisse a execução deste ensaio, em condições tais que a dimensão máxima das partículas do solo não se reflectisse nos resultados. Prepararam-se, consequentemente, provetes com o material passado no peneiro #10, com um teor em água de 13,7%, compactado com uma energia equivalente à do ensaio de Proctor normal, os quais foram colocados em câmaras triaxiais, de modo a se garantir uma saturação eficaz, com um parâmetro B da ordem de 0,90. Seguidamente, os provetes foram cortados, montados na máquina de corte e consolidados a tensões de 100 kPa (ensaio 1), 200 kPa (ensaio 2) e 400 kPa (ensaio 3). O corte processou-se a volume constante e deformação imposta à velocidade de $6{,}4 \times 10^{-4}$ mm/s, representando-se nas Figuras 1.131 a 1.133, as tensões tangenciais observadas, as variações de pressão intersticial e as trajectórias de tensões de todos os ensaios realizados, respectivamente. Os critérios de definição das superfícies de rotura conduziram, sensivelmente, aos mesmos valores de ângulo de atrito e coesão, como se observa na Figura 1.133.

Os ensaios de corte simples cíclico de ambas as amostras 15079 e 388 foram executados sobre provetes preparados com um teor em àgua de cerca de 14,6% e 13,7%, respectivamente, e uma energia de compactação equivalente à do ensaio de Proctor normal ou modificado, conforme os casos.

Com o objectivo de testar se o processo de saturação por embebição do provete já talhado para o equipamento de corte simples é efectivo, optou-se por comparar os resultados obtidos sobre provetes saturados por este método com os determinados sobre amostras previamente saturadas em câmaras triaxiais, onde o grau de saturação pode ser comprovado, e após isso talhadas.

O corte cíclico ocorreu, como para os solos das barragens anteriores, escalonadamente, a volume constante, por aplicação de forças horizontais de forma

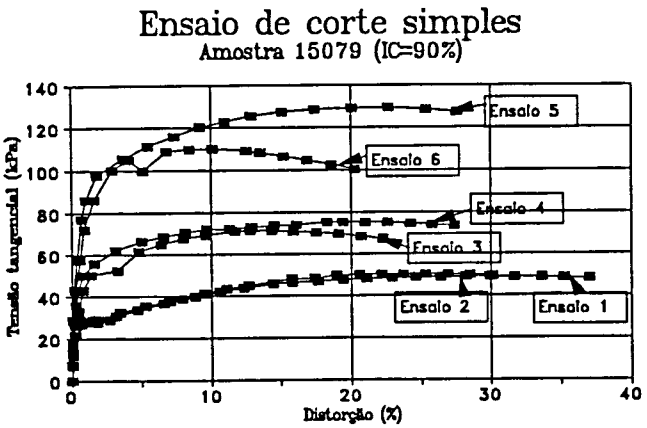


Figura 1.128 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo II)

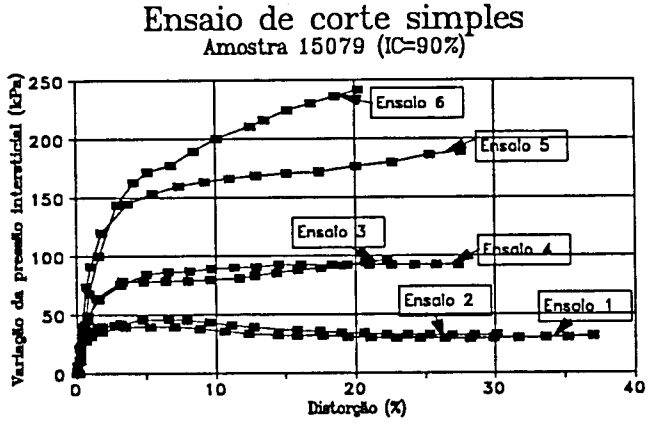


Figura 1.129 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo II)

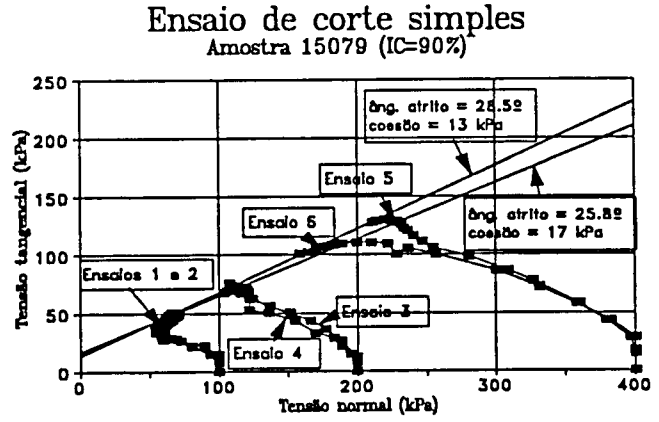


Figura 1.130 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 15079 (grupo II)

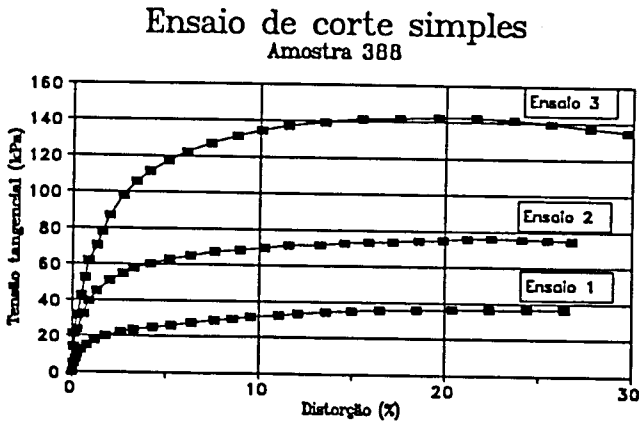


Figura 1.131 - Evolução da tensão tangencial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 388

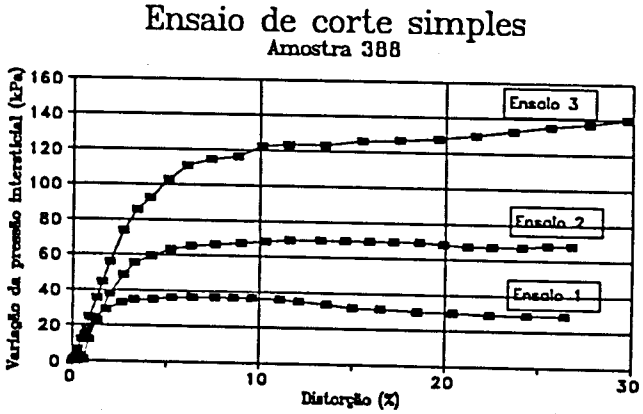


Figura 1.132 - Variação da pressão intersticial com a distorção em ensaios de corte simples da amostra 388

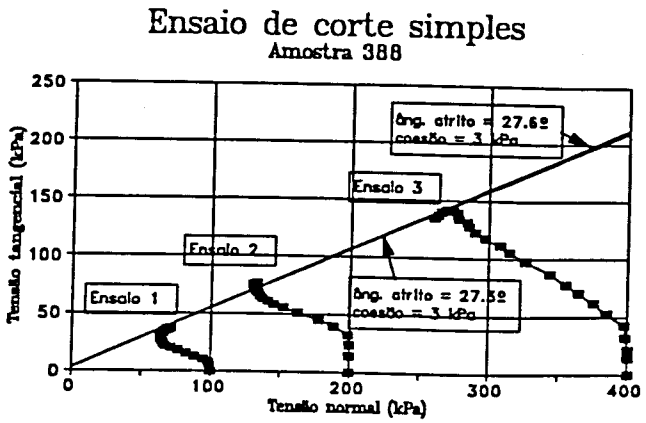


Figura 1.133 - Trajectória de tensões de ensaios de corte simples da amostra 388

sinusoidal, com a frequência de 0,5 Hz, de amplitude constante durante 30 ciclos para cada patamar de carga, e com aquisição automática e registo digital no computador.

Os Quadros 1.25, 1.26 e 1.27 resumem os valores obtidos nos escalões de carregamento cíclico, os respectivos valores médios das amplitudes de tensão tangencial, do módulo de distorção e do coeficiente de amortecimento, e da distorção inicial e final observados nos ensaios consolidados, respectivamente, a 100, 200 e 400 kPa da amostra do núcleo 15079.

À tensão vertical inicial de 100 kPa, ensaiaram-se ciclicamente 6 provetes, com condições de saturação, escalão inicial de carregamento e tipo de compactação diferenciados. Assim, os provetes nos ensaios 1, 2, 3 foram submetidos a compactação normal e saturados por embebição do provete em água, diferindo apenas no número e grandeza dos escalões aplicados. Os ensaios 4 e 5 realizaram-se sobre amostras com a compactação normal, mas saturadas em câmaras triaxiais. Por último, no ensaio 6 aplicou-se ao solo uma energia de compatação equivalente à do ensaio de Proctor modificado e provocou-se a embebição do provete antes da aplicação das cargas cíclicas.

Os resultados obtidos em termos de $G(\gamma)$, de $D(\gamma)$ e de $R_u(\gamma)$ nestes ensaios representam-se nas Figuras 1.134, 1.135 e 1.136, respectivamente, para o ciclo número 12, onde se nota o seguinte:

- O módulo de distorção não é influenciado, nos ensaios escalonados, pelo facto da amostra ter sido submetida a patamares de carga anteriores de valor inferior.

- A saturação efectiva, só assegurada em câmaras triaxiais, provoca abaixamento do módulo de distorção no campo das pequenas distorções.

- Uma energia de compactação mais elevada, aumentando o adensamento, produz para reduzidas distorções (zona de maior sensibilidade) subida do valor do módulo de distorção.

- O coeficiente de amortecimento apresenta valores dispersos, pelo que não permite testar a sensibilidade a qualquer dos factores em estudo.

- No coeficiente de pressão intersticial registam-se atrasos no desenvolvimento de pressões intersticiais em todos os ensaios realizados sobre solos virgens (ensaios 2, 3 e 5).

No Quadro 1.26, referente a uma tensão de consolidação de 200 kPa, os ensaios possuem as seguintes características: ensaios 1, 2 e 3 - compactação normal, saturação por embebição e pedras porosas lisas, ensaios 4 e 5 - compactação normal, saturação por embebição e pedras porosas com agulhas, ensaios 6 e 7 - compactação normal, saturação em câmara triaxial e pedras porosas lisas, e ensaio 8 - compactação pesada, saturação por

Quadro 1.25 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico a 100 kPa de tensão de consolidação da amostra 15079

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{final} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 1	1	3,9	38,7	27	-0,54	-0,55
	2	12,6	15,9	17	-0,46	-0,53
	3	20,2	11,1	18	-0,32	-0,44
	4	27,9	4,5	25	0,04	-0,99
	5	35,1	1,0	24	2,45	-3,19
	6	44,7	0,7	25	6,56	-3,38
	7	53,1	0,8	17	7,26	-3,75
Ensaio 2	1	27,8	6,2	24	-0,03	-0,41
	2	34,1	0,9	26	4,11	-2,29
	3	45,2	0,7	22	8,81	-2,87
Ensaio 3	1	32,2	3,9	30	-0,02	2,71
	2	45,9	0,7	23	5,48	-4,06
	3	50,4	0,7	17	6,95	-4,19
Ensaio 4	1	4,6	27,4	23	0,03	-0,03
	2	12,5	11,3	26	0,01	-1,06
	3	19,3	5,7	27	-0,89	-5,55
	4	27,2	5,7	23	-5,20	-8,80
	5	34,3	4,7	18	-8,19	-9,17
	6	41,3	2,8	14	-8,49	-9,43
Ens. 5	1	73,2	1,2	20	0,01	-8,86
	2	72,5	1,1	12	-4,73	-8,80
Ensaio 6	1	4,8	43,3	26	0,04	0,02
	2	12,1	21,2	16	0,06	0,01
	3	19,5	13,1	18	0,20	0,04
	4	26,9	3,5	26	0,60	-1,67
	5	33,4	0,8	27	8,07	-2,50

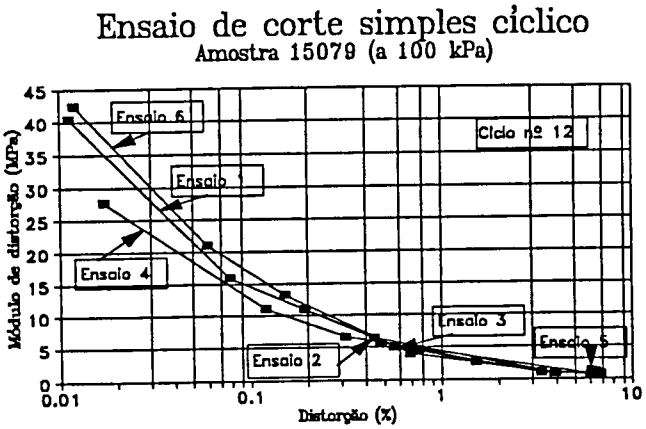


Figura 1.134 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 100 kPa (ciclo nº 12)

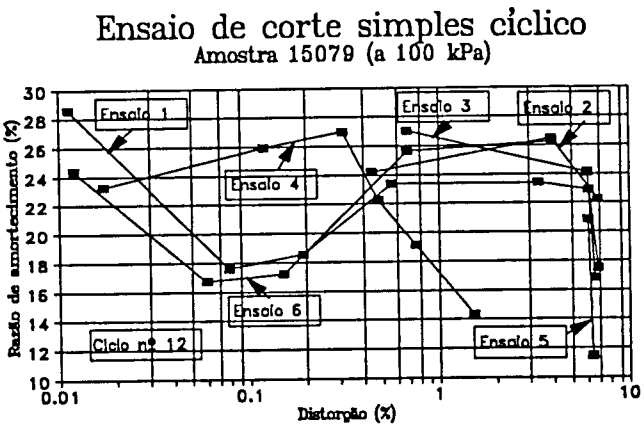


Figura 1.135 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 100 kPa (ciclo nº 12)

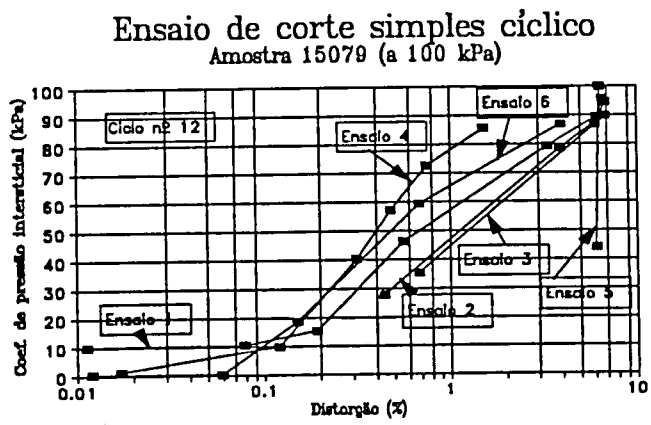


Figura 1.136 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 100 kPa (ciclo nº 12)

Quadro 1.26 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico a 200 kPa de tensão de consolidação da amostra 15079

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{last} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 1	1	7,7	47,3	23	0,02	-0,00
	2	20,3	26,0	15	0,07	0,02
	3	33,4	13,2	21	0,20	-0,20
	4	49,9	2,4	24	0,47	-4,70
	5	61,2	0,9	16	7,43	-5,82
Ensaio 2	1	50,1	4,1	20	0,47	-1,86
	2	61,2	0,9	19	4,70	-5,48
	3	72,3	0,9	14	6,13	-5,60
Ens. 3	1	62,8	2,0	18	0,13	-1,78
	2	73,1	1,0	12	7,30	-2,29
Ensaio 4	1	7,4	38,2	21	-0,08	-0,09
	2	20,3	22,6	14	-0,01	-0,08
	3	33,4	14,5	16	0,12	-0,08
	4	49,5	5,4	22	0,47	-0,90
	5	61,1	1,0	15	5,74	-1,19
Ensaio 5	1	46,6	8,3	23	0,06	-0,77
	2	61,0	1,2	22	3,83	-3,60
	3	72,4	1,0	16	6,59	-3,86
Ensaio 6	1	7,6	30,5	18	0,02	-0,00
	2	19,4	20,7	12	0,06	-0,02
	3	33,4	14,5	16	0,13	-0,25
	4	48,2	6,4	21	0,02	-2,41
	5	59,3	1,6	21	1,40	-6,22
	6	70,7	1,0	17	4,11	-6,49
Ens. 7	1	81,9	3,5	23	0,03	-2,89
	2	81,9	2,1	26	-2,36	-3,32

Quadro 1.26 (cont.) - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico a 200 kPa de tensão de consolidação da amostra 15079

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{fin} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 8	1	7,8	36,2	17	0,02	0,00
	2	20,9	23,2	13	0,07	-0,02
	3	34,2	9,3	17	0,15	-0,27
	4	50,7	3,1	26	0,33	-2,44
	5	61,9	1,2	19	4,50	-2,82

embebição e pedras porosas lisas.

As Figuras 1.137, 1.138 e 1.139 descrevem, respectivamente, a evolução do módulo de distorção, do coeficiente de amortecimento e do coeficiente de pressão intersticial com a distorção calculada com base nestes ensaios, para o ciclo de carga número 12. Da análise destas Figuras confirmam-se as tendências anteriormente descritas para os ensaios efectuados a 100 kPa, com excepção dos valores agora inferiores registados para o módulo de distorção do solo com uma energia de compactação mais elevada. A influência do uso de pedras porosas com agulhas é apenas notória no desenvolvimento antecipado de pressões intersticiais.

Os ensaios cíclicos consolidados a 400 kPa, resumidos no Quadro 1.27, foram efectuados nas seguintes condições: ensaios 1, 2 e 3 - compactação normal e saturação por embebição, ensaios 4 e 5 - compactação normal e saturação em câmara triaxial, e ensaio 8 - compactação pesada e saturação por embebição.

Confirmando as conclusões já retiradas para os ensaios a 100 kPa, as Figuras 1.140, 1.141 e 1.142 traduzem o comportamento de solo ao longo dos ensaios a 400 kPa, respectivamente, em termos de módulo distorsional, coeficiente de amortecimento e coeficiente de pressão intersticial (ciclo nº 12), não sendo, contudo, tão nítido o atraso na geração das pressões intersticiais nos provetes virgens.

Os ensaios de corte cíclico realizados com o solo 388 estão sintetizados no Quadro 1.28, sendo todos os provetes preparados com uma energia de compactação equivalente à do ensaio de Proctor normal e correspondendo aos ensaios 1, 2, 3, 5, 6 e 8, o processo de saturação por embebição e aos ensaios 4, 7 e 9, o de saturação em câmara triaxial.

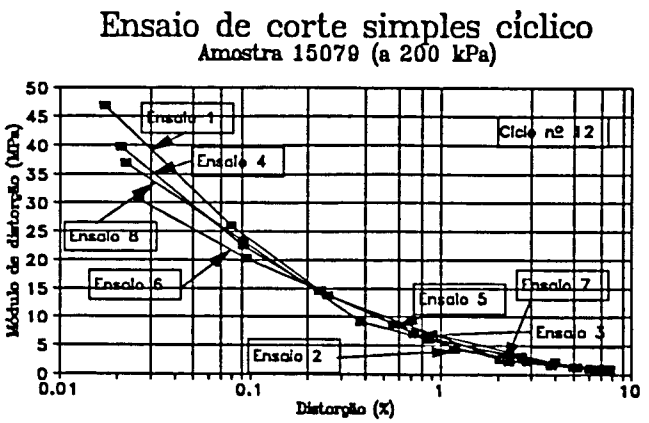


Figura 1.137 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 200 kPa (ciclo nº 12)

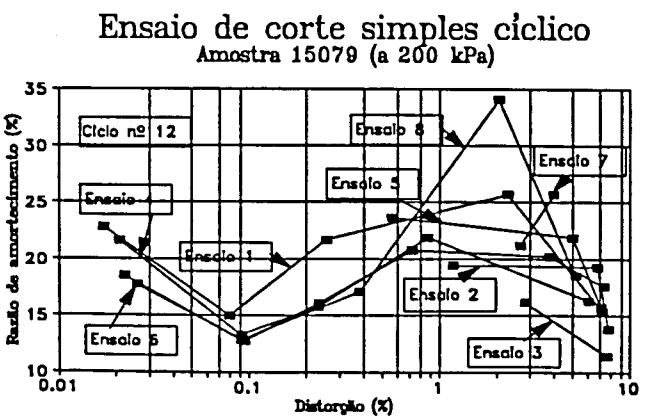


Figura 1.138 - Variação de D com a distorção de ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 200 kPa (ciclo nº 12)

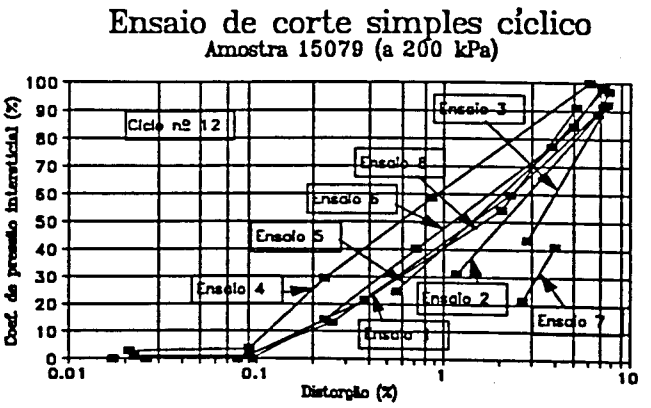


Figura 1.139 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 200 kPa (ciclo nº 12)

A Figura 1.143 fornece as curvas de variação do módulo de distorção com a deformação de corte ocorrida em todos os ensaios no 12° ciclo de aplicação de tensão de corte. Da observação desta Figura ressaltam os valores elevados apresentados pelo módulo de distorção no ensaio 6, consolidado a 200 kPa, muito superiores aos registados em ensaios com a mesma tensão de consolidação, e até superiores aos obtidos em ensaios a 400 kPa. Dos provetes saturados em câmara triaxial, verifica-se que o ensaio 4 tem

Quadro 1.27 - Resumo dos valores dos ensaios de corte simples cíclico a 400 kPa de tensão de consolidação da amostra 15079

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{ind} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 1	1	9,9	49,3	15	-0,12	-0,06
	2	28,7	29,0	11	0,00	-0,05
	3	51,3	17,6	15	0,10	-0,15
	4	67,9	11,9	16	0,21	-0,46
	5	82,5	6,2	20	0,61	-2,00
	6	90,5	1,5	20	5,13	-4,47
Ensaio 2	1	67,4	14,4	24	0,01	-0,12
	2	82,2	8,4	22	0,83	-0,44
	3	91,3	4,7	25	1,63	-3,48
	4	94,6	1,9	25	6,46	-3,60
Ensaio 3	1	83,1	12,5	20	-0,25	-1,42
	2	91,5	1,6	24	4,99	-5,51
	3	95,9	1,2	13	6,48	-5,38
Ensaio 4	1	9,8	37,5	16	0,03	0,01
	2	29,3	20,0	17	0,11	-0,03
	3	52,1	14,6	16	0,15	-0,24
	4	68,3	10,3	17	0,14	-0,85
	5	82,3	4,5	20	0,10	-4,05
	6	90,9	2,2	18	0,13	-6,05

Quadro 1.27 (cont.) - Resumo dos valores dos ensaios de corte simples cíclico a 400 kPa de tensão de consolidação da amostra 15079

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{last} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ens. 5	1	93,2	11,7	17	0,02	-0,80
	2	93,1	7,4	18	-0,49	-1,88
Ensaio 6	1	9,9	67,7	16	0,00	-0,01
	2	28,2	45,8	11	0,02	-0,04
	3	50,8	32,5	12	0,04	-0,16
	4	67,6	22,0	14	-0,05	-0,44
	5	82,2	13,7	17	-0,15	-1,00
	6	91,1	3,3	34	3,28	-1,87
	7	93,4	2,5	27	4,62	-3,83

um desenvolvimento semelhante ao exibido pelos ensaios que lhe correspondem à tensão de consolidação de 100 kPa (ensaios 1 a 3). Nos restantes, ensaios 7 e 9, a aplicação do primeiro patamar de carregamento cíclico produziu grandes deformações, impedindo o seu confronto, na gama mais sensível de pequenas distorções, com os ensaios correspondentes saturados pelo processo alternativo.

Para o mesmo ciclo de carga, os valores do coeficiente de amortecimento (ver Figura 1.144) são mais elevados e de menor variabilidade na amostra 388 que nos solos anteriormente ensaiados. Contudo, continuam a não apresentar o andamento que lhe é característico, isto é, monotonamente crescente com a distorção.

A Figura 1.145 representa a variação do coeficiente de pressão intersticial com a distorção observada nos mesmos ensaios no ciclo número 12, onde se pode atestar da razoável coincidência de observações.

Como apontamentos finais salienta-se que:

- Em face da dispersão de resultados obtidos para D, em todos os ensaios realizados com todos os solos que se pretendiam caracterizar, considera-se que esta ocorrência se deveu à associação de dois factores: deficiência de funcionamento do equipamento (limitando a capacidade de dissipação do solo) e procedimento de ensaio escalonado (com

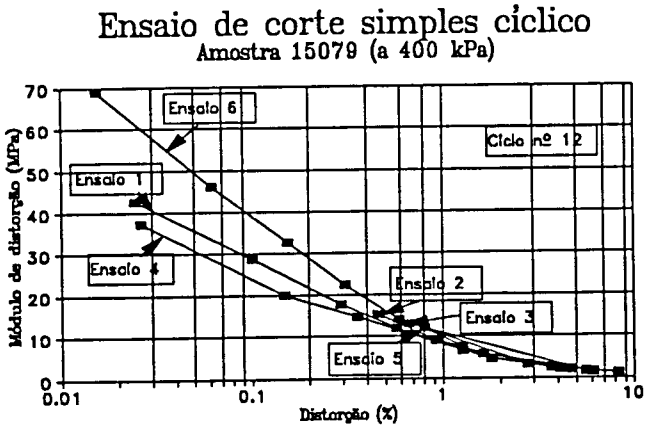


Figura 1.140 - Variação de G com a distorção de ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 400 kPa (ciclo nº 12)

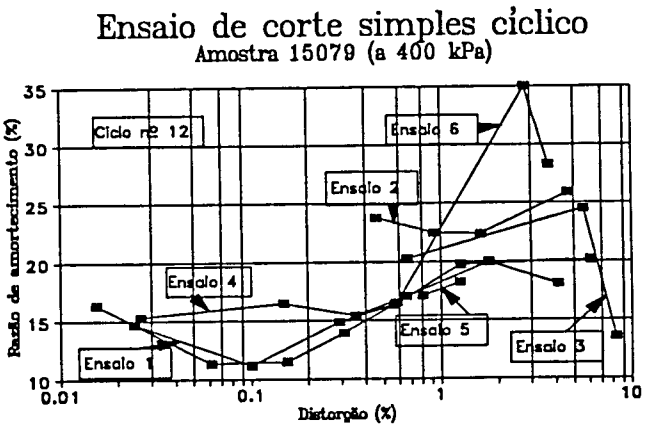


Figura 1.141 - Variação de D com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 400 kPa (ciclo nº 12)

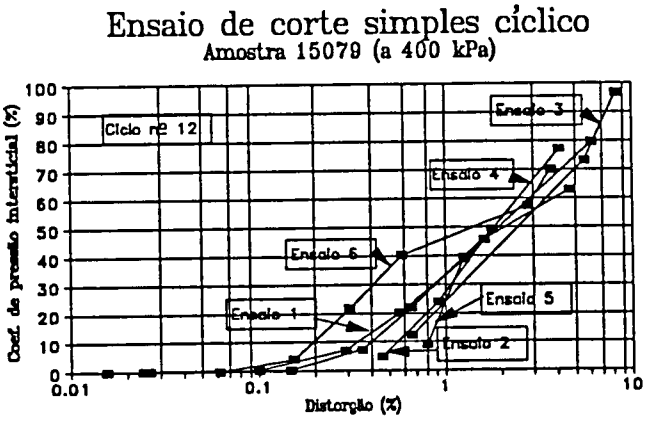


Figura 1.142 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 15079 a 400 kPa (ciclo nº 12)

Quadro 1.28 - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 388

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{final} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 1 (σ_c = 100 kPa)	1	4,7	43,3	27	-0,01	-0,04
	2	11,7	17,9	23	-0,01	-0,23
	3	18,7	5,4	28	-0,07	-1,83
	4	25,9	1,0	24	-0,25	-5,15
	5	33,1	0,7	20	0,06	-5,41
	6	41,3	0,7	16	0,47	-5,75
Ensaio 2 (σ_c = 100 kPa)	1	4,7	32,5	31	0,00	-0,09
	2	13,2	9,0	31	0,41	-0,41
	3	20,1	4,3	28	-0,07	-2,36
	4	28,0	2,7	25	-1,24	-6,71
	5	35,0	0,9	27	-1,58	-10,07
	6	43,2	0,8	21	-2,99	-10,29
	7	51,3	0,9	19	-3,82	-10,44
Ensaio 3 (σ_c = 100 kPa)	1	5,4	37,3	32	-0,00	-0,09
	2	12,0	14,5	28	-0,05	-0,46
	3	19,9	4,3	28	-0,21	-3,15
	4	27,6	1,7	25	-0,93	-3,94
	5	35,0	1,0	19	-0,11	-4,16
	6	42,3	0,8	17	-0,53	-4,21
Ensaio 4 (σ_c = 100 kPa)	1	5,0	36,6	30	0,02	0,01
	2	11,0	15,6	24	0,10	-0,08
	3	18,7	4,8	29	0,18	-1,82
	4	25,6	1,7	24	-0,36	-3,68
	5	33,3	1,0	17	-1,02	-4,16
	6	40,5	0,6	18	-0,12	-4,25

Quadro 1.28 (cont.) - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 388

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{final} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 5 (σ_c = 200 kPa)	1	4,6	57,9	29	-0,00	-0,03
	2	7,6	36,9	25	-0,01	-0,05
	3	19,7	17,0	20	-0,01	-0,44
	4	32,3	8,0	24	-0,13	-1,63
	5	46,7	2,0	28	-0,25	-8,75
	6	60,6	0,9	18	-0,50	-9,32
	7	71,7	1,0	14	-2,71	-9,40
Ensaio 6 (σ_c = 200 kPa)	1	5,2	132,5	34	-0,00	-0,02
	2	7,6	85,7	31	-0,01	-0,03
	3	20,4	22,8	23	0,04	-0,22
	4	33,5	10,8	24	-0,02	-1,14
	5	46,7	5,8	24	-0,30	-2,14
	6	61,7	1,6	22	2,91	-2,57
Ensaio 7 (σ_c = 200 kPa)	1	7,1	38,4	23	-0,01	-0,04
	2	18,9	16,6	21	0,02	-0,38
	3	32,1	8,1	23	-0,05	-1,30
	4	47,0	3,3	24	-0,06	-3,10
	5	60,1	1,5	18	0,67	-3,71
	6	71,1	1,0	17	5,39	-3,84
Ensaio 8 (σ_c = 400 kPa)	1	6,1	86,4	25	0,00	-0,01
	2	10,4	51,9	25	0,01	-0,03
	3	29,2	17,9	21	0,05	-0,20
	4	47,5	11,2	19	0,09	-0,60
	5	67,0	4,6	25	0,35	-2,86
	6	80,8	1,4	22	1,23	-7,91
	7	90,3	1,2	13	0,88	-7,84

Quadro 1.28 (cont.) - Resumo dos ensaios de corte simples cíclico da amostra 388

Ensaio	Escalão	Valores médios			γ_{max} (%)	γ_{final} (%)
		τ (kPa)	G (MPa)	D (%)		
Ensaio 9 (σ_c = 400 kPa)	1	10,3	28,4	22	-0,03	-0,13
	2	28,0	13,5	17	-0,05	-0,54
	3	46,5	8,9	17	-0,27	-1,56
	4	66,9	6,2	18	-0,89	-4,20
	5	81,5	4,4	18	-2,46	-5,17
	6	91,3	2,4	17	-2,15	-5,65

possibilidade de interferência de dissipação de energia entre escalões).

- Durante a execução de todos os ensaios cíclicos foi detectado, para a frequência de carregamento utilizada (0,5 Hz), que a capacidade de resposta do equipamento de manutenção de altura constante, e por consequência de alívio da força vertical não era, para os patamares de tensão mais elevados, com maiores velocidades de geração de pressões intersticiais, suficiente, sendo necessário esperar no final de cada patamar pela sua estabilização, antes da aplicação do nível de carga seguinte. Este efeito poderá ter conduzido a menores coeficientes de pressão intersticial relativamente aos reais, já que a variação da tensão vertical ocorria de modo diferido e retardado.

1.6.4 - COMPARAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA DETERMINADAS EM ENSAIOS TRIAXIAIS E DE CORTE SIMPLES ESTÁTICOS

No Quadro 1.29 estão transcritos os valores de ângulo de atrito e coesão determinados para as amostras 15153, 15156, 15157, 15158, 15160, 15079 e 388, em ensaios triaxiais e de corte simples monotónicos, com base nos critérios de determinação da recta de Coulomb aí referidos.

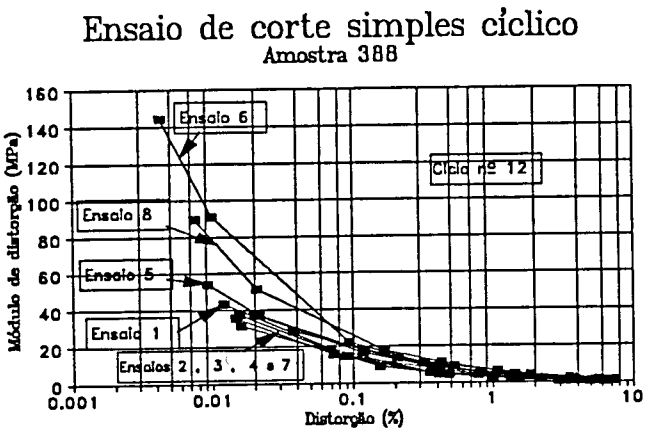


Figura 1.143 - Variação de G com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 388 (ciclo nº 12)

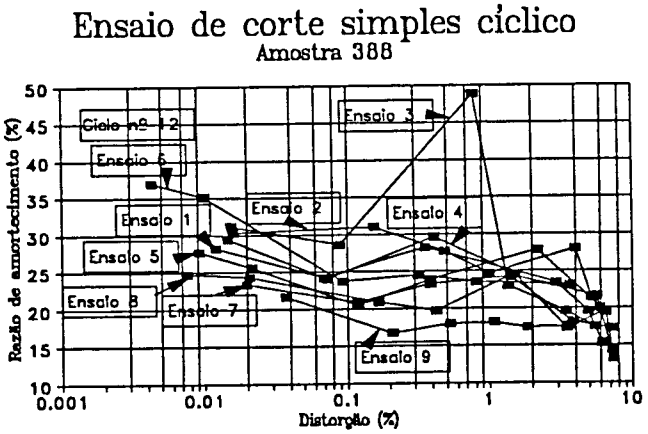


Figura 1.144 - Variação de D a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 388 (ciclo nº 12)

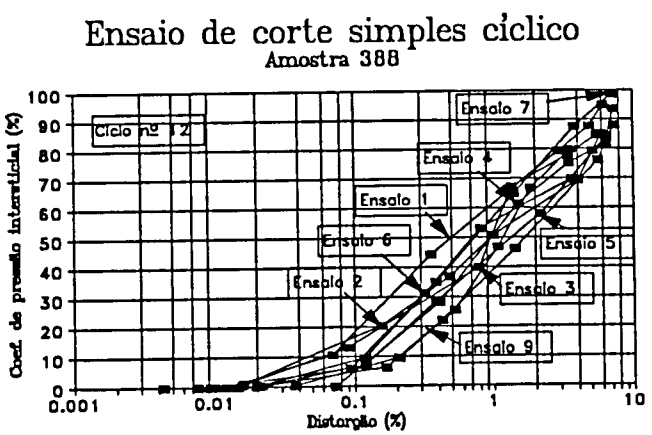


Figura 1.145 - Variação de R_u com a distorção em ensaios de corte simples cíclicos da amostra 388 (ciclo nº 12)

Quadro 1.29 - Valores de ângulo de atrito e coesão determinados em ensaios triaxiais e de corte simples

Amostra	Ensaio Triaxial (CU)				Ensaio de corte simples			
	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$		$((\sigma_1-\sigma_3)/(\sigma_1+\sigma_3))_{max}$		τ_{max}		$(\tau/\sigma)_{max}$	
	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)	c(kPa)	ϕ(°)	c(kPa)
15153	-	-	-	-	28,6	3	28,6	3
15156	22,5	61	22,5	61	12,8	44	15,2	36
15157	25,9	37	28,4	25	19,8	26	24,6	17
15158	22,1	117	23,4	97	23,9	27	28,0	15
15160	37,3	9	37,3	9	29,1	0	29,4	0
15079 (grupo I)	19,2	58	20,8	46	30,4	11	32,4	8
15079 (grupo II)	-	-	-	-	25,8	17	28,5	13
388	30,9	3	31,7	7	27,3	3	27,6	3

1.6.5 - ENSAIOS DE CAMPO

Com vista à determinação de valores máximos do módulo de distorção, e uma vez que não se dispunha de equipamentos laboratoriais capazes de induzir os níveis de deformação compatíveis com a sua avaliação, realizaram-se ensaios de campo, seguindo as técnicas com furação do tipo "cross-hole" e "down-hole".

Por razões económicas, estes ensaios foram efectuados nas barragens de Beliche e do Maranhão, aproveitando a abertura de furos de sondagens aí levada a efeito, para reforço do respectivos sistemas de observação.

Procedendo a comparações das características dos solos ensaiados e dos que integram as barragens em estudo nesta dissertação (Barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito), pretende-se, com base nos valores do módulo de distorção máximo encontrados para os primeiros, estimar valores de G_{max} para estes últimos materiais.

1.6.5.1 - CONDUÇÃO DOS ENSAIOS "CROSS-HOLE" E "DOWN-HOLE"

Os furos, para reforço do sistema de observação das barragens de Beliche e do Maranhão, foram abertos com um diâmetro de 86 mm, a martelo pneumático (ver Figura 1.146). Para possibilitar o uso de martelo sísmico, que adiante se descreve, as furações escolhidas para a realização dos ensaios sísmicos, foram seguidamente revestidas num comprimento de 20 metros, com tubos metálicos de 76 mm de diâmetro interior, encastrados no solo através da introdução de uma calda de cimento.



Figura 1.146 - Equipamento utilizado na abertura de furos de sondagem

O desenvolvimento do furos (geometria e inclinação), para cálculo das distâncias exactas entre furos de sondagens, foi determinado por introdução de um inclinómetro, do tipo "digitilt", e execução de leituras com um espaçamento de 0,50 m.

O conjunto do equipamento utilizado é, basicamente, constituído pelos seguintes componentes: fonte de energia, receptores, sistema de amplificação e registo e sistema de disparo do osciloscópio.

Nos ensaios sísmicos do tipo "cross-hole", a fonte de energia foi materializada através de um martelo sísmico, que se mostra na Figura 1.147. Trata-se de um

equipamento desenvolvido no LNEC, operável em furos de sondagem NX (76 mm), que possui um sistema de fixação às paredes dos furos, composto por um sistema hidráulico de alta pressão, localizado num mini-cilindro, que abrindo e fechando dois calços a ele associado, permite, respectivamente, a fixação às paredes do furo e a sua remoção após a realização do ensaio. A energia é produzida pela queda de uma massa de aproximadamente 1,4 kg, de uma altura de cerca de 0,5 m, suspensa, no interior do corpo cilindrico do martelo sísmico, por um cabo de aço, manejado da superfície, e transmitida ao solo pelos calços de fixação, anteriormente descritos. O sistema de disparo do sinal para o osciloscópio é realizado por um geofone, colocado no corpo do martelo sísmico, ligado directamente ao disparador de um osciloscópio, segundo o esquema da Figura 1.148.



Figura 1.147 - Martelo sísmico e respectivo sistema de injecção a óleo

Como receptores foram usados geofones triaxiais (também projectados no LNEC), que têm incorporados transdutores, com uma frequência própria de 8 Hz, e capazes de registar as três componentes do movimento. Para fixação às paredes do furo de sondagem estes aparelhos dispõem de um patim, accionado a partir da superfície por intermédio de um cabo de aço. A sua colocação com a correcta orientação é conseguida pelo acoplamento de varas metálicas, manejadas também a partir da superfície.

O sistema de amplificação e registo foi constituído por um conjunto de

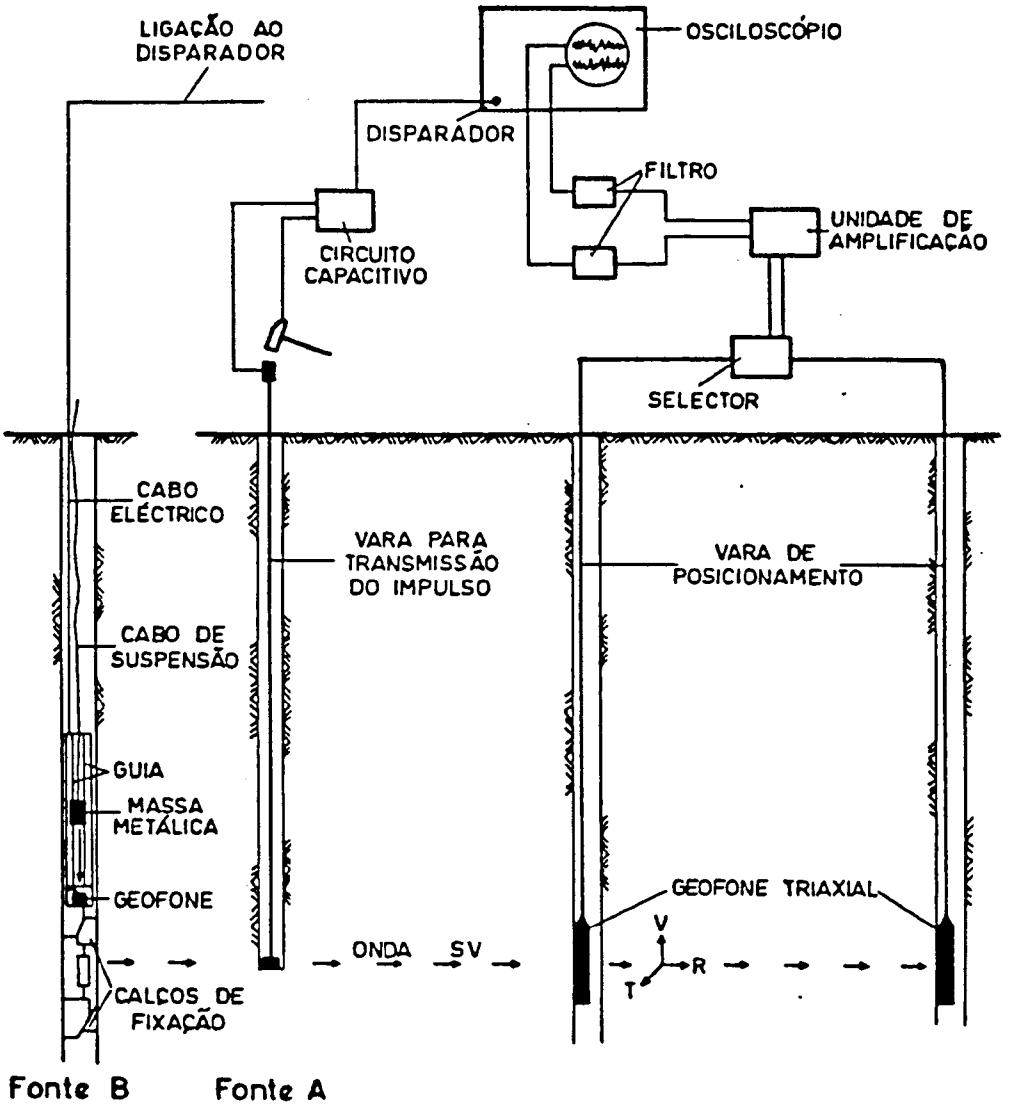


Figura 1.148 - Representação esquemática do método "cross-hole" (Fialho Rodrigues, 1979)

amplificadores "ABEM" e por um osciloscópio (Geometrics, Es-4515 F).

Para a realização do ensaio, posicionaram-se em furos de sondagem adjacentes, a uma mesma profundidade, o martelo sísmico (por intermédio de um cabo de aço, que passava através de uma roldana localizada num tripé colocado à superfície do terreno), e um geofone, convenientemente fixados às paredes dos tubos. Deixou-se, em seguida, cair a massa metálica existente no interior do martelo, gerando-se, deste modo, uma perturbação, constituída essencialmente por ondas P e ondas do tipo SV, propagando-se horizontalmente, transmitida ao terreno envolvente pelos calços de fixação.



Figura 1.149 - Sistema de registo

Simultaneamente, por intermédio do sinal eléctrico enviado pelo geofone, colocado na base onde cai a massa, foi disparado o osciloscópio (ver Figura 1.149), que registou os sinais produzidos no geofone triaxial, anteriormente introduzido no outro furo de sondagem.

Como foi referido em 1.4.3.2, para facilitar a determinação do tempo exacto de chegada das ondas de corte, é conveniente sobrepor ondas de polaridade inversa. Para produzir a inversão da polaridade das ondas S, geradas pelo método anterior, basta inverter o sentido da solicitação, puxando a massa metálica debaixo para cima, por meio do cabo de aço que realiza a sua suspensão, até bater numa base metálica de suporte das varas onde aquela massa está colocada, em lugar de a deixar cair livremente. Tal foi efectuado, tendo sido obtidos registos no osciloscópio, devidamente ampliados, do tipo dos apresentados na Figura 1.150, referentes ao ensaio realizado, a 9 m de profundidade, no coroamento da barragem do Beliche. Nesta Figura estão assinalados os tempos de chegada das ondas P (com maior velocidade de propagação e uma amplitude muito pequena) e das ondas S (mais lenta mas com uma amplitude muito maior), com base na análise dos gráficos, onde se representam ondas de compressão e ondas de corte de polaridade oposta.

Terminado o ensaio accionaram-se os mecanismos de fixação do martelo sísmico, fechando os calços, e do geofone, levantando o patim, e deslocou-se a fonte e o receptor para uma nova profundidade.

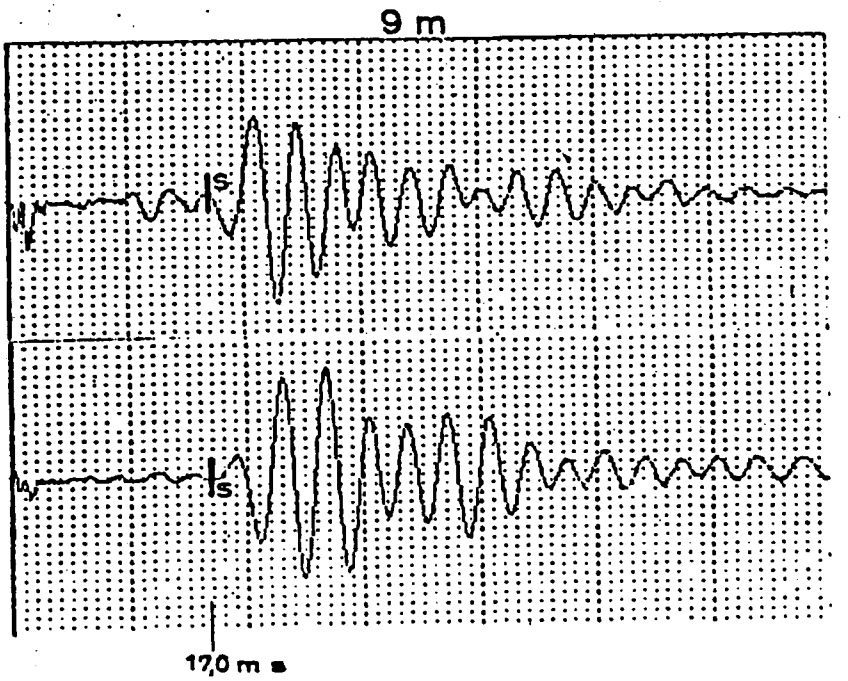


Figura 1.150 - Registos obtidos à profundidade de 9 m.

Na técnica de ensaio "down-hole", a fonte de energia, materializada por uma placa de madeira de 2,50x0,25x0,06 m^3, foi colocada à superfície do terreno, e carregada verticalmente, para melhorar o seu contacto com o solo, por intermédio de uma viatura, como se mostra na Figura 1.151. O geofone, devidamente orientado, foi introduzido no furo de sondagem, à profundidade pretendida. Por pancada com um martelo numa das extremidades da placa, gerou-se um impulso horizontal e simultaneamente descarregou-se, pelo contacto estabelecido entre o martelo e o revestimento metálico da placa de madeira, o circuito capacitivo, que emitindo um sinal eléctrico disparou o osciloscópio. As ondas originadas pelo impulso aplicado foram recebidas pelo geofone triaxial, transformadas em sinais eléctricos, amplificadas e registadas no osciloscópio. Para obtenção de um registo,à mesma profundidade, de uma onda de corte de polaridade invertida, todas as operações descritas foram repetidas com a aplicação do impulso horizontal na extremidade oposta da placa. Deslocou-se o geofone triaxial para uma nova cota de ensaio, e repetiram-se os procedimentos já descritos.

O tipo de ondas e o modo de propagação originados pela aplicação de uma força horizontal na superfície de um semi-espaço elástico foram estabelecidos por Cherry (Cherry, 1962), gerando-se ondas do tipo SH, de amplitude máxima na direcção perpendicular ao vector força, e com amplitude nula na direcção da força, que se propagam



Figura 1.151 - Fonte de energia utilizada no ensaio "down-hole"

verticalmente, e que se pretendem detectar com o geofone. Devido a imperfeições no contacto placa-terreno, à impossibilidade prática de aplicar impulsos perfeitamente horizontais e de orientar perfeitamente os geofones, durante a execução deste ensaio são geradas e registadas, para além das ondas SH, ondas P.

Na condução dos ensaios, em ambas as barragens, o método "cross-hole" mostrou-se mais eficaz que a técnica "down-hole", sendo muito difícil neste último caso a correcta identificação do tempo de chegada das ondas de corte, devido a problemas de contaminação das ondas SH por outros tipos de ondas, originadas por propagação através do revestimento e por reflexões e refracção nas paredes dos furos.

1.6.5.2 - BARRAGEM DO BELICHE

A barragem do Beliche é do tipo zonada, constituída essencialmente por um núcleo argiloso e maciços estabilizadores de enrocamento (ver Figura 1.152), com uma altura máxima de 55 m e um desenvolvimento longitudinal de 550 m. Está localizada a 12 km a norte de Vila Real de Santo António.

Para a realização de ensaios do tipo "cross-hole" e do tipo "down-hole" foram abertos dois furos no coroamento da barragem, atravessando apenas solo argiloso, e cuja

localização é apresentada na Figura 1.152.

Os ensaios de identificação, realizados durante a construção, para caracterização do material do núcleo conduziram aos seguintes resultados (Veiga Pinto, 1983):

- Distribuição granulométrica:

  Cascalho - 38%

  Areia - 34%

  Silte - 16%

  Argila - 12%

- Limites de consistência:

  w_L = 32% w_P = 20% IP = 12%

- Ensaio de Proctor normal:

  w_{opt} = 12,6% γ_d^{max} = 19,4 kN/m^3

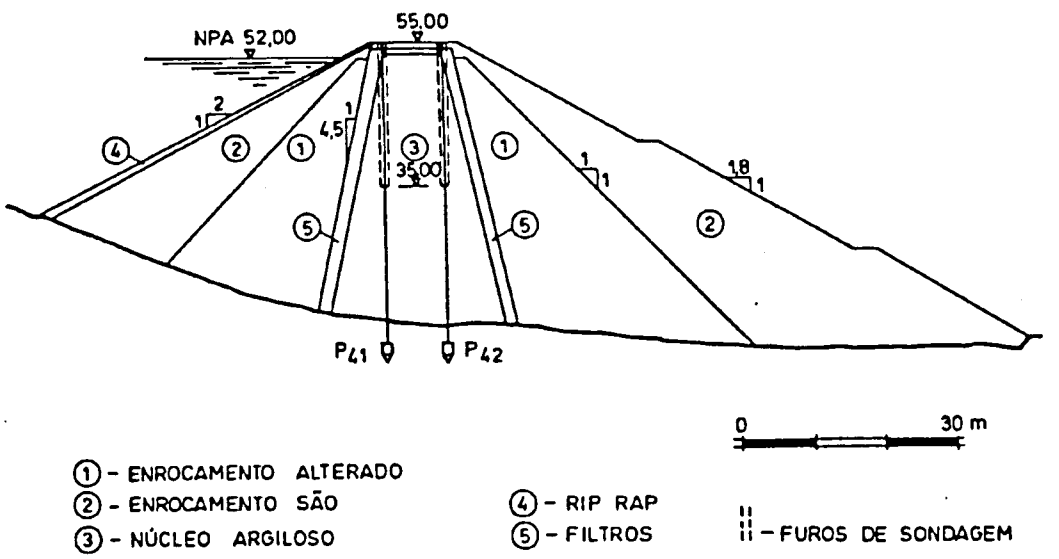


Figura 1.152 - Perfil da barragem do Beliche e localização dos furos de sondagem dos ensaios sísmicos

De acordo com a mesma publicação, foram efectuados ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU), sobre amostras compactadas numa situação próxima do teor em água óptimo (visando a repetição das condições "in situ"), a tensões de consolidação isotrópica de 100, 300 e 600 kPa, fornecendo como parâmetros de resistência um ângulo de atrito de 20,1° e uma coesão de 77 kPa. O valor do coeficiente de permeabilidade, medido à tensão de confinamento de 50 kPa, foi de 2×10^{-10} m/s.

Os resultados dos ensaios sísmicos realizados de acordo com a técnica "down-hole" apresentam grandes interferências entre ondas de diferentes tipos, não permitindo a sua identificação, pelo que no Quadro 1.30 só são transcritos os tempos de chegada das ondas P e SV, resultantes da análise dos registos obtidos com a técnica "cross-hole".

Neste Quadro, as duas primeiras colunas foram determinadas com base no levantamento dos furos de sondagem, efectuado pela introdução do inclinómetro. As terceira e quarta colunas são o resultado da análise dos registos dos ensaios. Admitindo que as ondas seguiram um trajecto directo entre a fonte e o receptor, calcularam-se as velocidades de propagação (incluídas na quinta e sexta colunas) dividindo a distância entre furos pelo tempo de chegada.

Quadro 1.30 - Resultados dos ensaios do tipo "cross-hole" da barragem de Beliche

Profundidade (m)	Distância (m)	Tempo de percurso (ms)		Velocidade de propagação (m/s)		ν_{din}	G_{din} (MPa)	E_{din} (MPa)
		Onda P	Onda S	Onda P	Onda S			
3,0	6,82	-	20,0	900*	341	0,42	259	733
5,0	6,78	7,4	19,0	916	357	0,41	284	800
7,0	6,72	8,3	18,5	810	363	0,37	294	807
9,0	6,66	8,6	17,0	774	392	0,33	342	908
11,0	6,62	7,3	16,5	907	401	0,38	358	988
13,0	6,59	6,4	16,0	1030	412	0,40	378	1061
15,0	6,55	6,1	16,0	1074	409	0,41	373	1056
17,0	6,49	7,0	15,0	927	433	0,36	417	1134
19,0	6,44	6,2	16,0	1039	403	0,41	361	1019

* valor estimado

Com base na teoria de propagação de ondas em meios elásticos, determinou-se, a partir das velocidades de propagação das ondas P (v_P) e S (v_S), o coeficiente de Poisson (ν_{din}), o módulo de distorção (G_{din}) e o módulo de Young (E_{din}), através das equações:

$$\nu_{din} = \frac{v_P^2 - 2v_S^2}{2(v_P^2 - v_S^2)} \qquad (1.42)$$

$$G_{din} = \rho \, v_S^2 \qquad (1.43)$$

$$E_{din} = 2(1+\nu_{din}) G_{din} \qquad (1.44)$$

em que ρ representa a massa volúmica do solo, tomada igual a 2,23 kg/m^3, em face das características físicas anteriormente referidas.

A Figura 1.153 mostra a evolução destas grandezas com a profundidade, de acordo com os resultados dos ensaios realizados.

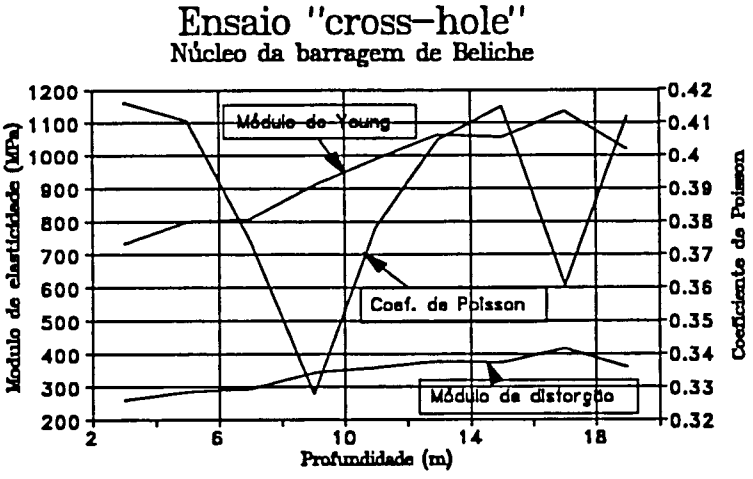


Figura 1.153 - Variação de v_{din}, G_{din} e E_{din} com a profundidade em ensaios "cross-hole" da barragem do Beliche

1.6.5.3 - BARRAGEM DO MARANHÃO

A barragem do Maranhão localiza-se no rio Raia, a montante de "Fragas de Maranhão", faz parte do plano de rega do Vale do Sorraia e encontra-se em serviço à cerca de 35 anos. O seu perfil, com 50 m de altura, é do tipo zonado, constituído essencialmente por um núcleo de solos aluvionares (argilosos e arenosos) de reduzida permeabilidade, derivados de xistos, e por maciços estabilizadores de xistos alterados,

encontrando-se a jusante, contudo, misturados com areias aluvionares, provenientes do saneamento do leito do rio.

O perfil da barragem e a localização dos furos de sondagem utilizados na realização dos ensaios sísmicos são apresentados na Figura 1.154.

Os ensaios de identificação, realizados para caracterização do material empréstimo utilizado na construção do núcleo, conduziram aos seguintes resultados (LNEC, 1952):

- Distribuição granulométrica:

  Percentagem de material passado no peneiro #200 - 40 a 88%

- Limites de consistência:

  w_L= 30 a 46% w_P= 15 a 20% IP= 12 a 27%

- Ensaio de Proctor normal:

  w_{opt}= 12,5 a 20% γ_d^{max}= 16,8 a 19,1 kN/m^3

- Coeficiente de permeabilidade:

  k= 6x10^{-11} a 1x10^{-9} m/s

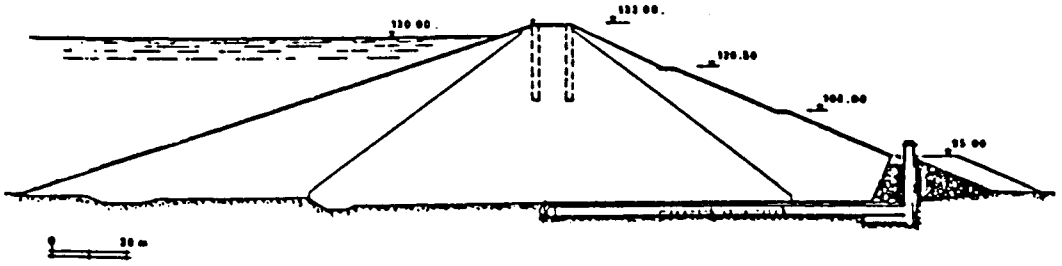


Figura 1.154 - Perfil da barragem do Maranhão e localização dos furos de sondagem dos ensaios sísmicos

De acordo com a mesma publicação, foram efectuados ensaios de corte directo sobre amostras compactadas numa situação próxima do teor em água óptimo (visando a repetição das condições "in situ"), fornecendo como parâmetros de resistência ângulos de atrito variáveis entre 14° e 30° e coesões de 10 a 25 kPa.

Os gráficos dos ensaios sísmicos realizados de acordo com a técnica "down-hole" apresentam o tipo de comportamento já identificado na barragem do Beliche, pelo que do Quadro 1.31 só constam os tempos de chegada das ondas P e SV, resultantes da análise dos registos obtidos com a técnica "cross-hole".

primeiras colunas são o resultado do levantamento dos furos de sondagem, a terceira e a quarta colunas baseiam-se na análise dos registos dos ensaios, na quinta e sexta colunas incluem-se as velocidades de propagação das ondas volumétricas e de corte e as restantes descrevem os módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson obtidos adoptando-se como massa volúmica o valor médio dos ensaios de identificação anteriormente referidos.

Na Figura 1.155 mostra-se a evolução dos módulos de elasticidade longitudinal e transversal e do coeficiente de Poisson em profundidade.

Quadro 1.31 - Resultados dos ensaios do tipo "cross-hole" da barragem do Maranhão

Profundidade (m)	Distância (m)	Tempo de percurso (ms)		Velocidade de propagação (m/s)		ν_{din}	G_{din} (MPa)	E_{din} (MPa)
		Onda P	Onda S	Onda P	Onda S			
2,0	7,98	19,9	42,2	400	189	0,36	76	206
4,0	8,00	18,4	40,4	434	198	0,37	83	228
6,0	8,02	16,9	40,0	475	201	0,39	86	238
8,0	8,04	20,4	34,4	395	234	0,23	116	286
10,0	8,05	17,5	31,2	461	258	0,27	142	360
12,0	8,07	17,7	30,0	457	269	0,23	154	380
14,0	8,08	13,2	28,8	610	280	0,37	167	457
16,0	8,11	11,5	27,2	704	298	0,39	189	526
18,0	8,15	12,9	25,6	633	318	0,33	215	574
20,0	8,19	11,3	24,4	723	335	0,36	239	652
22,0	8,23	8,6	20,0	953	412	0,39	361	999
24,0	8,29	9,2	18,0	900	461	0,32	451	1193
25,0	8,32	8,0	18,0	1038	462	0,38	455	1251

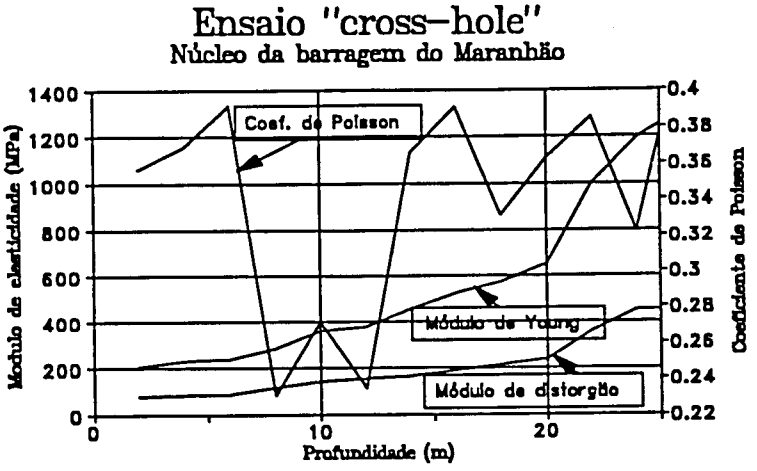


Figura 1.155 - Variação de v_{din}, G_{din} e E_{din} com a profundidade em ensaios "cross-hole" da barragem do Maranhão

CAPÍTULO 2

MODELAÇÃO MATEMÁTICA DO COMPORTAMENTO DOS SOLOS

2 - MODELAÇÃO MATEMÁTICA DO COMPORTAMENTO DOS SOLOS

2.1 - INTRODUÇÃO

Um dos problemas que se coloca na análise estática ou dinâmica de barragens de aterro, é a adequada caracterização e quantificação dos parâmetros que definem o comportamento do solo naquelas condições.

As técnicas de ensaio para caracterização de solos são aproximações grossseiras de situações reais, pela dimensão da amostra, pelas condições fronteira e pelos estados de tensão, geralmente muito simples para mais fácil interpretação, a que o provete é submetido. Os valores máximos de deslocamentos, velocidades, frequências e forças aplicadas encontram-se limitados pelo equipamento disponível. Interessa, portanto, desenvolver modelos constitutivos baseados nos resultados de ensaios, que possibilitem extrapolar o comportamento do solo para condições mais complexas e diferentes dos casos muito específicos dos ensaios.

Para que isto possa ser atingido deve existir uma forte ligação entre as relações e parâmetros do material que traduzem o comportamento macroscópico do solo e as características microscópicas que são intrínsecas ao mesmo.

A modelação do comportamento dinâmico dos solos, sob cargas multi-direccionais, deve comportar os seguintes aspectos:

a) Endurecimento e amolecimento por deformação.

b) Densificação e dilatância.

c) Aspectos atríticos.

d) Dependência do comportamento tensão-deformação da velocidade de deformação.

e) Desenvolvimento de pressões intersticiais devido à variação de volume, incluindo a associação entre as fases sólida e líquida e consequente fluxo de água através do esqueleto sólido.

A formulação mais correcta, na tradução matemática de todas estas características é a que considera o solo constituído por duas fases distintas, seguindo cada uma delas o seu próprio movimento, mas com geração de forças de interacção entre elas, e possuindo leis constitutivas dissipativas do tipo elastoplástico.

No entanto, os métodos simplificados, com a utilização directa de grandezas determinadas em ensaios, nos quais o solo é tratado como meio contínuo unifásico, são ainda largamente utilizados, pois permitem, com menores custos computacionais e para

movimentos sísmicos de fraca e moderada intensidade, prever de modo satisfatório o comportamento de obras de aterro.

2.2 - MECÂNICA DOS MEIOS POROSOS

2.2.1 - TEORIA BÁSICA

Os solos naturais são formados por conjuntos de partículas, de formas e dimensões diferentes, que constituem o chamado esqueleto sólido, e por vazios preenchidos completamente por ar (solos secos), por água (solos saturados), ou por água e ar simultâneamente (solos parcialmente saturados). De acordo com as fases presentes, o seu comportamento é descrito seguindo a evolução do estado de tensão e do campo de deslocamentos de cada um dos constituintes, através da consideração de materiais unifásicos, bifásicos ou trifásicos, respectivamente. As tensões suportados pelo esqueleto sólido são chamadas de tensões efectivas e as absorvidas pela fase fluida de pressões intersticiais.

O estudo analítico de solos parcialmente saturados oferece grandes dificuldades, não havendo até ao momento um meio eficaz de o tratar, pelo que apenas são desenvolvidas as leis básicas que caracterizam os solos secos e totalmente saturados.

Dependendo das condições de drenagem, os solos saturados podem ser tratados como meios unifásicos ou bifásicos. Assim, se a drenagem é permitida, as pressões intersticiais desenvolvidas bem como os movimentos da água no solo são apenas dependentes das condições hidraúlicas locais, sendo as cargas exteriores sempre absorvidas pelo esqueleto sólido. Neste caso, é adequada a descrição do comportamento do solo como um meio contínuo com uma única fase. Por outro lado, se não existe qualquer possibilidade de escape de água, as cargas exteriores são inteiramente suportadas pela água, não ocorrendo qualquer movimento de todos os componentes do solo (partículas sólidas ou de água), sendo portanto aceitável o recurso a teorias de meios unifásicos para estimar o seu comportamento. Contudo, nos restantes casos, devido à existência de interacção entre o fluxo transitório de água nos vazios e as deformações no esqueleto sólido, é essencial a formulação de meios porosos com a inclusão de duas fases.

Biot (1942) foi o primeiro a desenvolver a teoria bifásica para meios porosos, com elasticidade linear. Devido ao comportamento dos solos ser fortemente não linear, anisotrópico, histerético e dependente da trajectória de tensões, esta teoria não pode ser

directamente aplicada ao estudo deste tipo de materiais. Apresenta-se, subsequentemente, a formulação de uma extensão da teoria de Biot, baseada na teoria de misturas desenvolvida por Truesdell e Toupin (1960), Green e Naghdi (1965), e Erigen e Ingram (1965), e nos recentes trabalhos de Prevost (1980, 1990).

As deformaçãos que ocorrem no solo são produzidas por um conjunto de factores, que têm lugar a nível microscópio, nos quais se incluem, por exemplo, escorregamentos de contactos entre partículas sólidas e criação de vazios pela saída de partículas de configurações compactas. Quando se deixa de pensar na abordagem microscópica e presta-se atenção aos mecanismos que provocam as deformações, a teoria dos meios porosos pode ser descrita em termos de leis fenomenológicas, considerando-se que as partículas em conjunto se comportam como um meio contínuo, cujas propriedades são ditadas pelas correspondentes dos constituintes, quantificadas através da consideração de médias locais.

Assim, as leis básicas que traduzem o comportamento de meios porosos unifásicos e bifásicos dividem-se essencialmente em três grupos: leis cinemáticas, quantificação de grandezas médias e equações de equilíbrio.

2.2.1.1 - LEIS DE CINEMÁTICA

O solo é considerado uma mistura de $m \geq 2$ meios deformáveis, cada um dos quais é estudado como contínuo e seguindo o seu próprio movimento.

Designando por $\mathbf{X}^{\alpha}$ a posição que o constituinte α (com α=s, para os grãos sólidos e α=w para a parte líquida) ocupa na sua configuração de referência (configuração não deformada), a posição espacial no tempo t da partícula do constituinte α que originalmente (t=0) estava localizada em $\mathbf{X}^{\alpha}$ é :

$$\boldsymbol{x}^{\alpha}=\boldsymbol{x}^{\alpha}(\boldsymbol{X}^{\alpha}, t) \quad \alpha=1,\ldots,m \tag{2.1}$$

A deformação $\mathbf{x}^{\alpha}$ é, por hipótese função contínua e diferenciável, de modo que para movimentos fisicamente possíveis se verifica:

$$\det[x^{\alpha}_{a,A}]=J^{\alpha}(\boldsymbol{X}^{\alpha}, t)>0 \quad e \quad \det[x^{\alpha}_{a,b}]>0 \tag{2.2}$$

A velocidade $\mathbf{v}^{\alpha}$ e aceleração $\mathbf{a}^{\alpha}$ têm, então, as seguintes expressões:

$$\boldsymbol{v}^{\alpha}=\boldsymbol{v}^{\alpha}(\boldsymbol{x},t)=\overset{\alpha}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{x}^{\alpha})=\dot{\boldsymbol{x}}^{\alpha} \tag{2.3}$$

$$\boldsymbol{a}^{\alpha}=\boldsymbol{a}^{\alpha}(\boldsymbol{x},t)=\overset{\alpha}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{v}^{\alpha})=\ddot{\boldsymbol{x}}^{\alpha} \tag{2.4}$$

em que $(\dot{})$ é a derivada do material, caracterizada por acompanhar o movimento das partículas, igual a:

$$(\cdot)^{\alpha}=\overset{\alpha}{\frac{D}{Dt}}(\ )=\frac{\partial}{\partial t}(\ )+\boldsymbol{v}^{\alpha}.grad(\ )=\frac{\partial}{\partial t}(\ )+\boldsymbol{v}^{\alpha}.\nabla(\ ) \tag{2.5}$$

Os gradientes de deformação, $\mathbf{F}^{\alpha}$, e de velocidade, $\mathbf{L}^{\alpha}$, são dados por:

$$\boldsymbol{F}^{\alpha}=\boldsymbol{F}^{\alpha}(\boldsymbol{x}^{\alpha},t)=GRAD\ \boldsymbol{x}^{\alpha}=\nabla\boldsymbol{x}^{\alpha}=[F^{\alpha}_{aA}]=[x^{\alpha}_{a,A}] \tag{2.6}$$

$$\boldsymbol{L}^{\alpha}=\boldsymbol{L}^{\alpha}(\boldsymbol{x}^{\alpha},t)=grad\ \boldsymbol{v}^{\alpha}=\nabla\boldsymbol{v}^{\alpha}=\dot{\boldsymbol{F}}^{\alpha}.(\boldsymbol{F}^{\alpha})^{-1}=[L^{\alpha}_{ab}]=[v^{\alpha}_{a,b}] \tag{2.7}$$

A parte simétrica de $\mathbf{L}^{\alpha}$ constitui a velocidade de deformação, $\mathbf{d}^{\alpha}$, e anti-simétrica o tensor de rotação, $\mathbf{w}^{\alpha}$, respectivamente.

2.2.1.2 - QUANTIFICAÇÃO DE GRANDEZAS MÉDIAS

Para obter uma grandeza macroscópica para cada um dos constituintes, as grandezas microscópicas correspondentes são integradas num determinado volume ou área. Em termos macroscópicos, o volume considerado para cálculo de médias é infinitesimal, representando e caracterizando fisicamente um ponto, pelo que se designa por dV. Do mesmo modo a área de integração, dA, será macroscopicamente infinitesimal, representando um elemento de área localizado na superfície de dV. Definindo por l a escala microscópica do meio poroso (l = 50μ - para areias, l = 1μ - para argilas), e por L a escala das heterogeneidades grosseiras (L = 10 mm), a dimensão característica, D, para a consideração do elemento de volume dV ou de área dA, é escolhida tal que $l \ll D \ll L$.

Chamando dV^{α} à parte do volume dV ocupada pela fase α, a fracção de volume da

fase α, n^α, é obtida através de:

$$n^\alpha = n^\alpha(\boldsymbol{x}, t) = \frac{dV^\alpha}{dV} \tag{2.8}$$

com as seguintes propriedades:

$$\sum n^\alpha = 1 \quad e \quad 0 \leq n^\alpha \leq 1 \tag{2.9}$$

Do mesmo modo se pode definir a fracção de área, $\bar{n}^\alpha$:

$$\overline{n^\alpha} = \overline{n^\alpha}(\boldsymbol{x}, t) = \frac{dA^\alpha}{dA} \tag{2.10}$$

com

$$\sum \overline{n^\alpha} = 1 \quad e \quad 0 \leq \overline{n^\alpha} \leq 1 \tag{2.11}$$

Para o mesmo ponto do material, considera-se válida a seguinte identidade:

$$n^\alpha = \overline{n^\alpha} \tag{2.12}$$

A função de massa volúmica média macroscópica de cada componente, ρ^α, é definida tomando o valor médio da função de massa volúmica microscópia (ρ_α) no volume infinitesimal:

$$\rho^\alpha = \frac{1}{dV} \int_{dV^\alpha} \rho_\alpha dv \tag{2.13}$$

em que dv é o elemento de volume microscópico.

A massa volúmica média do volume intrínseco, $\bar{\rho}_\alpha$, é definida como:

$$\overline{\rho_\alpha} = \frac{1}{dV^\alpha} \int_{dV^\alpha} \rho_\alpha dv = \frac{1}{n^\alpha} \rho^\alpha \tag{2.14}$$

Se a massa volúmica microscópica do constituinte α, ρ_α, é constante no volume elementar dV^α, então:

$$\overline{\rho_\alpha} = \rho_\alpha \quad e \quad \rho^\alpha = n^\alpha \rho_\alpha \tag{2.15}$$

A massa volúmica da mistura, ρ, é igual a:

$$\rho=\rho(\boldsymbol{x}, t)=\sum_{\alpha}\rho^{\alpha} \tag{2.16}$$

e a velocidade média ou baricêntrica da mistura igual a:

$$\boldsymbol{v}=\boldsymbol{v}(\boldsymbol{x}, t)=\frac{1}{\rho}\sum_{\alpha}\rho^{\alpha}\boldsymbol{v}^{\alpha} \tag{2.17}$$

pelo que, o gradiente de velocidade para a mistura é, por definição:

$$\boldsymbol{L}=grad\ \boldsymbol{v}=\nabla\boldsymbol{v}=[L_{ab}]=[v_{a,b}] \tag{2.18}$$

É importante realçar que a velocidade microscópica (intrínseca ou de percolação) $\mathbf{v}^{\alpha}$ do constituinte α difere da velocidade média (ou superficial) $\bar{\mathbf{v}}^{\alpha}$ usada na lei de Darcy, sendo a relação entre ambas obtida a partir das seguintes igualdades de fluxos:

$$\int_{\partial R}\rho_{\alpha}\overline{\boldsymbol{v}^{\alpha}}.\boldsymbol{n}dA=\int_{\partial R^{\alpha}}\rho_{\alpha}\boldsymbol{v}^{\alpha}.\boldsymbol{n}dA=\int_{\partial R}\rho^{\alpha}\boldsymbol{v}^{\alpha}.\boldsymbol{n}dA \tag{2.19}$$

onde **n** representa o vector unitário normal à superfície ∂R, com área A, que limita uma região R, fixa no espaço, de volume V. Donde $\bar{\mathbf{v}}^{\alpha} = n^{\alpha}\,\mathbf{v}^{\alpha}$.

2.2.1.3 - EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO

As equações de equilíbrio são deduzidas supondo que cada um dos constituintes pode ser isolado do resto da mistura, desde que sejam contabilizadas as acções que sobre o mesmo exercem os outros constituintes.

Conservação de massa

Considerando a mistura quimicamente inerte, a equação de conservação de massa de cada contituinte α tem a seguinte forma:

$$\frac{\partial}{\partial t}\int_{R}\rho^{\alpha}dV+\int_{\partial R}\rho^{\alpha}\boldsymbol{v}^{\alpha}.\boldsymbol{n}dA=0 \tag{2.20}$$

e para a mistura como um todo, a seguinte:

$$\frac{\partial}{\partial t}\int_R \rho\, dV + \int_{\partial R} \rho \boldsymbol{v}.\boldsymbol{n} dA = 0 \qquad (2.21)$$

Aplicando o teorema da divergência às equações (2.20) e (2.21) obtem-se, respectivamente:

$$\dot{\rho}^{\alpha} + \rho^{\alpha} div\ \boldsymbol{v}^{\alpha} = \overset{\alpha}{\frac{D}{Dt}}(\rho^{\alpha}) + \rho^{\alpha}\nabla.\boldsymbol{v}^{\alpha} = 0 \qquad (2.22)$$

$$\dot{\rho} + \rho div\ \boldsymbol{v} = \frac{D}{Dt}(\rho) + \rho\nabla.\boldsymbol{v} = 0 \qquad (2.23)$$

Substituindo ρ^{α} por $n^{\alpha}\,\rho_{\alpha}$, de acordo com a equação (2.15), a equação (2.22) transforma-se em:

$$\overset{\alpha}{\frac{D}{Dt}}(n^{\alpha}) + n^{\alpha}\nabla.\boldsymbol{v}^{\alpha} = \frac{\partial n^{\alpha}}{\partial t} + \nabla.\overline{\boldsymbol{v}^{\alpha}} = -\frac{n^{\alpha}}{\rho_{\alpha}}\overset{\alpha}{\frac{D}{Dt}}(\rho_{\alpha}) \qquad (2.24)$$

Casos particulares:

- Solos saturados ($n^s + n^w = 1$), com os grãos que constituem a fase sólida incompressíveis (ρ^s é constante):

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\rho^{s}) = 0 \qquad (2.25)$$

pelo que,

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(n^{s}) + n^{s}\nabla.\boldsymbol{v}^{s} = 0 \qquad (2.26)$$

Mas, dado que $n^s = 1 - n^w$, a derivada material da fracção sólida é igual a:

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(n^{s}) = -\overset{w}{\frac{D}{Dt}}(n^{w}) + (\boldsymbol{v}^{w} - \boldsymbol{v}^{s}).\nabla n^{w} = -\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(n^{w}) \qquad (2.27)$$

resultando as seguintes equações, após substituição na equação (2.26):

$$\overset{w}{\frac{D}{Dt}}(n^w) + n^w \nabla . \boldsymbol{v}^s = \nabla . \boldsymbol{v}^s + (\boldsymbol{v}^w - \boldsymbol{v}^s) . \nabla n^w \qquad (2.28)$$

ou

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(n^w) = (1 - n^w) \nabla . \boldsymbol{v}^s \qquad (2.29)$$

onde n^w representa a porosidade do solo.

- Solos saturados com fluido incompressível:

$$\overset{w}{\frac{D}{Dt}}(n^w) + n^w \nabla . \boldsymbol{v}^w = 0 \qquad (2.30)$$

(em constraste com a equação $\nabla . \boldsymbol{v}^w = 0$ característica da teoria de meios com uma única fase).

- Solos saturados com os grãos e o fluido incompressíveis:

Por associação das equações (2.28) e (2.30) obtem-se:

$$\nabla . \boldsymbol{v}^s - \nabla . \boldsymbol{v}^w = \frac{1}{n^w} [\nabla . \boldsymbol{v}^s + (\boldsymbol{v}^w - \boldsymbol{v}^s) . \nabla n^w] \qquad (2.31)$$

- Solo saturado com esqueleto sólido incompressível:

Se o esqueleto sólido do solo é incompressível verifica-se que:

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\rho^s) = 0 \quad e \quad \nabla . \boldsymbol{v}^s = 0 \qquad (2.32)$$

donde com base em (2.28) resulta:

$$\overset{w}{\frac{D}{Dt}}(n^w) = (\boldsymbol{v}^w - \boldsymbol{v}^s) . \nabla n^w \qquad (2.33)$$

- Solo saturado com esqueleto e grãos sólidos incompressíveis:

As equações de conservação de massa reduzem-se a:

$$\frac{\overset{s}{D}}{Dt}(n^s) = \frac{\overset{w}{D}}{Dt}(n^w) = 0 \quad e \quad \nabla . \boldsymbol{v}^s = 0 \tag{2.34}$$

com $\nabla.\mathbf{v}^w$ em geral diferente de zero, excepto se o fluido for também considerado incompressível $\left(\frac{\overset{w}{D}}{Dt}(\rho^w) = 0\right)$.

Equilíbrio dinâmico

As forças actuantes sobre o constituinte α, na região R, incluem as forças volúmicas, de que são exemplo as forças gravíticas, e as forças induzidas pela mistura que se localiza fora do domínio R em estudo. Estas últimas, podem ser representadas por um vector de campo $\bar{\mathbf{t}}^\alpha(\mathbf{n},\mathbf{x},t)$, denominado de tensão parcial, definido por unidade de área ao longo da fronteira ∂R, tal que $\int_{\partial R} \bar{\mathbf{t}}^\alpha dA$ representa a força de contacto, exercida ao longo de ∂R, pelos constituintes α situados fora de R, sobre o constituinte α em R. Associado a este vector de tensão parcial, existe o tensor de tensões parciais $\boldsymbol{\sigma}^\alpha$, relacionado com o primeiro através de:

$$\overline{\boldsymbol{t}^\alpha} = \boldsymbol{n} . \boldsymbol{\sigma}^\alpha \tag{2.35}$$

sendo **n** o vector unitário normal a ∂R.

Definindo $\bar{\mathbf{t}}_\alpha$ como tensão intrínseca da fase α, localmente, verifica-se:

$$\overline{\boldsymbol{t}^\alpha} = \frac{1}{dA}\int_{dA^\alpha} \overline{\boldsymbol{t}_\alpha} dA \tag{2.36}$$

pelo que, se $\bar{\mathbf{t}}_\alpha$ for microscopicamente constante,

$$\overline{\boldsymbol{t}^\alpha} = n^\alpha \overline{\boldsymbol{t}_\alpha} \tag{2.37}$$

donde, para a fase fluida

$$\boldsymbol{\sigma}^w = n^w \boldsymbol{\sigma}_w \tag{2.38}$$

na qual σ^w é o tensor de tensões parciais para a fase fluida, e σ_w é a pressão intersticial considerada na mecânica dos solos clássica. Para a fase sólida e solos saturados, tem-se:

$$\sigma^s = n^s \sigma_s = (1-n^w)\,\sigma_s = \sigma'^s + n^s \sigma_w \qquad (2.39)$$

onde σ^s representa o tensor de tensões parciais da fase sólida, que difere do tensor das tensões efectivas, σ'^s, de $n^s\,\sigma_w$, ou seja, do valor da acção da pressão intersticial sobre os grãos que constituem o esqueleto sólido, supondo que as áreas de contacto entre estes são suficientemente reduzidas para que o fluido os envolva completamente. Assim, o tensor das tensões efectivas contabilizará apenas as forças de contacto intergranulares.

A tensão total σ é, por definição, a soma das tensões parciais, donde, para solos saturados:

$$\sigma = \sum_{\alpha} \sigma^{\alpha} = \sigma^s + \sigma^w = \sigma'^s + \sigma_w \qquad (2.40)$$

A equação local de equilíbrio dinâmico, para cada um dos constituintes, é a seguinte:

$$\rho^{\alpha} a^{\alpha} = \nabla . \sigma^{\alpha} + \rho^{\alpha} b + \hat{p}^{\alpha} \qquad (2.41)$$

onde **b** é a força volúmica por unidade de massa e $\hat{\mathbf{p}}^{\alpha}$ a acção exercida pelo resto da mistura sobre o componente α, devido a efeitos de interacção, como por exemplo, movimentos relativos dos constituintes, com a restrição:

$$\sum_{\alpha} \hat{p}^{\alpha} = 0 \qquad (2.42)$$

É suposto que a mistura é composta por constituintes não polares, não se produzindo, portanto, momentos entre fases. Aplicando-se as condições de equilíbrio de momentos a cada fase, chega- se à conclusão que, tal como nos meios unifásicos, os tensores de tensões parciais são, necessáriamente, simétricos.

A forma local de equilíbrio dinâmico para a mistura é a que seguidamente se apresenta:

$$\rho a = \nabla . \sigma^{*} + \rho b \qquad (2.43)$$

sendo σ^{*} a soma da tensão total com a tensão aparente resultante da difusão:

$$\boldsymbol{\sigma}^{*}=\boldsymbol{\sigma}-\sum_{\alpha}\rho^{\alpha}\,(\boldsymbol{v}^{\alpha}-\boldsymbol{v})\otimes(\boldsymbol{v}^{\alpha}-\boldsymbol{v}) \qquad (2.44)$$

(lembra-se que $\mathbf{x}\otimes\mathbf{y} = [x_a y_b]$).

Se não há possibilidades de drenagem e o solo está saturado, então:

$$\boldsymbol{v}=\boldsymbol{v}^{\alpha} \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{\sigma}^{*}=\boldsymbol{\sigma}=\boldsymbol{\sigma}'^{\beta}+\sigma_{w} \qquad (2.45)$$

Desigualdade de entropia

Para misturas com todos os constituintes à mesma temperatura θ, a condição de entropia obriga a que:

$$-\sum_{\alpha}\rho^{\alpha}\frac{\overset{\alpha}{DA^{\alpha}}}{Dt}-\sum_{\alpha}\rho^{\alpha}s^{\alpha}\frac{\overset{\alpha}{D\theta}}{Dt}+\sum_{\alpha}\hat{\boldsymbol{p}}^{\alpha}.\,(\boldsymbol{v}^{\alpha}-\boldsymbol{v})+ \qquad (2.46)$$
$$+\sum_{\alpha}\boldsymbol{\sigma}^{\alpha}:\boldsymbol{d}^{\alpha}-\frac{1}{\theta}\boldsymbol{q}.\nabla\theta\geq 0$$

onde A^{α} é a energia livre parcial de Helmholtz, s^{α} a entropia parcial, $\mathbf{q}$ o fluxo de calor da mistura e $\mathbf{d}^{\alpha}$ a velocidade de deformação ($\boldsymbol{\sigma}^{\alpha}:\mathbf{d}^{\alpha} = \mathrm{tr}\,(\boldsymbol{\sigma}^{\alpha}\,\mathbf{d}^{\alpha})$).

2.2.1.4 - HIPÓTESES CONSTITUTIVAS

Grãos sólidos

Dentro das aplicações práticas da mecânica dos solos, os grãos que constituem o esqueleto sólido podem, sem perda de rigor, ser considerados incompressíveis, ou seja, ρ_s é constante, pelo que é válida a equação (2.26) para a fase sólida e a equação (2.24), devidamente particularizada, para a fase fluida. Combinando estas duas equações resulta a chamada "equação acumulada", dada por:

$$\nabla.\,[n^{w}\boldsymbol{v}^{w}] + \nabla.\,[n^{s}\boldsymbol{v}^{s}] = -\frac{n^{w}}{\rho_{w}}\frac{{}^{w}D}{Dt}(\rho_{w}) \qquad (2.47)$$

Fase líquida

Existem, essencialmente, duas aproximações para a caracterização do comportamento da fase líquida de um meio poroso como um solo: como fluido newtoniano com viscosidade linear ou como fluido sem viscosidade tangencial média.

a) Fluido newtoniano com viscosidade linear

As equações constitutivas que regem o comportamento da fase líquida são, neste caso, as seguintes:

$$\boldsymbol{\sigma}^{w} = n^{w}\boldsymbol{\sigma}_{w} \qquad (2.48)$$

$$\boldsymbol{\sigma}_{w} = -p_{w}\boldsymbol{I} + \lambda^{ww} tr(\boldsymbol{d}^{w})\,\boldsymbol{I} + 2\mu^{ww}\boldsymbol{d}^{w} + \lambda^{ws} tr(\boldsymbol{d}^{s})\,\boldsymbol{I} + 2\mu^{ws}\boldsymbol{d}^{s} \qquad (2.49)$$

$$A^{w} = A^{w}(\rho^{w}, \rho^{s}) \qquad (2.50)$$

$$s^{w} = s^{w}(\rho^{w}, \rho^{s}) \qquad (2.51)$$

$$\boldsymbol{q} = \boldsymbol{q}(\rho^{w}, \rho^{s}, \theta) \qquad (2.52)$$

e $\mathbf{q}$ varia linearmente com $\mathbf{d}^{w}$, $\mathbf{d}^{s}$, $(\mathbf{v}^{s}-\mathbf{v}^{w})$, $\nabla\rho^{w}$, $\nabla\rho^{s}$ e $\nabla\theta$, onde p_{w} é a pressão intersticial termodinâmica, a qual para um fluxo barotrópico (provocado pela variação da pressão) é independente da temperatura, e dada por:

$$p^{w} = n^{w}p_{w} = (\rho^{w})^{2}\frac{\partial A^{w}}{\partial \rho^{w}} \qquad (2.53)$$

λ^{ww} e μ^{ww} (viscosidade tangencial) são dois parâmetros independentes, que caracterizam

a viscosidade intrínseca do fluido, tais que o módulo de compressibilidade volumétrica intrínseco, K^{ww}, é igual a:

$$K^{ww}=\lambda^{ww}+\frac{2}{3}\mu^{ww} \qquad (2.54)$$

e λ^{ws} e μ^{ws} são parâmetros que caracterizam a viscosidade do fluido no meio poroso.

b) Fluido sem viscosidade tangencial média

Se o fluido apresenta viscosidade tangencial média nula, a equação (2.49) reduz-se a:

$$\boldsymbol{\sigma}_w=-p_w\boldsymbol{I} \qquad (2.55)$$

Supondo que o fluxo é barotrópico, a equação de estado cinética é independente da temperatura, e dada por:

$$F(p_w, \rho_w)=0 \qquad (2.56)$$

pelo que

$$\frac{1}{\rho^w}\frac{\overset{w}{D}}{Dt}(\rho_w)=\frac{1}{K^{ww}}\frac{\overset{w}{D}}{Dt}(p_w) \qquad (2.57)$$

com

$$K^{ww}=\rho_w\frac{\partial p_w}{\partial \rho_w} \qquad (2.58)$$

Substituindo-se a equação (2.57) na "equação acumulada", (2.47), tem-se:

$$\frac{\overset{w}{D}}{Dt}(p_w)=-\frac{K^{ww}}{n^w}[\nabla.(n^w\boldsymbol{v}^w)+\nabla.(n^s\boldsymbol{v}^s)] \qquad (2.59)$$

Se o fluido for considerado incompressível, dado que $\frac{\overset{w}{D}}{Dt}(\rho_w)=0$, a equação

anterior reduz-se a:

$$\nabla . [n^{w} \boldsymbol{v}^{w}] + \nabla . [n^{s} \boldsymbol{v}^{s}] = 0 \qquad (2.60)$$

Esqueleto sólido

Para traduzir o comportamento do esqueleto sólido, opta-se por uma equação constitutiva expressa em termos, não de tensões e de deformações, mas das suas variações infinitesimais, do tipo:

$$\overset{s}{\underset{Dt}{D}} (\boldsymbol{\sigma}'^{s}) = \boldsymbol{D}^{s} : \nabla \boldsymbol{v}^{s}_{()} + \boldsymbol{D}^{G} : \nabla \boldsymbol{v}^{s}_{[]} = \boldsymbol{D} : \nabla \boldsymbol{v}^{s} \qquad (2.61)$$

onde $\nabla \mathbf{v}^{s}_{()}$ representa a parte simétrica do gradiente da velocidade das partículas sólidas, $\nabla \mathbf{v}^{s}_{[]}$ a parte antisimétrica do mesmo, $\mathbf{D}^{s}$ é o tensor constitutivo do material, que depende do estado de tensão efectivo ($\boldsymbol{\sigma}'^{s}$) e do gradiente de deformação das partículas sólidas, e $\mathbf{D}^{G}$ é o tensor geométrico, que contabiliza a contribuição da componente rotacional da variação de tensão, e é dado por:

$$D^{G}_{ijkl} = \frac{1}{2} [\sigma'^{s}_{il} \delta_{jk} + \sigma'^{s}_{jl} \delta_{ik} - \sigma'^{s}_{ik} \delta_{jl} - \sigma'^{s}_{jk} \delta_{il}] \qquad (2.62)$$

A forma particular que $\mathbf{D}^{s}$ toma depende do modelo constitutivo que se assume representar o material em estudo, sendo os modelos mais correntemente utilizados para solos os elásticos não lineares, os elasto-plásticos, os endocrónicos e os dos estados críticos, que serão descritos em capítulo subsequente. A título de exemplo, $\mathbf{D}^{s}$ para esqueletos sólidos com comportamento linear elástico e isotrópico é igual a:

$$D^{s}_{ijkl} = \lambda^{ss} \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu^{ss} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \qquad (2.63)$$

onde λ^{ss} e μ^{ss} são os parâmetros de Lamé (relacionados com o módulo de compressibilidade volumétrica e módulo distorsional) do esqueleto sólido.

Para assegurar que o operador de rigidez tangente, obtido através da linearização das equações de equilíbrio dinâmico, possui simetria se o tensor $\mathbf{D}^{s}$ a tiver, é, por vezes, introduzido na equação (2.61) um termo arbitrário adicional, passando a relação entre as variações de tensão e do campo de velocidades a ser descrita por:

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\sigma'^{s}) = D^{s}:\nabla v^{s}_{()} + D^{\sigma}:\nabla v^{s}_{[]} - (\sigma'^{s}\otimes I):\nabla v^{s}_{()} \qquad (2.64)$$

Acções $\hat{p}^{\alpha}$

O termo devido à interacção entre os α constituintes é dado por:

$$\hat{p}^{\alpha} = -\sum_{\beta} T^{\alpha\beta}\nabla\rho^{\beta} - \sum_{\beta}\xi^{\alpha\beta}.v^{\beta} \qquad (2.65)$$

com a restrição de que $\Sigma\hat{p}^{\alpha}=0$, donde

$$\sum_{\alpha} T^{\alpha\beta}=0 \quad e \quad \sum_{\alpha}\xi^{\alpha\beta}=0 \qquad (2.66)$$

A primeira parcela da equação (2.65) na teoria das misturas é conhecida como "força de impulsão", e a segunda tem em conta o efeito da transferência de tensões para o constituinte α devido a fenómenos de difusão ("Stokes drag").

Para garantir a objectividade (independência do sistema de referência) de $\hat{p}^{\alpha}$ o tensor de segunda ordem ξ deve ainda satisfazer:

$$\sum_{\beta}\xi^{\alpha\beta}=0 \qquad (2.67)$$

Em meios porosos saturados, a equação (2.65) simplifica-se para:

$$\hat{p}^{w} = -\hat{p}^{s} = -T^{ww}\nabla\rho^{w} + T^{ss}\nabla\rho^{s} + \xi^{ss}.(v^{s}-v^{w}) \qquad (2.68)$$

Restrições termodinâmicas

Para verificar se todas as hipóteses constitutivas feitas até ao momento são válidas,

há que analisar as restrições resultantes da inequação de entropia (2.46). Com este objectivo, calcula-se

$$\frac{DA^w}{dt} = -\frac{\partial A^w}{\partial \rho^w}\rho^w \nabla . \boldsymbol{v}^w - \frac{\partial A^w}{\partial \rho^s}\left[\rho^s \nabla . \boldsymbol{v}^s + (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) . \nabla \rho^s\right] \tag{2.69}$$

e substituiu-se em (2.46). A desigualdade assim obtida é válida para todos os processos admissíveis se:

$$T^{ww} = 0 \quad e \quad T^{ss} = -\rho^w \frac{\partial A^w}{\partial \rho^s} \tag{2.70}$$

pelo que

$$\hat{p}^w = -\hat{p}^s = -\rho^w \frac{\partial A^w}{\partial \rho^s} \nabla \rho^s + \xi^{ss} . (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) \tag{2.71}$$

Seleccionando A^w tal que:

$$\rho_s \frac{\partial A^w}{\partial \rho^s} = \rho_w \frac{\partial A^w}{\partial \rho^w} \tag{2.72}$$

substituindo em (2.53):

$$\rho^w \frac{\partial A^w}{\partial \rho^s} = \frac{1}{\rho_s} p_w \tag{2.73}$$

e considerando os grãos sólidos incompressíveis e homogeneidade inicial ($\nabla \rho_s = 0$), obtem-se a equação final:

$$\hat{p}^w = -\hat{p}^s = p_w \nabla n^w + \xi^{ss} . (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) \tag{2.74}$$

com $\xi^{ss} = \rho^w (k^{ws})^{-1}$ (k^{ws} é o tensor diagonal de permeabilidade), onde se torna aparente que o termo resultante da interacção entre o esqueleto sólido e a fase líquida é provocado por fenómenos devidos a variações volumétricas e a difusão.

2.2.1.5 - EQUAÇÕES DE CAMPO ASSOCIADAS PARA MEIOS POROSOS SATURADOS

a) Fluido newtoniano

Combinando a equação de equilíbrio dinâmico (2.41) para a fase líquida, com a equação constitutiva de fluido newtoniano com viscosidade linear (2.49) e com a equação (2.74) que quantifica a interacção entre as fases, o fluxo da água através do esqueleto sólido é regido pela equação:

$$\begin{aligned} &-\nabla p_w + (\lambda^{ww}+2\mu^{ww})\,\nabla(\nabla.\boldsymbol{v}^w) - \mu^{ww}\nabla\times(\nabla\times\boldsymbol{v}^w) + \\ &+ (\lambda^{ws}+2\mu^{ws})\,\nabla(\nabla.\boldsymbol{v}^s) - \mu^{ws}\nabla\times(\nabla\times\boldsymbol{v}^s) + \\ &+ (\boldsymbol{\sigma}_w + p_w\boldsymbol{I})\,\frac{1}{n^w}\nabla n^w + \rho_w\boldsymbol{b} + \rho_w(\boldsymbol{k}^{ws})^{-1}.\,(\boldsymbol{v}^s-\boldsymbol{v}^w) = \rho_w\boldsymbol{a}^w \end{aligned} \qquad (2.75)$$

da qual a lei de Darcy

$$\boldsymbol{v}^w-\boldsymbol{v}^s = -\frac{1}{\rho_w}\boldsymbol{k}^{ws}.\,(\nabla p_w - \rho_w\boldsymbol{b}) \qquad (2.76)$$

constitui um caso particular, para o qual $\lambda^{ww}=\lambda^{ws}=\mu^{ww}=\mu^{ws}=0$ e são desprezadas as forças de inércia.

Aplicando a divergência à lei de Darcy e combinando o resultado com a equação (2.31), válida para grãos e fluido incompressíveis, obtem-se:

$$-\nabla.\left[\frac{n^w}{\rho_w}\boldsymbol{k}^{ws}.\,(\nabla p_w-\rho_w\boldsymbol{b})\right]+\nabla.\boldsymbol{v}^s=0 \qquad (2.77)$$

Se o material possuir permeabilidade isotrópica ($k^{ws}=kI$) e homogénea ($\nabla k=0$), o fluido, que preenche os seus vazios, for incompressível e homogéneo ($\nabla\rho=0$) e as forças volúmicas desprezáveis ($b=0$), e se for homogéneo ($\nabla n^w=0$), combinando as equações (2.61) e (2.77) resulta:

$$\frac{n^w}{\rho^w}k\nabla^2 p_w = \nabla.\boldsymbol{v}^s = tr\left[\boldsymbol{D}^{-1}:\overset{s}{\frac{\boldsymbol{D}}{Dt}}(\boldsymbol{\sigma})+\boldsymbol{D}^{-1}:\left(\frac{\partial p_w}{\partial t}+\boldsymbol{v}^s.\nabla p_w\right)\boldsymbol{I}\right] \qquad (2.78)$$

que é expressa em termos de tensões totais e se reduz à equação de consolidação clássica, se se desprezarem os termos convectivos, e se assumir que o esqueleto sólido

tem comportamento incrementalmente elástico linear e isotrópico.

Para os grãos sólidos, recorrendo à equação de equilíbrio dinâmico da mistura, (2.43), com a forma:

$$\nabla . \boldsymbol{\sigma} + (\rho^s + \rho^w)\, \boldsymbol{b} = \rho^s \boldsymbol{a}^s + \rho^w \boldsymbol{a}^w \tag{2.79}$$

expressa na configuração de referência da fase sólida:

$$\nabla . \boldsymbol{T} + (\rho_0^s + J^s \rho^w)\, \boldsymbol{B} = \rho_0^s \boldsymbol{A}^s + J^s \rho^w \boldsymbol{A}^w \tag{2.80}$$

sendo **T** a primeira tensão de Piola-Kirchhoff associada ao movimento do esqueleto sólido, e que se relaciona com a tensão total através de:

$$\boldsymbol{T} = J^s (F^s)^{-1} \boldsymbol{\sigma} \tag{2.81}$$

ρ_0^s a massa volúmica do constituinte sólido na configuração de referência, **B** e $\mathbf{A}^\alpha$, respectivamente, a força volúmica e aceleração do constituinte α, referidos à configuração tomada para referência, dados por:

$$\boldsymbol{B} = \boldsymbol{b}(\boldsymbol{x}^s(\boldsymbol{X}^s, t)) = \boldsymbol{B}(\boldsymbol{X}^s, t) \tag{2.82}$$

$$\boldsymbol{A}^\alpha = \boldsymbol{a}^\alpha(\boldsymbol{x}^s(\boldsymbol{X}^s, t)) = \boldsymbol{A}^\alpha(\boldsymbol{X}^s, t) \tag{2.83}$$

e calculando a derivada do material ($\overset{s}{D}/Dt$) de ambos os membros da equação (2.80),

obtem-se, em forma espacial:

$$\begin{aligned} \nabla . \left(\overset{s}{\frac{D}{Dt}} (\boldsymbol{\sigma}) + \boldsymbol{\sigma} \nabla . \boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{L}^s . \boldsymbol{\sigma} \right) + [\rho^w (\nabla . \boldsymbol{v}^s - \nabla . \boldsymbol{v}^w) + \\ + (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) . \nabla \rho^w] (\boldsymbol{b} - \boldsymbol{a}^w) + \\ + \rho \overset{s}{\frac{D}{Dt}} (\boldsymbol{b}) = \rho^s \overset{s}{\frac{D}{Dt}} (\boldsymbol{a}^s) + \rho^w \overset{s}{\frac{D}{Dt}} (\boldsymbol{a}^w) \end{aligned} \tag{2.84}$$

Esta equação e a equação (2.75) constituem as equações de campo associadas que regem o comportamento de meios porosos saturados.

Se os grãos sólidos e o fluido são considerados incompressíveis, a equação (2.31)

é válida, pelo que a equação (2.84) se pode escrever da seguinte forma:

$$\nabla.\left(\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\sigma)+\sigma\nabla.\boldsymbol{v}^{s}-\boldsymbol{L}^{s}.\sigma\right)+\rho_{w}\nabla.\boldsymbol{v}^{s}(\boldsymbol{b}-\boldsymbol{a}^{w})+ \\ +\rho\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{b})=\rho^{s}\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{a}^{s})+\rho^{w}\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{a}^{w}) \tag{2.85}$$

pelo que as equações de campo associadas, para um meio poroso saturado com grãos sólidos e fluido incompressíveis, transformam-se nas que seguidamente se transcrevem:

$$\nabla.\left(\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\sigma'^{s})+\sigma'^{s}\nabla.\boldsymbol{v}^{s}-\boldsymbol{L}^{s}.\sigma'^{s}\right)- \\ -\nabla.\left[\left(\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(p_{w})+p_{w}\nabla.\boldsymbol{v}^{s}\right)\boldsymbol{I}+p_{w}\boldsymbol{L}^{s}\right]+ \\ +\rho_{w}\nabla.\boldsymbol{v}^{s}(\boldsymbol{b}-\boldsymbol{a}^{w})+\rho\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{b})=\rho^{s}\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{a}^{s})+\rho^{w}\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{a}^{w}) \tag{2.86}$$

$$-\nabla.\left[\frac{n^{w}}{\rho_{w}}\boldsymbol{k}^{ws}.(\nabla p_{w}-\rho_{w}\boldsymbol{b}+\rho_{w}\boldsymbol{a}^{w})\right]+\nabla.\boldsymbol{v}^{s}=0 \tag{2.87}$$

Casos particulares:

- Condições (instantâneamente) não drenadas:

Se não há drenagem $\mathbf{k}^{ws}=0$, e não ocorre qualquer movimento relativo entre a fase sólida e líquida ($\mathbf{v}^{s}-\mathbf{v}^{w}=0$). Da primeira condição e tendo em atenção a equação (2.87), conclui-se que:

$$\nabla.\boldsymbol{v}^{s}=0 \tag{2.88}$$

tomando a equação (2.86) a forma simplificada de:

$$\nabla.\left(\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\sigma'^{s})-\boldsymbol{L}^{s}.\sigma'^{s}\right)-\nabla.\left[\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(p_{w})\boldsymbol{I}+p_{w}\boldsymbol{L}^{s}\right]+ \\ +\rho\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{b})=\rho\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{a}) \tag{2.89}$$

ou ainda de:

$$\nabla.\left(\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{\sigma}'^{s})-\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(p_w)\,\boldsymbol{I}\right)+\rho\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{b})=\rho\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{a}) \qquad (2.90)$$

se se desprezarem nas variações de tensão os efeitos rotacionais.

- Condições perfeitamente drenadas:

Esta situação ocorre quando as condições de carregamento são suficientemente lentas para que se possam dissipar completamente as pressões intersticiais, ou seja, k^{ws} igual a infinito. As equações associadas (2.86) e (2.87) podem-se, então, escrever:

$$\nabla.\left(\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{\sigma}'^{s})+\boldsymbol{\sigma}'^{s}\nabla.\boldsymbol{v}^{s}-\boldsymbol{L}^{s}.\boldsymbol{\sigma}'^{s}\right)-\nabla.(p_w\boldsymbol{L}^{s})-$$
$$-p_w\nabla(\nabla.\boldsymbol{v}^{s})+\rho\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{b})=\rho^{s}\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{a}^{s})+\rho^{w}\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(\boldsymbol{a}^{w}) \qquad (2.91)$$

$$\nabla p_w-\rho_w\boldsymbol{b}+\rho_w\boldsymbol{a}^{w}=0 \qquad (2.92)$$

- Condições de drenagem em estado estacionário:

Em estado estacionário, as tensões e deformações do esqueleto sólido atingem valores constantes ($v^s=0$) e o fluxo de água nos seus poros um regime estacionário com

$\overset{s}{\frac{D}{Dt}}(p_w)=0$ *e* $\frac{\partial \boldsymbol{v}^{w}}{\partial t}=0$, pelo que as equações (2.86) e (2.87) simplificam-se para:

$$\nabla.\left[\frac{n^{w}}{\rho_w}\boldsymbol{k}^{ws}.(\nabla p_w-\rho_w\boldsymbol{b})\right]=0 \qquad (2.93)$$

b) Fluido sem viscosidade tangencial média

As equações de campo associadas, para meios porosos saturados constituídos por uma fase líquida com viscosidade tangencial média nula e um esqueleto sólido

independente do factor tempo (não viscoso), são deduzidas com base na equação (2.41) de equilíbrio dinâmico para o constituinte sólido com a parcela relativa ao termo de interacção dada pela equação (2.74):

$$\rho^s \boldsymbol{a}^s = \nabla . \boldsymbol{\sigma}^s + \rho^s \boldsymbol{b} - \xi^{ss} (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) - p_w \nabla n^w \qquad (2.94)$$

e na equação constitutiva (2.55) para o fluido, a partir da qual se deduz o tensor de tensões da fase sólida:

$$\boldsymbol{\sigma}^s = \boldsymbol{\sigma}'^s - n^s p_w \boldsymbol{I} \qquad (2.95)$$

e o respectivo divergente, que por substituição na equação (2.94) conduz a:

$$\rho^s \boldsymbol{a}^s = \nabla . \boldsymbol{\sigma}'^s - n^s \nabla p_w - \xi^{ss} . (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) + \rho^s \boldsymbol{b} \qquad (2.96)$$

Para a fase líquida, a equação de equilíbrio dinâmico, nas mesmas condições, escreve-se:

$$\rho^w \boldsymbol{a}^w = -n^w \nabla p_w + \xi^{ss} . (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) + \rho^w \boldsymbol{b} \qquad (2.97)$$

Se o movimento da fase sólida for tomado como referência, a aceleração do fluido é igual a:

$$\boldsymbol{a}^w = \overset{w}{\frac{D}{Dt}} (\boldsymbol{v}^w) = \frac{\partial \boldsymbol{v}^w}{\partial t} + \boldsymbol{v}^w . \nabla \boldsymbol{v}^w = \overset{s}{\frac{D}{Dt}} (\boldsymbol{v}^w) - (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) . \nabla \boldsymbol{v}^w \qquad (2.98)$$

pelo que a equação (2.97) transforma-se em:

$$\rho^w \overset{s}{\frac{D}{Dt}} (\boldsymbol{v}^w) = \rho^w (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) . \nabla \boldsymbol{v}^w - n^w \nabla p_w + \xi^{ss} . (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) + \rho^w \boldsymbol{b} \qquad (2.99)$$

As equações (2.96) e (2.99) representam as equações de campo associadas normalmente consideradas na formulação numérica para cálculo dinâmico em meios porosos.

A lei de Darcy pode ser, como anteriormente, deduzida a partir da lei de equilíbrio dinâmico para a fase líquida, desprezando os termos convectivos e as forças de inércia, reduzindo-se a equação (2.99) a:

$$\boldsymbol{v}^w - \boldsymbol{v}^s = -(\xi^{ss})^{-1} . (n^w \nabla p_w - \rho^w \boldsymbol{b}) = -n^w (\xi^{ss})^{-1} . (\nabla p_w - \rho_w \boldsymbol{b}) \qquad (2.100)$$

- Casos particulares:

- O termo convectivo e a força de inércia do fluido são desprezáveis:

A equação de equilíbrio dinâmico da fase líquida reduz-se à lei de Darcy, a partir da qual se pode determinar a expressão do termo relativo ao fenómeno de difusão e substituir na equação (2.96), vindo:

$$\rho^{s}\boldsymbol{a}^{s}=\nabla.\,(\boldsymbol{\sigma}'^{s}-p_{w}\boldsymbol{I})+\rho\boldsymbol{b} \qquad (2.101)$$

Considerando a divergência de ambos os lados da lei de Darcy (equação (2.100)), préviamente multiplicada pela porosidade, obtem-se:

$$\begin{aligned}\nabla.\,[n^{w}\boldsymbol{v}^{w}-n^{w}\boldsymbol{v}^{s}] &=\nabla.\,[n^{w}\boldsymbol{v}^{w}]+\nabla.\,[n^{s}\boldsymbol{v}^{s}]-\nabla.\,\boldsymbol{v}^{s}=\\ &=\nabla.\left[-(n^{w})^{2}(\boldsymbol{\xi}^{ss})^{-1}.\,(\nabla p_{w}-\rho_{w}\boldsymbol{b})\right]\end{aligned} \qquad (2.102)$$

ou atendendo à equação acumulada (2.59) resulta:

$$\frac{n^{w}}{K^{ww}}\frac{\overset{w}{D}}{Dt}(p_{w})-\nabla.\left[(n^{w})^{2}(\boldsymbol{\xi}^{ss})^{-1}.\,(\nabla p_{w}-\rho_{w}\boldsymbol{b})\right]+\nabla.\,\boldsymbol{v}^{s}=0 \qquad (2.103)$$

Se a compressibilidade do fluido for muito inferior à do esqueleto sólido, a equação acumulada toma a forma numerada da equação (2.60) e resulta:

$$\begin{aligned}&-\nabla.\left[(n^{w})^{2}(\boldsymbol{\xi}^{ss})^{-1}.\,(\nabla p_{w}-\rho_{w}\boldsymbol{b})\right]+\nabla.\,\boldsymbol{v}^{s}=\\ &=-\nabla.\left\{n^{w}\boldsymbol{k}^{ws}.\left[\nabla\left(\frac{p_{w}}{\rho_{w}}\right)-\boldsymbol{b}\right]\right\}+\nabla.\,\boldsymbol{v}^{s}=0\end{aligned} \qquad (2.104)$$

- Condições não drenadas:

$\mathbf{k}^{ws}=0$ e não ocorre qualquer movimento relativo entre a fase sólida e líquida ($\mathbf{v}^{s}-\mathbf{v}^{w}=0$), pelo que as equações (2.96) e (2.97) simplificam-se, respectivamente, para :

$$\rho^{s}\boldsymbol{a}^{s}=\nabla.\,\boldsymbol{\sigma}'^{s}-n^{s}\nabla p_{w}+\rho^{s}\boldsymbol{b} \qquad (2.105)$$

e

$$\rho^{w}\boldsymbol{a}^{w}=-n^{w}\nabla p_{w}+\rho^{w}\boldsymbol{b} \qquad (2.106)$$

Somando estas duas equações obtem-se:

$$\rho \boldsymbol{a} = \nabla . (\boldsymbol{\sigma}'^{s} - p_w \boldsymbol{I}) + \rho \boldsymbol{b} \qquad (2.107)$$

A equação acumulada (2.47) ou (2.59) transforma-se em:

$$\nabla . [n^w \boldsymbol{v}^w] + \nabla . [n^s \boldsymbol{v}^s] = \nabla . \boldsymbol{v}^s = \\ = -\frac{n^w}{\rho_w} \overset{w}{\frac{D}{Dt}} (\rho_w) = -\frac{n^w}{K^{ww}} \overset{w}{\frac{D}{Dt}} (p_w) \qquad (2.108)$$

Se o fluido for tomado como incompressível, com base nas equações (2.29) e (2.108) conclui-se:

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}} (n^w) = 0 \quad e \quad \nabla . \boldsymbol{v}^s = \nabla . \boldsymbol{v}^w = 0 \qquad (2.109)$$

- Condições drenadas:

Em condições drenadas, k^{ws} é igual a infinito ($\xi^{ws} = 0$) relativamente à velocidade de carga, e não ocorrem variações da pressão intersticial resultantes de deformações do esqueleto sólido. As equações (2.96) e (2.97) vêm simplificadas:

$$\rho^s \boldsymbol{a}^s = \nabla . \boldsymbol{\sigma}'^{s} - n^s \nabla p_w + \rho^s \boldsymbol{b} \qquad (2.110)$$

$$\rho^w \boldsymbol{a}^w = -n^w \nabla p_w + \rho^w \boldsymbol{b} \qquad (2.111)$$

e podem ser somadas, conduzindo a uma única equação:

$$\rho^s \boldsymbol{a}^s + \rho^w \boldsymbol{a}^w = \nabla . (\boldsymbol{\sigma}'^{s} - p_w \boldsymbol{I}) + \rho \boldsymbol{b} \qquad (2.112)$$

- Condições de drenagem em estado estacionário:

Nestas condições, as tensões e deformações do esqueleto sólido atingem valores constantes ($\boldsymbol{v}^s = 0$) e o fluxo de água nos seus poros um regime estacionário com $\overset{s}{\frac{D}{Dt}} (p_w) = 0$ e $\frac{\partial \boldsymbol{v}^w}{\partial t} = 0$, pelo que a equação (2.104) toma a seguinte forma:

$$-\nabla . \left[\frac{n^w}{\rho_w} \boldsymbol{k}^{ws} . (\nabla p_w - \rho_w \boldsymbol{b}) \right] = 0 \qquad (2.113)$$

Se adicionalmente se considerar que não existe fluxo de água ($a^w=0$), sendo as pressões intersticiais apenas de natureza hidrostática, a equação (2.111) toma a forma:

$$\nabla p_w - \rho_w \boldsymbol{b} = 0 \qquad (2.114)$$

por substituição na equação (2.112) resulta:

$$\rho^s \boldsymbol{a}^s = \nabla . \boldsymbol{\sigma}'^s - \rho_w \boldsymbol{b} + \rho \boldsymbol{b} = \nabla . \boldsymbol{\sigma}'^s + \rho'^s \boldsymbol{b} \qquad (2.115)$$

onde ρ'^s representa a massa volúmica submersa do solo, igual a:

$$\rho'^s = \rho - \rho_w = n^s (\rho_s - \rho_w) \qquad (2.116)$$

- Condições de carga pseudo-estáticas:

Em condições de carga estática as forças de inércia das fases sólida e líquida são desprezáveis, bem como os efeitos convectivos, donde $\mathbf{a}^s = \mathbf{a}^w = 0$.

As equações a considerar são respectivamente:

a) Drenagem parcial (consolidação)

São válidas as equações (2.101) e (2.103), que com a exclusão das forças de inércia tomam a forma:

$$\nabla . (\boldsymbol{\sigma}'^s - p_w \boldsymbol{I}) + \rho \boldsymbol{b} = 0 \qquad (2.117)$$

$$\frac{n^w}{K^{ww}} \overset{w}{\frac{D}{Dt}} (p_w) - \nabla . \left[\frac{n^w}{\rho_w} \boldsymbol{k}^{ws} . (\nabla p_w - \rho_w \boldsymbol{b}) \right] + \nabla . \boldsymbol{v}^s = 0 \qquad (2.118)$$

b) Drenagem impedida

$$\nabla . (\boldsymbol{\sigma}'^s - p_w \boldsymbol{I}) + \rho \boldsymbol{b} = 0 \qquad (2.119)$$

$$\nabla . \boldsymbol{v}^s = -\frac{n^w}{\rho_w} \overset{w}{\frac{D}{Dt}} (\rho_w) = -\frac{n^w}{K^{ww}} \overset{w}{\frac{D}{Dt}} (p_w) \qquad (2.120)$$

ou em substituição desta última:

$$\nabla . \boldsymbol{v}^s = \nabla . \boldsymbol{v}^w = 0 \quad e \quad \overset{s}{\frac{D}{Dt}} (n^w) = 0 \qquad (2.121)$$

se o fluido for tomado como incompressível.

c) Perfeitamente drenadas

$$\nabla.\ (\boldsymbol{\sigma}'^{s}-p_w\boldsymbol{I})+\rho\boldsymbol{b}=0 \qquad (2.122)$$

$$-\nabla.\left[\frac{n^w}{\rho_w}\boldsymbol{k}^{ws}.\ (\nabla p_w-\rho_w\boldsymbol{b})\right]=0 \qquad (2.123)$$

ou quando não existe fluxo de água:

$$\nabla p_w-\rho_w\boldsymbol{b}=0 \qquad (2.124)$$

$$\nabla.\ \boldsymbol{\sigma}'^{s}+\rho'^{s}\boldsymbol{b}=0 \qquad (2.125)$$

2.2.2 - FORMULAÇÃO NUMÉRICA

As formulações numéricas associadas aos problemas de engenharia geotécnica podem ser divididas, de acordo com o tipo de equações diferenciais presentes, em três grupos:

a) Hiperbólicos: incluem todos os tipos de problemas dinâmicos, de propagação de ondas em regime transitório ou de vibrações induzidas, quer em solos saturados ou secos.

b) Parabólicos: fazem parte deste grupo os problemas de consolidação em solos saturados.

c) Elípticos: pertencem a este tipo os problemas de percolação em regime permanente e os de análise de deformações em estruturas de aterro, ou de interacção solo-estrutura em solos saturados, perfeitamente drenados ou não drenados, e solos secos.

O cálculo sísmico de barragens de terra inclui o cálculo de tensões iniciais, com a consideração do fenómeno de consolidação, e a análise dinâmica sobre a acção da solicitação sísmica seleccionada, pelo que envolve dois dos referidos tipos de problemas (parabólico e hiperbólico). Contudo, a aparente complexidade resultante deste facto é eliminada numericamente (como se verá em capítulo subsequente), já que a resolução de equações do tipo parabólico pode ser tomada como um caso particular da resolução de equações diferenciais do tipo hiperbólico, pelo que só se detalhará este último caso.

No que se segue, assumir-se-á que o meio poroso é constituído por grãos sólidos

incompressíveis e por um fluido com viscosidade tangencial nula. A equação constitutiva para o esqueleto sólido será do tipo variacional.

O problema da resposta dinâmica de um sistema de solo com duas fases, nas condições anteriormente pressupostas, pode então, ser enunciado do seguinte modo:

- Seja Ω o volume ocupado pelo sistema de duas fases e Γ a sua fronteira, determine um campo de deslocamentos do solo, $\mathbf{u}^s(\mathbf{x},t)$, e um campo de velocidades do fluido, $\mathbf{v}^w(\mathbf{x},t)$, no domínio $\Omega \in \mathbb{R}^{NSD}$ (NSD - número de dimensões do espaço), tais que:

$$\rho^s \boldsymbol{a}^s = \nabla . \boldsymbol{\sigma}'^s - n^s \nabla p_w - \boldsymbol{\xi}^{ss} . (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) + \rho^s \boldsymbol{b} \tag{2.126}$$

$$\rho^w \overset{s}{\frac{D}{Dt}} (\boldsymbol{v}^w) = \rho^w (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) . \nabla \boldsymbol{v}^w - n^w \nabla p_w + \boldsymbol{\xi}^{ss} . (\boldsymbol{v}^s - \boldsymbol{v}^w) + \rho^w \boldsymbol{b} \tag{2.127}$$

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}} (\boldsymbol{\sigma}'^s) = \boldsymbol{D} : \nabla \boldsymbol{v}^s \tag{2.128}$$

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}} (n^w) = (1 - n^w) \nabla . \boldsymbol{v}^s \tag{2.129}$$

$$\overset{w}{\frac{D}{Dt}} (p_w) = -\frac{K^{ww}}{n^w} [\nabla . (n^s \boldsymbol{v}^s) + \nabla . (n^w \boldsymbol{v}^w)] \tag{2.130}$$

submetidos às condições fronteira:

$$\boldsymbol{u}^s = \overline{\boldsymbol{u}^s} \quad , \ em \ \Gamma_{g^s} \tag{2.131}$$

$$\boldsymbol{v}^w = \overline{\boldsymbol{v}^w} \quad , \ em \ \Gamma_{g^w} \tag{2.132}$$

$$(\boldsymbol{\sigma}'^s - n^s p_w \boldsymbol{I}) . \boldsymbol{n} = \overline{\boldsymbol{h}^s} \quad , \ em \ \Gamma_{h^s} \tag{2.133}$$

$$-n^w p_w \boldsymbol{n} = \overline{\boldsymbol{h}^w} \quad , \ em \ \Gamma_{h^w} \tag{2.134}$$

nas quais Γ_{g^s}, Γ_{h^s}, Γ_{g^w} e Γ_{h^w} representam, respectivamente, as zonas da fronteira onde os deslocamentos do sólido, as tensões da fase sólida, as velocidades e as tensões no fluido são prescritas, com as seguintes restrições:

$$\Gamma_{g^s} \cup \Gamma_{h^s}=\Gamma \quad \Gamma_{g^s} \cap \Gamma_{h^s}=0 \tag{2.136}$$

$$\Gamma_{g^w} \cup \Gamma_{h^w}=\Gamma \quad \Gamma_{g^w} \cap \Gamma_{h^w}=0 \tag{2.137}$$

e às condições iniciais:

$$\boldsymbol{u}^s(\boldsymbol{x}, 0) = \boldsymbol{u}_0^s(\boldsymbol{x}) \tag{2.138}$$

$$\boldsymbol{v}^\alpha(\boldsymbol{x}, 0) = \boldsymbol{v}_0^\alpha(\boldsymbol{x}) \tag{2.139}$$

As equações (2.126) e (2.127) são as equações de campo associadas, anteriormente deduzidas, e as equações (2.128) a (2.130) fornecem as relações constitutivas das fases que constituem o solo, bem como as condições de continuidade a que devem obedecer.

No caso de fluido ser considerado incompressível, a equação (2.130) que permite, por integração, a determinação da pressão intersticial, não é válida, sendo substituída pela condição de continuidade:

$$\nabla.\ (n^s \boldsymbol{v}^s) + \nabla.\ (n^w \boldsymbol{v}^w) = 0 \tag{2.140}$$

que, deste modo, não contabiliza de um modo directo p_w, passando esta a constituir mais uma das incógnitas. Para ultrapassar esta situação, e eliminar artificialmente a pressão intersticial, recorre-se a uma formulação da equação (2.139) usando uma função de penalidade dada por:

$$p_w = -\frac{K^{ww}}{n^w} \left[\nabla.\ (n^s \boldsymbol{v}^s) + \nabla.\ (n^w \boldsymbol{v}^w)\right] \tag{2.141}$$

onde K^{ww} não representa o módulo de compressibilidade volumétrica do fluido, mas é um parâmetro de penalidade, a ser seleccionado com um valor elevado, que obriga, numericamente, à verificação da condição (2.140) e leva à quantificação de p_w.

As tensões efectivas são deteminadas a partir das velocidades e calculadas através da integração no tempo da equação (2.128) constitutiva do esqueleto sólido.

Se os termos convectivos e a inércia do fluido forem desprezáveis, a formulação do problema poderá reduzir o número de incógnitas, incluindo apenas o campo de deslocamentos da parte sólida e a pressão intersticial, passando-se a ter o seguinte enunciado:

- Seja Ω o volume ocupado pelo sistema de duas fases e Γ a sua fronteira, calcule um campo de deslocamentos do solo, $\mathbf{u}^s(\mathbf{x},t)$, e um campo de pressões intersticiais, $p_w(\mathbf{x},t)$, no domínio $\Omega \in R^{NSD}$ (NSD - número de dimensões do espaço), tais que:

$$\rho_s \boldsymbol{a}^s = \nabla . (\boldsymbol{\sigma}'^s - p_w \boldsymbol{I}) + \rho \boldsymbol{b} \tag{2.142}$$

$$\frac{n^w}{K^{ww}} \overset{w}{\frac{D}{Dt}} (p_w) - \nabla . \left[\frac{n^w}{\rho_w} \boldsymbol{k}^{ws} . (\nabla p_w - \rho_w \boldsymbol{b}) \right] + \nabla . \boldsymbol{v}^s = 0 \tag{2.143}$$

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}} (\boldsymbol{\sigma}'^s) = \boldsymbol{D} : \nabla \boldsymbol{v}^s \tag{2.144}$$

$$\overset{s}{\frac{D}{Dt}} (n^w) = (1 - n^w) \nabla . \boldsymbol{v}^s \tag{2.145}$$

submetidos às condições fronteira:

$$\boldsymbol{u}^s = \overline{\boldsymbol{u}^s} \quad , \ em \ \Gamma_{g^s} \tag{2.146}$$

$$p_w = \overline{p_w} \quad , \ em \ \Gamma_{g^w} \tag{2.147}$$

$$(\boldsymbol{\sigma}'^s - p_w \boldsymbol{I}) . \boldsymbol{n} = \overline{\boldsymbol{h}^s}, \ em \ \Gamma_{h^s} \ (tensão \ total) \tag{2.148}$$

$$\boldsymbol{n} . \frac{\boldsymbol{k}^{ws}}{\rho_w} . (\nabla . p_w - \rho_w \boldsymbol{b}) = \overline{\boldsymbol{h}^w}, \ em \ \Gamma_{h^w} \ (var. \ de \ fluxo) \tag{2.149}$$

e às condições iniciais:

$$\boldsymbol{u}^s (\boldsymbol{x}, 0) = \boldsymbol{u}_0^s (\boldsymbol{x}) \tag{2.150}$$

$$p_w(x, 0) = p_{w0}(x) \qquad (2.151)$$

$$v^s(x, 0) = v_0^s(x) \qquad (2.152)$$

A redução do número de incógnitas, resultantes desta formulação analítica, não introduz vantagens em tempo computacional, devido ao facto de a discretização do problema, com a não consideração dos termos de convexão e da inércia do fluido, conduzir a equações com matrizes não simétricas. Em contrapartida, a formulação descrita em primeiro lugar, produz um sistema totalmente simétrico, permitindo a inerente poupança de tempo de cálculo, pelo que será a usada na discretização em elementos finitos que se passa a descrever.

2.2.2.1 - DISCRETIZAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS

Com vista à resolução numérica de problemas de cálculo dinâmico em meios porosos, o seu domínio é discretizado em elementos finitos não sobrepostos, definidos pelos seus pontos nodais, onde são prescritas as respectivas funções de forma N^A, tais que $N^A(x^B) = \delta_{AB}$. Existem vários tipos de elementos finitos, com número de pontos nodais e complexidade de funções de forma variáveis. No entanto, em análises planas não lineares, o elemento tido como mais eficiente é o quadrangular isoparamétrico, com apenas 4 pontos nodais, com funções de forma bilineares:

$$\begin{aligned} x &= \sum_{a=1}^{4} N_a(\xi)\, x_a^e \\ N_a(\xi) &= N_a(\xi, \eta) = \frac{1}{4}(1+\xi_a\xi)(1+\eta_a\eta) \\ u(\xi) &= \sum_{a=1}^{4} N_a(\xi)\, u_a^e \end{aligned} \qquad (2.153)$$

Na análise subsequente usar-se-á este tipo de elemento, adoptando-se funções de forma idênticas para os deslocamentos da fase sólida e para as velocidades da fase líquida.

A discretização das equações, por aplicação do método de Galerkin, conduz ao

seguinte sistema:

$$\begin{bmatrix} M^s & 0 \\ 0 & M^w \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a^s \\ a^w \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} Z & -Z \\ -Z^T & Z \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v^s \\ v^w \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} n^s \\ n^w \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f^{s\,ext} \\ f^{w\,ext} \end{Bmatrix} \qquad (2.154)$$

onde M^σ, a^σ, v^σ, n^σ e $f^{\sigma\,ext}$ representam, respectivamente, a matriz de massa generalizada, a aceleração, a velocidade e as forças internas e externas do constituinte σ (σ=s,w).

A matriz de massa que produz estimativas de erro mínimas é a consistente, que tem, para cada contribuição do nó B para o nó A, nas direcções i e j, a seguinte expressão:

$$(m_{ij}^{AB})^\alpha = \delta_{ij} \int_{\Omega^e} N^A \rho^\alpha N^B d\Omega \qquad (2.155)$$

Contudo, são geralmente preferidas matrizes de massa diagonalizadas, devido à economia de tempo de cálculo que é possível conseguir, e ao facto de permitirem a utilização de algoritmos especiais de integração no tempo (métodos explicítos), simplificados. Existem essencialmente três técnicas de diagonalização da matriz de massa:

- Diagonalização por quadratura nodal:

A matriz de massa diagonalizada é deduzida a partir da matriz de massa consistente, e a diagonalização conseguida por integração numérica espacial, com a consideração dos pontos de quadratura coincidentes com os pontos nodais. Assim, exprimido a equação (2.155) em coordenadas naturais e utilizando a regra de quadratura tem-se:

$$\begin{aligned} (m_{ij}^{AB})^\alpha &= \delta_{ij} \int_{\Omega^e} N^A \rho^\alpha N^B d\Omega = \delta_{ij} \int_{\square} N^A \rho^\alpha N^B J d\square \simeq \\ &\simeq \delta_{ij} \sum_{C=1}^{n_{en}} N^A(\xi^C)\, \rho^\alpha(\xi^C)\, N^B(\xi^C)\, J(\xi^C)\, W^C \end{aligned} \qquad (2.156)$$

onde ξ representa as coordenadas naturais, n_{en} o número de pontos nodais do elemento, J o jacobiano e W o peso dos pontos de integração. Mas $N^A(\xi^C)=\delta_{AC}$ e $N^B(\xi^C)=\delta_{BC}$ pelo que:

$$(m_{ij}^{AB})^\alpha = \delta_{ij} \delta^{AB} \rho^\alpha(\xi^A)\, J(\xi^A)\, W^A \quad (sem \sum \ no\ índice\ A) \qquad (2.157)$$

Este processo pode gerar elementos de matriz nulos ou negativos, que viciam a solução numérica e produzem comportamentos de sistemas sem qualquer correspondência física,

pelo que nem sempre é uma ferramenta eficaz para diagonalização de matrizes de massa.

- Técnica de soma de linhas:

Os elementos da matriz de cada linha são somados e colocados no elemento diagonal:

$$(m_{ij}^{AB})^{\alpha}=\delta_{ij}\delta^{AB}\int_{\Omega_e}\rho^{\alpha}N^{A}d\Omega \quad (sem \sum \text{ no índice } A) \qquad (2.158)$$

Com a utilização desta formulação, o problema do aparecimento de elementos diagonais nulos, fica completamente excluído, podendo contudo originar massas negativas.

- Técnica de diagonalização especial:

Para que os elementos da matriz de massa sejam sempre positivos, adoptam-se para os elementos da matriz de massa diagonalizada valores proporcionais aos da diagonal principal da matriz de massa consistente. A constante de proporcionalidade é seleccionada de modo a conservar a massa total do elemento, vindo:

$$(m_{ij}^{AB})^{\alpha}=\beta\,\delta_{ij}\delta^{AB}\int_{\Omega_e}\rho^{\alpha}(N^{A})^{2}d\Omega \quad (sem \sum \text{ no índice } A) \qquad (2.159)$$

com

$$\beta=\frac{\int_{\Omega_e}\rho^{\alpha}d\Omega}{\sum_{A=1}^{n_{en}}\int_{\Omega_e}\rho^{\alpha}(N^{A})^{2}d\Omega} \qquad (2.160)$$

No que se segue, opta-se pela utilização de uma matriz de massa diagonalizada segundo o processo descrito da soma dos elementos da mesma linha e sua colocação no elemento diagonal, de acordo com a equação (2.158).

A transferência de tensões entre as fases dá origem à matriz de amortecimento **Z** dada por:

$$(Z_{ij}^{AB})=\int_{\Omega_e}N^{A}\xi_{ij}^{ss}N^{B}d\Omega \qquad (2.161)$$

As forças internas $\mathbf{n}^{\alpha}$ são calculadas de acordo com:

$$(n_i^A)^s = \int_{\Omega^e} (\sigma'^s_{ij} - n^s p_w \delta_{ij})\, N^A_{,j} d\Omega \qquad (2.162)$$

$$(n_i^A)^w = \int_{\Omega^e} \rho^w N^A (v_j^w - v_j^s)\, v^w_{i,j} d\Omega - \int_{\Omega^e} N^A_{,i} n^w p_w d\Omega \qquad (2.163)$$

Saliente-se que o termo correspondente às forças internas no fluido inclui, além das forças devidas à pressão intersticial, uma parcela devida à convexão.

O vector de forças externas (forças volúmicas, tensões aplicadas) é calculado por intermédio de:

$$(f_i^A)^{\alpha\ ext} = \int_{\Omega^e} \rho^\alpha b_i N^A d\Omega + \textit{termos de fronteiras} \qquad (2.164)$$

Se o fluido for tomado como incompressível, a matriz de amortecimento é deduzida de modo a conter, além da parcela correspondente à transferência de tensões, a contribuição dos termos de penalidade para as equações do movimento, passando a ser definida por:

$$\begin{bmatrix} Z+C^{ss} & -Z+C^{sw} \\ -Z^T+C^{ws} & Z+C^{ww} \end{bmatrix} \qquad (2.165)$$

com

$$(C_{ij}^{AB})^{\alpha\beta} = \int_{\Omega^e} K^{ww} \frac{n^\alpha n^\beta}{n^w} N^A_{,i} N^B_{,j} d\Omega \qquad (2.166)$$

e reduzindo-se as forças internas às seguintes formas simplificadas:

$$(n_i^A)^s = \int_{\Omega^e} \sigma'^s_{ij} N^A_{,j} d\Omega \qquad (2.167)$$

$$(n_i^A)^w = \int_{\Omega^e} \rho^w N^A (v_j^w - v_j^s)\, v^w_{i,j} d\Omega \qquad (2.168)$$

A avaliação dos integrais, que constam das expressões anteriores, passa pela utilização de uma regra de quadratura. Para eliminar possíveis tendências da malha de elementos finitos para o fechamento, a regra utilizada denomina-se de selectiva reduzida, e aplica uma regra de quadratura reduzida (com um único ponto de Gauss - valor no centro

do elemento) para a parte volumétrica (contribuições de $\nabla.v^s$ e de $\nabla.v^w$) e para os termos de penalidade, e a integração normal (2x2 pontos de Gauss) para a parte distorsional.

2.2.2.2 - INTEGRAÇÃO NO TEMPO

Os métodos de integração no tempo são, geralmente, processos passo a passo, que incluem os puramente explícitos, os implícitos e os mistos, nos quais parte do sistema de equações é resolvido explicitamente e o restante de modo implícito.

Os processos explícitos, quando aplicados ao problema em estudo com a matriz de massa diagonalizada, não necessitam da resolução do sistema de equações para ser encontrada a solução. No entanto, as restrições impostas ao intervalo de tempo devido a condições de estabilidade, resultantes da presença de um fluido quase incompressível no meio poroso, são muito severas.

Com a utilização de métodos implícitos, a estabilidade incondicional pode ser garantida, desde que se cumpram certas condições particulares impostas pelo processo. No entanto, requerem a resolução de sistemas completos de equações, para cada instante de cálculo.

O equilíbrio entre as vantangens e inconvenientes de cada um destes processos de integração é atingido com o emprego dos algoritmos implícito-explicítos, nos quais a zona da malha de elementos finitos que impõe menores restrições ao intervalo de tempo é tratada de forma explícita, e o complemento implicitamente, reduzindo-se assim o número de equações do sistema a resolver. O método passo a passo implícito-explicíto aqui escolhido para a integração no tempo, cai dentro da categoria dos métodos com operadores fraccionados ("split operators methods"), recorre ao uso de valores estimados que logo após são corrigidos, Hughes (1978), e descreve-se subsequentemente.

O sistema de equações não lineares (2.154) reescrito na seguinte forma matricial:

$$Ma+Cv+n(u,v)=f^{ext} \qquad (2.169)$$

pode ser resolvido, iterativamente, para o intervalo de tempo n+1, desde que se conheçam as grandezas no intervalo de tempo n, e se obedeça às seguintes equações:

$$\begin{aligned} &Ma_{n+1}+C^I v_{n+1}+C^E \tilde{v}_{n+1}+n^I(u_{n+1},v_{n+1})+ \\ &+n^E(\tilde{u}_{n+1},\tilde{v}_{n+1})=f^{ext}_{n+1} \end{aligned} \qquad (2.170)$$

onde as grandezas assinaladas com um ~ representam valores estimados, dados por:

$$\tilde{u}_{n+1}=u_n+\Delta t v_n+(1-2\beta)\frac{(\Delta t)^2}{2}a_n \qquad (2.171)$$

$$\tilde{v}_{n+1}=v_n+(1-\gamma)\Delta t a_n \qquad (2.172)$$

u_{n+1} e v_{n+1} valores corrigidos, calculados através de:

$$u_{n+1}=\tilde{u}_{n+1}+\beta\Delta t^2 a_{n+1} \qquad (2.173)$$

$$v_{n+1}=\tilde{v}_{n+1}+\gamma\Delta t a_{n+1} \qquad (2.174)$$

C^I e C^E, e, n^I e n^E, respectivamente, as partes da matriz de amortecimento e das forças internas a serem tratadas de modo implícito e explícito, e β e γ são parâmetros de controlo da precisão e da estabilidade do método.

Quando todos os termos são determinados de um modo implícito, este método reduz-se ao proposto por Newmark.

Os cálculos iniciam-se com a avaliação do vector de acelerações iniciais, a_0, pela inclusão dos valores dados pelas condições iniciais no sistema de equações:

$$Ma_0=f_0^{ext}-Cv_0-n(u_0,v_0) \qquad (2.175)$$

cuja resolução é trivial, já que a matriz de massa é diagonal.

Para os restantes instantes de tempo, o sistema de equações constitui um problema algébrico não linear, o qual é resolvido com base num processo iterativo do tipo Newton-Raphson. A implementação mais útil e mais versátil é conseguida exprimindo o sistema em função da variável a_{n+1} e procedendo, em seguida, à sua linearização, mediante a consideração das partes implicítas das matrizes de rigidez e de amortecimento tangentes, as quais têm as seguintes expressões:

$$K^I=\frac{\partial n^I}{\partial u} \qquad (2.176)$$

$$C^I=C+\frac{\partial n^I}{\partial v} \qquad (2.177)$$

O sistema (2.169) toma, então, a seguinte forma (válida para $t=(n+1).\Delta t$):

$$(M+\Delta t\gamma C^I+\Delta t^2\beta K^I)\, a_{n+1}=f_{n+1}^{ext}-C\tilde{v}_{n+1}-n(\tilde{u}_{n+1},\tilde{v}_{n+1}) \qquad (2.178)$$

O organigrama de resolução adoptado é composto por:

1 - Número da iteração i

$$i = 0$$

2 - Estimativa de valores

$$u_{n+1}^{(i)}=\tilde{u}_{n+1}=u_n+\Delta t v_n+(1-2\beta)\frac{\Delta t^2}{2}a_n \qquad (2.179)$$

$$v_{n+1}^{(i)}=\tilde{v}_{n+1}=v_n+(1-\gamma)\Delta t a_n \qquad (2.180)$$

$$a_{n+1}^{(i)}=0 \qquad (2.181)$$

3 - Cálculo da força não equilibrada

$$\Delta f^{(i)}=f_{n+1}^{ext}-Ma_{n+1}^{(i)}-Cv_{n+1}^{(i)}-n(u_{n+1}^{(i)},v_{n+1}^{(i)}) \qquad (2.182)$$

4 - Determinação da matriz de massa efectiva M^* (reformulada e factorizada só quando solicitado)

$$M^*=M+\Delta t\gamma C^I+\Delta t^2\beta K^I \qquad (2.183)$$

5 - Cálculo do incremento da aceleração Δa

$$M^*\Delta a^{(i)}=\Delta f^{(i)} \qquad (2.184)$$

6 - Correcção dos valores

$$a_{n+1}^{(i+1)}=a_{n+1}^{(i)}+\Delta a^{(i)} \qquad (2.185)$$

$$v_{n+1}^{(i+1)}=\tilde{v}_{n+1}+\Delta t\gamma a_{n+1}^{(i+1)} \qquad (2.186)$$

$$u_{n+1}^{(i+1)}=\tilde{u}_{n+1}+\Delta t^2\beta a_{n+1}^{(i+1)} \qquad (2.187)$$

7 - Teste de convergência

$$Se\ \frac{\|\Delta f^{(i)}\|}{\|\Delta f^{(0)}\|} \leq 10^{-3} \wedge \frac{\|\Delta a^{(i)}\|}{\|\Delta a^{(0)}\|} Q \leq (1-Q)\,10^{-3}\ vai\ para\ 8 \qquad (2.188)$$

$$com\ Q=\max\left[\frac{\|\Delta a^{(i)}\|}{\|\Delta a^{(i-1)}\|}, \frac{\|\Delta a^{(i-1)}\|}{\|\Delta a^{(i-2)}\|}\right] \qquad (2.189)$$

Se não $i=i+1$ *e vai para* 3

8 - Novo intervalo de tempo

$$n=n+1\ e\ vai\ para\ 1 \qquad (2.190)$$

Em geral, é preferível tratar as não linearidades de modo explícito, já que de outro modo se terá que proceder à formação e factorização da matriz de massa efectiva para cada instante de cálculo. A excepção surge quando o intervalo de tempo admissível se torna extremamente reduzido.

Os parâmetros β e γ são escolhidos de modo a assegurarem a estabilidade incondicional.

2.2.2.3 - CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE

As condições de estabilidade do método de integração exposto na secção anterior dependem se o tratamento dado ao sistema de equações é do tipo implícito, explícito ou misto. Em qualquer dos casos, no entanto, o parâmetro γ a adoptar deve ser maior ou igual a 1/2.

- Tratamento implícito

A estabilidade incondicional é atingida com $\beta \geq \gamma/2$, mas para maximização da dissipação numérica de altas frequências recomenda-se que:

$$\beta = \frac{\left(\gamma + \frac{1}{2}\right)^2}{4} \qquad (2.191)$$

- Tratamento explícito

Para obter a máxima dissipação numérica de altas frequências, o intervalo de

tempo de cálculo está limitado por:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega} \frac{(1-\zeta)}{(\gamma+\frac{1}{2})} \qquad (2.192)$$

onde ω representa a frequência natural máxima associada à parte da matriz de rigidez tratada explicitamente e ζ o coeficiente de amortecimento. A frequência máxima expectável é limitada superiormente pela frequência própria do menor elemento finito presente, dada para um elemento rectangular bilinear de quatro nós por:

$$\omega = 2\frac{C}{L} \qquad (2.193)$$

sendo L a menor dimensão do elemento e C a velocidade de propagação máxima no material, que tem a seguinte expressão:

$$C = \sqrt{\frac{\lambda^{ss}+2\mu^{ss}}{\rho^{s}}} \qquad (2.194)$$

- Tratamento implícito-explícito

As condições de estabilidade são determinadas pela imposição de que a matriz B, definida por:

$$\boldsymbol{B}=\boldsymbol{M}+\Delta t(\gamma-\frac{1}{2})\boldsymbol{C}^{\boldsymbol{I}}+\Delta t^{2}\left(\beta-\frac{\gamma}{2}\right)\boldsymbol{K}^{\boldsymbol{I}}-\frac{1}{2}\Delta t\boldsymbol{C}^{\boldsymbol{E}}-\frac{\gamma}{2}\Delta t^{2}\boldsymbol{K}^{\boldsymbol{E}} \qquad (2.195)$$

seja definida positiva. Como os termos da matriz de amortecimento são lineares é conveniente tratá-los de forma implícita, pelo que, nestas condições, a matriz B se reduz a:

$$\boldsymbol{B}=\boldsymbol{M}+\Delta t(\gamma-\frac{1}{2})\boldsymbol{C}^{\boldsymbol{I}}+\Delta t^{2}\left(\beta-\frac{\gamma}{2}\right)\boldsymbol{K}^{\boldsymbol{I}}-\frac{\gamma}{2}\Delta t^{2}\boldsymbol{K}^{\boldsymbol{E}} \qquad (2.196)$$

Para cálculo de vibrações a precisão máxima é atingida com $\gamma = 1/2$ (o amortecimento numérico é nulo). Aumentar o valor de γ provoca a dissipação de ruído numérico na gama de altas frequências, tornando a frente de onda de cálculo mais suave que a real.

Problemas puramente difusivos (ou de consolidação) podem ser avaliados com base

no sistema hiperbólico de equações de movimento, anteriormente deduzido, fazendo $\gamma=3/2$ e $\beta=1$, conseguindo-se assim eliminar todos os regimes transitórios.

Valores particulares dos parâmetros β e γ definem métodos consagrados na bibliografia. Assim:

$\gamma=1/2$ e $\beta=1/6$ - método da aceleração linear

$\gamma=1/2$ e $\beta=0$ - método das diferenças centrais

$\gamma=3/2$ e $\beta=1$ - método das diferenças regressivas

$\gamma=1/2$ e $\beta=1/4$ - regra trapezoidal

2.2.2.4 - IMPLEMENTAÇÃO

Para se obter a eficiência de cálculo máxima, a parte das matrizes descritas a tratar implícita ou explicitamente varia com o problema em estudo.

a) Fluido compressível

- Cálculos de propagação de ondas

Em problemas de propagação de ondas, uma grande gama de frequências pode ser excitada, pelo que são impostos intervalos de tempo muito reduzidos. A integração das equações pode então ser feita explicitamente. As limitacões do intervalo de tempo, impostas por condições de estabilidade, são da mesma ordem de grandeza que as resultantes de considerações de precisão dos modelos não lineares do material. Os cálculos podem ser efectuados com um intervalo de tempo próximo do correspondente à propagação da onda de compressão mais rápida:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega} \frac{1-\frac{\alpha_i \xi}{2\omega}}{\gamma+\frac{1}{2}} \quad (i=1,2) \qquad (2.197)$$

admitindo comportamento elástico linear e isotrópico do esqueleto sólido e que $\xi^{ss}=\xi$, onde

$$\alpha_i=\left(\frac{1}{\rho^s}+\frac{1}{\rho^w}\right)\frac{|C_{pi}^2-C_0|}{C_{p1}^2-C_{p2}^2} \quad (i=1,2) \qquad (2.198)$$

e C_{pi} representa as velocidades das 2 ondas de compressão passíveis de se propagarem

no meio poroso, dadas por:

$$C_{pi}^2=\frac{1}{2}\{(C_1^2+C_2^2)\pm[(C_1^2-C_2^2)+4C_3^2]^{1/2}\} \quad (i=1,2) \qquad (2.199)$$

com

$$C_1^2=\frac{\lambda^{ss}+2\mu^{ss}+K^{ww}\frac{(n^s)^2}{n^w}}{\rho^s} \qquad (2.200)$$

$$C_2^2=\frac{n^w K^{ww}}{\rho^w} \qquad (2.201)$$

$$C_3^2=\frac{(n^s K^{ww})^2}{\rho^s\rho^w} \qquad (2.202)$$

C_0 é a velocidade "congelada" da mistura, e tem a seguinte expressão:

$$C_0^2=\frac{\lambda^{ss}+2\mu^{ss}+\frac{K^{ww}}{n^w}}{\rho^s+\rho^w} \qquad (2.203)$$

verificando-se sempre que:

$$C_{p2}^2<C_0^2\leq C_{p1}^2 \qquad (2.204)$$

Um caso particular com interesse é o dinâmico compatível, no qual não há movimento relativo entre as duas fases. Para que isto se verifique é necessário e suficiente que as características dos dois constituintes sejam tais que:

$$\lambda^{ss}+2\mu^{ss}=K^{ww}\left(\frac{\rho^s}{\rho^w}-\frac{n^s}{n^w}\right) \qquad (2.205)$$

As velocidades de propagação são então iguais a:

$$C_{p1}=C_0=\sqrt{\frac{K^{ww}}{\rho^w}} \quad C_{p2}=\sqrt{\frac{n^w(\lambda^{ss}+2\mu^{ss})}{\rho^s}} \qquad (2.206)$$

Para solos secos, as equações anteriores reduzem-se a:

$$C=\sqrt{\frac{\lambda^{ss}+2\mu^{ss}}{\rho^{s}}} \qquad (2.207)$$

Se o problema em estudo apenas inclui propagação de ondas de corte, o intervalo de tempo está limitado por:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega}\frac{1-\frac{\xi}{2\omega\rho^{s}}}{\gamma+\frac{1}{2}} \qquad (2.208)$$

sendo a velocidade de propagação associada dada por:

$$C_{s}=\sqrt{\frac{\mu^{ss}}{\rho^{s}}} \qquad (2.209)$$

- Cálculos do tipo vibratório

As frequências que se procuram obter são muito inferiores às da secção anterior, pelo que se adopta um tratamento implícito, sendo o intervalo de tempo admissível determinado apenas por condições de estabilidade. Os parâmetros de integração a considerar serão:

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \qquad \beta=\frac{\left(\gamma+\frac{1}{2}\right)^{2}}{4} \qquad (2.210)$$

A matriz de amortecimento é tratada de modo implícito, contendo apenas a contribuição da transferência de tensões entre fases:

$$C^{I}=\begin{bmatrix} Z & -Z \\ -Z^{T} & Z \end{bmatrix} \qquad (2.211)$$

A força interna da fase fluida contem dois termos: o devido à convexão, geralmente pequeno, pelo que pode ser tratado sem perda de rigor explicitamente, e o provocado pela pressão intersticial, a ser calculado implicitamente, originando, após linearização e associação com o termo correspondente das forças internas da fase sólida, a seguinte

matriz de rigidez do fluido:

$$K_w=\begin{bmatrix} C^{ss} & C^{sw} \\ C^{ws} & C^{ww} \end{bmatrix} \qquad (2.212)$$

com as submatrizes dadas pela equação (2.166).

Para a contribuição devida às tensões efectivas das forças internas da fase sólida podem ocorrer os três tipos de tratamento: explicíto, implícito e implícito-explícito.

- Tratamento explícito

Neste caso K^I reduz-se a K_w e a estabilidade incondicional não pode ser atingida, pelo que se têm que impor restrições no intervalo de tempo de cálculo dadas pela equação (2.192), sem a consideração do coeficiente de amortecimento:

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega}\frac{1}{\gamma+\frac{1}{2}} \qquad (2.213)$$

- Tratamento implícito

A estabilidade incondicional é conseguida. A matriz de rigidez é tratada quer para a fase sólida quer para a fase fluida implicitamente, sendo dada por:

$$K^I=\frac{\partial n}{\partial u}=K_s+K_w \qquad (2.214)$$

com a matriz K_s obtida após linearização do sistema e constituída por duas parcelas:

$$K_s=\begin{bmatrix} K^s+K^G & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \qquad (2.215)$$

A primeira corresponde à parte característica do comportamento do material, associada a D^s, e apresenta a seguinte expressão:

$$(K_{ij}^{AB})^s=\int_{\Omega^s} D_{ijkl}^s N_{,k}^A N_{,l}^B d\Omega \qquad (2.216)$$

A segunda representa a tensão inicial ou a parte geométrica da matriz de rigidez, gerada a partir de D^G.

- Tratamento implícito-explícito

Um tratamento puramente implícito de problemas não lineares, implica uma

formação e factorização de matrizes de rigidez para cada tempo de cálculo, o que leva a uma excessiva sobrecarga computacional. O equilíbrio é conseguido mediante o tratamento implícito da parte linear da matriz de rigidez e explícito da restante parte não linear:

$$K^I=\begin{bmatrix} K_E^s+C^{ss} & C^{sw} \\ C^{ws} & C^{ww} \end{bmatrix} \quad K^E=K_s-\begin{bmatrix} K_E^s & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{2.217}$$

Esta escolha não conduz a estabilidade incondicional em materiais com tendência para o fechamento, devido ao tratamento explícito do termo não linear (K_s-K_E^s). Os termos de K^G são da ordem de grandeza das tensões, tendo por isso um pequeno impacto na estabilidade. Para este tipo de materiais, o intervalo de tempo deve ser inferior ao associado à velocidade de propagação da onda mais rápida, sendo seleccionado por tentativas, baixando-o de cada vez que for notado na malha de elementos finitos deformada o fenómeno de fechamento.

- Cálculos de difusão

Tal como foi atrás referido, o cálculo sísmico de barragens de aterro implica a determinação de tensões e de deformações iniciais, com a consideração de fenómenos de consolidação, seguida da avaliação de estados de tensão e de deformação induzidas pela acção sísmica. É então conveniente tratar os dois fenómenos com o mesmo tipo de equações e algoritmo de solução.

Através da consideração de $\gamma=3/2$ e $\beta=1$ como parâmetros de integração de problemas dinâmicos, os fenómenos transitórios são numericamente eliminados, convergindo-se para uma solução em que só os fenómenos de difusão são quantificados, podendo-se recorrer às opções implícitas ou implícito-explícitas, descritas anteriormente.

b) Fluido incompressível

A matriz de amortecimento é neste caso composta por duas parcelas e totalmente tratada implicitamente:

$$C^I=\begin{bmatrix} Z+C^{ss} & -Z+C^{sw} \\ -Z^T+C^{ws} & Z+C^{ww} \end{bmatrix} \tag{2.218}$$

O valor aconselhado para o parâmetro K^{ww} é:

$$K^{ww}=C\ \max\left[\frac{\rho^w}{k}, \Delta t \frac{\beta}{\gamma}(\lambda^{ss}+2\mu^{ss})\right] \tag{2.219}$$

onde C é uma constante que depende do comprimento de palavra do computador e k é coeficiente de permeabilidade isotrópico homogéneo.

A força convectiva do fluido n^w é geralmente muito pequena, pelo que pode ser tratada explictamente. Para a força interna da fase sólida são possíveis três hipóteses:

- Tratamento explícito

Pelos motivos atrás apontados, é, geralmente, o tratamento escolhido para estudar a propagação de ondas.

A matriz K^I é nula e a estabilidade incondicional não pode ser atingida, pelo que se têm que impor restrições no intervalo de tempo de cálculo, dadas pela equação (2.213). Os parâmetros de integração são escolhidos respeitando a equação (2.210).

- Tratamento implícito

Em problemas de vibrações, o cálculo implícito da parcela correspondente às tensões efectivas revela-se ser o mais adequado, pois permite a escolha do intervalo de tempo com base na precisão pretendida. A estabilidade incondicional é conseguida, com γ e β satisfazendo as equações (2.210). A matriz de rigidez é tratada de modo implícito, sendo dada por:

$$K^I = K_s = \frac{\partial n^s}{\partial u^s} \qquad (2.220)$$

- Tratamento implícito-explícito

Devido aos inconvenientes ligados com a formação e factorização para cada instante de cálculo da matriz de rigidez, é usual substituir, no caso de problemas não lineares, o tratamento puramente implícito do vector de forças internas da fase sólida por um implícito-explícito. Após linearização das equações, a parte elástica da matriz de rigidez do material é tratada implícitamente:

$$K^I = \begin{bmatrix} K_E^s & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \qquad (2.221)$$

O restante será calculado de modo explícito.

Em materiais com tendência para o fechamento, devido ao tratamento explícito do termo não linear $(K^s - K_E^s)$, o intervalo de tempo é seleccionado por tentativas, de acordo com o atrás exposto, não se assegurando a estabilidade incondicional do método.

2.3 - MECÂNICA DOS MEIOS UNIFÁSICOS

2.3.1 - TEORIA BÁSICA

Em situações particulares, de que são exemplo os solos secos e os saturados perfeitamente drenados ou impossibilitados de qualquer drenagem, o comportamento de meios porosos pode ser descrito apenas com a consideração de uma única fase. Nos restantes casos, um estudo baseado na mecânica dos meios unifásicos possibilita uma aproximação ao problema real. As relações constitutivas, bem como as equações de equilíbrio dinâmico são deduzidas em função das tensões totais, e não das tensões efectivas como anteriormente, pelo que esta análise é também conhecida por análise em tensões totais.

As leis básicas serão deduzidas a partir das equacionadas para os meios porosos.

2.3.1.1 - LEIS DE CINEMÁTICA

Representando **X** a configuração de referência (configuração não deformada), a posição espacial no tempo t da partícula que originalmente se localizava em **X** é:

$$\boldsymbol{x}=\boldsymbol{x}(\boldsymbol{X}, t) \tag{2.222}$$

Para que traduza movimentos físicamente possíveis, o movimento **x** tem que ser uma função contínua e diferenciável, verificando-se:

$$\det[x_{a,A}] = J(\boldsymbol{X}, t) > 0 \quad e \quad \det[x_{a,b}] > 0 \tag{2.223}$$

A velocidade **v** e a aceleração **a** são iguais, respectivamente, a:

$$\boldsymbol{v}=\boldsymbol{v}(\boldsymbol{x}, t) = \frac{D}{Dt}(\boldsymbol{x}) = \dot{\boldsymbol{x}} \tag{2.224}$$

$$\boldsymbol{a}=\boldsymbol{a}(\boldsymbol{x}, t) = \frac{D}{Dt}(\boldsymbol{v}) = \ddot{\boldsymbol{x}} \tag{2.225}$$

com

$$(\dot{\cdot}) = \frac{D}{Dt}(\ ) = \frac{\partial}{\partial t}(\ ) + \boldsymbol{v}.grad(\ ) = \frac{\partial}{\partial t}(\ ) + \boldsymbol{v}.\nabla(\ ) \qquad (2.226)$$

Os gradientes de deformação, F, e de velocidade, L, são dados por:

$$\boldsymbol{F}=\boldsymbol{F}(\boldsymbol{x}, t) = GRAD\ \boldsymbol{x} = \nabla \boldsymbol{x} = [F_{aA}] = [x_{a,A}] \qquad (2.227)$$

$$\boldsymbol{L}=\boldsymbol{L}(\boldsymbol{x}, t) = grad\ \boldsymbol{v} = \nabla \boldsymbol{v} = \dot{\boldsymbol{F}}.\ (\boldsymbol{F})^{-1} = [L_{ab}] = [v_{a,b}] \qquad (2.228)$$

A parte simétrica de L constitui a velocidade de deformação, d, e a anti-simétrica o tensor de rotação, w, respectivamente.

2.3.1.2 - QUANTIFICAÇÃO DE GRANDEZAS MÉDIAS

Uma vez que se pretende representar um meio constituído por uma ou duas fases por um meio caracterizado por um único constituinte, é necessário atribuir a este as propriedades médias da mistura, definindo nomeadamente a sua porosidade, n, e a massa volúmica média macroscópia, ρ:

$$n = n(\boldsymbol{x}, t) = \frac{dV^v}{dV} = 1 - n^s \qquad (2.229)$$

$$\rho = \rho(\boldsymbol{x}, t) = \sum_{\alpha} \rho^{\alpha} = n^s \rho^s + n^w \rho^w \qquad (2.230)$$

sendo dV^v a parte do volume dV não ocupada pelos grãos sólidos. A porosidade n varia entre 0 e 1. Se o solo estiver seco obtem-se:

$$\rho = n^s \rho^s = (1-n)\,\rho^s \qquad (2.231)$$

Se estiver totalmente saturado resulta:

$$n = n^w \quad e \quad \rho = (1-n)\,\rho^s + n\rho^w \qquad (2.232)$$

2.3.1.3 - EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO

Conservação de massa

A lei de conservação de massa para meios unifásicos identifica-se com a equação (2.23) deduzida para a mistura:

$$\frac{D}{Dt}(\rho) + \rho \nabla . \boldsymbol{v} = 0 \qquad (2.233)$$

Equilíbrio dinâmico

A equação local de equílibrio dinâmico é expressa em função da tensão total, $\boldsymbol{\sigma}$, e dada por:

$$\rho \boldsymbol{a} = \nabla . \boldsymbol{\sigma} + \rho \boldsymbol{b} \qquad (2.234)$$

2.3.1.4 - HIPÓTESES CONSTITUTIVAS

Para traduzir o comportamento do solo como um todo, opta-se por exprimir a equação constitutiva em termos de variações infinitesimais de tensões totais e de deformações:

$$\frac{D}{Dt}(\boldsymbol{\sigma}) = \boldsymbol{D}^{c} : \nabla \boldsymbol{v}_{()} + \boldsymbol{D}^{a} : \nabla \boldsymbol{v}_{[]} = \boldsymbol{D} : \nabla \boldsymbol{v} \qquad (2.235)$$

ou

$$\frac{D}{Dt}(\boldsymbol{\sigma}) = \boldsymbol{D}^{c} : \nabla \boldsymbol{v}_{()} + \boldsymbol{D}^{a} : \nabla \boldsymbol{v}_{[]} - (\boldsymbol{\sigma} \otimes \boldsymbol{I}) : \nabla \boldsymbol{v}_{()} \qquad (2.236)$$

para garantir a simetria do operador de rigidez tangente, se o tensor constitutivo $\mathbf{D}^{c}$ a tiver. $\mathbf{D}^{G}$ representa o tensor geométrico dado, neste caso, por:

$$D^{G}_{ijkl} = \frac{1}{2}\left[\sigma_{il}\delta_{jk} + \sigma_{jl}\delta_{ik} - \sigma_{ik}\delta_{jl} - \sigma_{jk}\delta_{il}\right] \qquad (2.237)$$

A forma particular do tensor D^c depende do modelo constitutivo adoptado.

2.3.2 - FORMULAÇÃO NUMÉRICA

O problema da resposta dinâmica de um solo tratado como meio unifásico pode ser enunciado do seguinte modo:

- Seja Ω o volume ocupado pelo meio unifásico e Γ a sua fronteira, determine o campo de deslocamentos, u(x,t) no domínio $\Omega \in R^{NSD}$ (NSD - número de dimensões do espaço), tais que:

$$\rho \boldsymbol{a} = \nabla . \boldsymbol{\sigma} + \rho \boldsymbol{b} \qquad (2.238)$$

$$\frac{D}{Dt}(\boldsymbol{\sigma}) = \boldsymbol{D} : \nabla \boldsymbol{v} \qquad (2.239)$$

$$\frac{D}{Dt}(\rho) + \rho \nabla . \boldsymbol{v} = 0 \qquad (2.240)$$

submetidos às condições de fronteira:

$$\boldsymbol{u} = \overline{\boldsymbol{u}} \quad , \ em \ \Gamma_g \qquad (2.241)$$

$$\boldsymbol{\sigma} . \boldsymbol{n} = \overline{\boldsymbol{h}} \quad , \ em \ \Gamma_h \qquad (2.242)$$

nas quais Γ_g *e* Γ_h representam, respectivamente, as zonas da fronteira onde os deslocamentos e as tensões são prescritas, com a seguinte restrição:

$$\Gamma_g \cup \Gamma_h = \Gamma \quad \Gamma_g \cap \Gamma_h = 0 \qquad (2.243)$$

e às condições iniciais:

$$\boldsymbol{u}(\boldsymbol{x}, 0) = \boldsymbol{u}_0(\boldsymbol{x}) \qquad (2.244)$$

$$\boldsymbol{v}(\boldsymbol{x}, 0) = \boldsymbol{v}_0(\boldsymbol{x}) \qquad (2.245)$$

2.3.2.1 - DISCRETIZAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS

Tal como na resolução numérica de meios porosos, o domínio do meio contínuo, com apenas um constituinte, é discretizado em elementos finitos não sobrepostos, definidos pelos seus pontos nodais e respectivas funções de forma N^A ($N^A(\mathbf{x}^B) = \delta_{AB}$). Neste tipo de formulação, o elemento finito adoptado depende da complexidade das equações constitutivas escolhidas. Assim, se o modelo de comportamento do material é simples (modelos lineares elásticos, lineares equivalentes ou elásticos não lineares) o elemento é seleccionado com maior número de pontos nodais, permitindo a consideração de funções de forma de grau superior, e sendo necessário um menor número de elementos finitos de maiores dimensões para descrever as grandezas equacionadas, com um certo rigor. Quando se opta por modelos mais complexos, adoptam-se formulações com elementos finitos definidos por um pequeno número de pontos nodais, com funções de forma lineares, discretizando-se o domínio de integração com elementos de pequenas dimensões mas em grande número.

A discretização das equações, através da aplicação do método de Galerkin, conduz ao seguinte sistema:

$$\boldsymbol{M}\boldsymbol{a} + \boldsymbol{n}(\boldsymbol{u}, \boldsymbol{v}) = \boldsymbol{f}^{ext} \qquad (2.246)$$

sendo **M** a matriz de massa, com a seguinte expressão, após diagonalização:

$$m_{ij}^{AB} = \delta_{ij}\delta^{AB}\int_{\Omega^e}\rho N^A d\Omega \quad (sem \sum \ no\ índice\ A) \qquad (2.247)$$

n as forças internas, calculadas de acordo com:

$$n_i^A = \int_{\Omega^e}\sigma_{ij}N^A_{,j}d\Omega \qquad (2.248)$$

e $\mathbf{f}^{ext}$ o vector das forças externas, avaliadas por:

$$(f_i^A)^{ext} = \int_{\Omega^e}\rho b_i N^A d\Omega + \ termos\ de\ fronteira \qquad (2.249)$$

2.3.2.2 - INTEGRAÇÃO NO TEMPO

O método de integração adoptado é o descrito na secção 2.2.2.2, com excepção para a matriz de amortecimento que aqui é considerada nula.

2.3.2.3 - CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE

As condições de estabilidade foram dadas em 2.2.2.3, para tratamentos implícitos, explícitos e implícito-explícitos.

2.3.2.4 - IMPLEMENTAÇÃO

A implementação é conseguida de modo idêntico ao descrito em 2.1.2.4. Assim, o cálculo de propagação de ondas é geralmente realizado explícitamente, sendo o intervalo de tempo limitado pelas inequações (2.197) ou (2.208), conforme se trate de ondas de compressão ou de corte, respectivamente.

Problemas que impliquem a determinação de efeitos provocados por vibrações, as forças internas são integradas explicítamente, implicitamente ou pelo método misto:

- Tratamento explícito

  Há que impor a restrição ao intervalo de tempo dada por (2.213).

- Tratamento implícito

  A estabilidade incondicional é conseguida desde que (2.210) seja respeitada. A matriz de rigidez é dada por:

$$\boldsymbol{K}^{I}=\frac{\partial n}{\partial u}=\boldsymbol{K}=\boldsymbol{K}^{c}+\boldsymbol{K}^{\sigma} \qquad (2.250)$$

com

$$(K_{ij}^{AB})^{c}=\int_{\Omega^{e}} D_{ijkl}^{c} N_{,k}^{A} N_{,l}^{B} d\Omega \qquad (2.251)$$

No entanto, em problemas não lineares este tipo de tratamento impõe a formação e a factorização da matriz de rigidez tangente para a cada instante de cálculo, pelo que se opta em sua substituição pelo tratamento implícito-explícito.

- Tratamento implícito-explícito

A matriz de rigidez é subdividida do seguinte modo:

$$K^I = K_E^c \qquad K^E = K^c - K_E^c \tag{2.252}$$

onde K_E^c representa a parte linear da matriz de rigidez. Adoptam-se os parâmetros de integração que constam da equação (2.210) e limita-se o intervalo de tempo considerando a velocidade de propagação da onda mais rápida no meio. Se na malha de elementos finitos, em algum instante de tempo de cálculo, se notar uma certa indeformabilidade da malha, mesmo que local, o intervalo de integração decrescerá o necessário para tal ser evitado.

Fenómenos do consolidação são estudados considerando o processo implícito-explícito, com parâmetros de integração $\gamma = 3/2$ e $\beta = 1$.

2.4 - MODELOS CONSTITUTIVOS

Os modelos constitutivos pretendem traduzir o comportamento do material, em termos de tensões-deformações, quando solicitado por condições de carregamento complexo. Com base nos resultados de ensaios de campo ou de laboratório, determinam-se os estados de tensão e de deformação ocorridos, e procede-se à interpretação destes dados através de relações matemáticas, que pretendem traduzir o comportamento do material, em todas condições, mesmo diferenciadas daquelas para as quais foi deduzido. O modelo matemático não visa a descrição exacta do comportamento real do material, mas representa um meio ideal.

A concepção do modelo do material deve ser completa, isto é, possibilitar a extrapolação do comportamento do material para qualquer trajectória de tensões ou de deformações, reagindo de acordo com as observações experimentais, com uma forte conexão com os fenómenos físicos, e não se restringir a situações muito particulares ou ao mero ajuste de curvas de ensaio. Os parâmetros necessários à sua descrição devem ser de fácil determinação e baseados em ensaios simples.

A relação tensão-deformação dos solos é não linear, anisotrópica, histerética e dependente da trajectória percorrida, pelo que o modelo ideal também deverá ter estas características.

No entanto, têm sido adoptados, ao longo dos tempos, modelos simplificados,

elásticos ou não, frequentemente relacionados com grandezas de ensaio, que dão um meio eficaz para predimensionamento, para a identificação dos fenómenos presentes, e para teste dos modelos mais complexos. Por tal facto, serão também aqui descritos.

A modelação do comportamento pode ser obtida, de acordo com a análise a que se destina, em termos de tensões efectivas ou em termos de tensões totais, descrevendo as relações entre as tensões e as deformações, ou entre as suas variações infinitesimais. Para maior clareza de exposição, adopta-se a seguinte simbologia, válida para a formulação bifásica ou unifásica: $\dot{\sigma}$ é o incremento de tensão (total ou efectiva), $\dot{\epsilon}$ é o incremento de deformação ou parte simétrica do gradiente de velocidade (do esqueleto sólido ou da mistura), e **D** representa o tensor constitutivo do material. A equação constitutiva apresenta, então, a seguinte forma:

$$\dot{\sigma}=D:\dot{\epsilon} \qquad (2.253)$$

2.4.1 - MODELOS ELÁSTICOS

O comportamento de um material elástico, não necessariamente linear ou isotrópico, é caracterizado por ser conservativo, ter deformações recuperáveis e independentes da trajectória de tensões, e produzir incrementos de deformação função da variação da tensão, mas independentes do estado de tensão ou de deformação anteriormente instalado. Assim, em modelos elásticos, a relação entre tensões e deformações é unívoca, podendo apresentar características lineares ou não lineares.

2.4.1.1 - MODELO LINEAR ELÁSTICO

A matriz **D** identifica-se com o tensor de 4ª ordem de coeficientes elásticos isotrópicos:

$$D_{ijkl}=E_{ijkl}=\lambda\delta_{ij}\delta_{kl}+\mu\,(\delta_{ik}\delta_{jl}+\delta_{il}\delta_{jk}) \qquad (2.254)$$

sendo λ e μ os parâmetros de Lamé, valores constantes para qualquer nível de tensão ou de deformação, que se relacionam com o módulo de compressibilidade volumétrica, K, com o coeficiente de Poisson, ν, com o módulo de distorção, G, e com o módulo de elasticidade longitudinal, E, através das equações:

$$K=2G\frac{1+\nu}{3(1-2\nu)}=\lambda+\frac{2}{3}\mu \qquad G=\frac{E}{2(1+\nu)}=\mu \tag{2.255}$$

2.4.1.2 - MODELO K-G

No modelo K-G (Nelson e Baron, 1971; Naylor, 1975) o módulo de compressibilidade volumétrico e o módulo distorsional variam com o estado de tensão, através das equações:

$$K=K_1+\alpha_k p \tag{2.256}$$

$$G=G_1+\alpha_g p+\beta_g q \tag{2.257}$$

em que

$$p=\frac{1}{3}(\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3)=\frac{1}{3}I_1 \tag{2.258}$$

$$q=\sqrt{2[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2]}=\sqrt{3J_2} \tag{2.259}$$

α_k, α_g e β_g são constantes, determinadas com base em resultados de ensaios triaxiais, I_1 é o 1° invariante do tensor de tensões efectivas e J_2 é o 2° invariante do tensor de tensões distorsionais.

A matriz constitutiva D é dada pela equação (2.254), com os parâmetros elásticos determinados a partir de (2.256) e (2.257).

2.4.1.3 - MODELO M-G

Dadas as dificuldades de determinação directa do módulo de compressibilidade volumétrica, Drnevich (1975) propôs a sua substituição na determinação dos parâmetros elásticos de Lamé pelo módulo confinado ou edométrico, M, dado por:

$$M=\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}=2G\frac{1-\nu}{1-2\nu} \tag{2.260}$$

pelo que:

$$\lambda = M - 2G \quad \mu = G \tag{2.261}$$

Os valores dos módulos confinado e distorsional são obtidos, respectivamente, em ensaios de compressão unidimensional e de corte simples.

2.4.1.4 - MODELO M - K_0

Com base em ensaios de compressão unidimensional em materiais de enrocamento, Veiga Pinto (1983) estabeleceu a seguinte relação para o módulo edométrico tangente, em condições de carga:

$$M = A_e \, B_e \, p_a \left(\frac{\sigma_1}{p_a \, A_e} \right)^{\frac{B_e - 1}{B_e}} \tag{2.262}$$

na qual A_e e B_e são parâmetros obtidos por ajuste da curva tensão-deformação, $\sigma_1(\epsilon_1)$, do ensaio de compressão unidimensional, e p_a representa o valor da pressão atmosférica, e é introduzida para tornar adimensional esta equação.

Em descarga ou recarga, o valor do módulo edométrico altera-se, segundo o mesmo autor, para:

$$M_{ur} = C_e \, p_a \tag{2.263}$$

em que C_e é o valor médio do módulo edométrico na descarga.

A grandeza complementar escolhida para determinação dos parâmetros elásticos foi o coeficiente de impulso em repouso, K_0, que apresenta neste modelo a seguinte lei de variação, em carga:

$$K_0 = A_{K_0} + B_{K_0} \frac{\sigma_1}{p_a} \tag{2.264}$$

ou

$$K_{0ur} = C_{K_0} + D_{K_0} \frac{\sigma_1}{p_a} \tag{2.265}$$

em descarga ou recarga, com os parâmetros A_{K_0}, B_{K_0}, C_{K_0} e D_{K_0} determinados com base nas fases de carregamento e de descarga dos mesmos ensaios.

Os parâmetros de Lamé são deduzidos com base em (2.260), (2.261) e no cálculo do coeficiente de Poisson a partir do coeficiente de impulso das terras em repouso:

$$\nu = \frac{K_0}{1+K_0} \qquad (2.266)$$

2.4.1.5 - MODELO HIPERBÓLICO

O modelo hiperbólico baseia-se na adopção de leis do tipo hiperbólico para a descrição do comportamento do solo e recorre aos ensaios triaxiais para obtenção das relações tensão-extensão e extensão axial-extensão radial (Kondner, 1963; Kondner e Zelasko, 1963):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}}} \qquad (2.267)$$

$$\varepsilon_a = -\frac{\varepsilon_r}{\nu_i - d\,\varepsilon_r} \qquad (2.268)$$

onde σ_1 e σ_3 são as tensões principais máxima e mínima, ϵ_a é a extensão axial, E_i é o módulo de elasticidade tangente inicial, $(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ é o valor assimptótico da tensão distorsional quando a extensão tende para infinito, ϵ_r é extensão radial, ν_i é o coeficiente de Poisson inicial e d é um parâmetro que traduz a variação do coeficiente de Poisson com a extensão radial.

O módulo de elasticidade inicial depende do nível de tensão de confinamento, de acordo com a expressão de Janbu (1963):

$$E_i = k\, p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \qquad (2.269)$$

O valor de $(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ está relacionado com a resistência à rotura, dada pelo critério de Coulomb, através de:

$$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}=\frac{1}{R_f}\frac{2c\cos\phi+2\sigma_3 sen\phi}{1-sen\phi} \qquad (2.270)$$

em que c e ϕ representam, respectivamente, a coesão e o ângulo de atrito do solo, e R_f representa o coeficiente na rotura, inferior à unidade, variando geralmente entre 0,5 e 0,9 para materiais granulares.

A envolvente de rotura de certos solos apresenta desenvolvimento curvilíneo, variando o ângulo de atrito com a tensão de confinamento, podendo-se adoptar a seguinte expressão:

$$\phi=\phi_0-\Delta\phi\ \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \qquad (2.271)$$

onde ϕ_0 é o ângulo de atrito inicial e $\Delta\phi$ o seu decréscimo com o aumento da tensão de confinamento.

O valor do coeficiente de Poisson inicial em solos é também variável com a tensão de confinamento, considerando-se a seguinte lei:

$$\nu_i=G-F\ \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \qquad (2.272)$$

em que G representa o valor do coeficiente de Poisson inicial quando a pressão de confinamento iguala a pressão atmosférica, e F é declive da recta, que traduz esta lei de variação numa representação semilogarítmica.

Duncan e Chang (1970), com base em ensaios triaxiais convencionais procederam à determinação de todos os parâmetros anteriormente descritos (d, k, n, R_f, c, ϕ_0, $\Delta\phi$, G e F), e estabeleceram a determinação dos parâmetros elásticos, em condições de carregamento, com base no módulo de elasticidade tangente e no coeficiente de Poisson, obtidos por derivação das equações (2.267) e (2.268), respectivamente, e dados por:

$$E_t=\frac{d(\sigma_1-\sigma_3)}{d\varepsilon_a}=\left[1-\frac{R_f(1-sen\phi)\ (\sigma_1-\sigma_3)}{2c\cos\phi+2\sigma_3 sen\phi}\right]^2 k\ p_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \qquad (2.273)$$

$$\nu_t = \frac{G - F \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)}{\left[1 - \frac{d\,(\sigma_1 - \sigma_3)}{k\,p_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)\,(1 - sen\phi)}{2c\,\cos\phi + 2\sigma_3 sen\phi}\right]}\right]^2} \qquad (2.274)$$

Em descarga ou recarga o módulo de elasticidade é obtido a partir de:

$$E_{ur} = k_{ur}\, p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \qquad (2.275)$$

Como vantagens mais relevantes do modelo hiperbólico salienta-se a facilidade na obtenção dos seus parâmetros através dos ensaios triaxiais convencionais, o ajuste razoável a situações de carregamento monotónico e a vasta experiência de aplicação. Revela-se contudo incapaz de descrever o comportamento do solo após o esgotamento da sua capacidade resistência e de incorporar o efeito da dilatância sob a acção de tensões distorsionais.

2.4.2 - MODELOS ELASTOPLÁSTICOS

A teoria da plasticidade, originalmente enunciada para metais, adoptando um tratamento diferenciado para as deformações recuperáveis (ou elásticas) e as permanentes (ou plásticas), permite mediante a introdução de algumas modificações e extensões, modelar o comportamento de uma ampla classe de materiais, e em particular o dos solos, para os quais, se verifica que:

- apresentam, geralmente, comportamento não elástico imediatamente após a aplicação de cargas;
- a plastificação é anisotrópica e dependente do estado de tensão de confinamento;
- a qualquer variação de volume está associada uma variação de tensão tangencial;
- os solos densos expandem-se quando submetidos a corte puro, enquanto que os solos soltos se contraem;
- muitos solos, em condições drenadas ou não drenadas, experimentam uma diminuição da sua resistência com o aumento da deformação, depois de se ter atingido a

resistência de pico.

O comportamento plástico, contrariamente ao elástico, produz dissipação de energia, com a ocorrência de deformações permanentes após a descarga. As deformações, induzidas por variação do estado de tensão, são função da trajectória de tensões e do valor corrente do estado de tensão. O vector incremento de deformação tem uma direcção independente da direcção do incremento de tensão, e uma grandeza que pode ou não estar relacionada, através de uma lei de endurecimento ou de amolecimento, com a grandeza do vector incremento de tensão.

Os solos, em geral, sofrem simultaneamente deformações elásticas e plásticas, imediatamente após a aplicação de cargas, sendo a deformação total a soma das respectivas componentes. A direcção do incremento de deformação resultante pode-se aproximar para pequenos níveis de deformação da direcção do incremento de tensão, ou para níveis de deformação elevados, onde o comportamento plástico é dominante, da direcção das tensões existentes.

Nos modelos elastoplásticos, as características elásticas do material são consideradas geralmente lineares e isotrópicas, sendo a anisotropia e a não linearidade produzidas pela plasticidade.

A teoria da plasticidade baseia-se na formulação de três tipos de leis:

- a função de cedência, especificando os estados de tensão para os quais ocorre fluxo plástico;

- a lei de fluxo, que relaciona o tensor dos incrementos de deformação plástica com os tensores dos incrementos de tensão e do estado de tensão;

- as leis de endurecimento (ou amolecimento), que fornecem a modificação da condição de cedência como resultado do fluxo plástico.

2.4.2.1 - FUNÇÃO DE CEDÊNCIA

Na curva tensão-deformação resultante de um qualquer ensaio realizado em materiais granulares, pode-se distinguir, em geral, um primeiro troço inicial linear, seguido de um, não linear, com incrementos de tensão sucessivamente menores para a mesma variação da deformação induzida, e para o qual as deformações permanecem após a anulação da carga.

Define-se tensão de cedência como a tensão máxima que se pode atingir, sem que, após a descarga, ocorra qualquer deformação permanente.

O critério que define a combinação de tensões que produz a plastificação do material é chamado de critério de cedência.

Em solos, o critério de cedência deverá depender do estado de tensão aplicado, $\boldsymbol{\sigma}$, bem como deverá reflectir o efeito na microestrutura do material das histórias de carga, o que é conseguido pela introdução das chamadas variáveis internas, S, que, indirectamente, representam escorregamentos e orientações preferenciais, densidade de deslocações e microfissuras, representadas por tensores de 2ª ordem, $\boldsymbol{\alpha}$, e por escalares, k.

O critério de cedência é expresso matematicamente por uma função escalar, f, chamada função de cedência:

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{S}) = 0 \qquad (2.276)$$

com

$$\boldsymbol{S} = [\boldsymbol{\alpha}, k] \qquad (2.277)$$

A escolha da função de cedência não é totalmente arbitrária. Nomeadamente exige-se que seja objectiva, isto é, não varie com os movimentos de corpo rígido e não dependa do sistema de eixos de referência, e que seja o reflexo das propriedades dos materiais, em particular das suas simetrias.

Se Q for uma transformação ortogonal, isto é:

$$\boldsymbol{Q}\boldsymbol{Q}^{T} = \boldsymbol{Q}^{T}\boldsymbol{Q} = \boldsymbol{I} \quad \det \boldsymbol{Q} = +1 \qquad (2.278)$$

o requesito de objectividade de f impõe que:

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{S}) = f(\boldsymbol{Q}\boldsymbol{\sigma}\boldsymbol{Q}^{T}, \boldsymbol{Q}[\boldsymbol{S}]) = 0 \qquad (2.279)$$

com

$$\boldsymbol{Q}[\boldsymbol{S}] = \boldsymbol{Q}[\boldsymbol{\alpha}] = \boldsymbol{Q}\boldsymbol{\alpha}\boldsymbol{Q}^{T} \qquad (2.280)$$

Para que a equação (2.279) se verifique, a função de cedência deve depender apenas dos invariantes directos, $\overline{I_i}$ e $\overline{II_i}$, e cruzados, $\overline{K_j}$, dos tensores $\boldsymbol{\sigma}$ e $\boldsymbol{\alpha}$, isto é:

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{S}) = f(\overline{I_i}, \overline{II_i}, \overline{K_j}, k) = 0 \quad i=1,\ldots,3 \quad j=1,\ldots,4 \qquad (2.281)$$

com

$$\overline{I_1}=tr\ \sigma \quad \overline{II_1}=tr\ \alpha \quad \overline{K_1}=tr\ \sigma\alpha \tag{2.282}$$

$$\overline{I_2}=tr\ \sigma^2 \quad \overline{II_2}=tr\ \alpha^2 \quad \overline{K_2}=tr\ \sigma\alpha^2 \tag{2.283}$$

$$\overline{I_3}=tr\ \sigma^3 \quad \overline{II_3}=tr\ \alpha^3 \quad \overline{K_3}=tr\ \sigma^2\alpha \tag{2.284}$$

$$\overline{K_4}=tr\ \sigma^2\alpha^2 \tag{2.285}$$

O tipo de simetria (isotropia, ortotropia e isotropia transversal) das propriedades do material é determinado pelo tipo de operações de simetria (rotações e reflexões) que deixam a resposta do material imutável. Se q for uma transformação ortogonal tal que:

$$qq^T=q^Tq=I \quad \det q=\pm 1 \tag{2.286}$$

o material possui simetria relativamente a esta transformação se:

$$\alpha=q^T\alpha q \tag{2.287}$$

Sendo α um tensor de 2ª ordem tem, em geral, 3 eixos principais distintos e ortogonais, pelo que as únicas transformações que satisfazem a equação (2.287) são meras reflexões dos planos formados pelas direcções principais de α, constituindo assim um material ortotrópico. Se α tem dois ou três valores principais iguais, o material possui, respectivamente, um eixo principal de anisotropia perpendicular a um plano de isotropia ou é totalmente isotrópico. As características anisotrópicas do material são geralmente induzidas pela presença dos invariantes cruzados na equação (2.281).

2.4.2.2 - EXEMPLOS DE FUNÇÕES DE CEDÊNCIA

No espaço das 3 tensões principais, o critério de cedência é representado por uma superfície, chamada de superfície de cedência. Qualquer estado de tensão é representado neste sistema por um ponto, P, cujas coordenadas são as respectivas tensões principais (σ_1, σ_2, σ_3). O vector que liga o ponto à origem, OP, constituiu o vector tensão, que pode ser decomposto segundo o eixo hidrostático, ON, e segundo o plano normal a este eixo que passa pelo ponto (plano distorsional), NP:

$$\overrightarrow{OP}=\overrightarrow{ON}+\overrightarrow{NP}=(p,p,p)+(s_1,s_2,s_3) \tag{2.288}$$

$$|\overrightarrow{ON}|=\sqrt{3}p=\frac{1}{\sqrt{3}}I_1 \qquad |\overrightarrow{NP}|=R=\sqrt{s_1^2+s_2^2+s_3^2}=\sqrt{2J_2} \tag{2.289}$$

É usual, por facilidade de representação, usar o plano distorsional, onde as tensões principais projectadas fazem entre si um ângulo de 120°, para visualização das superfícies de cedência, do estado de tensão corrente, bem como da sua evolução (ver Figura 2.1).

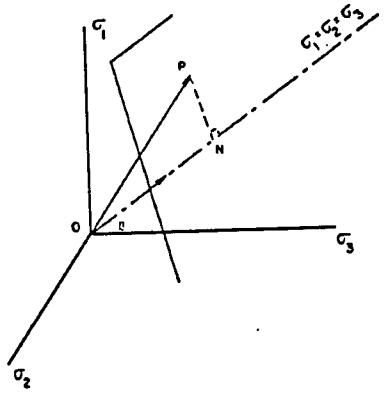


Figura 2.1 - Representação do estado de tensão no plano distorsional

As projeccções do ponto P, representativo do estado de tensão, são iguais a:

$$PH_i=\sqrt{\frac{3}{2}}s_i \tag{2.290}$$

e o ângulo, θ, da recta que passa pela origem e por P, medido relativamente ao eixo de corte puro $\sigma_2=(\sigma_1+\sigma_3)/2$, é dado por:

$$sen\ 3\theta=-\frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J_2^{\frac{3}{2}}} \tag{2.291}$$

sendo J_3 o determinante do tensor distorsional. As tensões principais têm as seguintes expressões, em função de p, R (igual a $\sqrt{2J_2}$) e θ:

$$\sigma_I=p+\frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2}\ sen\left(\theta+\frac{2\pi}{3}\right) \tag{2.292}$$

$$\sigma_{II}=p+\frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2}\ sen\theta \qquad (2.293)$$

$$\sigma_{III}=p+\frac{2}{\sqrt{3}}\sqrt{J_2}\ sen\left(\theta-\frac{2\pi}{3}\right) \qquad (2.294)$$

- Critério de Tresca

O critério de Tresca estipula que a plastificação ocorre quando a tensão tangencial máxima atinge a intensidade crítica, k:

$$f=f(J_2,J_3,k)=(\sigma_I-\sigma_{II})-k=2\sqrt{J_2}\cos\theta-k=0 \qquad (2.295)$$

Dado que a função de cedência apresentada é independente de I_1 e dos invariantes cruzados, este critério é representativo de materiais insensíveis à pressão hidrostática e isotrópicos.

Em condições de carga axial verifica-se:

$$\theta=-\frac{\pi}{6} \quad \sigma_2=\sigma_3 \quad |\sigma_1-\sigma_2|=k \qquad (2.296)$$

pelo que k é a tensão de cedência medida em ensaios de corte axial.

O critério de Tresca desenvolve-se no sistema de eixos principais como um prisma hexagonal regular, de eixo coincidente com o eixo hidrostático, e cuja secção no plano distorsional se acha representada na Figura 2.2.

- Critério de Huber-Von Mises

O critério de cedência de Huber-Von Mises é definido por:

$$f(J_2,k)=\sqrt{3J_2}-k=0 \qquad (2.297)$$

O material é, também aqui, tomado como isotrópico e insensível às variações de pressão.

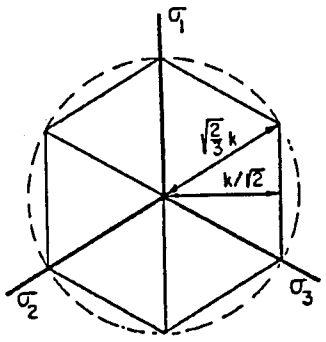


Figura 2.2 - Representação do critério de Tresca no plano distorsional

Em condições de corte puro:

$$\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3 \quad \sqrt{3J_2}=\tau\sqrt{3} \tag{2.298}$$

pelo que $k\sqrt{3}$ representa o valor da tensão de corte de cedência em ensaios de corte puro.

A superfície de cedência de Huber-Von Mises, no espaço das três tensões principais, é um cilindro, que circunscreve o prisma resultante do critério de Tresca, com o mesmo eixo longitudinal (ver Figura 2.3). A diferença máxima entre as duas superfícies de cedência verifica-se em condições de corte puro e é igual a $\sqrt{\frac{2}{3}}k-\frac{k}{\sqrt{2}}$.

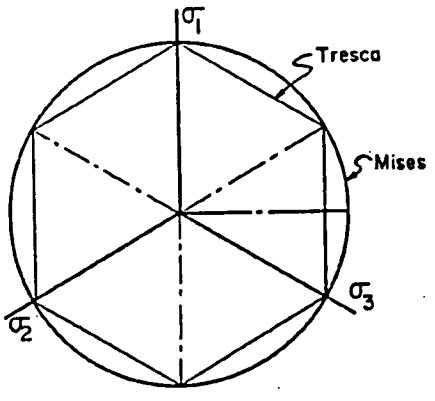


Figura 2.3 - Representação do critério de Huber-Von Mises e de Tresca no plano distorsional

- Critério de Mohr-Coulomb

O critério de Mohr-Coulomb, largamente utilizado em mecânica dos solos, estipula que a plastificação ocorre quando o círculo de Mohr é tangente à recta:

$$\tau = c + \sigma\, tg\phi \tag{2.299}$$

onde c é a coesão e ϕ é o ângulo de atrito interno do material. A tensão normal, σ, de compressão é tomada como positiva.

A função de cedência (2.299), expressa em termos de tensões principais, toma a seguinte forma:

$$f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} sen\phi - c\ \cos\phi = 0 \tag{2.300}$$

ou a seguinte:

$$f(I_1, J_2, J_3, c, \phi) = -\frac{I_1}{3} sen\phi + \sqrt{J_2}\cos\theta + \\ + \sqrt{\frac{J_2}{3}}\, sen\theta\ sen\phi - c\ \cos\phi = 0 \tag{2.301}$$

em função dos invariantes do tensor de tensões. Da análise de (2.301), pode-se concluir que o critério de Mohr-Coulomb é sensível às variações da pressão hidrostática (depende de I_1), mas ainda possui características isotrópicas (é independente dos invariantes cruzados).

A superfície de cedência, representada no referencial das tensões principais, é uma pirâmide hexagonal irregular, de eixo hidrostático, com o vértice localizado à distância de $\sqrt{3}$c/tgϕ da origem (c/tgϕ = a - atracção). A sua secção no plano distorsional apresenta-se na Figura 2.4.

No plano distorsional que passa pela origem, os vértices do hexágono distam da origem de:

$$R_1 = \sqrt{2J_2} = \frac{2\sqrt{6}\ c\ \cos\phi}{3 - sen\phi}, \quad \theta = -\frac{\pi}{6} \quad (compressão\ axial) \tag{2.302}$$

$$R_2=\sqrt{2J_2}=\frac{2\sqrt{6}\ c\cos\phi}{3+sen\phi},\quad \theta=+\frac{\pi}{6}\quad (extensão\ axial) \qquad (2.303)$$

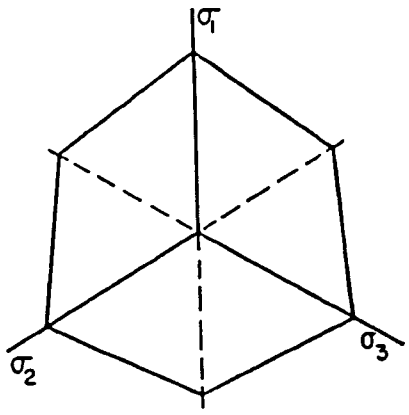


Figura 2.4 - Representação do critério de Mohr-Coulomb no plano distorsional (compressões positivas)

- Critério de Drucker-Prager

Dadas as dificuldades numéricas resultantes da integração de superfícies com arestas, Drucker-Prager propôs a generalização do critério de Mohr-Coulomb e a sua substituição por uma superfície de cedência cónica circular, com a expressão:

$$f(I_1, J_2, \alpha, k) = -\alpha\frac{I_1}{3}+\sqrt{J_2}-k=0 \qquad (2.304)$$

onde α (com $\alpha<\sqrt{3}/2$) e k são parâmetros do material positivos. O vértice do cone situa-se no eixo hidrostático a uma distância de $\sqrt{3}k/\alpha$ da origem (k/α=a - atracção). Os valores de α e k podem ser expressos em termos de c e de ϕ, desde que se identifique as condições em que se pretende que os critérios de Mohr-Coulomb e o de Drucker-Prager coincidam. Assim, em compressão axial, $\sigma_2=\sigma_3$ e $\theta=-\pi/6$, pelo que a coincidência implica:

$$\alpha=\frac{2\sqrt{3}\ sen\phi}{3-sen\phi} \qquad k=\frac{2\sqrt{3}\ c\cos\phi}{3-sen\phi}=\frac{c}{tg\phi}\alpha \qquad (2.305)$$

O cone resultante é exterior à superfície de cedência de Mohr-Coulomb, e os traços de ambas as superfícies de cedência, num plano distorsional qualquer, representam-se na

Figura 2.5.

Para que os dois critérios produzam os mesmos resultados em extensão axial ($\sigma_1 = \sigma_2$ e $\theta = \pi/6$) tem-se:

$$\alpha = \frac{2\sqrt{3}\ sen\phi}{3+sen\phi} \qquad k = \frac{2\sqrt{3}\ c\ cos\phi}{3+sen\phi} = \frac{c}{tg\phi}\alpha \qquad (2.306)$$

No plano distorsional que inclui a origem, o cone resultante passa pelas arestas que distam R_2 da mesma.

O cone que internamente é tangente à superfície de Mohr-Coulomb (cone interior) tem como parâmetros:

$$\alpha = \frac{\sqrt{3}\ sen\phi}{\sqrt{(3+sen^2\phi)}} \qquad k = \frac{\sqrt{3}\ c\ cos\phi}{\sqrt{(3+sen^2\phi)}} = \frac{c}{tg\phi}\alpha \qquad (2.307)$$

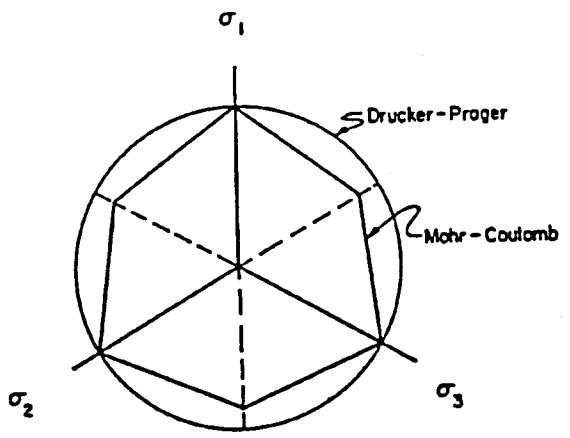


Figura 2.5 - Representação dos critérios de Mohr-Coulomb e de Drucker-Prager no plano distorsional coincidentes em compressão axial

- Critério de Lade-Duncan

O critério de Drucker-Prager aproxima-se do critério de Mohr-Coulomb apenas numa zona muito reduzida, nas proximidades do ponto de coincidência dos dois critérios. Para trajectórias de tensão diferentes destas, os resultados, obtidos pela utilização de ambos os critérios, podem ser consideràvelmente diferentes. Numa tentativa para produzir uma

superfície de cedência suave, baseada em dados experimentais, que para qualquer trajectória reproduza a plastificação real dos solos, Lade e Duncan (1975) estabeleceram o seguinte critério, para solos sem coesão:

$$f(I_1, I_3, k) = \frac{I_1^3}{I_3} - k = 0 \qquad (2.308)$$

Com base neste critério, a plastificação em compressão axial ocorre para o mesmo estado de tensão que o produzido pelo critério de Mohr-Coulomb, se k for igual a:

$$k = \frac{(3 - sen\phi)^3}{(1 + sen\phi)(1 - sen\phi)^2} \qquad (2.309)$$

O traço da superfície de cedência num plano distorsional encontra-se representado na Figura 2.6, onde se verifica que coincide com a superfície de Mohr-Coulomb para $\theta = -\pi/6$, sendo-lhe exterior para os restantes estados de tensão.

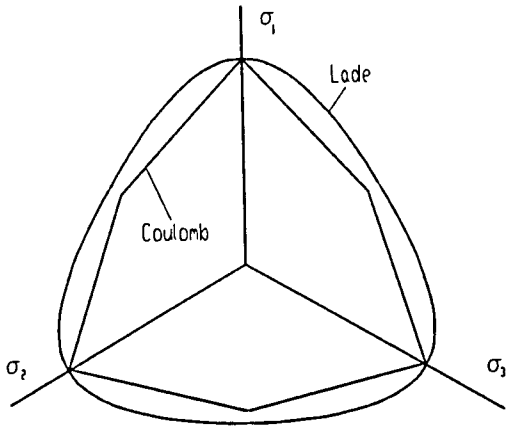


Figura 2.6 - Representação dos critérios de Mohr-Coulomb e de Lade-Duncan no plano distorsional coincidentes em compressão axial

A sua generalização para todo o tipo de solos é conseguida mediante a introdução do termo 3c/tgϕ, e da equação (2.308) resulta:

$$f(I_1, I_3, k) = \frac{\left(I_1 + \frac{3c}{tg\phi}\right)^3}{I_3} - k = 0 \qquad (2.310)$$

- Critério de Matsuoka

Matsuoka, com base na distribuição das partículas em meios granulares e nas respectivas forças de interacção, definiu o seguinte critério de cedência:

$$f(I_1, I_2, I_3) = I_1 \frac{I_2}{I_3} - k = 0 \qquad (2.311)$$

válido para solos arenosos. A sua equivalência com o critério de Mohr-Coulomb em compressão e extensão axial impõe a seguinte relação entre k e ϕ:

$$k = \frac{9 - sen^2\phi}{1 - sen^2\phi} \qquad (2.312)$$

Rivalizando na sua aplicação com o critério de Lade, tem relativamente a este algumas vantagens:

- foi desenvolvido a partir de fundamentos teóricos e não apenas por ajuste de dados experimentais;
- produz melhor ajustamento das curvas experimentais;
- é uma função dos três invariantes do tensor de tensão;
- aproxima-se mais do critério de Mohr-Coulomb para qualquer trajectória de carregamento (ver Figura 2.7), sendo-lhe sempre exterior ou tangente (em todas as arestas).

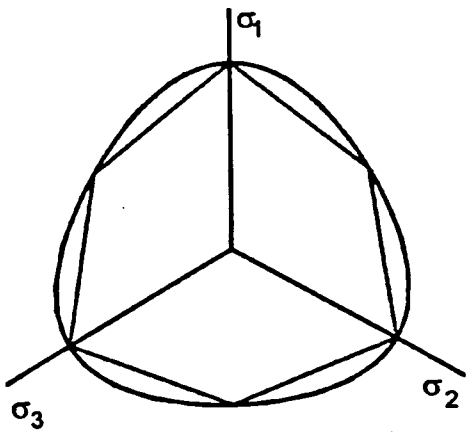


Figura 2.7 - Representação dos critérios de Mohr-Coulomb e de Matsuoka coincidentes em compressão e extensão axial

A expressão generalizada deste critério, para qualquer tipo de solo, é a que se segue:

$$f(I_1, I_2, I_3, k) = \left(I_1 + \frac{3c}{tg\phi}\right)\frac{I_2}{I_3} - k = 0 \qquad (3.313)$$

2.4.2.3 - LEI DE FLUXO

Quando o material plastifica, verifica-se:

$$f(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{S}) = 0 \qquad (2.314)$$

e considera-se que o incremento total de deformação $\dot{\epsilon}$ pode ser decomposto no seu incremento elástico (recuperável), $\dot{\epsilon}^e$, e no seu incremento plástico (permanente ou dissipativa), $\dot{\epsilon}^p$, de acordo com:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p \qquad (2.315)$$

A lei de fluxo plástico dá a direcção do incremento de deformação plástico, e é expressa por:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \langle \dot{\lambda} \rangle \; \boldsymbol{P}(\boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{S}) \qquad (2.316)$$

onde λ é a uma função escalar positiva, chamada função de carregamento plástico, P é um tensor simétrico de segunda ordem e $< >$ são os parêntesis de Macauley, tais que:

$$\begin{aligned} \langle \dot{\lambda} \rangle &= \dot{\lambda}, \quad \dot{\lambda} \geq 0 \\ \langle \dot{\lambda} \rangle &= 0, \quad \dot{\lambda} < 0 \end{aligned} \qquad (2.317)$$

Quando um movimento de corpo rígido é imposto, P não deve sofrer qualquer alteração, pelo que é lhe imposto, tal como à função de cedência, que seja uma função objectiva ou isotrópica de $\boldsymbol{\sigma}$ e de S($\boldsymbol{\alpha}$, k), ou seja:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{P} = a_1 \boldsymbol{I} + a_2 \boldsymbol{\sigma} + a_3 \boldsymbol{\alpha} + a_4 \boldsymbol{\sigma}^2 + a_5 \boldsymbol{\alpha}^2 + a_6 (\boldsymbol{\sigma}\boldsymbol{\alpha} + \boldsymbol{\alpha}\boldsymbol{\sigma}) + \\ + a_7 (\boldsymbol{\sigma}^2\boldsymbol{\alpha} + \boldsymbol{\alpha}\boldsymbol{\sigma}^2) + a_8 (\boldsymbol{\alpha}^2\boldsymbol{\sigma} + \boldsymbol{\sigma}\boldsymbol{\alpha}^2) \end{aligned} \qquad (2.318)$$

onde a_i (i = 1,..,8) são funções isotrópicas escalares dos invariantes de $\boldsymbol{\sigma}$ e de $\boldsymbol{\alpha}$.

Por vezes, é conveniente exprimir P como derivada de uma função escalar g,

denominada de potencial plástico:

$$\boldsymbol{P}=\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \qquad (2.319)$$

Esta lei é conhecida por lei de normalidade de fluxo, já que propõe que o incremento de deformação plástico seja, no espaço das tensões principais, normal e exterior à superfície de potencial plástico no ponto representativo do estado de tensão.

Os requesitos de objectividade impõe as restrições para g já descritas para a função de cedência, nomeadamente:

$$g=g(\boldsymbol{\sigma},\boldsymbol{S})=g(\overline{I_i},\overline{II_i},\overline{K_j},k)=0,\ i=1,\ldots,3\ j=1,\ldots,4 \qquad (2.320)$$

vindo:

$$\boldsymbol{P}=\frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}=\sum_i \frac{\partial g}{\partial \overline{I_i}}\frac{\partial \overline{I_i}}{\partial \sigma}+\sum_j \frac{\partial g}{\partial \overline{K_j}}\frac{\partial \overline{K_j}}{\partial \boldsymbol{\sigma}}=\boldsymbol{A}+\boldsymbol{B}+\boldsymbol{C} \qquad (2.321)$$

com

$$\boldsymbol{A}=\frac{\partial g}{\partial \overline{I_1}}\boldsymbol{I}+\frac{\partial g}{\partial \overline{I_2}}2\boldsymbol{\sigma}+\frac{\partial g}{\partial \overline{I_3}}3\boldsymbol{\sigma}^2 \qquad (2.322)$$

$$\boldsymbol{B}=\frac{\partial g}{\partial \overline{K_1}}\boldsymbol{\alpha}+\frac{\partial g}{\partial \overline{K_2}}\boldsymbol{\alpha}^2 \qquad (2.323)$$

$$\boldsymbol{C}=\frac{\partial g}{\partial \overline{K_3}}(\boldsymbol{\sigma\alpha}+\boldsymbol{\alpha\sigma})+\frac{\partial g}{\partial \overline{K_4}}(\boldsymbol{\sigma\alpha}^2+\boldsymbol{\alpha}^2\boldsymbol{\sigma}) \qquad (2.324)$$

onde se verifica que o tensor A é colinear com σ, o tensor B com α e o tensor C uma combinação de ambos.

Para facilitar as operações de cálculo, é conveniente normalizar P, de tal modo que:

$$tr\ \boldsymbol{P}^2=1 \qquad (2.325)$$

Se a função de potencial plástico coincidir com a função de cedência, f=g, a lei de fluxo plástico é chamada de associativa, e se Q representar o vector unitário normal à superfície de cedência:

$$Q=\frac{\partial f/\partial \sigma}{\sqrt{tr\ (\partial f/\partial \sigma)^2}} \tag{2.326}$$

verifica-se que P = Q.

Casos particulares:

- Lei de fluxo com coaxilidade entre σ e $\dot{\epsilon}^p$:

Do atrás exposto, g não depende dos invariantes cruzados:

$$g=g(\overline{I_i},\overline{II_i},k)=0, \quad i=1,\ldots,3 \tag{2.327}$$

- Lei de fluxo com incremento plástico de variação de volume:

O incremento plástico de deformação volumétrica é dado por:

$$\dot{\varepsilon}_v^p=\dot{\lambda}\,tr\ P \tag{2.328}$$

Donde, para que ocorra fluxo plástico volumétrico é necessário que tr P tome valores diferentes de zero, ou seja, que a função de potencial plástico dependa de I_1. Consequentemente, se se adoptar uma lei de fluxo do tipo associado e os critérios apresentados na secção anterior, conclui-se que as funções de cedência de Tresca e de Huber-Von Mises não prevêm qualquer dilatação ou contracção plástica, contrariamente aos restantes.

- Lei de fluxo distorsional associada e volumétrico não associada:

Os tensores P e Q podem ser decompostos nas suas partes distorsionais e volumétricas, de acordo com:

$$P=P'+P''I \quad Q=Q'+Q''I \tag{2.329}$$

com as componentes volumétricas:

$$Q''=\frac{1}{3}tr\ Q \quad P''=\frac{1}{3}tr\ P \tag{2.330}$$

A maioria dos modelos de plasticidade consideram a lei de fluxo plástico da parte distorsional associada e da volumétrica não associada, visando traduzir o comportamento dilatante ou contractivo muito particular das areias:

$$P'=Q' \quad P''\neq Q'' \tag{2.331}$$

Prevost (1985) adoptou para a parte volumétrica:

$$3P''=\frac{(\eta/\overline{\eta})^2-1}{(\eta/\overline{\eta})^2+1} \qquad (2.332)$$

na qual η representa a razão de tensões mobilizada, dada por:

$$\eta=\frac{\sqrt{\frac{3}{2}\boldsymbol{s}:\boldsymbol{s}}}{p-a} \qquad (2.333)$$

e $\overline{\eta}$ é um parâmetro do material, obtido a partir dos ensaios triaxiais de compressão ($\overline{\eta}_C$) e extensão ($\overline{\eta}_E$) para variações volumétricas nulas, tal que se verifica:

$$\begin{array}{ll} 3P''<0, & \eta<\overline{\eta} \ (\textit{compactação plástica}) \\ 3P''>0, & \eta>\overline{\eta} \ (\textit{dilatação plástica}) \\ 3P''=0, & \eta=\overline{\eta} \ (\textit{var. vol. nula}) \end{array} \qquad (2.334)$$

A selecção de um ou outro valor é feita de acordo com:

$$\begin{array}{ll} \overline{\eta}=\overline{\eta_C}, & tr\,\boldsymbol{s}^3<0 \\ \overline{\eta}=\overline{\eta_E}, & tr\,\boldsymbol{s}^3>0 \end{array} \qquad (2.335)$$

2.4.2.4 - LEIS DE ENDURECIMENTO PLÁSTICO

A nível macroscópico, as alterações produzidas nas variáveis internas microscópicas podem ser descritas através da lei de endurecimento plástico pela equação:

$$\dot{\boldsymbol{S}}=\langle\dot{\lambda}\rangle\overline{\boldsymbol{S}}(\boldsymbol{\sigma},\boldsymbol{S}) \qquad (2.336)$$

onde $\overline{\mathbf{S}}$ deve satisfazer as condições de objectividade já expressas para f e g.

Podem-se distinguir essencialmente três tipos de endurecimento:

- Endurecimento isotrópico (Hill, 1950): a superfície de cedência expande-se uniformemente sem qualquer variação da sua posição ou orientação iniciais.

- Endurecimento cinemático (Prager, 1959): o ponto representativo do estado de tensão arrasta consigo a superfície de cedência, mantendo esta o seu tamanho e orientação iniciais.

- Efeitos locais: o ponto representativo do estado de tensão altera localmente a

superfície de cedência, formando por exemplo vértices ou pretuberâncias.

Em descarga, a superfície de cedência imediatamente anterior é considerada imutável (em tamanho, de translacção ou de orientação), sendo as trajectórias de tensão no seu interior consideradas elásticas.

- Lei de endurecimento isotrópico

A superfície de cedência depende unicamente de uma variável interna, função da deformação plástica, que quantifica o seu tamanho, de acordo com:

$$f=\hat{f}((\boldsymbol{\sigma}-\boldsymbol{\alpha}))-k^n(\varepsilon^p)=0 \qquad (2.337)$$

onde $\hat{f}$ é uma função homogénea, n é o seu grau, $\boldsymbol{\alpha}$ é o vector posição do centro da superfície de cedência ($\boldsymbol{\alpha}=0$, se a superfície for centrada na origem), e ϵ^p é uma medida da história de deformação plástica, seleccionada de modo a ser monotonicamente crescente durante o processo de deformação. Dois métodos diferentes de quantificação de ϵ^p têm sido usados: através do trabalho plástico, W^p, vindo $k(W^p)$, ou dos invariantes dos tensores de deformação plástico volumétrico, ϵ_v^p, e distorsional, $\overline{\epsilon}^p$, $k(\epsilon_v^p, \overline{\epsilon}^p)$, definidos por:

$$W^p=\int \dot{W}^p dt \quad \varepsilon_v^p=\int \dot{\varepsilon}_v^p dt \quad \overline{\varepsilon^p}=\int \overline{\dot{\varepsilon}^p} dt \qquad (2.338)$$

onde as integrações são feitas ao longo da trajectória de deformação e

$$\dot{W}^p=tr(\boldsymbol{\sigma}\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p)=p\dot{\varepsilon}_v^p+tr(\boldsymbol{s}\dot{\boldsymbol{e}}^p) \qquad (2.339)$$

com

$$p=\frac{1}{3}tr\ \boldsymbol{\sigma} \quad \dot{\varepsilon}_v^p=tr\ \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p \quad \dot{\boldsymbol{e}}^p=\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p-\frac{1}{3}\dot{\varepsilon}_v^p\boldsymbol{I} \qquad (2.340)$$

A medida invariante de distorção plástica é dada por:

$$\overline{\dot{\varepsilon}^p}=\left[\frac{3}{2}tr(\dot{\boldsymbol{e}}^p)^2\right]^{\frac{1}{2}} \qquad (2.341)$$

A definição do endurecimento isotrópico com recurso ao trabalho plástico é,

presentemente, raramente usada.

A lei de endurecimento isotrópico representa uma idealização do material com pequena conexão com a realidade, sobretudo quando as condições de carregamento são fortemente não proporcionais e acompanhadas de rotações das direcções principais de tensão. Impondo, ao longo do fluxo plástico, a manutenção das simetrias apresentadas pela superfície de cedência inicial, afasta-se da realidade, já que este tem características eminentemente anisotrópicas, mesmo em materiais inicialmente isotrópicos. Na tradução de estados de descarga ou cíclicos, o modelo estima valores de resistência sucessivamente superiores, contrariando nitidamente as observações experimentais.

Para ter em conta os efeitos histeréticos de carga e descarga uma combinação de leis de endurecimento isotrópico e cinemático é usada, permitindo que a superfície de cedência escolhida possa simultâneamente sofrer translações no espaço das tensões, através do ponto de tensão, e modificar o seu tamanho.

- Lei de endurecimento isotrópico e cinemático

A função de cedência é representada pela seguinte equação:

$$f((\boldsymbol{\sigma}-\boldsymbol{\alpha}),k)=0 \qquad (2.342)$$

onde as variáveis escalares k são função de ϵ_v^p e de $\bar{\epsilon}^p$ e $\boldsymbol{\alpha}$, chamada de contra-tensão, é variável que acompanha o ponto de tensão.

Se as superfícies de cedência não variarem de forma, a equação (2.342) simplifica-se para:

$$f=\hat{f}((\boldsymbol{\sigma}-\boldsymbol{\alpha}))-k^n(\bar{\epsilon}^p)=0 \qquad (2.343)$$

Em geral, a variação de $\boldsymbol{\alpha}$ é quantificada por:

$$\dot{\boldsymbol{\alpha}}=\langle\dot{\lambda}\rangle\boldsymbol{\mu}(\boldsymbol{\sigma},S) \qquad (2.344)$$

onde $\boldsymbol{\mu}$ representa a direcção da translacção.

2.4.2.5 - EQUAÇÕES INCREMENTAIS ELASTO-PLÁSTICAS

Por simplicidade, considera-se que a elasticidade do material é linear e isotrópica,

sendo os efeitos não lineares e anisotrópicos apenas devidos à plasticidade, pelo que:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}=\boldsymbol{E}:(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}-\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{P}) \qquad (2.345)$$

onde **E** é o tensor elástico de 4ª ordem dado pela expressão (2.254). Resultados de ensaios "in situ" sísmicos e de ensaios laboratoriais de coluna ressonante, provam a dependência dos parâmetros elásticos da tensão normal efectiva média, p, pelo que se adoptam as seguintes leis de variação dos módulos de elasticidade:

$$G=G_1\left(\frac{p}{p_1}\right)^n \quad K=K_1\left(\frac{p}{p_1}\right)^n \qquad (2.346)$$

onde n representa um parâmetro do material, determinado com base em ensaios (tipicamente n= 0,5 para solos incoerentes e n= 1 para solos coesivos (Richard, 1970)) e p_1 a tensão normal efectiva média de referência, à qual foram obtidos os valores G_1 e K_1. Esta dependência dos módulos de elasticidade do estado de tensão do material torna a elasticidade do material hipoelástica.

Para derivar as equações incrementais elasto-plásticas completas recorre-se à condição de consistência, que limita a ocorrência de deformações plásticas aquando da satisfação da condição de cedência, isto é, o fluxo plástico só se produz se o ponto representativo do estado de tensão se localizar na superfície de cedência. De entre todos os outros estados de tensão só os interiores são possíveis, e a eles está associado o comportamento elástico do material. A condição de consistência impõe ainda que durante o fluxo plástico o ponto de tensão permaneça na superfície de cedência, ou seja, o carregamento a partir de um estado plástico deve conduzir a outro estado plástico. Estas condicões são matematicamente expressas por:

$$\begin{aligned} f(\boldsymbol{\sigma},\boldsymbol{S}) &= 0 \\ \dot{f}(\boldsymbol{\sigma},\boldsymbol{S}) &= \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}:\dot{\boldsymbol{\sigma}}+\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{S}}:\dot{\boldsymbol{S}}=0 \end{aligned} \qquad (2.347)$$

mas

$$\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}=Q\left[tr\left(\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}=Q|\nabla f| \qquad (2.348)$$

pelo que

$$|\nabla f|\,\boldsymbol{Q}:\dot{\boldsymbol{\sigma}}+\lambda\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{S}}:\overline{\boldsymbol{S}}=0 \qquad (2.349)$$

Definindo H_0 como:

$$H_0=\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\boldsymbol{P}=K\ tr\ \boldsymbol{P}\ tr\ \boldsymbol{Q}+2G\ \boldsymbol{P}':\boldsymbol{Q}' \qquad (2.350)$$

$\boldsymbol{Q}:\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ é igual a:

$$\boldsymbol{Q}:\dot{\boldsymbol{\sigma}}=\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}-\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{P}=\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}-\lambda H_0 \qquad (2.351)$$

Substituindo esta equação em (2.349) e resolvendo em ordem ao coeficiente de carga plástico (>0, para que ocorra fluxo plástico), chega-se a:

$$\lambda=\frac{\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{H_0-\frac{1}{|\nabla f|}\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{S}}:\overline{\boldsymbol{S}}} \qquad (2.352)$$

Chamando módulo plástico, H', a:

$$H'=-\frac{1}{|\nabla f|}\frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{S}}:\overline{\boldsymbol{S}} \qquad (2.353)$$

a equação (2.352) transforma-se em:

$$\lambda=\frac{1}{H'+H_0}\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}=\frac{1}{H'}\boldsymbol{Q}:\dot{\boldsymbol{\sigma}} \qquad (2.354)$$

A relação incremental tensão-deformação é, então, constituída por duas parcelas:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}=\boldsymbol{E}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}-\left\langle\frac{\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{H'+H_0}\right\rangle\boldsymbol{E}:\boldsymbol{P} \qquad (2.355)$$

sendo a primeira referida como tensão elástica (ou de tentativa) e a segunda como a tensão de relaxação plástica.

O tensor constitutivo do material é igual a:

$$\boldsymbol{D}=\boldsymbol{E}^{e-p}=\boldsymbol{E}-\frac{(\boldsymbol{E}:\boldsymbol{P})\ (\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E})}{H'+H_0} \qquad D_{ijkl}=E_{ijkl}-\frac{E_{ijmn}P_{mn}Q_{op}E_{opkl}}{H'+H_0} \qquad (2.356)$$

Note-se que se a lei de fluxo for não associada o tensor constitutivo do material não

é simétrico.

As equações elasto-plásticas em forma invertida são iguais a:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}=\left[\boldsymbol{E}^{-1}+\frac{1}{H'}\boldsymbol{P}\boldsymbol{Q}\right]:\dot{\boldsymbol{\sigma}}=\boldsymbol{E}^{e-p^{-1}}:\dot{\boldsymbol{\sigma}} \tag{2.357}$$

com

$$\begin{aligned}[E_{ijkl}^{e-p}]^{-1}&=E_{ijkl}^{-1}+\frac{1}{H'}P_{ij}Q_{kl}\\ E_{ijkl}^{-1}&=\frac{1}{3}\left(\frac{1}{3K}-\frac{1}{2G}\right)\delta_{ij}\delta_{kl}+\frac{1}{4G}\left(\delta_{ik}\delta_{jl}+\delta_{il}\delta_{jk}\right)\end{aligned} \tag{2.358}$$

Salienta-se que as equações de plasticidade perfeita são singulares, não podendo ser invertidas de modo a produzir a matriz de rigidez puramente plástica.

Casos particulares:

- Carregamento neutro:

Se o módulo plástico for diferente de zero, a condição de carregamento neutro atinge-se quando $\boldsymbol{Q}:\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ igual a zero, vindo de (2.354) $\lambda=0$, pelo que não há fluxo plástico, deslocando-se o ponto de tensão sobre a superfície de cedência.

- Plasticidade perfeita:

Em perfeita plasticidade a superfície de cedência não sofre qualquer alteração devido às deformações plásticas, pelo que $S=0$, o que implica $H'=0$. Para que ocorra fluxo plástico com base em (2.354) conclui-se que $\boldsymbol{Q}:\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ tem necessariamente que ser nulo, isto é, que o ponto de tensão tem de se deslocar tangencialmente à superfície de cedência. O coeficiente de carregamento plástico é, neste caso, igual a:

$$\lambda=\frac{\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{H_0} \tag{2.359}$$

2.4.2.6 - MODELOS COM SUPERFÍCIES DE CEDÊNCIA MÚLTIPLAS

A aferição dos modelos elastoplásticos passa pela sua comparação com os resultados experimentais, obtidos em ensaios, nomeadamente triaxiais e de corte simples.

Uma das vias possíveis é, após a escolha do critério de cedência e a sua

particularização para o estado de tensão do ensaio, a adopção de endurecimento isotrópico e cinemático, com leis de variação da translacção (α) e da expansão ou contracção da superfície de cedência (k) estabelecidas pelo ajuste das equações elastoplásticas à curva tensão-deformação obtida nas condições de carga dos ensaios. As leis obtidas serão, então, usadas para modelar o comportamento do material em condições de carga mais complexas. No entanto, este processo, largamente usado para metais, mostra-se muito limitativo, já que as funções seleccionadas não são suficientemente gerais para descrever o comportamento de um grande número de materiais, traduzindo quando muito o de uma classe muito restrita.

Para aumentar as capacidades da teoria de plasticidade e permitir o ajuste da lei de endurecimento plástico aos dados experimentais é introduzido, em substituição do método anterior, um conjunto de superfícies de cedência encaixadas (Mroz, 1967) $f^{(1)},f^{(2)},\ldots,f^{(P)}$ (de tamanhos $k^{(1)},k^{(2)},\ldots,k^{(P)}$ e com coordenadas do seu centro no espaço de tensões $\alpha^{(1)},\alpha^{(2)},\ldots,\alpha^{(P)}$) dadas por:

$$f^{(m)}\left((\sigma-\alpha^{(m)}),k^{(m)}\right)=0 \qquad (2.360)$$

A cada uma está associado um módulo plástico constante $H'^{(m)}$, ou seja, um dado declive da curva tensão-deformação ($H^{(m)}$). Deste modo, as curvas tensão-deformação experimentais são aproximadas por segmentos lineares, de módulo tangente constante, de acordo com a representação da Figura 2.8 para o ensaio de compressão e extensão triaxial. A identificação da posição inicial, do tamanho e do módulo plástico de cada superfície de cedência é feita, previamente, localizando pontos em compressão e extensão com o mesmo módulo tangente $H^{(m)}$. A diferença entre coordenadas define o tamanho da superfície de cedência e a sua média a coordenada na origem da mesma. Durante o carregamento plástico as superfícies de cedência mudam de posição, acompanhando o movimento do ponto de tensão (ver Figura 2.8), e o valor do incremento de tensão é igual a:

$$\dot{\sigma}=\left(E-\frac{(E:P)\,(Q:E)}{H'^{(m)}+H_0}\right):\dot{\varepsilon} \qquad (2.361)$$

onde $H'^{(m)}$ é o módulo plástico da superfície, $f^{(m)}$, exterior ao conjunto puxado pelo ponto de tensão.

As capacidades do modelo para, de um modo muito simples, modelar descargas ou carregamentos cíclicos são demonstradas na Figura 2.9.

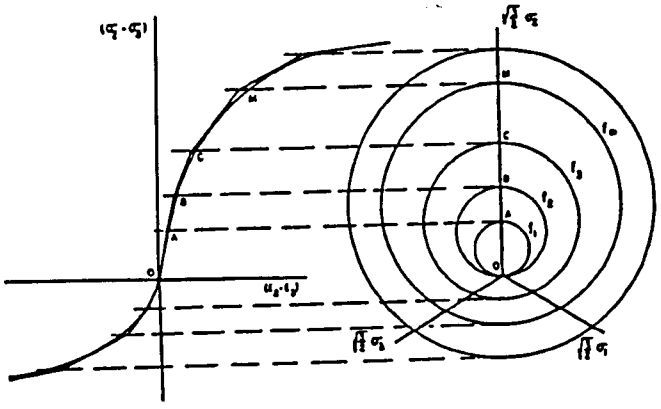


Figura 2.8 - Aproximação de curvas tensão-deformação de ensaios axiais por superfícies de cedência múltiplas

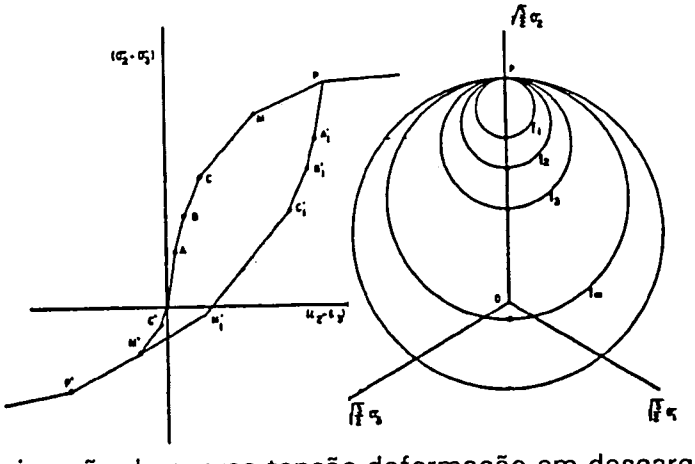


Figura 2.9 - Aproximação de curvas tensão-deformação em descarga de ensaios axiais por superfícies de cedência múltiplas

A variação do tamanho das superfícies de cedência com a plastificação é quantificada pela comparação da grandeza dos segmentos em carga e descarga com idêntico módulo plástico, ou seja, PA'_1 com OA, PB'_1 com OB,..., PM'_1 com MM'.

Quando o ponto de tensão está em $f^{(m)}$ e há carregamento plástico, as superfícies $f^{(1)}$, $f^{(2)}$,..., $f^{(m)}$ sofrem conjuntamente com o ponto de tensão uma translacção em direcção a $f^{(m+1)}$. Para que as relações tensão-deformação estejam definidas univocamente é necessário que as superfícies de cedência não se sobreponham, pelo que se devem conservar tangentes entre si no ponto de tensão e o contacto com a superfície de cedência seguinte, $f^{(m+1)}$, deve ocorrer em pontos M (de $f^{(m)}$) e R (de $f^{(m+1)}$) com o mesmo vector unitário normal exterior (pontos conjugados), isto é, $Q^{(m)} = Q^{(m+1)}$. A tranlacção instântanea de $f^{(m)}$ em direcção a $f^{(m+1)}$ deve ter a direcção $\mu = MR$.

Como inconveniente do uso de modelos com superfícies de cedência múltiplas surge o espaço de memória necessário para armazenar todos os parâmetros de referência (definindo o posicionamento e evolução das superfícies) durante o cálculo.

2.4.2.7 - INTEGRAÇÃO DAS RELAÇÕES CONSTITUTIVAS ELASTO-PLÁSTICAS

O método iterativo de resolução do sistema de equações discretizado para o cálculo de respostas dinâmicas do solo, descrito em 2.2.2.2, passa pelo estabelecimento, com base na configuração obtida para o intervalo de tempo $n.\Delta t$ e no movimento incremental, de uma nova configuração para o passo $n+1$, a qual é usada, nomeadamente, para calcular o vector de forças internas e as deformações incrementais, $\Delta\epsilon$, em cada ponto de tensão e a força não equilibrada, que afere a convergência do método.

Para o cálculo das forças internas, em cada passo de integração, torna-se necessário avaliar o estado de tensão, σ_{n+1}, o que é conseguido por integração das equações constitutivas elasto-plásticas, que com base na história de deformações fornecem a correspondente história de tensões.

As soluções analíticas exactas disponíveis contemplam apenas os modelos elasto-plásticos mais simples. Assim, Krieg e Krieg (1977) foram os primeiros que procederam à integração exacta das equações elasto-plásticas do modelo de Von Mises, isotrópico elástico perfeitamente plástico. Yoder e Whirley (1984) encontraram a solução para o mesmo modelo com a introdução de qualquer combinação arbitrária de endurecimento isotrópico e cinemático. Loret e Prevost (1986) desenvolveram a solução para o modelo de Drucker-Prager com endurecimento linear e grau arbitrário de não associatividade. Apesar de livres de erros numéricos, as soluções analíticas mostram-se, em termos de tempo de cálculo, muito lentas quando comparadas com as mais gerais obtidas por integração numérica, requeridas para os modelos mais complexos.

A implementação dos modelos elasto-plásticos em programas de cálculo é produzida, com algum erro, por intermédio de um algoritmo de integração numérica, chamado de algoritmo de ponto de tensão.

Os processos de integração disponíveis são constituídos essencialmente em duas partes: uma estimativa elástica do estado de tensão e uma actualização de retorno à superfície de cedência para restaurar a consistência plástica. Os algoritmos diferem entre si pelo modo como se procede à actualização do estado de tensão. No que se segue, o método usado é chamado de "cutting-plane" e é devido a Simo e Hughes (1987).

O problema pode ser enunciado do seguinte modo:

- Dadas as variáveis de estado associadas à configuração do passo n, (σ_n, S_n) e $(\epsilon^p_n, \epsilon_n)$, e uma nova configuração para o passo n+1, ϵ_{n+1}, pretende-se calcular as novas variávies de estado (σ_{n+1}, S_{n+1}) e ϵ^p_{n+1}.

Considera-se que a velocidade de deformação $\dot{\epsilon}$ é constante no intervalo de tempo de cálculo:

$$\Delta \varepsilon = \int_0^{\Delta t} \dot{\varepsilon} dt = \dot{\varepsilon} \Delta t \qquad (2.362)$$

com $\Delta t = t_{n+1} - t_n$.

Um algoritmo de integração aceitável deve satisfazer as condições de compatibilidade com as relações constitutivas a integrar, possuir estabilidade numérica e respeitar a relação incremental de consistência plástica, ou seja, as variáveis de estado actualizadas devem verificar o critério de cedência escolhido.

A integração das equações constitutivas é feita por um processo de relaxação de tensões, pelo qual se calcula primeiramente uma estimativa de tensão elástica, chamada de tensão de prova ("trial stress"), dada por:

$$\sigma^{tr}_{n+1} = E : (\varepsilon_{n+1} - \varepsilon^p_n) = \sigma_n + E : \Delta \varepsilon \qquad (2.363)$$

Se $f(\sigma^{tr}_{n+1}, S_n) \leq 0$ o processo é elástico e o estado de tensão final coincide com a tensão de prova. Se $f(\sigma^{tr}_{n+1}, S_n) > 0$ o ponto representativo do estado de tensão de prova é exterior à superfície de cedência e tem que ser relaxado em direcção a esta, de modo a ser satisfeita a condição de consistência plástica.

No algoritmo de "cutting plane" a trajectória de retorno é definida iterativamente, procedendo-se à integração das variáveis de estado em relação aos valores correntes da tensão de prova por um esquema explícito de diferenças de Euler, ao longo de um comprimento λ. Este comprimento é determinado pelo requesito de que as variáveis de estado devem satisfazer a versão linearizada da condição de cedência, ou seja, designando por i o número da iteração:

$$\sigma^{(i)}_{n+1} = E : (\varepsilon_{n+1} - \varepsilon^{p\,(i)}_{n+1}) \qquad (2.364)$$

$$\varepsilon^{p\,(i+1)}_{n+1} = \varepsilon^{p\,(i)}_{n+1} + \lambda^{(i)}_{n+1} P(\sigma^{(i)}_{n+1}, S^{(i)}_{n+1}) \qquad (2.365)$$

$$S_{n+1}^{(i+1)} = S_{n+1}^{(i)} + \tilde{\lambda}_{n+1}^{(i)} \overline{S}(\sigma_{n+1}^{(i)}, S_{n+1}^{(i)}) \qquad (2.366)$$

obedecendo a:

$$f(\sigma_{n+1}^{(i+1)}, S_{n+1}^{(i+1)}) = 0 \qquad (2.367)$$

que após linearização e chamando $f_{n+1}^{(i)} = f(\sigma_{n+1}^{(i)}, S_{n+1}^{(i)})$ se transforma em:

$$f_{n+1}^{(i)} + \frac{\partial f_{n+1}^{(i)}}{\partial \sigma} : (\sigma_{n+1}^{(i+1)} - \sigma_{n+1}^{(i)}) + \frac{\partial f_{n+1}^{(i)}}{\partial S} : (S_{n+1}^{(i+1)} - S_{n+1}^{(i)}) = 0 \qquad (2.368)$$

Substituindo nesta equação os valores das variáveis de estado dadas pelas expressões (2.364) a (2.366), o valor de $\tilde{\lambda}$ é igual a:

$$\tilde{\lambda}_{n+1}^{(i)} = \frac{f_{n+1}^{(i)}}{\frac{\partial f_{n+1}^{(i)}}{\partial \sigma} : E : P_{n+1}^{(i)} - \frac{\partial f_{n+1}^{(i)}}{\partial S} : \overline{S_{n+1}^{(i)}}} = \frac{f_{n+1}^{(i)}}{|\nabla f_{n+1}^{(i)}| (H' + H_0)_{n+1}^{(i)}} \qquad (2.369)$$

O estado de tensão actualizado é calculado a partir de:

$$\sigma_{n+1}^{(i+1)} = \sigma_{n+1}^{(i)} - \tilde{\lambda}^{(i)} E : P_{n+1}^{(i)} \qquad (2.370)$$

As iterações prosseguem até que a condição de consistência seja observada com a tolerância pretendida, de acordo com o seguinte organigrama:

1 - Valores iniciais

$$i = 0 \qquad \varepsilon_{n+1}^{p\,(0)} = \varepsilon_n^p \qquad S_{n+1}^{(0)} = S_n \qquad (2.371)$$

2 - Actualização do estado de tensão e verificação da condição de cedência

$$\sigma_{n+1}^{(i)} = E : (\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_{n+1}^{p\,(i)}) \qquad (2.372)$$

$$f_{n+1}^{(i)} = f(\sigma_{n+1}^{(i)}, S_{n+1}^{(i)}) \qquad (2.373)$$

$$Se\ f_{n+1}^{(i)} \leq 0 \ \vee \ \frac{f_{n+1}^{(i)}}{f_{n+1}^{(0)}} < tol.\ sai \qquad (2.374)$$

3 - Cálculo do coeficiente de carga plástico

$$\lambda_{n+1}^{(i)} = \frac{f_{n+1}^{(i)}}{\frac{\partial f_{n+1}^{(i)}}{\partial \sigma} : E : P_{n+1}^{(i)} - \frac{\partial f_{n+1}^{(i)}}{\partial S} : \overline{S_{n+1}^{(i)}}} = \frac{f_{n+1}^{(i)}}{|\nabla f_{n+1}^{(i)}|\,(H'+H_0)_{n+1}^{(i)}} \qquad (2.375)$$

4 - Actualização das deformações plásticas e das variáveis de estado

$$\varepsilon_{n+1}^{p\,(i+1)} = \varepsilon_{n+1}^{p\,(i)} + \lambda_{n+1}^{(i)} P(\sigma_{n+1}^{(i)}, S_{n+1}^{(i)}) \qquad (2.376)$$

$$S_{n+1}^{(i+1)} = S_{n+1}^{(i)} + \lambda_{n+1}^{(i)} \overline{S}(\sigma_{n+1}^{(i)}, S_{n+1}^{(i)}) \qquad (2.377)$$

5 - Nova iteração

$$i = i+1 \ e \ vai \ para \ 2 \qquad (2.378)$$

Este algoritmo é consistente, apenas condicionalmente convergente, mas de velocidade de convergência quadrática para a actualização.

Dentro do contexto das superfícies de cedência múltiplas, o algoritmo de resolução terá que sofrer determinados ajustes, nomeadamente quando o ponto de tensão ultrapassa a superfície de cedência, $f^{(m+1)}$, que segue imediatamente à já activada, $f^{(m)}$. Quando tal acontece há que reiniciar o processo iterativo com os parâmetros do passo 3 relativos à superfície de cedência $f^{(m+1)}$. No entanto, tem que se proceder a algumas correcções essenciais do valor da tensão, para ter em conta o efeito da sua sobrerelaxação, sem o que podem ocorrer situações de sobreposição das áreas limitadas pelas superfícies de cedência. A relaxação deveria ser levada a efeito sobre a superfície $f^{(m+1)}$ logo depois do contacto entre as duas superfícies, pelo que a correcção, omitindo os índices correspondentes ao intervalo de tempo, por simplicidade, estipula:

$$\varepsilon^{p\,(i+1)} = \varepsilon^{p\,(i)} - \lambda_m^{(i)} P^{(m)}(\sigma^{(i)}, S_m^{(i)}) + \lambda_{m+1}^{(i)} P^{(m+1)}(\sigma^{(i)}, S_{m+1}^{(i)}) \qquad (2.379)$$

$$S_m^{(i+1)} = S_m^{(i)} - \lambda_m^{(i)} \overline{S^{(m)}}(\sigma^{(i)}, S_m^{(i)}) \qquad (2.380)$$

$$S_{m+1}^{(i+1)} = S_{m+1}^{(i)} + \lambda_{m+1}^{(i)} \overline{S^{(m+1)}} \left(\sigma^{(i)}, S_{m+1}^{(i)}\right) \tag{2.381}$$

com

$$\lambda_m^{(i)} = -\frac{f^{(m+1)}\left(\sigma^{(i)}, S_{m+1}^{(i)}\right)}{\frac{\partial f^{(m)}}{\partial S} : \overline{S^{(m)}}\left(\sigma^{(i)}, S_m^{(i)}\right)} = \frac{f^{(m+1)}\left(\sigma^{(i)}, S_{m+1}^{(i)}\right)}{H_m'^{(i)}} \tag{2.382}$$

$$\lambda_{m+1}^{(i)} = \frac{f^{(m+1)}\left(\sigma^{(i)}, S_{m+1}^{(i)}\right)}{\frac{\partial f^{(m+1)}}{\partial \sigma} : \boldsymbol{E} : \boldsymbol{P}^{(m+1)} - \frac{\partial f^{(m+1)}}{\partial S} : \overline{S^{(m+1)}}} \cdot \left[1 + \frac{\frac{\partial f^{(m+1)}}{\partial \sigma} : \boldsymbol{E} : \boldsymbol{P}^{(m)}}{H_m'^{(i)}}\right] \tag{2.383}$$

pelo que o anterior organigrama se transforma em:

1 - Valores iniciais

$$i=0 \quad m=1 \quad \varepsilon_{n+1}^{p\,(0)} = \varepsilon_n^p \quad S_{n+1}^{(0)} = S_n \tag{2.384}$$

2 - Actualização do estado de tensão e verificação da condição de cedência

$$\sigma_{n+1}^{(i)} = \boldsymbol{E} : \left(\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_{n+1}^{p\,(i)}\right) \tag{2.385}$$

$$f^{(m)}\Big|_{n+1}^{(i)} = f^{(m)}\left(\sigma_{n+1}^{(i)}, S_{n+1}^{(i)}\right) \tag{2.386}$$

$$Se\ f^{(m)}\Big|_{n+1}^{(i)} \leq 0 \ \vee\ \frac{f^{(m)}\Big|_{n+1}^{(i)}}{f^{(m)}\Big|_{n+1}^{(0)}} < tol.\ vai\ para\ 6 \tag{2.387}$$

3 - Cálculo do coeficiente de carga plástico

$$\lambda_{n+1}^{(i)} = \left[\frac{f^{(m)}}{\frac{\partial f^{(m)}}{\partial \sigma} : \boldsymbol{E} : \boldsymbol{P}^{(m)} - \frac{\partial f^{(m)}}{\partial S} : \overline{S^{(m)}}}\right]_{n+1}^{(i)} \tag{2.388}$$

4 - Actualização das deformações plásticas e das variáveis de estado

$$\varepsilon_{n+1}^{p\,(i+1)} = \varepsilon_{n+1}^{p\,(i)} + \lambda_{n+1}^{(i)} P^{(m)} \Big|_{n+1}^{(i)} \tag{2.389}$$

$$S_{n+1}^{(i+1)} = S_{n+1}^{(i)} + \lambda_{n+1}^{(i)} \overline{S^{(m)}} \Big|_{n+1}^{(i)} \tag{2.390}$$

5 - Nova iteração

$$i=i+1 \text{ e vai para } 2 \tag{2.391}$$

6 - Verificação da existência de sobreposição entre superfícies

$$\begin{array}{c} Se\ m=NSC\ sai \\ Se\ f^{(m+1)}(\sigma_{n+1}^{(i)}, S_{n+1}^{(i)}) \leq 0\ sai \end{array} \tag{2.392}$$

NSC- número total de superfícies de cedência

7 - Cálculo de novos coeficientes de carga plástico

$$H_0^{(m)} = \frac{\partial f^{(m)}}{\partial \sigma} : E : P^{(m)} \qquad H'^{(m)} = -\frac{\partial f^{(m)}}{\partial S} : \overline{S^{(m)}}$$

$$\lambda^{(m)} = \left[\frac{f^{(m+1)}}{H'^{(m)}} \right]_{n+1}^{(i)} \tag{2.393}$$

$$\lambda^{(m+1)} = \left[\frac{f^{(m+1)}}{H_0^{(m+1)} + H'^{(m+1)}} \left(1 + \frac{\frac{\partial f^{(m+1)}}{\partial \sigma} : E : P^{(m)}}{H'^{(m)}} \right) \right]_{n+1}^{(i)} \tag{2.394}$$

8 - Actualização das deformações plásticas e das variáveis de estado

$$\varepsilon_{n+1}^{p\,(i+1)} = \varepsilon_{n+1}^{p\,(i)} - \lambda^{(m)} P^{(m)} \Big|_{n+1}^{(i)} + \lambda^{(m+1)} P^{(m+1)} \Big|_{n+1}^{(i)} \tag{2.395}$$

$$S_{n+1}^{(i+1)} = S_{n+1}^{(i)} + \lambda^{(m+1)} \overline{S^{(m+1)}} \Big|_{n+1}^{(i)} \tag{2.396}$$

9 - Nova iteração

$m=m+1$ $i=i+1$ *e vai para* 2 (2.397)

2.4.2.8 - CASOS PARTICULARES

- **Critério de Drucker-Prager**

- Equação constitutiva

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}=\boldsymbol{E}:(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}-\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{P}) \tag{2.398}$$

- Função de cedência

$$f=\alpha\frac{I_1}{3}+\sqrt{J_2}-k=0 \tag{2.399}$$

- Lei de fluxo

A título de exemplo, considera-se o fluxo associado:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{P}=\langle\dot{\lambda}\rangle\boldsymbol{P}$$

$$g=\alpha\frac{I_1}{3}+\sqrt{J_2}-k \tag{2.400}$$

$$\boldsymbol{P}=\frac{\partial g}{\partial\boldsymbol{\sigma}}=\frac{1}{\sqrt{\frac{\alpha^2}{3}+\frac{1}{2}}}\left(\frac{\alpha}{3}\boldsymbol{I}+\frac{1}{2\sqrt{J_2}}\boldsymbol{s}\right)=\boldsymbol{P}'+P''\boldsymbol{I}$$

com P devidamente normalizado.

- Coeficiente de carga plástico

$$\dot{\lambda}=\frac{\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}}{H_0}\qquad H_0=\frac{K\alpha^2+G}{\frac{\alpha^2}{3}+\frac{1}{2}} \tag{2.401}$$

- Algoritmo de integração

Dada a simplicidade das equações envolvidas, a integração segue um processo

passo a passo sem necessidade de se proceder a qualquer tipo de iteração para se respeitar a condição de consistência.

1 - Valor inicial

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{p}_{n+1}=\boldsymbol{\varepsilon}^{p}_{n} \tag{2.402}$$

2 - Estado de tensão inicial e verificação da condição de cedência

$$\boldsymbol{\sigma}_{n+1}=\boldsymbol{E}:(\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}-\boldsymbol{\varepsilon}^{p}_{n+1}) \tag{2.403}$$

$$f_{n+1}=f(\boldsymbol{\sigma}_{n+1}) \tag{2.404}$$

$$Se\ f_{n+1}\leq 0\ sai \tag{2.405}$$

3 - Verificação se o ponto de tensão está para além do vértice da superfície de cedência

$$\begin{aligned} &Se\ \frac{I_1}{3}-\frac{c}{tg\phi}-\frac{\alpha K\sqrt{J_2}}{G}\geq 0\ então \\ &\frac{I_1}{3}=\frac{c}{tg\phi}\ \wedge\ \boldsymbol{s}_{n+1}=0\ \wedge\ vai\ para\ 5 \end{aligned} \tag{2.406}$$

4 - Cálculo do coeficiente de carga plástico

$$\tilde{\lambda}_{n+1}=\frac{f_{n+1}}{K\alpha^2+G} \tag{2.407}$$

5 - Actualização do estado de tensão e de deformação plástico

$$\boldsymbol{\sigma}_{n+1}=\left(1-\frac{G\tilde{\lambda}_{n+1}}{\sqrt{J_2}}\right)\boldsymbol{s}_{n+1}+\left(\frac{I_1}{3}-\tilde{\lambda}_{n+1}K\alpha\right)\boldsymbol{I} \tag{2.408}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{p}_{n+1}=\boldsymbol{\varepsilon}^{p}_{n+1}+\tilde{\lambda}_{n+1}\left(\frac{\alpha}{3}\boldsymbol{I}+\frac{1}{2\sqrt{J_2}}\boldsymbol{s}_{n+1}\right) \tag{2.409}$$

- **Critério de Matsuoka**

- Equação constitutiva

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}=\boldsymbol{E}:(\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}-\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p}) \tag{2.410}$$

- Função de cedência

$$f=(k-9)\,p_a^3-(k-3)\,J_2p_a+kJ_3=0 \tag{2.411}$$

- Lei de fluxo

A título de exemplo, considera-se o fluxo associado:

$$\begin{gathered}\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{p}=\langle\dot{\lambda}\rangle\boldsymbol{P}\\ g=(k-9)\,p_a^3-(k-3)\,p_aJ_2+kJ_3\\ \boldsymbol{P}=\frac{\partial g}{\partial\boldsymbol{\sigma}}=\frac{[(k-9)\,p_a^2-(k-1)\,J_2]\,\boldsymbol{I}-(k-3)\,p_a\boldsymbol{s}+k\boldsymbol{s}^2}{\sqrt{tr\ \boldsymbol{P}^2}}=\boldsymbol{P}'+P''\boldsymbol{I}\end{gathered} \tag{2.412}$$

com **P** devidamente normalizado e com componentes iguais a:

$$P''=\frac{(k-9)\,p_a^2-\frac{(k-3)}{3}J_2}{\sqrt{tr\ \boldsymbol{P}^2}} \tag{2.413}$$

$$\boldsymbol{P}'=\frac{-\frac{2}{3}kJ_2\boldsymbol{I}-(k-3)\,p_a\boldsymbol{s}+k\boldsymbol{s}^2}{\sqrt{tr\ \boldsymbol{P}^2}} \tag{2.414}$$

- Algoritmo de integração

1 - Valores iniciais

$$i=0\qquad \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{p\,(0)}=\boldsymbol{\varepsilon}_{n}^{p} \tag{2.415}$$

2 - Actualização do estado de tensão e verificação da condição de cedência

$$\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{(i)}=\boldsymbol{E}:(\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}-\boldsymbol{\varepsilon}_{n+1}^{p\,(i)}) \tag{2.416}$$

$$Se\ \frac{I_1}{3} > \frac{c}{tg\phi}\ \ então\ \frac{I_1}{3} = \frac{c}{tg\phi} \wedge \varepsilon_{n+1} = 0 \wedge sai \qquad (2.417)$$

$$f_{n+1}^{(i)} = f(\sigma_{n+1}^{(i)}) \qquad (2.418)$$

$$Se\ f_{n+1}^{(i)} \leq 0 \vee \frac{f_{n+1}^{(i)}}{f_{n+1}^{(0)}} < tol.\ sai \qquad (2.419)$$

3 - Cálculo do coeficiente de carga plástico

$$\lambda_{n+1}^{(i)} = \frac{f_{n+1}^{(i)}}{|\nabla f_{n+1}^{(i)}| H_{0\ n+1}^{(i)}} \qquad (2.420)$$

4 - Actualização das deformações plásticas

$$\varepsilon_{n+1}^{p\ (i+1)} = \varepsilon_{n+1}^{p\ (i)} + \lambda_{n+1}^{(i)} P(\sigma_{n+1}^{(i)}) \qquad (2.421)$$

5 - Nova iteração

$$i = i+1\ e\ vai\ para\ 2 \qquad (2.422)$$

2.4.2.9 - COMPARAÇÃO DE CRITÉRIOS DE CEDÊNCIA EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO

O cálculo plano de barragens de aterro é feito assumindo o comportamento do material em estado plano de deformação. Esta hipótese é aceitável em barragens com grande desenvolvimento e secção transversal pouco variável.

Para outro tipo de barragens, o cálculo plano pode ainda mostrar-se útil, fornecendo informações sobre o carregamento mais desfavorável e as zonas críticas da estrutura, e permitindo, deste modo, abreviar a análise em condições tridimensionais.

Neste capítulo procede-se à comparação dos critérios de cedência mais usados para solos, critério de Mohr-Coulomb, critério de Drucker-Prager e critério de Matsuoka, considerando-se trajectórias de estado plano de deformação, tomando como referência o

critério (universalmente aceite mas de difícil programação matemática) de Mohr-Coulomb.

- Trajectórias elásticas

O estado plano de deformação, em termos de valores principais, dentro da Teoria da Elasticidade, é caracterizado por:

$$\varepsilon_2^e=0 \rightarrow \sigma_2=\nu\,(\sigma_1+\sigma_3) \qquad (2.423)$$

podendo ser estabelecidas as seguintes relações entre os invariantes dos tensores de tensão e o ângulo θ:

$$I_1=(1+\nu)\,(\sigma_1+\sigma_3) \qquad (2.424)$$

$$I_2=\nu\,(\sigma_1+\sigma_3)^2+\sigma_3\sigma_1 \qquad (2.425)$$

$$J_2=\frac{1}{6}\,[\,(2\nu^2-2\nu+2)\,(\sigma_1+\sigma_3)^2-6\sigma_1\sigma_3] \qquad (2.426)$$

$$I_3=\nu\sigma_1\sigma_3\,(\sigma_1+\sigma_3) \qquad (2.427)$$

$$sen\;\theta=\frac{2\nu-1}{1+\nu}\,\frac{I_1}{2\sqrt{3J_2}} \qquad (2.428)$$

Nestas condições, segundo o critério de Coulomb, o solo iniciará a cedência quando se verificar:

$$-\frac{1}{2}\,(\sigma_1+\sigma_3)\,sen\phi+\sqrt{\frac{1}{6}\,(2\nu^2-6\nu+4)\,(\sigma_1+\sigma_3)^2-\sigma_1\sigma_3}-c\,\cos\phi=0 \qquad (2.429)$$

em termos de tensões principais, ou:

$$-\frac{1}{2\,(1+\nu)}\,I_1 sen\phi+\sqrt{J_2-\left(\frac{2\nu-1}{1+\nu}\right)^2\frac{I_1^2}{12}}-c\,\cos\phi=0 \qquad (2.430)$$

em termos dos seus invariantes.

Do mesmo modo, substituindo as expressões características do estado plano de deformação elástico no critério de Drucker-Prager, obtem-se:

$$-\frac{\alpha}{3}(1+\nu)(\sigma_1+\sigma_3)+\sqrt{\frac{1}{6}(2\nu^2-2\nu+2)(\sigma_1+\sigma_3)^2-\sigma_1\sigma_3}-k=0 \qquad (2.431)$$

$$-\alpha\frac{I_1}{3}+\sqrt{J_2}-k=0 \qquad (2.432)$$

Para que a plastificação ocorra, de acordo com ambos os critérios, para o mesmo estado de tensão é necessário que:

$$\alpha=\frac{sen\ \phi}{\cos\phi+\frac{1}{\sqrt{3}}sen\theta\ sen\phi}$$
$$k=\frac{c\cos\phi}{\cos\theta+\frac{1}{\sqrt{3}}sen\theta\ sen\phi}=\frac{c}{tg\phi}\alpha \qquad (2.433)$$

sendo o ângulo θ determinado pela equação (2.428).

O critério de Matsuoka, adaptado ao estado plano de deformação elástico, tem a seguinte forma:

$$(1+\nu)\frac{(\sigma_1+\sigma_3)^2}{\sigma_1\sigma_3}+\frac{1+\nu}{\nu}+3\frac{c}{tg\phi}\left(\frac{\sigma_1+\sigma_3}{\sigma_1\sigma_3}+\frac{1}{\nu(\sigma_1+\sigma_3)}\right)-k=0 \qquad (2.434)$$

$$\left(I_1+\frac{3c}{tg\phi}\right)\frac{I_2}{I_3}-k=$$
$$=(9-k)\left(\frac{I_1}{3}+\frac{c}{tg\phi}\right)^3+(k-3)\left(I_1+\frac{c}{tg\phi}\right)J_2-kJ_3=0 \qquad (2.435)$$

A comparação deste critério com o de Mohr-Coulomb, no ponto em que se atinge a superfície de cedência (deformações elásticas), depende da trajectória de carga e das características elásticas do material, sendo possível, caso a caso, proceder à determinação

de parâmetro k de modo que a plastificação ocorra para o mesmo estado de tensão em ambos os critérios, estabelecendo-se assim uma expressão de k em função do ângulo de atrito. No entanto, esta formulação não é geral, não se determinando uma expressão analítica que permita estimar a relação pretendida para uma qualquer trajectória de carregamento. Por este facto, o valor de k é normalmente estabelecido em compressão axial, de acordo com a expressão (2.312).

- **Trajectórias plásticas**

Para a comparação dos critérios em plasticidade, admite-se que as deformações elásticas são desprezáveis quando comparadas com as plásticas e que a lei de fluxo é associada.

Nestas condições, a tradução matemática do estado plano de deformação implica que:

$$\varepsilon_2^p = \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} = 0 \qquad (2.436)$$

e a função de potencial plástico do critério de Mohr-Coulomb é dada por:

$$g = -\frac{I_1}{3} sen\phi + (\cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}} sen\theta \; sen\phi)\sqrt{J_2} - c \cos\phi \qquad (2.437)$$

pelo que se verifica:

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_2} = 0 \qquad (2.438)$$

para qualquer estado de tensão. Conclui-se, assim, que a consideração da superfície de cedência de Mohr-Coulomb, com uma lei de fluxo associada, conduz sempre a deformações plásticas características do estado plano de deformação.

Para o critério de Drucker-Prager g é igual a:

$$g = -\alpha \frac{I_1}{3} + \sqrt{J_2} - k \qquad (2.439)$$

pelo que a introdução da condição de estado plano de deformação obriga a que:

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_2} = -\frac{\alpha}{3} + \frac{s_2}{2\sqrt{J_2}} = 0 \qquad (2.440)$$

donde

$$sen\ \theta = \frac{\alpha}{\sqrt{3}} \qquad (2.441)$$

ou seja, segundo este critério, a trajectória plástica de tensões é uma recta que passa pela origem do espaço das tensões principais, com uma inclinação, relativamente ao eixo de corte puro, θ constante, dada por (2.441). Assim sendo, e no sentido de melhorar os procedimentos numéricos, levando o ângulo de atrito de cálculo a coincidir com o ângulo de atrito real (dado pelo critério de Mohr-Coulomb), na análise plana de barragens de terra, o parâmetro α do critério de Drucker-Prager deverá ser escolhido não de modo arbitrário, mas fazendo coincidir as superfícies de cedência de Mohr-Coulomb e de Drucker-Prager para esta trajectória de tensões. Igualizando as expressões (2.301) e (2.304) obtem-se (2.433), a qual para o valor particular de θ dado pela equação (2.441) produz:

$$\alpha = \frac{sen\phi}{\cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}} sen\theta\ sen\phi} = \frac{3\,sen\phi}{\sqrt{9-3\alpha^2}+\alpha\,sen\phi} \qquad (2.442)$$

que resolvida em ordem a α dá:

$$\alpha = \frac{\sqrt{3}\,sen\ \phi}{\sqrt{3+sen^2\phi}} \qquad (2.443)$$

identificando-se, portanto, com o cone interior (ver (2.307)), como se mostra na Figura 2.10, para ângulos de atrito de 15° e de 30°.

Conclui-se então que, em estado plano de deformação e utilizando a programação matemática, o cone interior pode substituir a pirâmide de Mohr-Coulomb, sem conduzir a qualquer alteração dos parâmetros de resistência do material.

Para o critério de Matsuoka com fluxo associativo são válidas as seguintes equações em estado plano de deformação:

$$g = (9-k)\left(\frac{I_1}{3} + \frac{c}{tg\phi}\right)^3 + (k-3)\left(\frac{I_1}{3} + \frac{c}{tg\phi}\right)J_2 - kJ_3 \qquad (2.444)$$

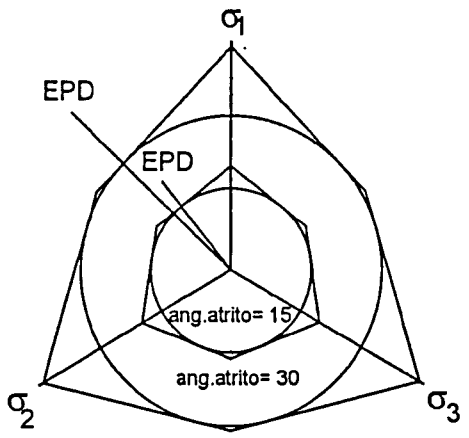


Figura 2.10 - Coincidência das superfícies de Mohr-Coulomb e de Drucker-Prager em estado plano de deformação

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_2} = (9-k)\,p_a^2 + \sqrt{\frac{2}{3}}\,(k-3)\,sen\theta\;R\;p_a + \left(\frac{k-1}{2} - \frac{2}{3}k\;sen^2\theta\right)R^2 = 0 \qquad (2.445)$$

com

$$p_a = \frac{I_1}{3} + \frac{c}{tg\phi} \qquad R = \sqrt{2J_2} \qquad (2.446)$$

desde que a condição de cedência:

$$f = (9-k)\,p_a^3 + (k-3)\,p_a\frac{R^2}{2} + \frac{k}{3\sqrt{6}}sen3\theta\;R^3 = 0 \qquad (2.447)$$

seja verificada. Resolvendo as equações (2.431) e (2.433) obtem-se em termos das variáveis R/p_a e θ, respectivamente:

$$\frac{R}{p_a} = \left(-\sqrt{\frac{2}{3}}\,(k-3)\,sen\theta\right)\Big/\left(k-1-\frac{4}{3}\;sen^2\theta\right) \pm \frac{\sqrt{-2k^2sen^2\theta+20k\;sen^2\theta+6sen^2\theta+2k^2-20k+18}}{k-1-\frac{4}{3}k\;sen^2\theta} \qquad (2.448)$$

$$sen\ 3\theta = -\frac{(9-k)+\frac{k-3}{2}\left(\frac{R}{p_a}\right)^2}{\frac{k}{3\sqrt{6}}\left(\frac{R}{p_a}\right)^3} \qquad (2.449)$$

A relação de Mohr-Coulomb baseada nas mesmas variáveis toma o seguinte aspecto:

$$\frac{R}{p_a} = \frac{\sqrt{2}\ sen\phi}{\cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}} sen\theta\ sen\phi} \qquad (2.450)$$

A comparação destes dois critérios é seguidamente levada a efeito de acordo com a metodologia que se descreve:

- Com base no ângulo de atrito real do material e na equação (2.312) determina-se o parâmetro k da superfície de cedência de Matsuoka.

- Entrando com este valor nas equações (2.448) e (2.449) estabelece-se a trajectória de tensões em estado plano de deformação (valor θ) e o ponto de tensão sobre a superfície de cedência (determinação de R/p_a).

- Com base em (2.450), determina-se a superfície de cedência de Mohr-Coulomb tangente à de Matsuoka no ponto representativo do estado pretendido (ver Figura 2.11), calculando-se o ângulo de atrito equivalente ao do critério de Matsuoka.

Os resultados obtidos por este processo são apresentados na Figura 2.12.

Da análise dos gráficos verifica-se que o ângulo de atrito equivalente e o ângulo θ, correspondente à trajectória de tensões em estado plano de deformação, são funções aproximadamente lineares do ângulo de atrito usado no cálculo, estabelecendo-se as seguintes relações aproximadas (válidas em graus):

$$\phi_{eq} = 1,107\ \phi + 0,785 \qquad \theta = -0,343\ \phi + 0,154 \qquad (2.451)$$

As superfícies de cedência do critério de Drucker-Prager mais usadas são as correspondentes aos cones exterior e interior à superfície de cedência de Mohr-Coulomb. Na Figura 2.13 representam-se os cones tangentes interiormente a superfícies de Mohr-Coulomb de ângulos de atrito de 15° e 30°, que por sua vez são tangentes exteriormente ao mesmo tipo de superfícies mas com ângulos de atrito de 11,9° e de 21,4°,

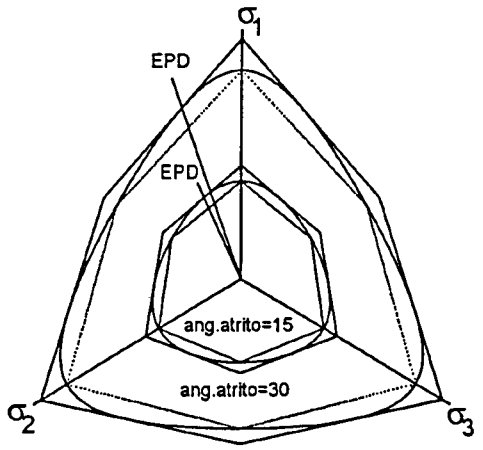


Figura 2.11 - Coincidência das superfícies de Mohr-Coulomb e de Matsuoka em estado plano de deformação

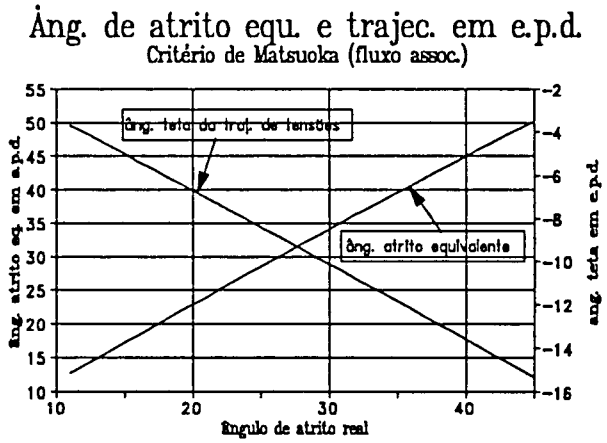


Figura 2.12 - Ângulo de atrito equivalente e trajectória de tensões em estado de deformação plano em plasticidade - critério de Matsuoka

respectivamente, permitindo assim visualizar claramente a diferença resultante da consideração de um ou outro tipo de aproximações, para a adopção do critério de Drucker-Prager, e concluir que em termos de resistência a utilização de cones exteriores conduz a sobreavaliações da respectiva capacidade (a um ângulo de atrito real de 11,9° corresponde, em estado plano de deformação, um ângulo de atrito de cálculo de 15°).

Um estudo idêntico ao efectuado para o critério de Matsuoka foi conduzido para estes dois cones, com base nas seguintes expressões:

- Cone exterior

Condição de estado plano de deformação

$$sen\ \theta = \frac{2\ sen\phi}{3 - sen\phi} \qquad (2.452)$$

Condição de plasticidade

$$\frac{R}{p_a} = \frac{2\sqrt{6}\,sen\phi}{3 - sen\phi} \qquad (2.453)$$

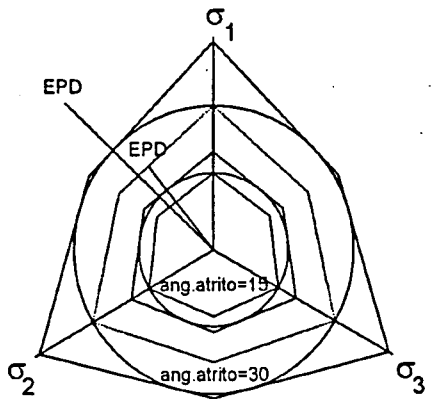


Figura 2.13 - Representação das superfícies de Mohr-Coulomb tangentes interior e exteriormente à superfície de Drucker-Prager

- Cone interior

Condição de estado plano de deformação

$$sen\ \theta = \frac{sen\phi}{\sqrt{3 + sen^2\phi}} \qquad (2.454)$$

Condição de plasticidade

$$\frac{R}{p_a} = \frac{\sqrt{6}\,sen\phi}{\sqrt{3 + sen^2\phi}} \qquad (2.455)$$

conduzindo a ângulos de atrito equivalentes e a trajectórias que se descrevem nas Figuras 2.14 e 2.15, respectivamente, para o cone exterior e interior.

Finalmente, para comparação dos critérios entre si, na Figura 2.16 representam-se os 3 tipos de superfície de cedência, optando-se como referência pelo critério de Mohr

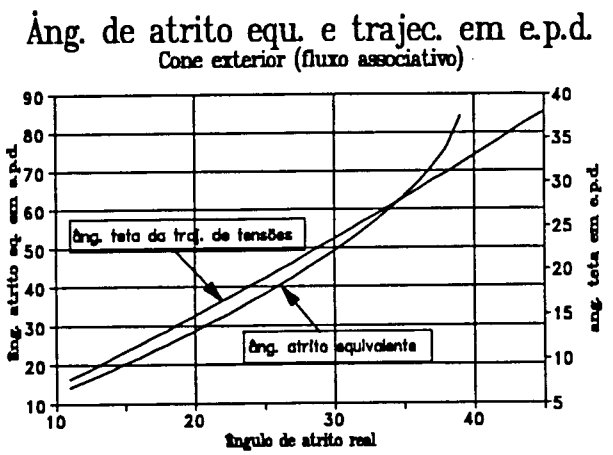


Figura 2.14 - Ângulo de atrito equivalente e trajectória de tensões em estado de deformação plano em plasticidade - cone exterior

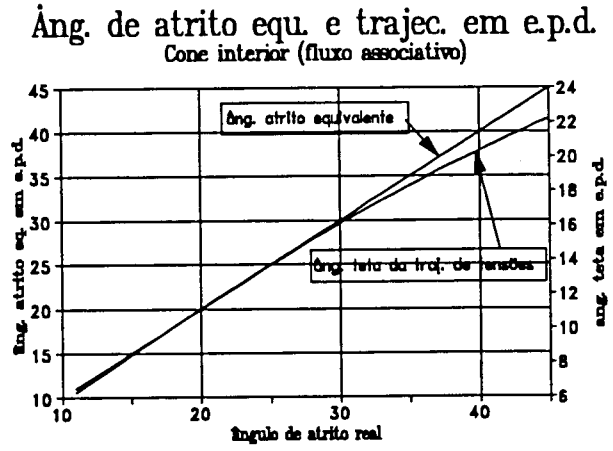


Figura 2.15 - Ângulo de atrito equivalente e trajectória de tensões em estado de deformação plano em plasticidade - cone interior

-Coulomb a 15° e 30° de ângulo de atrito interno, e procurando o ponto de tangência para as outras superfícies coincidentes com a trajectória de tensões em estado plano de deformação, o que foi conseguido com a adopção dos mesmos ângulos de atrito para o critério de Drucker-Prager (cone interior) e de ângulos de 13,0° e 26,3°, respectivamente, para o critério de Matsuoka.

2.4.3 - MODELOS DE ESTADO CRÍTICO

Este grupo de modelos (de Roscoe e Burland, 1968; de Schofield e Wroth, 1968; de DiMaggio e Sandler, 1971; de Balani e Rohani, 1979; Maranha das Neves, 1983; 1991)

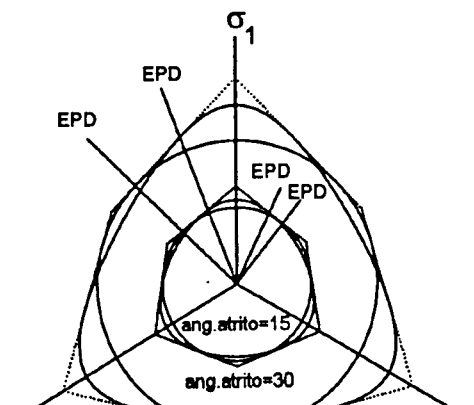


Figura 2.16 - Comparação dos critérios de Mohr-Coulomb, Drucker-Prager (cone interior) e Matsuoka

apresenta na sua definição superfícies de cedência e leis de fluxo (tal como os modelos elastoplásticos), capazes de produzir uma lei constitutiva. Contudo, diferem dos modelos elasto-plásticos clássicos pela forma como foram estabelecidos, com base em ensaios triaxiais convencionais, e por incluirem o conceito de estado crítico. São considerados modelos elastoplásticos fechados por adoptarem superfícies de cedência que limitam em todas as direcções a região com comportamento elástico, incorporando assim deformações plásticas quando o solo está sob a acção de tensões hidrostáticas.

Os solos e outros materiais granulares quando submetidos a corte monotónico atingem um estado, chamado de crítico (Casagrande, 1936; Taylor, 1948; Roscoe, Schofield e Wroth, 1958), definido por:

$$q=Mp' \quad \Gamma=v+\lambda \ln p' \qquad (2.456)$$

e para o qual não se regista qualquer variação volumétrica ou do estado de tensão com o aumento da distorção aplicada.

A primeira equação de estado crítico determina a grandeza da tensão distorsional, q (igual a $\sqrt{3J_2}$), necessária para que o solo se comporte como um fluido, como o produto de uma constante friccional, característica do material, M, e da tensão principal efectiva média, p' (igual a $I_1/3$). A segunda equação especifica, nas mesmas condições, que o volume específico ocupado pela unidade de volume de partículas sólidas, v, decresce com o logaritmo da tensão principal efectiva média. As grandezas M, Γ e λ são constantes do material.

O estado crítico estabelece a fronteira entre dois tipos de comportamento diferenciados, apresentados por um mesmo material, de acordo com o seu grau de

adensamento. Assim, se o estado inicial do solo é mais solto que o estado crítico, durante o processo de deformação a estrutura do esqueleto sólido tende a diminuir o seu volume, expelindo a água em excesso, e gerando-se pressões intersticiais positivas. Considera-se então, que o solo está molhado ou em condições sub-críticas. A cedência do material é estável e com endurecimento. Se, pelo contrário, inicialmente é mais denso que o correspondente ao estado crítico, durante a aplicação monótona contínua de tensões tangenciais o solo aumenta de volume, desenvolve um excesso de pressão intersticial negativo, e possui comportamento plástico instável com a ocorrência de amolecimento por deformação, violando o postulado de plasticidade de Drucker. As condições de fluência são neste caso supercríticas e o solo apresenta-se aparentemente seco durante o processo de carga.

Existem essencialmente três modelos que fazem uso do conceito de estado crítico: o modelo "Cam-clay", o modelo "Cam-clay" modificado, e o modelo de estado crítico propriamente dito.

2.4.3.1 - MODELO "CAM-CLAY"

O modelo "Cam-clay", originalmente desenvolvido por Roscoe, entre 1950 e 1960, na Universidade de Cambridge, com base em resultados de ensaios triaxiais em amostras reconstituídas de caolino, formula as seguintes hipóteses:

a) A linha de consolidação normal isotrópica tem a seguinte equação:

$$v=\Gamma+\lambda-\kappa-\lambda \ln p' \qquad (2.457)$$

e a de descompressão ou de recompressão, também denominada de linha κ, a seguinte forma:

$$v=v_{\kappa}-\kappa \ln p' \qquad (2.458)$$

em que κ é uma constante característica do solo e v_{κ} representa o valor particular de v quando p' é igual à unidade.

b) As deformações volumétricas elásticas (não lineares) produzem-se ao longo de linhas κ (também denominadas de paredes elásticas) e são dadas por:

$$\dot{\varepsilon}_v^e=-\kappa\frac{\dot{p}'}{p'} \qquad (2.459)$$

As deformações distorsionais elásticas são identicamente nulas.

c) Quando ocorre cedência, o trabalho plástico é dado por:

$$p'\dot{\varepsilon}_v^p+q\overline{\dot{\varepsilon}^p}=Mp'\overline{\dot{\varepsilon}^p} \qquad (2.460)$$

A equação (2.460) representa uma lei de fluxo, podendo ser reescrita com a seguinte forma:

$$\frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\overline{\dot{\varepsilon}^p}}=M-\eta \qquad (2.461)$$

designando por η ($=p'/q$) a razão de tensões.

d) O tamanho da superfície de cedência do modelo "Cam-clay" é fixado especificando que a intersecção desta superfície com o eixo de pressão hidrostática é o ponto correspondente à linha de consolidação isotrópica.

De acordo com estas hipótese, a plastificação no modelo "Cam-clay" inicia-se quando:

$$q=\frac{Mp'}{\lambda-\kappa}(\Gamma+\lambda-\kappa-v-\lambda\ln p') \qquad (2.462)$$

ou

$$v_\lambda=\Gamma+(\lambda-\kappa)\left(1-\frac{\eta}{M}\right) \qquad (2.463)$$

No espaço definido pelas coordenadas (p',v,q), a equação (2.462) (ou (2.463)) gera a superfície representada na Figura 2.17, chamada de superfície limite de estados ou de Rendulic. Contudo, esta equação não possui as características necessárias para constituir um critério de cedência, uma vez que não é uma relação apenas entre o estado de tensão e as variáveis internas, mas inclui o volume específico, grandeza variável em comportamento elástico.

No sentido de eliminar esta variável recorre-se à hipótese b), de acordo com a qual a trajectória do material, imediatamente antes da ocorrência de plastificação, é uma linha κ, pelo que ao atingir-se a cedência o estado do solo localizar-se-á na intersecção de uma linha κ com a superfície limite de estados, resultando a seguinte equação de espiral logarítmica para a função de cedência:

$$f=q-Mp'\ln\frac{p_c'}{p'} \qquad (2.464)$$

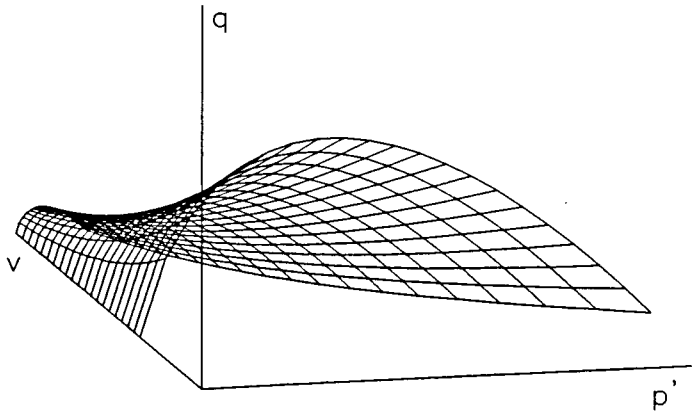


Figura 2.17 - Superfície limite de estados de acordo com o modelo "Cam-clay"

onde p'_c representa a pressão de pré-consolidação isotrópica, característica de uma linha κ particular, constituindo assim uma variável interna definidora do tamanho da referida superfície.

A Figura 2.18 apresenta a superfície de cedência do modelo "Cam-clay" e o cone de estados críticos no espaço de tensões principais.

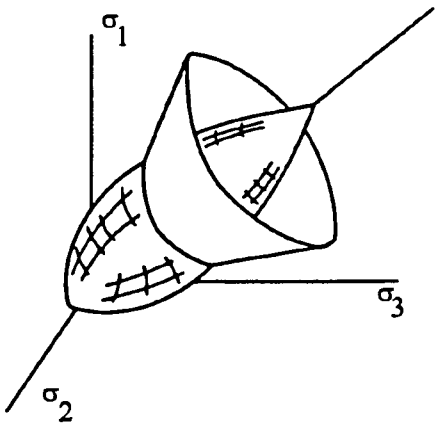


Figura 2.18 - Representação do critério de cedência do modelo "Cam-clay" e do cone de estados críticos

O estado de deformação é calculado com base em:

$$\dot{\varepsilon}_v=\dot{\varepsilon}_v^e+\dot{\varepsilon}_v^p \quad \overline{\dot{\varepsilon}}=\overline{\dot{\varepsilon}^p} \tag{2.465}$$

$$\dot{\varepsilon}_v^e=-\kappa\frac{\dot{p}'}{p'} \qquad \dot{\varepsilon}_v^p=\frac{\dot{V}_\kappa}{V} \qquad \overline{\dot{\varepsilon}^p}=\frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{M-\eta} \tag{2.466}$$

De acordo com o exposto, a forma da superfície de cedência e a lei de fluxo para este modelo não foram escolhidas à priori, mas derivadas com base na lei de trabalho plástico (2.460). No entanto, se se identificar a função de cedência com a função de potencial plástico, verifica-se que a lei de fluxo obedece à condição de normalidade. Por outro lado, as equações de estado crítico não foram usadas na derivação das equações do modelo "Cam-clay", constituindo aqui apenas uma superfície de rotura para a qual os solos tendem após terem sido largamente distorsidos.

Da aplicação do modelo "Cam-clay" conclui-se que descreve certos aspectos do comportamento do material extremamente bem, partindo de um reduzido conjunto de parâmetros do material. No entanto, apresenta algumas desvantagens, de que se salientam os valores exagerados a que conduz de distorções, para baixas razões de tensão, e de coeficiente de impulso em repouso, K_0, nomeadamente em condições normalmente consolidadas. O seu comportamento é ainda deficiente do lado seco do estado crítico.

2.4.3.2 - MODELO "CAM-CLAY" MODIFICADO

No sentido de ultrapassar algumas das limitações apresentadas pelo modelo "Cam-clay", Roscoe e Burland (1968) modificaram a lei de trabalho plástico de modo a produzir uma superfície de cedência com forma elíptica. Assim a equação (2.460) é substituída por:

$$p'\dot{\varepsilon}_v^p+q\overline{\dot{\varepsilon}^p}=p'\sqrt{\dot{\varepsilon}_v^{p\,2}+(M\overline{\dot{\varepsilon}^p})^2} \tag{2.467}$$

pelo que a lei de fluxo se transforma em:

$$\frac{\dot{\varepsilon}_v^p}{\overline{\dot{\varepsilon}^p}}=\frac{M^2-\eta^2}{2\eta} \tag{2.468}$$

Aplicando a lei de normalidade e integrando a equação (2.468), deduz-se para a função de cedência, f, (ver Figura 2.19) a seguinte expressão:

$$f=q^2+M^2p'^2-M^2p'p_c' \tag{2.469}$$

A equação da superfície de estados limites toma então a seguinte forma:

$$v_\lambda = \Gamma + (\lambda - \kappa)\left[\ln 2 - \ln\left(1 + \left(\frac{\eta}{M}\right)^2\right)\right] \qquad (2.470)$$

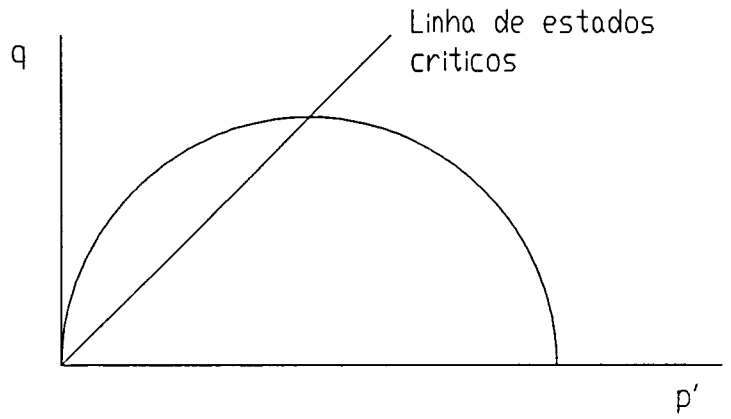


Figura 2.19 - Representação do critério de cedência do modelo "Cam-clay" modificado

2.4.3.3 - MODELO DE ESTADO CRÍTICO

O modelo de estado crítico agrega em si mesmo conceitos universalmente aceites em mecânica dos solos, mas habitualmente dispersos, como o de estado crítico, a relação índice de vazios-tensão efectiva, as características de deformação plásticas e os critérios de resistência de Mohr-Coulomb e de Hvorslev.

Procura eliminar a deficiência encontrada em estudos levados a cabo com o modelo "Cam-clay" modificado que demonstraram a existência na região supercrítica de uma zona elástica, de dimensões não desprezáveis, onde os critérios de rotura de Mohr-Coulomb ou o mais preciso, com correcção da coesão de acordo com o teor em água apresentado pelo solo, de Hvorslev, eram violados, adoptando uma superfície limite de estados constituída por duas partes distintas, correspondentes às zonas subcrítica e supercrítica, separadas pela linha de estados críticos, como se mostra na Figura 2.20.

A zona à esquerda da linha de estados críticos, chamada de superfície de Hvorslev, é aproximadamente plana, projectando-se no plano (p',q) segundo uma recta com a inclinação 2 sen ϕ. A parte da superfície à direita da mesma linha, mantem a forma elíptica formulada no modelo "Cam-clay" modificado. Na sua intersecção, a superfície limite de

estados apresenta uma descontinuidade de declive, pelo que não é conveniente a adopção uma lei de fluxo associado, válida em todo o domínio.

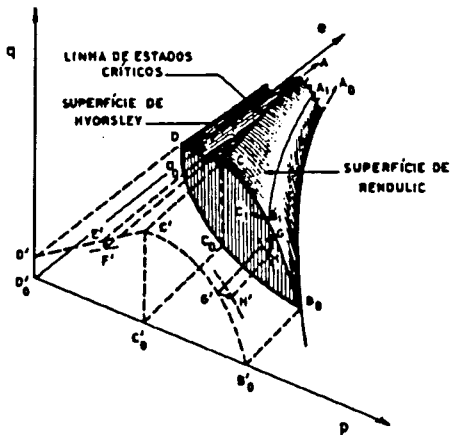


Figura 2.20 - Superfície limite de estados do modelo de estados críticos

A superfície de cedência é obtida, como nos modelos anteriores, por projecção, no plano de tensões, da intersecção da parede elástica com a superfície limite de estados, produzindo as seguintes equações:

$$f_{supcr}=\frac{q}{M}-\frac{2sen\phi}{M}-\left(1-\frac{2sen\phi}{M}\right)\frac{p_c'}{2} \qquad (2.471)$$

$$f_{subcr}=\frac{\frac{q^2}{M^2}-p'(p_c'-p')}{\frac{q}{M}+\frac{p_c'}{2}} \qquad (2.472)$$

válidas, respectivamente, na região supercrítica (f_{supcr}) e subcrítica (f_{subcr}).

A equação (2.472) com a exclusão do denominador identifica-se com a equação (2.469). Este termo é introduzido para gerar uma superfície de cedência contínua, tal que f_{supcr} é igual f_{subcr} ao longo da linha de estados críticos.

Adoptando um sistema de eixos de abcissas iguais a p' e ordenadas iguais a q/M, a secção elíptica da zona subcrítica, do critério de cedência agora enunciado, transforma-se numa equivalente circular, de mais fácil tratamento. Este procedimento é seguido na Figura 2.21, onde se apresenta a superfície de cedência completa.

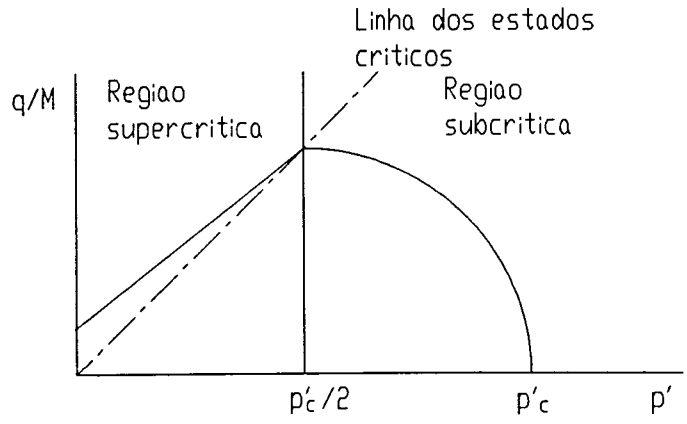


Figura 2.21 - Critério de cedência do modelo de estados críticos

A lei de fluxo escolhida para a zona subcrítica é do tipo associativo, identificando-se a função de potencial plástico com a função de cedência e aplicando-se a lei de normalidade para o cálculo dos incrementos de deformação plástico, de acordo com as equações (2.316) e (2.319).

Na região supercrítica a aplicação do critério de normalidade produz aumentos de volume excessivos, pelo que se opta aqui por uma lei do tipo não associado, na qual a dilatância aumenta uniformemente de zero na linha de estados críticos até um valor máximo para p' nulo, tendo a função de potencial plástico, g, a seguinte expressão:

$$g=\frac{q}{M}+\frac{2sen\psi_0}{Mp'_c}\left(\frac{p'_c}{2}-p'\right)^2 \qquad (2.473)$$

onde ψ_0 representa o valor máximo arbitrado para o ângulo de dilatância, ψ.

A dimensão da superfície de cedência é controlada, como anteriormente, pela pressão correspondente à linha de consolidação isotrópica, cuja variação é dada pela lei de endurecimento isotrópico que se segue:

$$\frac{\dot{p}'_c}{p'_c}=\dot{\varepsilon}^p_v\frac{1+\overline{e}}{\lambda-\kappa} \qquad (2.474)$$

onde $\overline{e}$ representa o índice de vazios médio do solo durante o incremento de deformação, podendo ser tomado, nos casos correntes, igual ao índice de vazios inicial.

Verifica-se que pelo uso da equação (2.474) o modelo incorpora, de um modo indirecto, a relação índice de vazios - tensão efectiva à longo tempo aceite em mecânica

dos solos.

As relações incrementais de tensão-deformação são estabelecidas assumindo comportamento elástico isotrópico, quando o ponto representativo do estado de tensão se localiza no interior da superfície de cedência, e elasto-plástico quando ocorre plastificação e se encontra sobre a mesma superfície.

Este modelo mostra-se capaz de reproduzir as características essenciais dos ensaios de corte e triaxiais drenados ou não drenados, requerendo um número de parâmetros do material facilmente determinados a partir de propriedades convencionais, como o ângulo de atrito do solo. A título de exemplo refira-se que M pode ser estimado a partir de:

$$M=\frac{6\,sen\phi}{3-sen\phi} \qquad (2.475)$$

e ψ_0 tomado como dois terços do ângulo de atrito interno do solo.

Como inconvenientes, extensíveis aos modelos "Cam-clay" e "Cam-clay" modificado, pode-se apontar o facto de não descreverem convenientemente o comportamento de solos, com elevado conteúdo em argila, submetidos a grandes deslocamentos tangenciais, já que a resistência ao corte residual é inferior à do estado crítico, e a circunstância de sobre a acção de tensões cíclicas não traduzirem o aumento, acumulado em cada ciclo, do excesso da pressão intersticial, estimando apenas o crescimento das pressões intersticiais ocorrido no primeiro ciclo de carga e mantendo-se constante para todos os restantes. Não modelam ainda, de modo eficiente, as anisotropias induzidas pelos estados de tensão. A sua implementação numérica levanta por vezes algumas dificuldades, nomeadamente devido à existência de arestas e vértices na superfície de cedência.

2.4.4 - MODELOS ENDOCRÓNICOS

Os modelos estabelecidos com base na Teoria Endocrónica revelam uma grande utilidade e flexibilidade na modelação da resposta de materiais a carregamentos monotónicos, cargas e descargas, e tensões cíclicas, constituindo uma alternativa aos modelos elastoplásticos.

A primeira aplicação desta Teoria ocorreu em metais por Valanis (1971) que estudou o seu comportamento plástico com endurecimento e a sua resposta cíclica. Foi Bazant e Krizek (1975), que enunciaram, pela primeira vez, a formulação aplicável a solos,

generalizando o modelo através da introdução do conceito do meio bifásico da teoria de Biot, adequado para a descrição de solos saturados, com ou sem drenagem. O estudo paramétrico de solos coesivos normalmente consolidados, em condições quasi-estáticas e cíclicas, foi executado por Ansal (1977). Posteriormente conseguiu-se traduzir através de uma mesma lei constitutiva os resultados de ensaios de corte simple cíclicos e triaxiais monotónicos de solos arenosos (Blázquez, 1978). Sener (1979), com base em ensaios triaxiais cíclicos de compressão analisou o fenómeno da liquefacção.

2.4.4.1 - EQUAÇÕES BÁSICAS

A Teoria Endocrónica baseia-se na definição de variáveis internas adicionais, que pretendem traduzir de uma certa maneira a história de deformação do material.

Uma destas variáveis é o tempo intrínseco z, que tem em conta os efeitos dissipativos da deformação plástica acumulada e do tempo, no caso de materiais cujo comportamento depende da velocidade de deformação (solos coesivos). É uma função escalar monótona crescente da deformação e do tempo, definida pela equação:

$$(dz)^2 = \left(\frac{d\zeta}{z_1}\right)^2 + \left(\frac{dt}{\tau_1}\right)^2 , \qquad (2.476)$$

onde

$$d\zeta = F(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\sigma}', \zeta)\, d\xi \qquad (2.477)$$

e

$$d\xi = \sqrt{\frac{1}{2} de_{ij} de_{ij}} . \qquad (2.478)$$

ζ é a medida de rearranjo da estrutura do solo, t é o tempo , z_1 e τ_1 são parâmetros constantes do material, ϵ_{ij} é o tensor de deformação em coordenadas cartesianas x_i, $(i=1,2,3)$, σ'_{ij} é o tensor de tensão efectiva, ξ é a medida de distorção, ou seja o comprimento da trajectória no espaço de deformações distorsionais, $e_{ij} = \epsilon_{ij} - \delta_{ij}\epsilon$ é o tensor distorsional de deformação, $\epsilon = 1/3\epsilon_{kk}$ é a deformação (média) volumétrica e F é a função de endurecimento-amolecimento de deformação.

Esta definição foi baseada no facto, confirmado experimentalmente, de que o

comportamento não elástico do material é produzido pelos incrementos de deformações distorsionais, os quais estão associados a escorregamentos irreversíveis e a diferentes arranjos estruturais dos grãos.

É conveniente separar os efeitos do endurecimento, que depende essencialmente das deformações acumuladas, dos do amolecimento que é função da grandeza das tensões e das deformações. Assim opta-se pela seguinte forma para $d\zeta$:

$$d\zeta = \frac{d\eta}{f(\eta)} \quad , \tag{2.479}$$

com

$$d\eta = F_1(\varepsilon, \sigma)\, d\xi \quad . \tag{2.480}$$

F_1 é então a função de amolecimento, η assegura uma acumulação contínua de deformações não elásticas e $f(\eta)$ traduz o endurecimento, servindo de função limite de deformação não elástica, incorporando o conceito de estado crítico.

Com base no tempo intrínseco, calcula-se então o incremento de deformação distorsional de_{ij}, que para solos estatisticamente homogéneos e que exibem comportamento isotrópico durante cada incremento, é dado por:

$$de_{ij} = \frac{ds_{ij}}{2G} + \frac{s_{ij}}{2G} dz \quad . \tag{2.481}$$

s_{ij} representa o tensor das tensões efectivas distorsionais ($s_{ij} = \sigma'_{ij} - \delta_{ij}\sigma'$), ds_{ij} a sua variação, σ' a tensão efectiva volumétrica ($\sigma' = \sigma'_{kk}/3$) e G o módulo distorsional do solo (função do nível de deformação e do estado de tensão).

A primeira parcela da equação (2.481) corresponde à parte elástica da deformacão e o segundo membro tem em conta a plastificação ocorrida.

As variações de volume não elásticas devidas a tensões de corte e a tensões hidrostáticas têm diferentes origens, pelo que é preferível tratá-las separadamente.

Para atender às variações de volume devidas unicamente às tensões de corte (a consolidação é excluída) e, indirectamente, às variações das pressões intersticiais resultantes, recorre-se a uma outra variável interna λ, chamada medida de densificação ou de dilatância, cuja variação é função dos invariantes do tensor das tensões efectivas e do tensor das deformações, bem como do valor acumulado da variável:

$$d\lambda^2 = [L(\varepsilon, \sigma, \lambda)\, d\xi]^2 + (\sigma_c dt/\tau_2)^2 \quad . \tag{2.482}$$

L é chamada função de densificação ou de dilatância e está relacionada com o tipo de solo, história e trajectória de tensões.

O segundo termo da equação (2.482) traduz a dependência de λ da velocidade de deformação, no caso de solos argilosos. τ_2 é um parâmetro do material constante e σ_c a tensão de consolidação.

As variações de volume não elásticas, causadas pela alteração da pressão média, transmitida entre as partículas de solo, são quantificadas pela introdução de uma segunda variável de tempo intrínseco z´:

$$(dz')^2 = \left(\frac{d\zeta'}{z_2}\right)^2 + \left(\frac{dt}{\tau_1}\right)^2 , \qquad (2.483)$$

onde

$$d\zeta' = \frac{d\eta'}{h(\eta')} , \qquad (2.484)$$

$$d\eta' = H(\sigma')\, d\xi' \qquad (2.485)$$

e

$$d\xi' = \sqrt{[I_1(d\varepsilon)]^2} . \qquad (2.486)$$

A formulação das equações (2.483) a (2.486) é em tudo idêntica à apresentada para z. Assim, z_2 e τ_1 são constantes do material, $h(\eta')$ é a função de endurecimento de compactação, $H(\sigma)$ a de amolecimento por compactação, ξ' é chamada a medida de compactação (variável escalar não decrescente) e $I_1(d\varepsilon)$ o primeiro invariante do tensor dos incrementos de deformação.

A variação da deformação volumétrica total obtem-se somando a componente elástica com a resultante da tensão de corte e com a resultante da variação da tensão hidrostática, tomando o seguinte aspecto no caso de solos isotrópicos:

$$d\varepsilon = \frac{d\sigma'}{3K} + d\lambda + \frac{\sigma'}{3K} dz' , \qquad (2.487)$$

onde K é o módulo de compressibilidade volumétrica (dependente do estado de tensão e de deformação).

Para aplicação a problemas cíclicos e de carga e descarga é ainda necessário

introduzir na Teoria Endocrónica o endurecimento cinemático, para que seja satisfeito o postulado de estabilidade de Drucker e se produzam ciclos histeréticos fechados, transformando-se as equações (2.481) e (2.487) respectivamente em:

$$de_{ij}=\frac{ds_{ij}}{2G}+\frac{(s_{ij}-\alpha_{ij})}{2G}\rho\,dz \qquad (2.488)$$

e

$$d\varepsilon=\frac{d\sigma'}{3K}+d\lambda+\frac{(\sigma'-\alpha)}{3K}\psi\,dz' \qquad (2.489)$$

em que α_{ij} e α são os centros correntes das superfícies de carga no espaço de tensões distorsionais e volumétricas, respectivamente, e ρ e ψ são coeficientes, inferiores à unidade, que reduzem a velocidade de acumulação da deformação viscoplástica nos casos de descarga e recarga.

Os centros das superfícies de carga devem ser alterados para os pontos extremos de tensão, sempre que a carga varie para a descarga ou da descarga para a recarga. Precisa-se, deste modo, de um critério tripartido carga-descarga-recarga, que pode ser expresso em termos do sinal do incremento da energia armazenada no material ou de uma verificação de que a energia correntemente armazenada é máxima ou menor do que energia previamente encontrada.

A pressão intersticial é modelada com base na Teoria de Biot para meios com duas fases, considerando a compressibilidade da água e as deformações volumétricas do esqueleto sólido. A compressibilidade da água livre é suposta igual à da água adsorvida. O fluido apenas suporta tensões hidrostáticas e por hipótese tem comportamento elástico.

A tendência da estrutura sólida para variar o seu volume está associada com a pressão intersticial, pois o esqueleto sólido apenas se deformará o que água nos poros permitir. Se a drenagem for impedida, a variação do volume sólido será numericamente igual à variação do volume da água, sendo a variação da pressão intersticial dada por:

$$du=\frac{C_w}{n}\frac{dV_s}{V_0}=\frac{C_w}{n}\,3\,d\varepsilon\ , \qquad (2.490)$$

onde C_w é o módulo de compressibilidade da água, n a porosidade do solo, dV_s a variação do volume ocupado pela parte sólida do material e V_0 o seu volume inicial. A pressão intersticial é deste modo expressa directamente em termos da variação de volume $d\varepsilon$.

Do exame da equação (2.490) conclui-se que a hipótese de incompressibilidade da água intersticial conduz a uma pressão intersticial infinita, pelo que o uso desta condição exclui qualquer explicação física com significado da resposta das pressões intersticiais.

As vantagens mais importantes que a Teoria Endocrónica apresenta apontam-se seguidamente:

- A reversibilidade na descarga é representada matematicamente sem qualquer critério específico.

- O tempo intrínseco é independente da superfície de cedência e da sua evolução, conferindo a esta teoria uma grande versatilidade no ajuste a resultados de ensaios, contrastando neste aspecto com o factor de carga plástico da Plasticidade Clássica.

- A interpretação do tempo ajuda a dar uma compreensão intuitiva da resposta.

- O efeito da velocidade de deformação é modelado de uma maneira automática e relativamente simples.

As funções definidas são determinadas separadamente para os vários tipos de materiais.

2.4.4.2 - SOLOS ARGILOSOS

A resistência ao corte deste tipo de solos depende principalmente da distância entre partículas, a qual está directamente relacionada com o índice de vazios, o tipo de argila, a tensão efectiva principal média e a trajectória de tensões. As expressões adoptadas tendem a representar esta dependência.

Assim, para argilas, a função de amolecimento toma a seguinte forma:

$$F_1 = a_1 + \frac{(1 - a_2 I_1(\boldsymbol{\varepsilon}))\,(1 + a_3 J_2(\boldsymbol{\varepsilon}))}{0{,}01 + a_4 I_1(\boldsymbol{\sigma}')/p_a} \quad , \qquad (2.491)$$

na qual a_1, a_2, a_3 e a_4 são parâmetros do material, constantes para um dado solo com uma determinada história de tensões, $I_1(\epsilon)$ é o primeiro invariante do tensor de deformações, que se relaciona directamente com o índice de vazios, $J_2(\epsilon)$ é o segundo invariante das deformações distorsionais, que traduz o efeito das tensões tangenciais, $I_1(\sigma')$ é o primeiro invariante do tensor das tensões efectivas, e p_a é o valor da pressão atmosférica, usado para tornar adimensional a equação.

Verifica-se que a equação (2.491) conduz a valores muito grandes de $d\eta$ quando

$I_1(\sigma')/p_a$ tende para o valor $(-0,01/a_4)$. Pretende-se com isto traduzir a rotura súbita dos solos argilosos, sob a acção de tensões de tracção, e estima-se o valor de $(-0,01/a_4)$ como sendo a resistência empírica à tracção do referido solo.

A função $f(\eta)$ sugerida é:

$$f(\eta) = 1 + \frac{b_1 \eta}{1 + b_2 \eta} \quad . \tag{2.492}$$

Por último, L depende do tipo de argila, da história e da trajectória de tensões:

$$L(\boldsymbol{\varepsilon}, \boldsymbol{\sigma}, \boldsymbol{\lambda}) = \frac{c_1 (1 + c_2 I_1(\boldsymbol{\varepsilon}))}{(1 + c_3 I_1(\boldsymbol{\sigma}')/p_a)\,(1 + c_4 J_2(\boldsymbol{\varepsilon}))\,(1 + c_5 \lambda)} \quad , \tag{2.493}$$

em que c_1, c_2, c_3, c_4 e c_5 são parâmetros do material.

A variação do módulo de distorção G ao longo da trajectória de tensões é formulada como função da grandeza inicial do módulo G_0, da tensão efectiva média e do índice de vazios, dependendo este último da medida de densificação ou de dilatância λ:

$$G = G_0 \left(1 + b_3 \frac{I_1(\sigma') - I_1(\sigma_0')}{I_1(\sigma_0')} + b_4 \frac{3\lambda}{n} \right) \quad . \tag{2.494}$$

Nesta expressão $I_1(\sigma_0')$ representa o primeiro invariante do tensor das tensões efectivas iniciais, n a porosidade, e b_3 e b_4 são parâmetros do material.

Supondo que o coeficiente de Poisson v é constante no domínio das deformações elásticas, o módulo de compressibilidade volumétrica, K, para materiais isotrópicos vem dado por:

$$K = \frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \quad . \tag{2.495}$$

2.4.4.3 - SOLOS INCOERENTES

No intervalo de deformações, normalmente encontrado em ocorrências sísmicas, e para solos arenosos, a função de amolecimento por deformação F_1 pode ser igualada a uma constante.

A função de endurecimento f(η) tem seguinte aspecto:

$$f(\eta) = \left(1 + \frac{\beta}{r}\eta\right)^r \quad , \tag{2.496}$$

na qual β e r são parâmetros constantes do material.

Se as acelerações verticais não são suficientemente elevadas para provocarem significativa separação ou saltos de partículas, a densificação λ é produzida quase exclusivamente por escorregamentos, do que resulta uma alteração da configuração dos grãos. Neste caso, pode-se tomar dλ como proporcional a dξ, e considerar a equação:

$$d\lambda = \frac{dk}{c(k)} \quad , \tag{2.497}$$

como sendo a variação da medida de densificação com a amplitude de distorção e o número de ciclos, onde

$$dk = C(\varepsilon, \sigma)\, d\xi \quad . \tag{2.498}$$

c(k) é uma função positiva contínua monótona crescente, que modela a diminuição do incremento de densificação com o número de ciclos N, e é igual a:

$$c(k) = c_0 (1 + \alpha' k) \quad . \tag{2.499}$$

α' e c_0 são constantes para uma determinada areia com uma dada compacidade relativa.

C(ε,σ) pretende traduzir o aumento da velocidade de densificação com o aumento da amplitude de distorção, em carregamentos de corte cíclicos. Ensaios em areias demonstraram que dλ é independente da tensão efectiva média, pelo que uma escolha aceitável é:

$$C(\varepsilon) = \frac{1}{4} q [4 J_2(\varepsilon)]^{\frac{1}{2}(q-1)} \quad . \tag{2.500}$$

q é uma constante não negativa da areia.

Os parâmetros do material α', c_0 e q serão geralmente dependentes da compacidade relativa.

Se se definir D_r^{cr} como a compacidade relativa da areia no estado crítico (variação de volume nula), para compacidades relativas inferiores à crítica, as variações de volume,

devidas a corte, serão positivas (densificação), e para densidades superiores deverão provocar aumento de volume (dilatância). O parâmetro c_0 deverá traduzir este comportamento, sendo positivo, nulo e negativo para estados subcríticos, crítico e sobrecríticos, respectivamente. Uma função adequada será:

$$c_0 = \pm C_0 \left| 1 - \frac{D_r}{D_r^{cr}} \right|^r \quad . \tag{2.501}$$

em que C_0 é constante para qualquer densidade da areia, mas, tal como a compacidade relativa crítica, pode variar com a tensão de confinamento.

Por simplificação, normalmente não se considera a variação da compacidade relativa com a medida de densificação λ, utilizando-se o seu valor inicial D_r^0 ao longo de todos os cálculos.

Cuellar et al (1977) baseando-se em ensaios experimentais de solos arenosos propuseram a seguinte expressão para o módulo de distorção G:

$$G = \left(a + \frac{b}{c + \max[4J_2(\varepsilon)]^2} \right) [k\, I_1(\sigma')]^{\frac{1}{2}} \quad . \tag{2.502}$$

em que a, b e c são parâmetros que dependem da compacidade relativa inicial, e k é uma constante do material.

2.5 - APLICAÇÕES

Aplicações da teoria de meios porosos e dos modelos constitutivos elastoplásticos e endocrónicos são descritas dentro deste capítulo.

A teoria de meios porosos e modelos elastoplásticos de Drucker-Prager e de Matsuoka são, seguidamente, utilizados no estudo do problema de formação de bandas com concentração de elevados gradientes de deformação em solos saturados, tendo em vista a tradução do seu comportamento à rotura.

A teoria endocrónica, por seu lado, é usada em 2.5.2 para a interpretação de ensaios de corte simples da amostra 15079. É feita a determinação dos parâmetros do modelo, e são extrapolados resultados de ensaios triaxiais. A fiabilidade do modelo é avaliada pelo grau de aderência aos parâmetros de resistência referentes a um e outro tipo

de ensaio.

2.5.1 - LOCALIZAÇÃO DE DEFORMAÇÕES

As deformações em sólidos com comportamento não elástico tendem a concentrar-se em bandas de reduzida espessura intensamente deformadas. Este fenómeno é conhecido por localização por deformação, e revela-se experimentalmente como sendo a configuração de deformação mais frequente em comportamento de solos à rotura.

Dependendo do tipo de materiais em presença, a localização pode levar à fractura por corte ou constituir um mecanismo de concentração de deformação plástica.

Para processos isotérmicos e sólidos não viscosos, a localização de deformação tem sido analisada como uma instabilidade do material ou bifurcação de equilíbrio (Hadamard (1903), Thomas (1961), Hill (1962), Mandel (1963) e Rice (1977)), atingindo-se bandas de ínfima espessura e deformação infinita. Análises deste tipo, para além de impossibilitarem a determinação do comportamento após a localização, não são confirmadas pelos resultados experimentais, nos quais as zonas de elevada distorção têm espessuras finitas, dependentes da microestrutura do material. Em solos arenosos, por exemplo, a largura destas bandas varia entre 10 e 20 vezes o diâmetro médio das partículas constituintes.

A ocorrência de localização, na mecânica de meios contínuos clássica, independente da velocidade de deformação, do ponto de vista matemático, é caracterizada pela variação do tipo das equações que regem o fenómeno: perda de elipticidade em problemas quasi-estáticos, com consequente indeterminação da dimensão da zona localizada, e variação do tipo hiperbólico para o tipo elíptico no caso dinâmico, o que conduz a deformações infinitas em zonas de largura nula. As soluções numéricas são severamente dependentes da malha de elementos finitos escolhida, localizando-se a deformação na largura de um elemento, independentemente do tamanho apresentado pelos elementos. A energia dissipada no domínio com amolecimento por deformação tende para zero à medida que são adoptados refinamentos de malha. A resolução é impossível para além do instante de ocorrência da localização.

Alguns autores, numa tentativa para modelação do comportamento real dos materiais, introduziram nas equações constitutivas um factor, com dimensões de uma comprimento, representativo das suas microestrutras. Com esse objectivo, adicionaram gradientes de variáveis estáveis (Triantafyllidis e Aifantis (1986); Shreyer e Chen (1986)).

Aifantis (1984), nomeadamente, usou gradientes de segunda ordem de deformação na expressão da energia de deformação, para restaurar a elipticidade. Outros investigadores citados por Vardoulakis (1989), recorrendo à teoria de Cosserat, fizeram depender as equações constitutivas do diâmetro médio das partículas. Bazant (1984) e Belytschko (1986,1987), por outro lado, estabeleceram leis constitutivas não locais, baseadas num procedimento de cálculo de médias, a serem consideradas na zona de localização. No entanto, a solução numérica dos problemas assim formulados é muito trabalhosa, tendo sido apenas apresentadas soluções unidimensionais.

Ortiz et al (1987), Leroy e Ortiz (1989, 1990) e Fish e Belytschko (1988, 1990) após procederem ao estudo da bifurcação de equilíbrio, nas zonas atingidas por este fenómeno introduziram diferentes tipos de elementos melhorados específicos, para tentarem captar os elevados gradientes gerados nas bandas de corte.

Loret e Prevost (1990) proposeram um outro tipo de aproximação, tendo introduzido a viscoplasticidade como meio para manter o operador diferencial das equações de movimento (elíptico no caso estático e hiperbólico em cálculo dinâmico), possibilitando assim a obtenção de soluções numéricas em análises pós-localização. Os modos de bifurcação são excluídos, convergindo-se, em todos os casos, para uma solução única. As velocidades de propagação de ondas são sempre reais e determinadas pelos módulos elásticos. A viscosidade pode ser vista como um parâmetro regularizador ou como um parâmetro microestrutural determinado com base na largura das bandas observadas no material.

Todos os métodos descritos tentam eliminar nos cálculos numéricos a sensibilidade da malha, assegurando que a dimensão da zona localizada permaneça finita, e podem ser referidos como métodos limitadores da localização: limitadores diferenciais (as medidas de tensão ou de deformação incluem derivadas de ordem superior a um), limitadores não locais ou integrais (as medidas de deformação são integrais de deformação sobre um domínio finito) e limitadores de velocidade de deformação (as equações incluem a dependência do tempo).

No presente estudo opta-se pela utilização da viscosidade como elemento regularizador, seguindo os procedimentos propostos por Prevost.

2.5.1.1 - TEORIA BÁSICA

Em dinâmica, o fenómeno da localização em sólidos com comportamento não

viscoso pode ser detectado pela presença de uma descontinuidade estacionária.

Seja $\Sigma(t)$ uma superfície suave de normal $\mathbf{n}$ dirigida para o exterior que se desloca no corpo sólido com uma velocidade $\mathbf{w}(\mathbf{x},t)$. Esta superfície constitui uma superfície singular quando um campo de qualquer grandeza ou uma sua derivada é descontínuo ao longo de $\Sigma(t)$. Se, além disso, é composta sempre pelos mesmos pontos, diz-se descontinuidade estacionária. Em oposição, se tal não se verificar, denomina-se de superfície em propagação ou de onda.

A velocidade normal de propagação de $\Sigma(t)$ em relação à velocidade do material na sua configuração corrente, c, está relacionada com a velocidade das partículas, $\mathbf{v}$, e com a velocidade de propagação, $\mathbf{w}$, através de:

$$c=\boldsymbol{w}.\boldsymbol{n}-\boldsymbol{v}.\boldsymbol{n} \qquad (2.503)$$

Existem diferentes ordens de ondas ou de descontinuidades estacionárias, dependendo do grau da derivada das coordenadas do material de ordem inferior que é descontínua ao longo de $\Sigma(t)$. Assim, a descontinuidade é de primeira ordem se o campo de velocidades for descontínuo de um e outro lado da superfície, e denomina-se por onda de forte descontinuidade ou onda de choque. Se a aceleração for descontínua a descontinuidade será de segunda ordem, e chamar-se-á onda de fraca descontinuidade ou onda de aceleração. Descontinuidades de ordem superior a 2, são conhecidas por ondas ordinárias.

As leis de compatibilidade no atravessamento de superfícies de descontinuidade são devidas a Hadamard (1949), e estipulam:

Seja $\varphi(\mathbf{x},t)$ uma função (ou vector função $\boldsymbol{\varphi}(\mathbf{x},t)$) contínua e diferenciável das variáveis x_i e t em cada um dos lados de $\Sigma(t)$, mas com alguma derivada de primeira ordem descontínua ao longo de $\Sigma(t)$, então existe uma função $g(\mathbf{x},t)$ (ou um vector $\mathbf{g}(\mathbf{x},t)$), definida na superfície $\Sigma(t)$, tal que:

- Compatibilidade geométrica

$$[\![\nabla\varphi]\!]=g\boldsymbol{n} \quad ([\![\nabla\boldsymbol{\varphi}]\!]=\boldsymbol{g}\otimes\boldsymbol{n}) \qquad (2.504)$$

- Compatibilidade cinemática

$$[\![\dot{\varphi}]\!]=-cg \quad ([\![\dot{\boldsymbol{\varphi}}]\!]=-c\boldsymbol{g}) \qquad (2.505)$$

e

$$[\![\nabla\varphi]\!]=-\frac{1}{c}[\![\dot{\varphi}]\!]n \quad ([\![\nabla\boldsymbol{\varphi}]\!]=-\frac{1}{c}[\![\dot{\boldsymbol{\varphi}}]\!]\otimes\boldsymbol{n}) \tag{2.506}$$

onde o símbolo $[\![\,.\,]\!]$ denota o salto da grandeza ao longo de $\Sigma(t)$ na direcção da normal **n**.

Ondas de choque

Seja **u** o campo de deslocamentos. Apesar do campo de deslocamentos se manter contínuo depois da localização, o seu gradiente exibirá um salto ao longo da normal ao plano de descontinuidade:

$$[\![\nabla\boldsymbol{u}]\!]=\boldsymbol{g}\otimes\boldsymbol{n} \tag{2.507}$$

para algum vector **g**. Definindo **m** como o vector unitário ao longo de **g** ($\mathbf{m}=\mathbf{g}/g$), os vectores unitários **m** e **n** indicam-nos a natureza da descontinuidade. Assim, se os vectores forem ortogonais forma-se uma banda de corte, se forem paralelos entre si, configuração característica de rotura frágil progressiva, o material sofrerá uma extensão normal ao plano de descontinuidade.

O tensor de deformação apresenta um salto dado por:

$$[\![\boldsymbol{\varepsilon}]\!]=\frac{1}{2}\,(\boldsymbol{g}\otimes\boldsymbol{n}+\boldsymbol{n}\otimes\boldsymbol{g}) \tag{2.508}$$

Para um material elasto-plástico, a relação tensão-deformação é dada por:

$$\boldsymbol{\sigma}=\boldsymbol{D}:\boldsymbol{\varepsilon} \tag{2.509}$$

onde **D** representa o tensor de rigidez tangente. A independência do material da velocidade de deformação implica que **D** seja homogéneo de grau zero relativamente a $\boldsymbol{\epsilon}$. Na plasticidade clássica o tensor **D** é constituído por um ramo correspondente à carga plástica e outro referente à descarga-recarga elástica:

- Para descarga-recarga elástica:

$$\boldsymbol{D}=\boldsymbol{E}=\lambda\boldsymbol{\delta}\otimes\boldsymbol{\delta}+2G\boldsymbol{I} \tag{2.510}$$

onde $\boldsymbol{\delta}$ representa o tensor identidade de 2ª ordem e **I** o tensor identidade de 4ª ordem.

- Para carga plástica (equação (2.356)):

$$\boldsymbol{D}=\boldsymbol{E}-\frac{(\boldsymbol{E}:\boldsymbol{P})\ (\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E})}{H'+\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\boldsymbol{P}} \qquad (2.511)$$

A análise de bifurcação é conduzida usando o mesmo ramo da matriz de rigidez tangente de ambos os lados da superfície singular (sólido de comparação linear), pelo que o estudo inclui exclusivamente ondas elásticas ou ondas plásticas.

Mediante esta hipótese, o salto do tensor das tensões pode ser calculado com base no salto no tensor das extensões, recorrendo a (2.509):

$$[\![\boldsymbol{\sigma}]\!]=\boldsymbol{D}:[\![\boldsymbol{\varepsilon}]\!] \qquad (2.512)$$

condicionado pela equação de equilíbrio ao longo da discontinuidade, que impõe a continuidade das forças normais:

$$[\![\boldsymbol{t}]\!]=[\![\boldsymbol{n}.\boldsymbol{\sigma}]\!]=0 \qquad (2.513)$$

mas, com base nas relações (2.512) e (2.508):

$$\begin{gathered}\boldsymbol{n}.[\![\boldsymbol{\sigma}]\!]=\boldsymbol{n}.\boldsymbol{D}:[\![\boldsymbol{\varepsilon}]\!]=\frac{1}{2}\boldsymbol{n}.\boldsymbol{D}:(\boldsymbol{g}\otimes\boldsymbol{n}+\boldsymbol{n}\otimes\boldsymbol{g})=0 \\ ou \\ n_i[\![\sigma_{ij}]\!]=n_iD_{ijkl}[\![\varepsilon_{kl}]\!]=\frac{1}{2}n_iD_{ijkl}(g_kn_l+g_ln_k)=0\end{gathered} \qquad (2.514)$$

pelo que a condição necessária e suficiente para que (2.514) se verifique é que:

$$\forall_{i,j} \quad (n_iD_{ijkl}n_l)\,m_k=0 \qquad (2.515)$$

Definindo o tensor acústico, B, como:

$$\boldsymbol{B}=\boldsymbol{n}.\boldsymbol{D}.\boldsymbol{n} \quad B_{jk}(\boldsymbol{n})=n_iD_{ijkl}n_l \qquad (2.516)$$

a condição de localização (2.515) transforma-se em:

$$\boldsymbol{B}.\boldsymbol{m}=0 \quad B_{jk}m_k=0 \qquad (2.517)$$

Como **m** representa um vector unitário não nulo, para que exista um modo de localização segundo a direcção **n**, o tensor acústico B tem que ter determinante nulo:

$$f(\boldsymbol{n})=\det(\boldsymbol{B}(\boldsymbol{n}))=0 \qquad (2.518)$$

Com base na equação (2.510) e na equação (2.516), para descarga ou recarga

elástica, o tensor acústico toma então a seguinte forma:

$$\boldsymbol{B}^{e}=(\lambda+2G)\,\boldsymbol{n}\otimes\boldsymbol{n}+G(\boldsymbol{\delta}-\boldsymbol{n}\otimes\boldsymbol{n}) \qquad (2.519)$$

e para carregamentos plásticos, com base em (2.511), a seguinte expressão:

$$\boldsymbol{B}^{P}=\boldsymbol{B}^{e}-\frac{(\boldsymbol{n}.\boldsymbol{E}:\boldsymbol{P})\;(\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}.\boldsymbol{n})}{H'+\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}:\boldsymbol{P}} \qquad (2.520)$$

Se os três possíveis valores próprios do tensor acústico forem reais e estritamente positivos, as equações de equilíbrio estáticas são elípticas. Se o tensor acústico é simétrico, como se verifica em plasticidade com lei de fluxo associativa (P = Q), todos os valores próprios são estritamente positivos se o módulo plástico H' também o for. As equações associadas a esta condição designam-se por fortemente elípticas. Em plasticidade não associativa, a relação estabelecida entre o módulo plástico e os valores próprios do tensor acústico perde a validade.

Por outro lado, se um dos valores próprios é zero a descontinuidade não se propaga (c = 0), constituindo uma descontinuidade estacionária, que usualmente é referida em análise estática como localização por deformação. O problema perde então as suas características elípticas, e as deformações concentram-se em zonas sem espessura, induzindo descontinuidades no campo dos deslocamentos.

O cálculo numérico do modo **m** e orientação **n** da descontinuidade é realizado segundo um processo de minimização da função de localização f, que se passa a descrever.

A avaliação de f passa pela integração geral das equações constitutivas, realizada por um procedimento incremental.

Se a resposta inicial instantânea do material é elástica e isotrópica, a função de localização toma um valor maior que zero e independente de **n**:

$$f(\boldsymbol{n})=(\lambda+2G)\,G^{2} \qquad (2.521)$$

Com o prosseguimento do processo de deformação, a função f pode apresentar um valor mínimo negativo ou nulo. O fenómeno de localização é detectado pela ocorrência de um valor mínimo desta função não positivo. Usando o método dos multiplicadores de Lagrange, o problema de determinação de um mínimo de f, condicionado por $\|\mathbf{n}\|=1$, formula-se do seguinte modo:

$$\frac{\partial}{\partial n_i}\left[f(\boldsymbol{n})-\Lambda\|\boldsymbol{n}\|^2-1\right]=\frac{\partial f(\boldsymbol{n})}{\partial n_i}-2\Lambda n_i=0 \qquad (2.522)$$

onde Λ representa o multiplicador de Lagrange.

Como

$$\frac{\partial f(\boldsymbol{n})}{\partial n_i}=\det(\boldsymbol{B}(\boldsymbol{n}))\,D_{ijkl}B^{-1}_{kj}(\boldsymbol{n})\,n_l \qquad (2.523)$$

e chamando

$$J_{ij}(\boldsymbol{n})=\det(\boldsymbol{B}(\boldsymbol{n}))\,D_{ijkl}B^{-1}_{kj}(\boldsymbol{n}) \qquad (2.524)$$

a equação (2.522) transforma-se na seguinte determinação de valores próprios:

$$J_{il}(\boldsymbol{n})\,n_l-2\Lambda n_i=0 \qquad (2.525)$$

A solução é obtida iterativamente, mediante a avaliação da matriz **J** a partir do vector unitário encontrado na iteração anterior. O vector próprio correspondente ao mínimo é tomado como o novo valor da iteração.

Uma vez determinadas as orientações dos planos de descontinuidade, os vectores **m** a elas associados são calculados como os vectores próprios da matriz de localização **B**.

Ondas de aceleração

A velocidade, **v**(**x**,t), o tensor de tensão, $\boldsymbol{\sigma}$(**x**,t), e a massa volúmica, ρ(**x**,t) são contínuos ao longo da superfície singular, verificando-se, de acordo com as leis de compatibilidade de Hadamard, que:

$$[\![\nabla\boldsymbol{v}]\!]=-\frac{1}{c}[\![\boldsymbol{a}]\!]\otimes\boldsymbol{n} \qquad (2.526)$$

$$[\![\nabla\boldsymbol{\sigma}]\!]=-\frac{1}{c}[\![\dot{\boldsymbol{\sigma}}]\!]\otimes\boldsymbol{n} \qquad (2.527)$$

onde **a** representa o vector aceleração, que se relaciona com $\boldsymbol{\sigma}$ através lei de equilíbrio dinâmico:

$$\nabla . \boldsymbol{\sigma} + \rho (\boldsymbol{b} - \boldsymbol{a}) = 0 \qquad (2.528)$$

Combinando esta equação com a anterior, admitindo que as forças volúmicas são de valor constante, obtem-se:

$$\boldsymbol{n} . [\![\dot{\boldsymbol{\sigma}}]\!] = -\rho c [\![\boldsymbol{a}]\!] \qquad (2.529)$$

donde se pode concluir que a existência e a velocidade de propagação de ondas em sólidos estão directamente relacionadas com a estrutura considerada para a relação constitutiva do material.

As tensões e as deformações são funções contínuas em todo o domínio. No entanto, as suas variações possuem descontinuidades ao longo de um plano cuja orientação se pretende determinar. Para um material elasto-plástico a relação incremental tensão-deformação é dada por:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{D} : \nabla \boldsymbol{v} \approx \boldsymbol{D} : \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \qquad (2.530)$$

onde D representa o tensor de rigidez tangente. A independência do material da velocidade de deformação implica que D seja homogéneo de grau zero relativamente a $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$.

Considerando da mesma forma que de ambos os lados da superfície singular se produz a mesma matriz D, o salto da variação do tensor das tensões é dado por:

$$[\![\dot{\boldsymbol{\sigma}}]\!] = \boldsymbol{D} : [\![\nabla \boldsymbol{v}]\!] = -\frac{1}{c} \boldsymbol{D} : ([\![\boldsymbol{a}]\!] \otimes \boldsymbol{n}) \qquad (2.531)$$

recorrendo às equações (2.530) e (2.526). Multiplicando (2.531) por **n** e tomando em conta a equação (2.529), conclui-se que a descontinuidade de aceleração, $[\![\mathbf{a}]\!]$, é a solução do seguinte problema de valores próprios:

$$\boldsymbol{n} . \boldsymbol{D} . \boldsymbol{n} . [\![\boldsymbol{a}]\!] = \boldsymbol{B} . [\![\boldsymbol{a}]\!] = \rho c^2 [\![\boldsymbol{a}]\!] \qquad (2.532)$$

onde B representa, como anteriormente, o tensor acústico. Se os três valores próprios (numericamente iguais ao quadrado das velocidades de propagação, c) são reais e estritamente positivos as equações do movimento são hiperbólicas. Se um dos valores é nulo c é igual a zero, a descontinuidade é estacionária e as equações dinâmicas perdem as suas características hiperbólicas.

Generalizando a formulação a meios porosos saturados, e partindo das mesmas hipóteses de continuidade da velocidade, das tensões e da massa volúmica de cada uma das fases, tem-se:

$$[\![\nabla v^{\alpha}]\!]=-\frac{1}{c}[\![a^{\alpha}]\!]\otimes n \tag{2.533}$$

$$[\![\nabla \sigma^{\alpha}]\!]=-\frac{1}{c}[\![\dot{\sigma}^{\alpha}]\!]\otimes n \tag{2.534}$$

A lei de equilíbrio dinâmico é dada por:

$$\nabla . \sigma^{\alpha}+\hat{p}^{\alpha}+\rho^{\alpha}(b-a^{\alpha})=0 \tag{2.535}$$

Admitindo que as forças volúmicas são de valor constante, e como as velocidades de cada fase são funções contínuas ($[\![\hat{p}^{\alpha}]\!]=0$), é válida a seguinte equação:

$$n.[\![\dot{\sigma}^{\alpha}]\!]=-\rho^{\alpha}c\,[\![a^{\alpha}]\!] \tag{2.536}$$

As equações constitutivas elasto-plásticas para meios porosos saturados, de fase líquida com viscosidade tangencial média nula, podem ser escritas englobando as duas fases do seguinte modo:

$$\begin{aligned}\dot{\sigma}^{s}&=A^{s\alpha}:\dot{\varepsilon}^{\alpha}\\ \dot{\sigma}^{w}&=A^{w\alpha}:\dot{\varepsilon}^{\alpha}\end{aligned} \tag{2.537}$$

com α igual a s e a w e o tensor constitutivo global igual a:

$$D=\begin{bmatrix}A^{ss}A^{sw}\\ A^{ws}A^{ww}\end{bmatrix} \tag{2.538}$$

as matrizes $A^{\alpha\beta}$ são definidas por:

$$A^{ss}=A'^{ss}+\frac{(n^{s})^{2}}{n^{w}}K^{ww}\delta\otimes\delta \tag{2.539}$$

$$A^{sw}=A^{ws}=n^{s}K^{ww}\delta\otimes\delta \tag{2.540}$$

$$A^{ww}=n^{w}K^{ww}\delta\otimes\delta \tag{2.541}$$

onde A'^{ss} se identifica com o tensor constitutivo do esqueleto sólido, D, definido pela equação (2.61). Para carregamentos plásticos, este tensor é dado pela equação (2.356) referida à fase sólida:

$$\boldsymbol{A}^{/ss}=\boldsymbol{E}^{s}-\frac{(\boldsymbol{E}^{s}:\boldsymbol{P})\ (\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}^{s})}{H^{/}+\boldsymbol{Q}:\boldsymbol{E}^{s}:\boldsymbol{P}} \qquad (2.542)$$

$\mathbf{E}^s$ representa o tensor de 4ª ordem elástico isotrópico determinado com as propriedades elásticas do esqueleto sólido (λ^{ss} e μ^{ss}). Para descargas ou recargas elásticas:

$$\boldsymbol{A}^{/ss}=\boldsymbol{E}^{s}=\lambda^{ss}\boldsymbol{\delta}\otimes\boldsymbol{\delta}+2\mu^{ss}\boldsymbol{I} \qquad (2.543)$$

Supondo o mesmo ramo do tensor constitutivo de ambos os lados da superfície singular, o salto no tensor de tensões parcial é igual:

$$[\![\dot{\boldsymbol{\sigma}}^{\alpha}]\!]=\boldsymbol{A}^{\alpha\beta}:[\![\nabla\boldsymbol{v}^{\beta}]\!]=\boldsymbol{A}^{\alpha\beta}:[\![\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\beta}]\!] \qquad (2.544)$$

donde, procedendo de modo idêntico ao descrito para os sólidos:

$$\boldsymbol{n}.\boldsymbol{A}^{\alpha\beta}.\boldsymbol{n}.[\![\boldsymbol{a}^{\beta}]\!]=\rho^{\alpha}c^{2}[\![\boldsymbol{a}^{\alpha}]\!] \qquad (2.545)$$

podendo α se referir à fase sólida ou líquida e β constituindo um índice mudo, tomando os valores s e w.

Se associarmos os saltos das acelerações das duas fases num único vector, verifica-se que o problema se transforma, como anteriormente, numa determinação de valores próprios (quadrado das velocidades de propagação no meio) do tensor acústico **B**. Dividindo este tensor em submatrizes correspondentes a cada uma das fases, $\mathbf{B}^{ss}$ e $\mathbf{B}^{ww}$, e numa submatriz mista, $\mathbf{B}^{sw}$, com valor dependente de propriedades de ambas as fases, o tensor acústico apresenta a seguinte forma:

$$\boldsymbol{B}=\begin{bmatrix}\boldsymbol{B}^{ss} & \boldsymbol{B}^{sw}\\ (\boldsymbol{B}^{sw})^{T} & \boldsymbol{B}^{ww}\end{bmatrix} \qquad (2.546)$$

com:

$$\boldsymbol{B}^{ss}=\frac{1}{\rho^{s}}\boldsymbol{n}.\boldsymbol{A}^{ss}.\boldsymbol{n} \qquad (2.547)$$

$$\boldsymbol{B}^{sw}=\frac{1}{\sqrt{\rho^{s}\rho^{w}}}\frac{n^{s}}{n^{w}}K^{ww}\boldsymbol{n} \qquad (2.548)$$

$$\boldsymbol{B}^{ww}=\frac{1}{\rho^{w}}\frac{K^{ww}}{n^{w}} \qquad (2.549)$$

Verifica-se pois que a matriz B tem propriedades de simetria idênticas às da matriz constitutiva do esqueleto sólido, $\mathbf{A}^{ss}$.

Se a lei de fluxo plástica considerada for associativa, o tensor acústico é simétrico, pelo que todos os seus valores próprios são reais. As equações do movimento tornam-se não hiperbólicas apenas para valores próprios nulos, constituindo então uma descontinuidade estacionária. A ocorrência da descontinuidade depende apenas das propriedades constitutivas adoptadas para o esqueleto sólido, já que:

$$\det\boldsymbol{B}=B^{ww}\det\left[\boldsymbol{B}^{ss}-\frac{\boldsymbol{B}^{sw}\otimes\boldsymbol{B}^{sw}}{B^{ww}}\right]=B^{ww}\det\left[\frac{1}{\rho^{s}}\boldsymbol{n}.\boldsymbol{A}'^{ss}.\boldsymbol{n}\right] \qquad (2.550)$$

podendo, portanto, fazer-se uso dos resultados obtidos em meios unifásicos para prever o início da localização em meios porosos saturados.

Em plasticidade não associativa, o tensor acústico não é simétrico. As velocidades de propagação poderão constituir pares de números complexos conjugados.

2.5.1.2 - INTRODUÇÃO DE VISCOSIDADE NO MATERIAL

No sentido de assegurar que as equações do movimento se mantenham hiperbólicas e que as velocidades de propagação possuam valores reais, é introduzida na relação constitutiva do material a dependência do tempo, t, adoptando-se a expressão devida a Duvant e Lions (1972):

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}=\boldsymbol{E}:\nabla\boldsymbol{v}-\frac{1}{\eta}(\boldsymbol{\sigma}-\overline{\boldsymbol{\sigma}})\,\mathrm{H}(f(\boldsymbol{\sigma},a)) \qquad (2.551)$$

$$\dot{a}=-\frac{1}{\eta}(a-\overline{a})\,\mathrm{H}(f(\boldsymbol{\sigma},a)) \qquad (2.552)$$

para meios unifásicos, ou

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}}'^{s}=\boldsymbol{E}^{s}:\nabla\boldsymbol{v}^{s}-\frac{1}{\eta}(\boldsymbol{\sigma}'^{s}-\overline{\boldsymbol{\sigma}'^{s}})\,\mathrm{H}(f(\boldsymbol{\sigma}'^{s},a)) \qquad (2.553)$$

$$\dot{a}=-\frac{1}{\eta}(a-\overline{a})\,\mathrm{H}(f(\boldsymbol{\sigma}'^{s},a)) \qquad (2.554)$$

para meios porosos saturados, onde η é um parâmetro com a dimensão do tempo, chamado de tempo de relaxação, $\overline{\sigma}=\overline{\sigma}(t)$, ou $\overline{\sigma}^s=\overline{\sigma}^s(t)$, é a projecção da tensão corrente, $\sigma(t)$, ou $\sigma^s(t)$, na superfície de cedência corrente no tempo t, f é a função de cedência adoptada, H(.) é a função de Heaviside ($f>0 \Rightarrow H(f)=1$, $f\leq 0 \Rightarrow H(f)=0$) e a um parâmetro de endurecimento ou amolecimento isotrópico.

A elastoplasticidade clássica é recuperada para η nulo, pois $\sigma=\overline{\sigma}$, ou $\sigma^s=\overline{\sigma}^s$. Se o tempo de relaxação é diferente de zero a resposta do material viscoplástico sofre um certo retardamento em relação à equivalente elastoplástica. A sensibilidade à velocidade de deformação retarda o surgimento e a progressão da configuração deformada com bandas de corte.

Como as tensões corrente e projectada são contínuas ao longo da superfície de descontinuidade ou da frente de propagação da onda de aceleração $\Sigma(t)$, o tensor acústico é sempre determinado com base no tensor de tensões elástico, tendo sempre a forma dada pela equação (2.519), com raízes sempre positivas e independentes da relação constitutiva escolhida e do tipo de lei associada, identificando-se as velocidades de propagação das ondas com as dadas pela elasticidade. Deste modo, as equações de equilíbrio ou de movimento de materiais viscoplásticos nunca mudam de tipo, permitindo a obtenção de soluções numéricas, antes e após a localização.

As soluções numéricas são livres de modos irrealistas dependentes das dimensões adoptadas para a malha de elementos finitos, desde que as escalas de comprimento escolhidas sejam adequadamente resolvidas pela malha.

As velocidades de propagação das ondas elásticas, associadas ao tempo de relaxação característico, fixam uma escala de comprimentos para a deformação.

O parâmetro de relaxação deve ser ajustado de acordo com as larguras de banda de intensa distorção observadas em ensaios realizados com o material. A largura da zona localizada é proporcional ao comprimento característico $c\eta$, o qual é a distância que as ondas elásticas percorrem no tempo característico η.

Em materiais com comportamento não viscoso, a orientação de banda mais crítica é determinada através de uma análise de instabilidade de bifurcação local. Contudo, em sólidos com viscosidade este tipo de análise não é directamente aplicável, uma vez que a solução é única, dando apenas uma estimativa da orientação crítica do material não viscoso correspondente, de utilidade em sólidos ligeiramente dependentes da velocidade de deformação.

2.5.1.3 - FORMULAÇÃO NUMÉRICA

A formulação numérica é efectuada com base na teoria dos meios porosos, de acordo com o exposto em 2.2.2.

O método de integração descrito em 2.2.2.2 é adoptado com γ igual a 1/2 e β igual a 1/4 (regra trapezoidal). A matriz de amortecimento, correspondente à contribuição da transferência de tensões entre fases, é tratada de modo implicíto e as forças internas de modo explícito. A estabilidade do método de integração é garantida limitando o intervalo de tempo de cálculo (equação (2.213)):

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega} \tag{2.555}$$

onde ω (frequência máxima) é limitada superiormente pela frequência própria do menor elemento finito presente, pelo que a equação anterior pode ser substituída por:

$$\Delta t \leq \frac{1}{c_{max}} \min(h_1, h_2) \tag{2.556}$$

onde c_{max} representa a velocidade de propagação máxima do material e h_1 e h_2 os lados dos elementos quadrangulares.

Na integração espacial é utilizada a regra de quadratura reduzida selectiva, devida a Hughes (1980), que recorre apenas um ponto de Gauss para o cálculo da componente isotrópica da tensão e 4 pontos de Gauss para as suas componentes distorsionais.

As equações constitutivas são integradas pelo método de Simo e Hughes (1987), descrito em 2.4.2.7.

2.5.1.4 - RESULTADOS NUMÉRICOS

Para testar a eficiência do método proposto no tratamento da localização de deformações, e a sua sensibilidade ao modelo constitutivo adoptado, apresenta-se o exemplo de um rectângulo de 25 m por 35 m, de solo homogéneo saturado, com comportamento viscoelastoplástico, solicitado axialmente, em estado plano de deformação, por uma velocidade aplicada nas suas fronteiras horizontais, superior e inferiormente (como se mostra na Figura 2.22) tal que:

$$v_2^{\alpha}(t) = \Delta v\, H(t) \qquad (2.557)$$

As fronteiras laterais estão isentas de qualquer carga aplicada.

O incremento Δv é escolhido de modo a que a plastificação ocorra no eixo médio do rectângulo, no instante $t = L_2/2c_{max}$.

As características adoptadas para o meio poroso foram as seguintes:

- Massa volúmica intrínseca da água - ρ_w = 1000 kg/m^3
- Massa volúmica intrínseca das partículas sólidas - ρ_s = 2000 kg/m^3
- Porosidade inicial - n^w = 0,2
- Módulo de compressibilidade volumétrica da água - K^{ww} = 200 MPa
- Módulo de compressibilidade volumétrica da fase sólida - K^{ss} = 667 MPa
- Módulo de distorção da fase sólida - G = 100 MPa
- Coeficiente de permeabilidade - $k_v = k_h$ = 0,5 m/s.

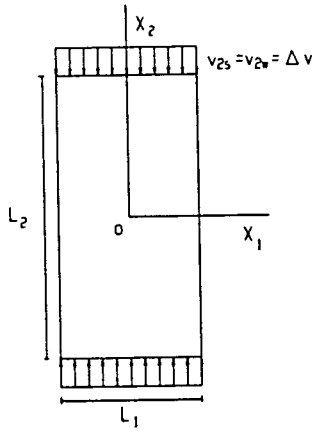


Figura 2.22 - Amostra rectangular axialmente solicitada por um vector velocidade

A relação entre o comprimento dos lados do rectângulo é de 1,4 e visa minimizar o número de bandas de corte a formar.

Os parâmetros elásticos considerados satisfazem a condição de compatibilidade dinâmica, expressa por (2.205), pelo que a velocidade de propagação máxima é, de acordo com (2.206), igual a:

$$C_{max} = C_{p1} = \sqrt{\frac{K^{ww}}{\rho^w}} = 1000 m/s \qquad (2.558)$$

As restantes ondas elásticas propagar-se-ão às velocidades de:

$$C_{p2}=\sqrt{\frac{n^w(\lambda^{ss}+2\mu^{ss})}{\rho^s}}=\frac{1000}{\sqrt{10}}m/s \quad C_s=\sqrt{\frac{\mu^{ss}}{\rho^s}}=250m/s \qquad (2.559)$$

A malha de elementos finitos escolhida é constituída por 750 elementos iguais, com as dimensões $h_1 = 1m$ por $h_2 = 1,167m$, pelo que o intervalo de tempo adoptado é de 0,001 segundos.

A tradução do comportamento do material é levada a efeito através dos critérios viscoelastoplásticos de Drucker-Prager e de Matsuoka, com lei de fluxo associada, variando-se o valor do respectivo ângulo de atrito.

O valor do vector velocidade a aplicar nas extremidades do rectângulo de modo a que a plastificação se inicie na parte central da amostra é condicionado pelo critério escolhido e pelas características do material.

As ondas planas que se geram nas fronteiras superior e inferior são elásticas e provocam um salto na tensão axial de cada fase igual a:

$$[\![\sigma_{22}^s]\!]=-\rho^s c\Delta v \qquad (2.560)$$

$$[\![\sigma^w]\!]=-\rho^w c\Delta v \qquad (2.561)$$

donde

$$[\![\sigma'^s_{22}]\!]=[\![\sigma^s_{22}]\!]-\frac{n^s}{n^w}[\![\sigma^w]\!]=-c\Delta v\left(\rho^s-\frac{n^s}{n^w}\rho^w\right) \qquad (2.562)$$

Tomando

$$a=\rho^s-\frac{n^s}{n^w}\rho^w \qquad (2.563)$$

em estado plano de deformação:

$$[\![\sigma'^s_{22}]\!]=-ac\Delta v \quad [\![\sigma'^s_{33}]\!]=-av c\Delta v \qquad (2.564)$$

Ocorrerá plastificação inicial do material junto das fronteiras se a velocidade aplicada for superior ou igual aos seguintes valores de Δv_0:

- Critério de Drucker-Prager:

$$\Delta v_0 = \frac{3\sqrt{6}}{ac} \frac{k}{-\sqrt{6}\alpha\,(1+\alpha) + 3\sqrt{2+2\nu^2-2\nu}} \qquad (2.565)$$

- Critério de Matsuoka:

O valor Δv_0 é obtido por resolução numérica de:

$$F = (k-3)\frac{J_2}{p_a^2} - k\frac{J_3}{p_a^3} - (k-9) = 0 \qquad (2.566)$$

com

$$J_3 = \frac{(ac\,\Delta v_0)^3}{27}\,[-2\nu^3+3\nu^2+3\nu-2] \qquad (2.567)$$

$$J_2 = \frac{1}{6}\,(ac\,\Delta v_0)^2\,[2\nu^2-2\nu+2] \qquad (2.568)$$

$$p_a = -\frac{1+\nu}{3}\,ac\,\Delta v_0 - \frac{c}{tg\phi} \qquad (2.569)$$

O salto aplicado é cerca de dois terços do valor de Δv_0.

Os resultados obtidos, utilizando o programa de cálculo DYNAFLOW (Prevost, 1990) e os modelos constitutivos de Drucker-Prager e de Matsuoka, encontram-se descritos, nas Figuras 2.23 e 2.24, para ângulos de atrito de 15° e 30°, respectivamente e para uma coesão de 0,845 MPa. O tempo de relaxação é de 5×10^{-5} s. O intervalo de tempo de cálculo foi reduzido para 0,00025 s na aplicação do critério de Matsuoka com uma ângulo de atrito de 30° no sentido de manter o rigor, obtido nas restantes determinações, na integração da relação constitutiva. Aí se apresenta, para cada um dos critérios e para cada valor do ângulo de atrito, a malha de elementos finitos deformada, o campo dos deslocamentos das partículas sólidas, o campo de velocidades do fluido e os contornos da distorção do esqueleto sólido ($\sqrt{2}\,\|\mathbf{e}^s\|$) quando a extensão axial atinge o valor de 4×10^{-2}.

Para o modelo de Drucker-Prager os parâmetros escolhidos são os correspondentes ao cone interior, já que em estado plano de deformação induzem no cálculo ângulos de atrito de valor igual ao do critério de Mohr-Coulomb.

O salto da velocidade aplicado em todos os cálculos é de 2,333 m/s.

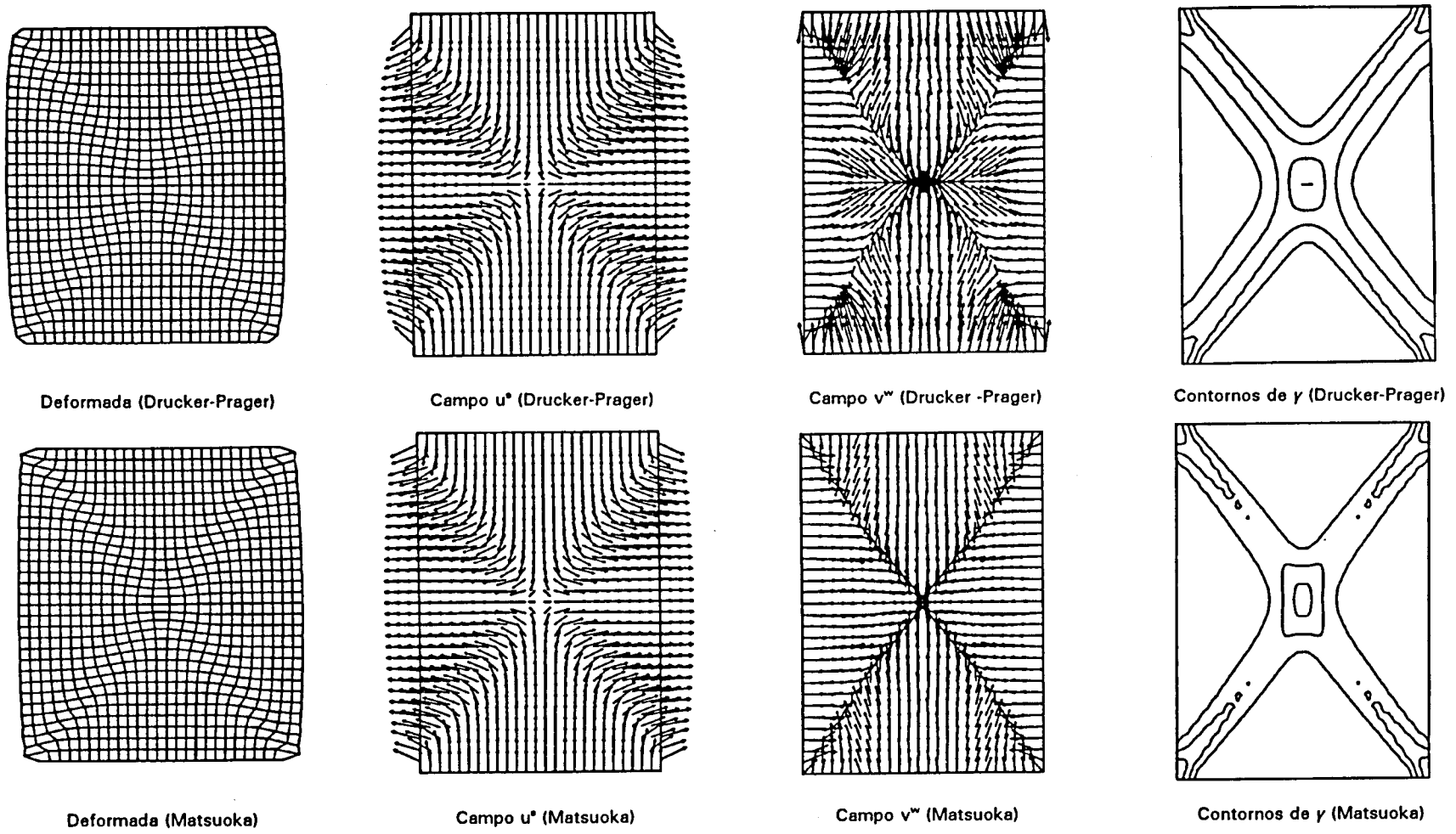


Figura 2.23 - Malha deformada, campos u^s e v^w, e contornos de γ para $\epsilon_a = 4x10^{-2}$ e $\phi = 15^o$
(critérios de Drucker-Prager e Matsuoka)

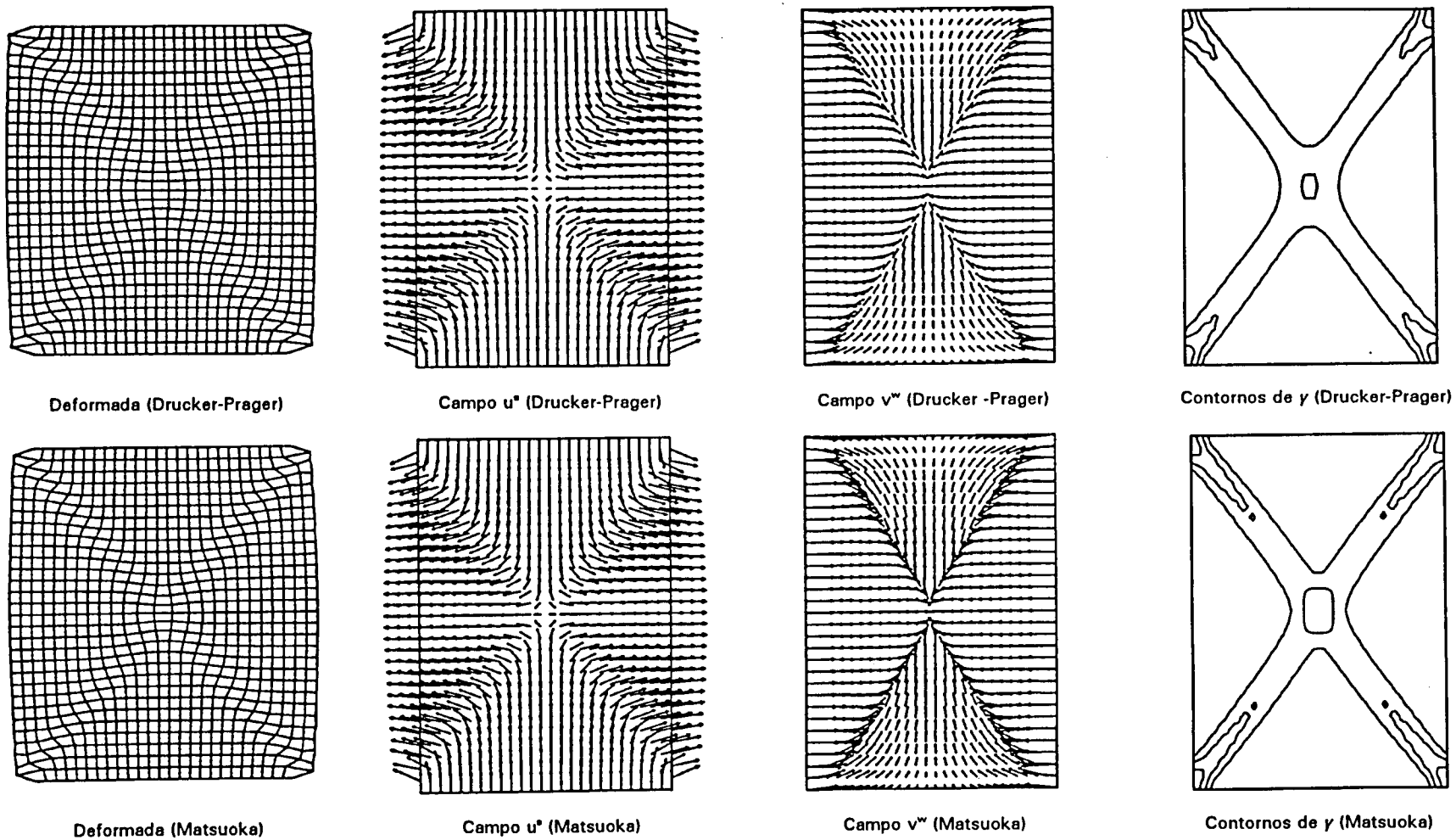


Figura 2.24 - Malha deformada, campos u^s e v^w, e contornos de γ para $\epsilon_a = 4x10^{-2}$ e $\phi = 30^o$
(critérios de Drucker-Prager e Matsuoka)

Da análise das malhas deformadas das Figuras 2.23 e 2.24 ressalta a formação de 2 bandas de corte que partindo dos vértices do provete, o dividem em quatro blocos, sensivelmente rígidos. Com base no campo de deslocamentos do esqueleto sólido, verifica-se que os blocos superior e inferior movem-se um contra o outro, enquanto que os laterais se afastam. O movimento da água no solo, descrito pelo campo de velocidades do fluido, não acompanha as partículas sólidas, o que é explicado pela alta permeabilidade adoptada, sendo dirigido para as zonas de elevada distorção e dilatância (comparar campo de velocidade de fluido com os contornos de distorção).

A aplicação de um ou outro critério, de acordo com os resultados expostos, conduz a pequenas variações no campo de velocidades da água (mais notória para o ângulo de atrito de 15°) e na configuração e nos valores máximos das distorções, não sendo contudo nítida a mudança de inclinação das bandas de intensa deformação. No entanto, a geometria da amostra condiciona, de forma evidente, a sua capacidade de deformação, fortemente influenciada pelas condições fronteira. A relação 1 para 1,4 induz à partida as bandas de corte diagonais como configuração preponderante.

No sentido de esclarecer a sensibilidade da inclinação das bandas de corte ao critério de plasticidade opta-se por um provete mais esbelto, com possibilidade de formação de bandas de distorção intermédias, livres dos efeitos de constrangimento das fronteiras. A largura do provete é igual a 25 m e a sua altura de 75 m. A malha de elementos finitos usada na sua discretização possui 1250 elementos rectangulares de 1 m por 1,5 m.

O cálculo é efectuado para um salto na velocidade axial do esqueleto sólido e da água de 2,344 m/s, para os mesmos critérios de plasticidade e nas condições descritas para o exemplo anterior. Os resultados são apresentados nas Figuras 2.25 para um ângulo de atrito de 15° e uma deformação axial de 4×10^{-2}, e na Figura 2.26 para um ângulo de atrito de 30° e uma deformação axial de 8×10^{-2}.

Nota-se a formação de 7 blocos rígidos limitados por bandas de deformação elevada, quatro partindo das fronteiras e 4 localizadas no centro da amostra. Considerando estas últimas livres da influência das fronteiras extremas, pode-se determinar o valor da inclinação, θ, de cada uma delas:

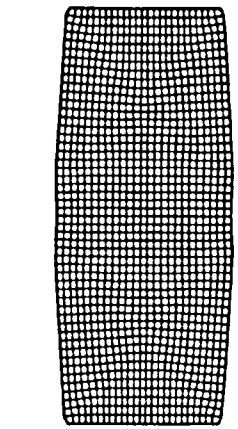
- Critério de Drucker-Prager (cone interior):

  Para $\phi = 15°$ $\theta = 52{,}5°$

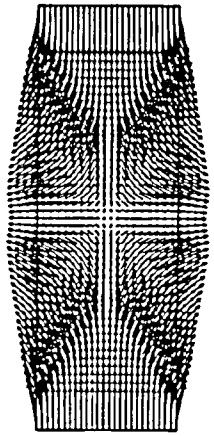
  Para $\phi = 30°$ $\theta = 60°$

- Critério de Matsuoka:

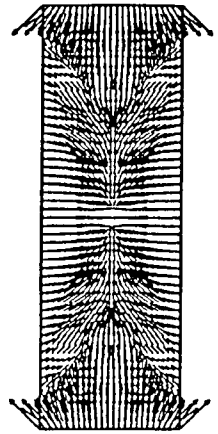
  Para $\phi = 15°$ $\theta = 54°$



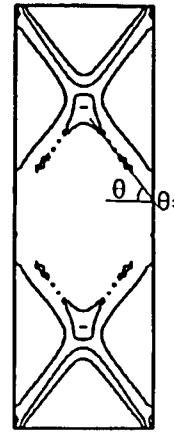
Deformada (Drucker-Prager)



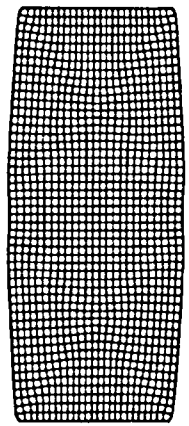
Campo u^s (Drucker-Prager)



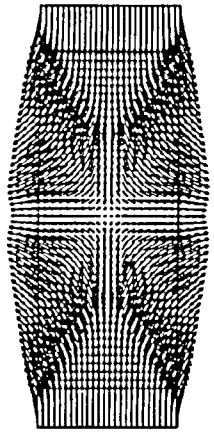
Campo v^w (Drucker -Prager)



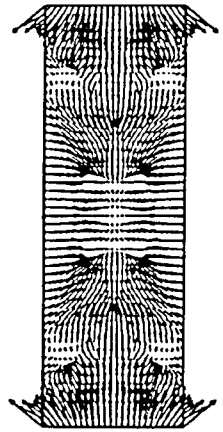
Contornos de γ (Drucker-Prager)



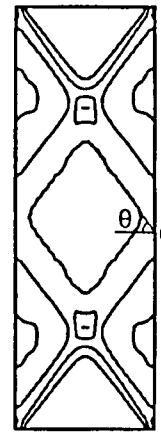
Deformada (Matsuoka)



Campo u^s (Matsuoka)



Campo v^w (Matsuoka)



Contornos de γ (Matsuoka)

Figura 2.25 - Malha deformada, campos u^s e v^w, e contornos de γ para $\epsilon_a = 4x10^{-2}$ e $\phi = 15^o$
(critérios de Drucker-Prager e Matsuoka)- rectângulo esbelto

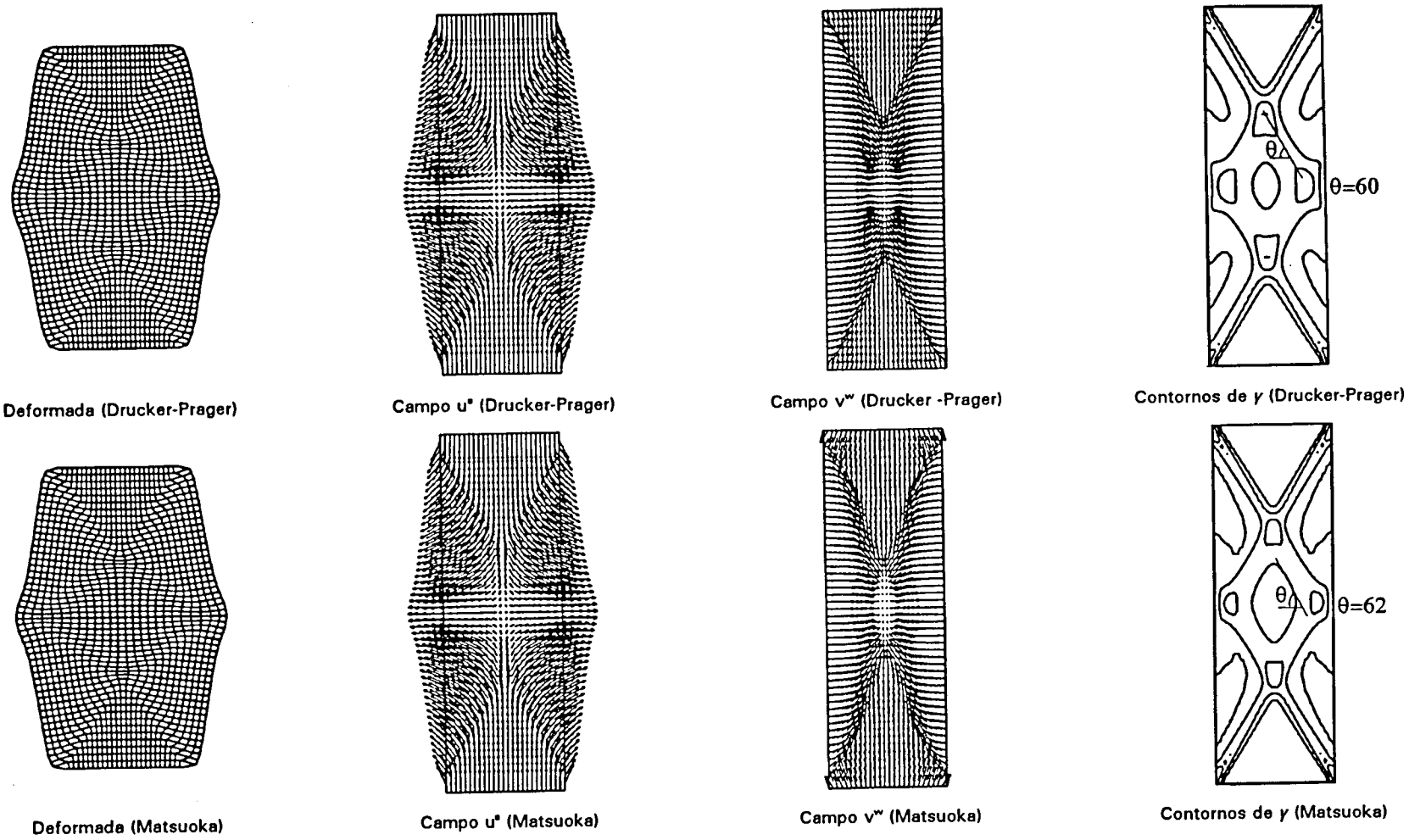


Figura 2.26 - Malha deformada, campos u^s e v^w, e contornos de γ para $\epsilon_a = 8x10^{-2}$ e $\phi = 30°$
(critérios de Drucker-Prager e Matsuoka)- rectângulo esbelto

Para $\phi = 30°$ $\theta = 62°$

Lembrando a fórmula de Arthur et al (1977), deduzida por processo empírico (com base em ensaios), para determinação da inclinação θ da banda de intensa distorção:

$$\theta = 45° + \frac{\phi + \psi}{4} \qquad (2.570)$$

(onde ϕ representa o ângulo de atrito interno do material e ψ o ângulo de dilatância) que, neste caso devido a ser adoptada uma lei de fluxo associada, se reduz a:

$$\theta = 45° + \frac{\phi}{2} \qquad (2.571)$$

e usando a Figura 2.12 ou a equação (2.451), que relaciona o ângulo de atrito de cálculo de parâmetros do modelo de Matsuoka com o ângulo de atrito real ($\phi = 15° \Rightarrow \phi_{eq} = 17{,}4°$, $\phi = 30° \Rightarrow \phi_{eq} = 34°$), conclui-se que o modelo matemático traduz com rigor a dependência da inclinação da banda de corte com o ângulo de atrito real, o qual varia com o modelo constitutivo adoptado.

A comparação do campo de deslocamentos do esqueleto sólido e da velocidade da água conduz às conclusões já encontradas para a amostra de menor esbelteza.

2.5.2 - INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE CORTE SIMPLES E EXTRAPOLAÇÃO PARA ENSAIOS TRIAXIAIS COM BASE NA TEORIA ENDODRÓNICA

Do grupo I dos ensaios de corte simples monotónicos, realizados sobre o solo do núcleo 15079 da barragem do Alvito, apresentados em 1.6.3.11, escolheram-se os ensaios 2, 8 e 12 (pedra porosa com agulhas), com tensão vertical de consolidação de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, respectivamente, para interpretação com base na teoria endocrónica. As leituras efectuadas estão reproduzidas na Figura 2.27 e representadas pelo símbolo Δ.

Com base nestes resultados e nas funções endocrónicas específicas para solos argilosos (ver 2.4.4.2), estabelece-se um modelo do comportamento do material, que adaptado ao estado de tensão do ensaio de corte, origina as curvas a traço cheio apresentadas na mesma Figura (2.27), e que se passa a descrever.

A aplicação do deslocamento tangencial é suficientemente lenta para se poder desprezar todos os efeitos da influência do tempo t, pelo que:

$$dz=\frac{d\zeta}{z_1} \quad . \tag{2.572}$$

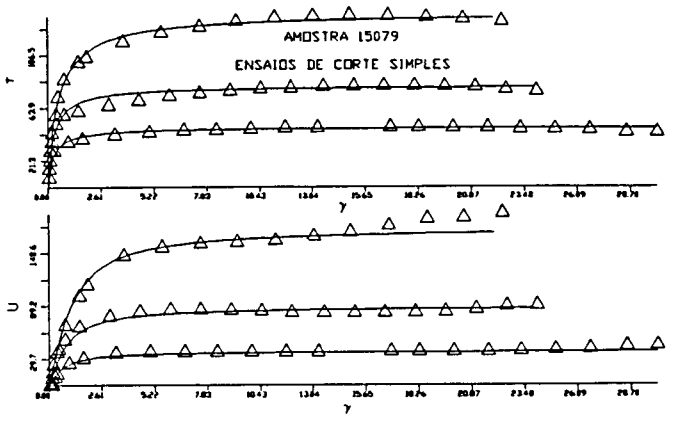


Figura 2.27 - Resultados e interpretação de ensaios de corte simples da amostra 15079

O estado da deformação distorsional nas facetas horizontais (facetas de rotura) é bastante simples e dado por:

$$d\xi=d\gamma \quad , \tag{2.573}$$

sendo dγ a variação da distorção produzida.

Os invariantes necessários para aplicação das equações (2.491), (2.493) e (2.494) tomam os seguintes valores:

$$I_1(\boldsymbol{\varepsilon})=0 \quad , \tag{2.574}$$

$$J_2(\boldsymbol{\varepsilon})=\frac{1}{2}\gamma^2 \quad , \tag{2.575}$$

$$I_1(\boldsymbol{\sigma}')=\sigma_0-u \quad , \tag{2.576}$$

onde σ_0 é a tensão normal (vertical) inicial e u é a pressão intersticial.

Da observação das equações (2.574) e (2.491), concluiu-se que se pode reduzir o número de parâmetros desta última a 3, sendo dη dado por:

$$d\eta=\left(a_1+\frac{1+a_2J_2(\boldsymbol{\varepsilon})}{0,01+a_3I_1(\boldsymbol{\sigma}')/p_a}\right)d\xi \quad . \tag{2.577}$$

De acordo com (2.492)

$$d\xi = \frac{d\eta}{1+\frac{b_1\eta}{1+b_2\eta}} \quad . \tag{2.578}$$

A adaptação de (2.493) ao estado de tensão em estudo elimina, da mesma forma que anteriormente um parâmetro, pelo que $d\lambda$ vem igual a:

$$d\lambda = \frac{c_1 d\xi}{(1+c_3 I_1(\sigma')/p_a)\,(1+c_2 J_2(\varepsilon))\,(1+c_4\lambda)} \quad . \tag{2.579}$$

Como o ensaio é monotónico, não se considera o endurecimento isotrópico e cinemático.

A variação da tensão tangencial tem duas componentes, elástica e plástica, dadas por:

$$d\tau = G d\gamma - \frac{\tau}{(1+0,5dz)} \quad , \tag{2.580}$$

com a tensão de corte calculada no meio do intervalo, para acelerar a convergência.

A variação da pressão intersticial, em ensaios a volume constante, tem a seguinte forma:

$$du = \frac{3C_w d\lambda K}{nK+C_w} \sim 3Kd\lambda \tag{2.581}$$

atendendo a que o módulo de compressibilidade da água é muito superior ao do esqueleto sólido.

A aplicação do modelo, com determinação dos respectivos parâmetros, é levada a efeito através de um método numérico de integração, passo a passo, com controlo de deformação, associado a um algoritmo não linear (Levenberg-Marquardt), de mínimos quadrados, para determinação e optimização dos valores das constantes do material, minimizando-se as diferenças entre a resposta observada e a calculada. A subrotina de optimização apenas identifica óptimos locais na vizinhança das estimativas iniciais.

Este processo é repetido para cada ensaio, pois tal como experimentalmente é confirmado para G e para K, supõe-se que os parâmetros do modelo hiperbólico variem com a tensão de consolidação inicial. A equação (2.494) não foi aplicada, tratando-se como

parâmetros globais os valores de G e de K.

Através de um tratamento estatístico dos valores calculados, no qual foram encontrados coeficientes de correlação elevados, obtêm-se as seguintes relações:

$$G=136,62\ \sigma_0^{1,13} \qquad K=667,58\ \sigma_0^{1,05} \tag{2.582}$$

$$a_1=1,52\sigma_0^{0,69} \qquad a_2=-5,8x10^6+46856,4\sigma_0 \qquad a_3=-4,08x10^6+30835,5\sigma_0 \tag{2.583}$$

$$b_1=\exp(1,34+3,24x10^{-3}\sigma_0) \qquad b_2=172,63\ \sigma_0^{-0,75} \tag{2.584}$$

$$c_1=\frac{1}{57,06+0,26\sigma_0} \qquad c_2=\frac{1}{-6,54x10^{-6}+3,00x10^{-7}\sigma_0}\ , \tag{2.585}$$

$$c_3=33,14\sigma_0^{-0,96} \qquad c_4=1,00x10^7\sigma_0^{-1,47} \tag{2.586}$$

$$z_1=\exp(-2,97-3,32x10^{-3}\ \sigma_0)\ . \tag{2.587}$$

Da análise destas expressões constata-se que se pode reduzir os 12 parâmetros (G, K, a_1, a_2, a_3, b_1, b_2, c_1, c_2, c_3, c_4 e z_1) a uma única variável (sempre conhecida) σ_0.

Com base nas equações obtidas, os resultados dos ensaios são extrapolados para as tensões de consolidação de 300, 600, 800, 1000, 1200, 1400 e 1600 kPa, os quais se apresentam na Figura 2.28, juntamente com os ensaios realmente efectuados.

Para se julgar da validade da simulação numérica efectuada, representam-se, com Δ, na Figura 2.29, os valores de máximos das tensões, resultantes da Figura anterior, bem como a recta de Coulomb obtida apenas com os ensaios realizados ($\phi = 30^0$).

Poder-se-á então concluir que a extrapolação originou valores de pico bastante aceitáveis.

Para generalizar a modelação a outros estados de tensão, simulam-se, para as mesmas tensões de consolidação, curvas de ensaios triaxiais.

Os invariantes dos estados de tensão e deformação diferem dos anteriores, provocando alterações em algumas das equações, que se passam a descrever, em termos de valores principais:

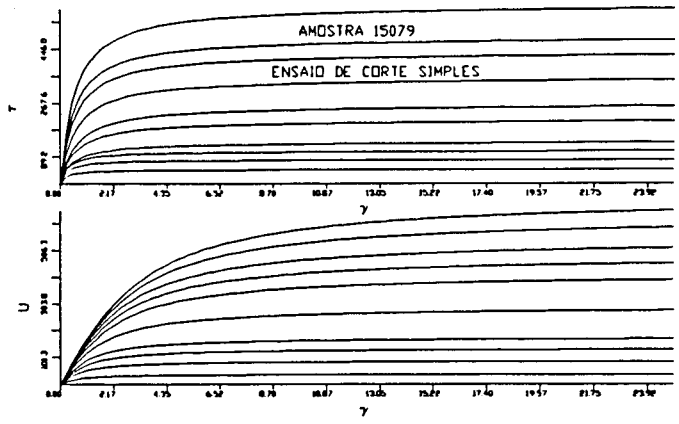


Figura 2.28 - Resultados dos ensaios de corte simples realizados e extrapolados.

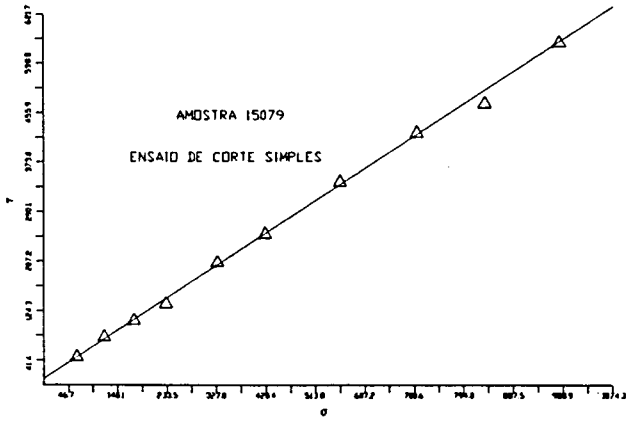


Figura 2.29 - Tensão tangencial - tensão normal de rotura dos ensaios de corte simples e respectiva recta de Coulomb

$$d\xi = \frac{1}{\sqrt{3}} |d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2| \ , \qquad (2.588)$$

$$J_2(\boldsymbol{\varepsilon}) = \frac{1}{3} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 \ , \qquad (2.589)$$

$$I_1(\sigma') = \sigma'_1 + 2\sigma'_2 \ , \qquad (2.590)$$

$$d\sigma = \frac{(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2)\, 2G - (\sigma'_1 - \sigma'_2)\, dz}{(1 + 0,5\, dz)} \ , \qquad (2.591)$$

$$du=\frac{C_w}{C_w+nK}\left(\frac{d\sigma}{3}+3\,d\lambda K\right)\simeq\frac{d\sigma}{3}+3\,d\lambda K\ , \qquad (2.592)$$

sendo $d\sigma$ o acréscimo da tensão principal máxima.

As equações (2.577), (2.578) e (2.579) permanecem aplicáveis. Utiliza-se, do mesmo modo, a integração numérica controlada através da deformação principal máxima, e as curvas obtidas estão ilustradas na Figura 2.30.

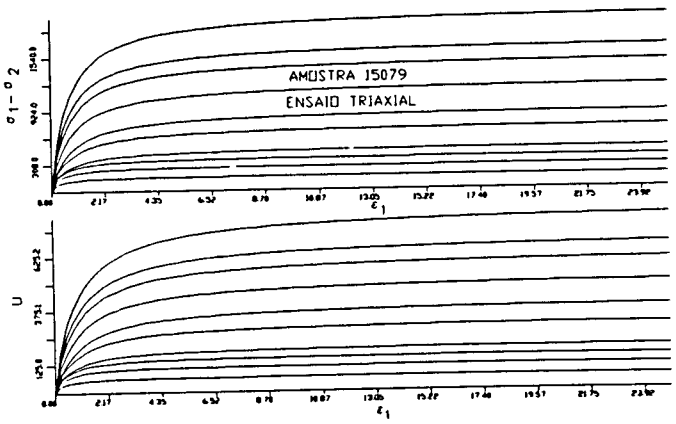


Figura 2.30 - Modelação de ensaios triaxiais.

Na Figura 2.31 representa-se os pontos de rotura (p,q) para estes ensaios, assim como a recta de Coulomb obtida nos ensaios de corte simples.

Verifica-se que a Teoria Endocrónica, para o estado de tensão que corresponde ao

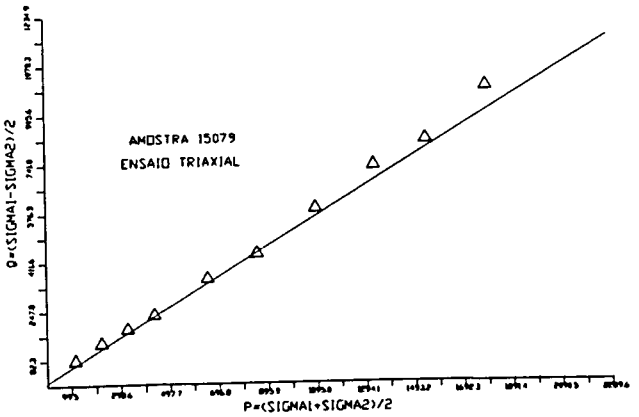


Figura 2.31 - Valores de pico dos ensaios triaxiais em termos de (p,q) e recta de Coulomb obtida em ensaios de corte simples.

ensaio triaxial, se adapta satisfatoriamente permitindo a obtenção de curvas e valores concordantes com os esperados.

ANEXO A - INVARIANTES DE TENSORES DE 2ª ORDEM

Seja $\boldsymbol{\sigma}$ um tensor de 2ª ordem simétrico, os invariantes directos são definidos por:

$$\overline{I_1}=tr\ \boldsymbol{\sigma}=\boldsymbol{\sigma}:\boldsymbol{I}=\sigma_{kk} \tag{A.1}$$

$$\overline{I_2}=tr\ \boldsymbol{\sigma}^2=\boldsymbol{\sigma}:\boldsymbol{\sigma}=\sigma_{ik}\sigma_{ki} \tag{A.2}$$

$$\overline{I_3}=tr\ \boldsymbol{\sigma}^3=\sigma_{ij}\sigma_{jk}\sigma_{ki} \tag{A.3}$$

Os invariantes usuais, que aparecem na equação característica:

$$\boldsymbol{\sigma}^3-I_1\boldsymbol{\sigma}^2+I_2\boldsymbol{\sigma}-I_3\boldsymbol{I}=0 \tag{A.4}$$

são definidos por:

$$I_1=tr\ \boldsymbol{\sigma}=\overline{I_1}=\sigma_{ii}=\sigma_{11}+\sigma_{22}+\sigma_{33} \tag{A.5}$$

$$\begin{aligned} I_2&=(\det\boldsymbol{\sigma})\,(tr\ \boldsymbol{\sigma}^{-1})=\frac{1}{2}\,(\overline{I_1}^2-\overline{I_2})=\frac{1}{2}\,(I_1^2-tr\ \boldsymbol{\sigma}^2)= \\ &=\frac{1}{2}\,(I_1^2-\sigma_{ij}\sigma_{ij})= \\ &=(\sigma_{11}\sigma_{22}+\sigma_{22}\sigma_{33}+\sigma_{33}\sigma_{11})-(\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{31}^2) \end{aligned} \tag{A.6}$$

$$\begin{aligned} I_3&=\det\boldsymbol{\sigma}=\frac{1}{3}\left(\frac{1}{2}\overline{I_1}^3-\frac{3}{2}\overline{I_1I_2}+\overline{I_3}\right)= \\ &=\sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33}+2\sigma_{12}\sigma_{23}\sigma_{31}-(\sigma_{11}\sigma_{23}^2+\sigma_{22}\sigma_{31}^2+\sigma_{33}\sigma_{12}^2) \end{aligned} \tag{A.7}$$

ou em termos de tensões principais:

$$I_1=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3 \tag{A.8}$$

$$I_2=\sigma_1\sigma_2+\sigma_2\sigma_3+\sigma_3\sigma_1 \tag{A.9}$$

$$I_3=\sigma_1\sigma_2\sigma_3 \tag{A.10}$$

ou inversamente:

$$\overline{I_1}=I_1 \quad \overline{I_2}=I_1^2-2I_2 \quad \overline{I_3}=I_1^3-3I_1I_2+3I_3 \tag{A.11}$$

INVARIANTES DE TENSORES DISTORSIONAIS

Seja **s** o tensor distorsional associado ao tensor $\boldsymbol{\sigma}$:

$$\boldsymbol{s}=\boldsymbol{\sigma}-\frac{1}{3}tr\ \boldsymbol{\sigma}\ \boldsymbol{I} \tag{A.12}$$

os tensores invariantes directos são definidos por:

$$\overline{J_1}=tr\ \boldsymbol{s}=0 \tag{A.13}$$

$$\overline{J_2}=tr\ \boldsymbol{s}^2=\boldsymbol{s}:\boldsymbol{s}=s_{ik}s_{ki} \tag{A.14}$$

$$\overline{J_3}=tr\ \boldsymbol{s}^3=s_{ij}s_{jk}s_{ki} \tag{A.15}$$

Os invariantes da equação característica:

$$\boldsymbol{s}^3-J_2\boldsymbol{s}-J_3\boldsymbol{I}=0 \tag{A.16}$$

são dados por:

$$\begin{aligned} J_2&=\frac{1}{2}tr\ \boldsymbol{s}^2=\frac{1}{2}\overline{J_2}=\frac{1}{2}\left(s_{11}^2+s_{22}^2+s_{33}^2\right)+\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{31}^2= \\ &=-\left(s_{11}s_{22}+s_{22}s_{33}+s_{33}s_{11}\right)+\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{31}^2= \\ &=\frac{1}{6}\left[\left(\sigma_{11}-\sigma_{22}\right)^2+\left(\sigma_{22}-\sigma_{33}\right)^2+\left(\sigma_{33}-\sigma_{11}\right)^2\right]+\sigma_{12}^2+\sigma_{23}^2+\sigma_{31}^2 \end{aligned} \tag{A.17}$$

$$\begin{aligned} J_3&=\det\ \boldsymbol{s}=\frac{1}{3}\overline{J_3}=\frac{1}{3}tr\ \boldsymbol{s}^3=\frac{1}{3}s_{ij}s_{jk}s_{ki}= \\ &=s_{11}s_{22}s_{33}+2\sigma_{12}\sigma_{23}\sigma_{31}-\left(s_{11}\sigma_{23}^2+s_{22}\sigma_{31}^2+s_{33}\sigma_{12}^2\right) \end{aligned} \tag{A.18}$$

ou em termos de tensões principais:

$$J_2=\frac{1}{6}\left[(\sigma_1-\sigma_2)^2+(\sigma_2-\sigma_3)^2+(\sigma_3-\sigma_1)^2\right] \qquad (A.19)$$

$$J_3=\frac{1}{27}(2\sigma_1-\sigma_2-\sigma_3)(2\sigma_2-\sigma_3-\sigma_1)(2\sigma_3-\sigma_1-\sigma_2) \qquad (A.20)$$

verificando-se as seguintes relações:

$$\overline{J_2}=\overline{I_1}-\frac{1}{3}\overline{I_1}^2 \quad J_2=\frac{1}{3}I_1^2-I_2 \qquad (A.21)$$

$$\overline{J_3}=\overline{I_3}-\overline{I_1 I_2}+\frac{2}{9}\overline{I_1}^3 \quad J_3=I_3-\frac{1}{3}I_2 I_1+\frac{2}{27}I_1^3=I_3+\frac{1}{3}J_2 I_1-\frac{1}{27}I_1^3 \qquad (A.22)$$

INVARIANTES CRUZADOS

Sejam $\boldsymbol{\sigma}$ e $\boldsymbol{\alpha}$ dois tensores de 2ª ordem distintos, os seus invariantes cruzados são definidos por:

$$\overline{K_1}=tr\ \boldsymbol{\sigma\alpha} \qquad (A.23)$$

$$\overline{K_2}=tr\ \boldsymbol{\sigma\alpha}^2 \qquad (A.24)$$

$$\overline{K_3}=tr\ \boldsymbol{\sigma}^2\boldsymbol{\alpha} \qquad (A.25)$$

$$\overline{K_4}=tr\ \boldsymbol{\sigma}^2\boldsymbol{\alpha}^2 \qquad (A.26)$$

DERIVADAS DE INVARIANTES

As derivadas dos invariantes dos tensores apresentados são dadas por:

$$\frac{\partial\overline{I_1}}{\partial\boldsymbol{\sigma}}=\boldsymbol{I} \quad \frac{\partial\overline{I_2}}{\partial\boldsymbol{\sigma}}=2\boldsymbol{\sigma} \quad \frac{\partial\overline{I_3}}{\partial\boldsymbol{\sigma}}=3\boldsymbol{\sigma}^3 \qquad (A.27)$$

$$\frac{\partial I_1}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{I} \qquad \frac{\partial J_2}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{s} \qquad \frac{\partial J_3}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{s}^2 - \frac{2}{3} J_2 \boldsymbol{I} \tag{A.28}$$

$$\frac{\partial \overline{K_1}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{\alpha} \qquad \frac{\partial \overline{K_2}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{\alpha}^2 \qquad \frac{\partial \overline{K_3}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{\sigma}\boldsymbol{\alpha} + \boldsymbol{\alpha}\boldsymbol{\sigma} \qquad \frac{\partial \overline{K_4}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{\sigma}\boldsymbol{\alpha}^2 + \boldsymbol{\alpha}^2\boldsymbol{\sigma} \tag{A.29}$$

ANEXO B - RELAÇÕES MATEMÁTICAS

O produto interno de dois vectores **u** e **v**, **u.v**, é igual a:

$$\boldsymbol{u}.\boldsymbol{v}=u_1v_1+u_2v_2+u_3v_3 \qquad (B.1)$$

O produto externo, **uxv**, é igual a:

$$\boldsymbol{u}\times\boldsymbol{v} = \begin{vmatrix} e_1 & e_2 & e_3 \\ u_1 & u_2 & u_3 \\ v_1 & v_2 & v_3 \end{vmatrix} = (u_2v_3-u_3v_2,\, u_3v_1-u_1v_3,\, u_1v_2-u_2v_1) \qquad (B.2)$$

O produto adiabático, **u⊗v**, é igual a:

$$\boldsymbol{u}\otimes\boldsymbol{v}=\begin{bmatrix} u_1v_1 & u_1v_2 & u_1v_3 \\ u_2v_1 & u_2v_2 & u_2v_3 \\ u_3v_1 & u_3v_2 & u_3v_3 \end{bmatrix} \qquad (B.3)$$

Definindo o vector ∇ como:

$$\nabla=\left(\frac{\partial}{\partial x_1},\frac{\partial}{\partial x_2},\frac{\partial}{\partial x_3}\right) \qquad (B.4)$$

o gradiente de uma função escalar f é igual a:

$$grad\ f=\nabla f=\left(\frac{\partial f}{\partial x_1},\frac{\partial f}{\partial x_2},\frac{\partial f}{\partial x_3}\right) \qquad (B.5)$$

e o de um vector **u** a:

$$grad\ \boldsymbol{u}=\nabla\boldsymbol{u}=\begin{bmatrix} \frac{\partial u_1}{\partial x_1} & \frac{\partial u_1}{\partial x_2} & \frac{\partial u_1}{\partial x_3} \\ \frac{\partial u_2}{\partial x_1} & \frac{\partial u_2}{\partial x_2} & \frac{\partial u_2}{\partial x_3} \\ \frac{\partial u_3}{\partial x_1} & \frac{\partial u_3}{\partial x_2} & \frac{\partial u_3}{\partial x_3} \end{bmatrix} \qquad (B.6)$$

O divergente de um vector **u** é igual a:

$$div\ \boldsymbol{u}=\nabla.\boldsymbol{u}=\frac{\partial u_1}{\partial x_1}+\frac{\partial u_2}{\partial x_2}+\frac{\partial u_3}{\partial x_3} \tag{B.7}$$

O curl de um vector **u** é por definição:

$$curl\ \boldsymbol{u}=\nabla\times\boldsymbol{u}=\begin{vmatrix} e_1 & e_2 & e_3 \\ \frac{\partial}{\partial x_1} & \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ u_1 & u_2 & u_3 \end{vmatrix}= \tag{B.8}$$

$$=\left(\frac{\partial u_3}{\partial x_2}-\frac{\partial u_2}{\partial x_3},\frac{\partial u_1}{\partial x_3}-\frac{\partial u_3}{\partial x_1},\frac{\partial u_2}{\partial x_1}-\frac{\partial u_1}{\partial x_2}\right)$$

O Laplaciano de uma função escalar f é igual a:

$$\nabla^2 f=\nabla.(\nabla f)=\nabla.\left(\frac{\partial f}{\partial x_1},\frac{\partial f}{\partial x_2},\frac{\partial f}{\partial x_3}\right)=\frac{\partial^2 f}{\partial x_1^2}+\frac{\partial^2 f}{\partial x_2^2}+\frac{\partial^2 f}{\partial x_3^2} \tag{B.9}$$

e o de um vector **u** igual a:

$$\nabla^2\boldsymbol{u}=(\nabla^2 u_1,\nabla^2 u_2,\nabla^2 u_3)=$$

$$=\left(\frac{\partial^2 u_1}{\partial x_1^2}+\frac{\partial^2 u_1}{\partial x_2^2}+\frac{\partial^2 u_1}{\partial x_3^2},\frac{\partial^2 u_2}{\partial x_1^2}+\frac{\partial^2 u_2}{\partial x_2^2}+\frac{\partial^2 u_2}{\partial x_3^2},\frac{\partial^2 u_3}{\partial x_1^2}+\frac{\partial^2 u_3}{\partial x_2^2}+\frac{\partial^2 u_3}{\partial x_3^2}\right) \tag{B.10}$$

Os operadores grad, div e curl são lineares pelo que, sendo α e β dois escalares arbitrários, se verifica:

$$\nabla(\alpha f+\beta g)=\alpha\nabla f+\beta\nabla g \tag{B.11}$$

$$\nabla.(\alpha\boldsymbol{u}+\beta\boldsymbol{v})=\alpha\nabla.\boldsymbol{u}+\beta\nabla.\boldsymbol{v} \tag{B.12}$$

$$\nabla\times(\alpha\boldsymbol{u}+\beta\boldsymbol{v})=\alpha\nabla\times\boldsymbol{u}+\beta\nabla\times\boldsymbol{v} \tag{B.13}$$

Podem-se ainda estabelecer as seguintes relações entre operadores:

$$\nabla . \nabla \times \boldsymbol{u} = 0 \tag{B.14}$$

$$\nabla \times \nabla f = 0 \tag{B.15}$$

$$\nabla . (f\boldsymbol{u}) = \nabla f . \boldsymbol{u} + f \nabla . \boldsymbol{u} \tag{B.16}$$

$$\nabla \times (f\boldsymbol{u}) = f \nabla \times \boldsymbol{u} + \nabla f \times \boldsymbol{u} \tag{B.17}$$

$$\nabla . (\boldsymbol{u} \times \boldsymbol{v}) = \boldsymbol{v} . \nabla \times \boldsymbol{u} - \boldsymbol{u} . \nabla \times \boldsymbol{v} \tag{B.18}$$

$$\nabla \times (\boldsymbol{u} \times \boldsymbol{v}) = \boldsymbol{u} \nabla . \boldsymbol{v} - \boldsymbol{v} \nabla . \boldsymbol{u} + (\boldsymbol{v} . \nabla) \boldsymbol{u} - (\boldsymbol{u} . \nabla) \boldsymbol{v} \tag{B.19}$$

$$curl^2 \boldsymbol{u} = \nabla \times (\nabla \times \boldsymbol{u}) = \nabla (\nabla . \boldsymbol{u}) - \nabla^2 \boldsymbol{u} \tag{B.20}$$

CAPÍTULO 3

MODELO ELÁSTICO LINEAR EQUIVALENTE COM AMORTECIMENTO HISTERÉTICO

3 - MODELO ELÁSTICO LINEAR EQUIVALENTE COM AMORTECIMENTO HISTERÉTICO

3.1 - INTRODUÇÃO

A resposta não linear de um solo pode ser aproximada por um modelo linear, com as mesmas propriedades dissipativas.

O modelo linear equivalente pressupõe que uma boa estimativa da resposta não linear dos solos possa ser obtida através de uma análise linear iterativa, na qual os valores dos parâmetros elásticos (módulo de distorção) e de amortecimento (coeficiente de amortecimento) têm valores compatíveis com a distorção produzida e com o nível de tensões induzido.

A análise sísmica de barragens de terra pode ser efectuada de acordo com os seguintes passos (Seed et al (1973, 1980)):

- Cálculo das tensões estáticas pré-sísmicas.
- Definição da açcão sísmica.
- Estabelecimento das propriedades dinâmicas do solos e de secções transversais representativas.
- Obtenção das tensões de corte induzidas pelos sismos escolhidos, usando o modelo linear equivalente, e sua representação por um número equivalente de tensões de corte uniformes.
- Determinação através de ensaios laboratoriais das características de resistência cíclica dos solos do aterro.
- Comparação da resistência cíclica com as tensões sísmicas induzidas para avaliar a estabilidade da barragem.

3.2 - ANÁLISE ESTÁTICA

Como se referiu no capítulo de caracterização dos materiais, a resistência dinâmica e as características de deformabilidade dependem, de entre outros factores, do estado de tensão inicial, pelo que é necessário proceder a uma análise estática da barragem para avaliação prévia deste nível de tensão.

A análise estática depende das condições para as quais se pretende estimar a resposta sísmica de uma barragem de terra.

No estudo de barragens em projecto, em construção ou de realização recente, a

situação mais desfavorável coincide com a ocorrência de um sismo após o pleno armazenamento da barragem, pelas consequências catastróficas associadas à rotura da barragem nesta situação.

Em oposição a esta situação, encontram-se as barragens executadas há alguns anos, para as quais se pretende fazer uma avaliação criteriosa do risco sísmico em serviço. Neste caso, o regime de percolação está completamente instalado, os materiais perfeitamente consolidados, podendo considerar-se as condições de tensão e de deformação perfeitamente estacionárias.

Seguidamente, descrevem-se os procedimentos de cálculo a adoptar nas duas hipóteses anteriormente enunciadas.

3.2.1 - ANÁLISE ESTÁTICA APÓS O PRIMEIRO ENCHIMENTO

O cálculo de tensões e deformações após o primeiro enchimento faz-se simulando a história das ocorrências em obra, considerando-se duas fases diferenciadas: construtiva e de enchimento da albufeira.

Para um maior rigor, a barragem é dividida em camadas (pelo menos 8, de acordo com o Bureau of Reclamation (1976)) e a sequência de construção é reproduzida, em termos de cálculo, mediante a consideração de sucessivamente mais uma camada, com peso, mas de pequena rigidez (1/10 da real para simular o comportamento solto do material), sobreposta às anteriores, até completar o seu perfil total. De cada vez, é calculada a variação do estado de tensão e de deformação nas camadas já construídas provocado pelo peso da nova camada, que é adicionada aos estados anteriormente determinados. Os valores dos deslocamentos no topo e das deformações produzidos na camada em deposição são zerados, repondo-se assim as condições reais.

No presente estudo o cálculo foi realizado com recurso ao método dos elementos finitos, através do programa MBEV6.0 (Mateus da Silva, J., 1992), que utiliza elementos isoparamétricos quadrangulares de 8 nós, com funções de forma polinomiais de 2° grau, e em condições de estado plano de deformação.

O modelo constitutivo escolhido foi o hiperbólico, anteriormente descrito na secção 2.4.1.5. Tratando-se de um modelo não linear, os parâmetros elásticos tangentes, E_t e ν_t, variam com o nível de tensões. Visando uma maior precisão, opta-se por um procedimento incremental de aplicação das forças gravíticas. Para cada incremento de carga, procede-se a um primeiro cálculo, com os parâmetros elásticos determinados com base nas tensões

determinadas para o incremento anterior, achando-se deste modo a correspondente variação do estado de tensão. Avalia-se, seguidamente, o estado de tensão médio no incremento de carga considerado. Calculam-se novos parâmetros elásticos e estabelece-se novamente as condições de equilíbrio, conduzindo a incrementos de deslocamentos, de deformações e de tensões, obtidos com propriedades mais realisticas, que são somados aos valores iniciais destas grandezas. Para o primeiro incremento de carga num elemento, com vista a uma estimativa tão próxima quanto possível das propriedades do material, identifica-se o estado de tensão inicial com o geoestático dado por:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \gamma h \\ \sigma_x &= k_0 \sigma_z = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_z \\ \tau_{xz} &= 0.5\ \sigma_z\ sen\beta \end{aligned} \qquad (3.1)$$

onde h é a altura da camada acima do centro de gravidade do elemento e β é o ângulo que a face superior do elemento faz com a horizontal e os restantes símbolos foram anteriormente definidos.

Nesta fase, os parâmetros do modelo hiperbólico são determinados com base em ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU), executados em amostras que reproduzem as condições de colocação do solo durante a sua construção.

Ao enchimento da barragem estão associados fenómenos tão diversos como a molhagem do material constituinte da barragem, com consequente aumento do seu peso próprio, devido à variação do peso volúmico do solo, e simultânea deterioração das suas características resistentes com ocorrência de amolecimento, no caso de materiais colapsíveis, actuação de forças ascendentes de impulsão, após a saturação do solo, e a instalação de um regime de percolação, com geração de forças correspondentes.

No cálculo de barragens com núcleos impermeáveis e maciços estabilizadores permeáveis, de que são exemplo as barragens de Las Cuevas e do Alvito, é suposto que os elementos do maciço de montante, localizados a cota não superior à cota da água na albufeira, se encontram saturados. A análise do enchimento da albufeira é, geralmente, faseada, compreendendo a determinação da variação do estado de tensão e de deformação resultante de:

1ª fase - colapso do material constituinte dos elementos submersos.

2ª fase - incremento de carga devido à variação do peso volúmico do solo.

3ª fase - forças ascendentes devidas à impulsão, contabilizadas como forças volúmicas verticais com o peso volúmico igual ao da água.

4ª fase - forças superficiais, na superfície de separação entre o núcleo e o maçico de montante, de valor igual à pressão hidrostática da água.

As forças de percolação são tomadas como nulas.

O cálculo da variação do estado de tensão e do estado de deformação, resultante da aplicação deste sistema de forças, é feito incrementalmente, de maneira idêntica à descrita para as forças gravíticas, não devendo os incrementos, agora considerados, exceder os estipulados na simulação do processo construtivo.

Em barragens constituídas por solos de média permeabilidade, caso em que se inclui a barragem de Borde Seco, primeiramente, é estabelecida a rede de percolação e determinados os elementos submersos.

De acordo com o expresso em 2.2.1.5, em regime estacionário os estados de tensão e de deformação do esqueleto sólido são constantes, pelo que $\mathbf{v}^s$ é identicamente nulo e, com base na equação (2.100), a lei de Darcy transforma-se em:

$$n^w \boldsymbol{v}^w = -\frac{1}{\gamma_w} \boldsymbol{K}. (\nabla p_w - \rho_w \boldsymbol{b}) = -\boldsymbol{K}. \left[\nabla \left(\frac{p_w}{\gamma_w} \right) - \frac{1}{g} \boldsymbol{b} \right] \qquad (3.2)$$

onde K representa a matriz de permeabilidade definida por Darcy, que está relacionada com $\boldsymbol{\xi}^{ss}$ e com $\mathbf{k}^{ws}$, anteriormente referidos, através de:

$$\boldsymbol{K} = (n^w)^2 \gamma_w (\boldsymbol{\xi}^{ss})^{-1} = n^w g \, \boldsymbol{k}^{ws} \qquad (3.3)$$

Tomando como z a coordenada na direcção vertical ascendente, o termo - b/g é igual ao gradiente de z, pelo que a equação (3.2) pode ser reescrita na seguinte forma:

$$n^w \boldsymbol{v}^w = -\boldsymbol{K}. \nabla \left(\frac{p_w}{\gamma_w} + z \right) = -\boldsymbol{K}. \nabla h \qquad (3.4)$$

representando $n^w\mathbf{v}^w$ a velocidade aparente (ou de Darcy) das partículas de água no interior do esqueleto sólido e h a correspondente cota piezométrica.

O fluxo de água num meio poroso, em regime estacionário, é regido pela equação (2.93) ou (2.103) que pode tomar a seguinte forma:

$$-\nabla. \left[\frac{n^w}{\rho_w} \boldsymbol{k}^{ws}. (\nabla p_w - \rho_w \boldsymbol{b}) \right] = -\nabla. [\boldsymbol{K}. \nabla h] = 0 \qquad (3.5)$$

pelo que desprezando os efeitos da capilaridade, da saturação parcial e da evaporação da

água, o problema de percolação em meios porosos pode ser enunciado do seguinte modo:

- Seja Ω a parte saturada do domínio D do meio poroso, determine o campo de cotas piezométricas h = h(x), no domínio $\Omega \in R^{NSD}$ (NSD - número de dimensões do espaço), tal que:

$$-\nabla . [\boldsymbol{K} . \nabla h] = 0 \qquad (3.6)$$

e sujeito às condições fronteira:

$$h = H_m, \ em \ AF \qquad (3.7)$$

$$h = H_j, \ em \ BC \qquad (3.8)$$

$$h = z \ e \ \boldsymbol{n} . \boldsymbol{K} . \nabla h = 0, \ em \ FD \qquad (3.9)$$

$$h = z \ e \ \boldsymbol{n} . \boldsymbol{K} . \nabla h \leq 0, \ em \ CD \qquad (3.10)$$

em que H_m é a altura de água a montante (ver Figura 3.1), H_j é a altura de água a jusante e **n** é o vector unitário normal à fronteira considerada no domínio do fluxo.

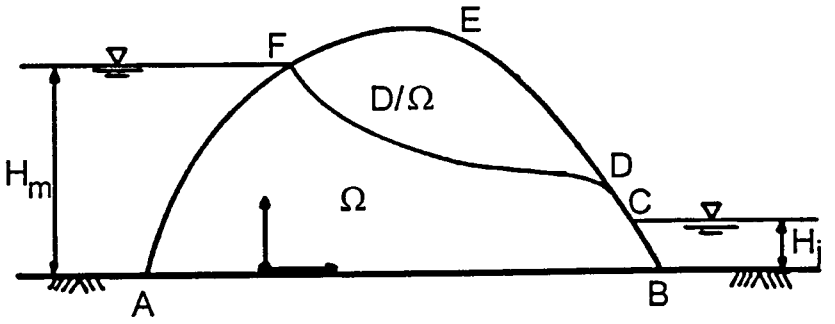


Figura 3.1 - Geometria com a indicação das fronteiras tipo de redes de fluxo.

A resolução deste sistema de equações diferenciais é levada a efeito numéricamente, discretizando o domínio em elementos finitos não sobrepostos, recorrendo ao programa PERC, que utiliza elementos triangulares isoparamétricos (campo constante) de 3 nós, com funções de forma do 1° grau.

A discretização das equações, por aplicação do método de Galerkin, conduz ao seguinte sistema:

$$\mathbf{K}\,\mathbf{h}=\mathbf{Q} \qquad (3.11)$$

onde K, h e Q representam, respectivamente, a matriz de permeabilidade, o vector das cotas piezométricas nos pontos nodais e o vector provocado pelo fluxo e pelas cotas piezométricas prescritas nas fronteiras.

A matriz de permeabilidade tem a seguinte equação:

$$K^{AB}=\int_{\Omega^e} N^A_{,i} K_{ij} N^B_{,j}\, d\Omega \qquad (3.12)$$

onde N^A e N^B representam as funções de forma adoptadas para aproximar o campo de cotas piezométricas.

Os procedimentos de cálculo para estimativa do estado de tensão e de deformação por enchimento da albufeira, são os descritos anteriormente, com excepção da 4ª fase. Nesta fase as forças superficiais aplicadas na transição entre o núcleo e os maciços são substituídas pelas forças de percolação, não nulas, dadas pelo produto do gradiente hidraúlico pelo peso volúmico da água. A força total de percolação num elemento é igual a:

$$F_p=\int_{\Omega^e} \gamma_w \nabla h \; d\Omega \qquad (3.13)$$

podendo a sua grandeza ser aproximada por:

$$F_p=\frac{\Delta h}{l}\gamma_w A \qquad (3.14)$$

na qual Δh é a perda de carga entre equipotenciais consecutivas, l é o percurso percorrido pela água entre as equipotenciais anteriormente consideradas, e A é a área do elemento da rede de fluxo em estudo. A direcção da força de percolação é dada pela direcção do gradiente hidraúlico médio.

As forças nodais aplicadas nesta fase a cada elemento finito são proporcionais às áreas dos elementos da rede de fluxo abrangidas por esse elemento.

O assentamento que por vezes ocorre devido ao aumento do teor em água num solo e consequente quebra de ligações é, convencionalmente, chamado de colapso. Pode manifestar-se em solos parcialmente saturados, de características tão diversas, que vão desde os enrocamentos e as gravilhas até às finas partículas de argila, sendo contudo maior em solos monogranulares do que nos de granulometria extensa.

As deformações induzidas pela aplicação de cargas seguida de molhagem do material parecem ser as mesmas que as produzidas pela sequência inversa (carregamento após molhagem), pelo que na realização dos ensaios se optou, como se descreveu em 1.6.2.2, pela segunda via, apesar da sequência na obra ser a identificada com a inicialmente referida.

O cálculo do efeito do colapso do material submerso é realizado de acordo com o método proposto por Nobari e Duncan (1972), que, essencialmente, é composto por duas etapas. A primeira consiste na determinação do valor das tensões principais depois da molhagem, $(\sigma_1)_w$ e $(\sigma_3)_w$, supondo que não ocorre qualquer deformação devido à adição de água, isto é:

$$(\varepsilon_v)_d = (\varepsilon_v)_w \qquad (\varepsilon_a)_d = (\varepsilon_a)_w \tag{3.15}$$

$(\epsilon_v)_d$ e $(\epsilon_a)_d$ são, respectivamente, os valores da extensão volumétrica e axial antes da molhagem e $(\epsilon_v)_w$ e $(\epsilon_a)_w$, as mesmas deformações após a molhagem do material.

Na segunda, com base no estado de tensão anteriormente avaliado, calculam-se as forças nodais necessárias para restabelecer o equilíbrio do sistema, e a partir destas os deslocamentos induzidos e a variação do estado de tensão e de deformação.

Dentro da primeira etapa podem-se distinguir os seguintes passos:

- Cálculo das deformações axial e volumétrica equivalentes antes da molhagem:

Através do conhecimento do estado de tensão após a construção da barragem e das respectivas tensões principais, $(\sigma_1)_d$ e $(\sigma_3)_d$, recorrendo à equação hiperbólica (2.267), que descreve a relação tensão-extensão, e resolvendo-a em ordem à extensão axial obtem-se:

$$(\varepsilon_a)_d = \frac{(\sigma_1)_d - (\sigma_3)_d}{k(\sigma_3)_d/p_a)^n \left[1 - R_f \frac{((\sigma_1)_d - (\sigma_3)_d)(1 - sen\phi)}{2\, c \cos\phi + 2(\sigma_3)_d sen\phi}\right]} \tag{3.16}$$

Esta equação permite a avaliação directa de $(\epsilon_a)_d$, desde que os parâmetros do modelo hiperbólico considerados correspondam ao solo seco, tal como foi usado na construção. O valor da extensão radial é obtido através da equação (2.268), ou seja:

$$(\varepsilon_r)_d = -\frac{[G - F \log((\sigma_3)_d/p_a)](\varepsilon_a)_d}{1 - d(\varepsilon_a)_d} \tag{3.17}$$

A variação volumétrica do solo antes da molhagem é calculada através de:

$$(\varepsilon_v)_d = (\varepsilon_a)_d + 2(\varepsilon_r)_d \qquad (3.18)$$

- Cálculo da tensão principal mínima após molhagem, $(\sigma_3)_w$:

A determinação desta tensão é feita no pressuposto, anteriormente estabelecido, de que esta é a tensão de confinamento da amostra molhada cuja curva de variação de volume com a extensão axial passa pelo ponto $((\epsilon_a)_d, (\epsilon_v)_d)$.

Experimentalmente verifica-se, contudo, que existem variações de volume devidas à molhagem sob condições de pressão isotrópica constante, $(\epsilon_v)_{iw}$, dadas pela seguinte expressão aproximada:

$$(\varepsilon_v)_{iw} = \beta\,((\sigma_3)_w - \sigma_{3t}) \qquad (3.19)$$

na qual β é o chamado coeficiente de colapso isotrópico e σ_{3t} é o valor limite da pressão hidrostática, abaixo do qual o solo não apresenta qualquer variação de volume provocado pela molhagem.

As componentes axial e radial são iguais a:

$$(\varepsilon_a)_{iw} = (\varepsilon_r)_{iw} = \frac{(\varepsilon_v)_{iw}}{3} \qquad (3.20)$$

Como na fase de corte dos ensaios triaxiais só são registadas as variações volumétricas resultantes da aplicação da tensão distorsional, os parâmetros e equações do modelo hiperbólico, obtidos com base nestes ensaios traduzem apenas as parcelas de variação volumétrica e axial, dadas por:

$$(\varepsilon_v)_{caw} = (\varepsilon_v)_d - (\varepsilon_v)_{iw} \qquad (3.21)$$

$$(\varepsilon_a)_{caw} = (\varepsilon_a)_d - (\varepsilon_a)_{iw} \qquad (3.22)$$

O cálculo da tensão principal mínima $(\sigma_3)_w$ é, então, realizado por um processo iterativo, que se passa a descrever:

1 - Valores iniciais:

$$i=0 \quad (\sigma_3)_w^{(i)} = (\sigma_3)_d \quad \Delta = \frac{p_a}{2} \qquad (3.23)$$

2 - Para $\sigma_3 = (\sigma_3)_w^{(i)}$ e $\sigma_3 = (\sigma_3)_w^{(i)} + \Delta$:

2.1 - Calcula as deformações de molhagem com pressão hidrostática constante:

$$(\varepsilon_v)_{iw} = \beta\,(\sigma_3 - \sigma_{3t}) \tag{3.24}$$

$$(\varepsilon_a)_{iw} = (\varepsilon_r)_{iw} = \frac{(\varepsilon_v)_{iw}}{3} \tag{3.25}$$

2.2 - Calcula a deformação axial, radial e volumétrica de molhagem devida à carga axial:

$$(\varepsilon_a)_{caw} = (\varepsilon_a)_d - (\varepsilon_a)_{iw} \tag{3.26}$$

$$(\varepsilon_r)_{caw} = -\frac{\left[G - F \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)\right](\varepsilon_a)_{caw}}{1 - d(\varepsilon_a)_{caw}} \tag{3.27}$$

$$(\varepsilon_v)_{caw} = (\varepsilon_a)_{caw} + 2\,(\varepsilon_r)_{caw} \tag{3.28}$$

onde os parâmetros do material são referentes à amostra molhada.

2.3 - Calcula a variação de deformação volumétrica devida à molhagem:

$$Desvio(\sigma_3) = (\varepsilon_v)_{caw} + (\varepsilon_v)_{iw} - (\varepsilon_v)_d \tag{3.29}$$

$$Se\ Desvio(\sigma_3) < tol.\ \ (\sigma_3)_w = \sigma_3\ e\ sai \tag{3.30}$$

3 - Nova iteração (com aplicação do método de Newton-Raphson):

$$Derivada = \frac{Desvio((\sigma_3)_w^{(i)} + \Delta) - Desvio((\sigma_3)_w^{(i)})}{\Delta} \tag{3.31}$$

$$i = i + 1 \tag{3.32)}$$

$$(\sigma_3)_w^{(i)} = (\sigma_3)_w^{(i-1)} - \frac{Desvio((\sigma_3)_w^{(i-1)})}{Derivada} \tag{3.33}$$

vai para 2

- Cálculo da tensão principal máxima após a molhagem:

A tensão principal máxima após a molhagem é obtida a partir da seguinte equação:

$$(\sigma_1)_w = \frac{kp_a((\sigma_3)_w/p_a)^n(\varepsilon_a)_{caw}}{1+kp_a((\sigma_3)_w/p_a)^n(\varepsilon_a)_{caw} R_f \frac{1-sen\phi}{2\ c\ cos\phi+2(\sigma_3)_w sen\phi}} + (\sigma_3)_w \quad (3.34)$$

sendo os parâmetros obtidos com base em ensaios triaxiais não consolidados não drenados de amostras saturadas.

O aumento do peso próprio do material constituinte, em resultado da molhagem, é contabilizado atráves da determinação de forças volúmicas adicionais, devidas ao incremento do peso volúmico do solo.

Durante todo este processo de relaxação de tensões, supõe-se que as direcções principais de tensão não variam. Os valores das tensões principais, resultantes do colapso, são subtraídos aos valores das tensões calculadas após a construção. As tensões resultantes não estão mais em equilíbrio com as forças exteriores e as forças volúmicas corrigidas, sendo necessário calcular em cada elemento as forças nodais necessárias ao restabelecimento do seu equilíbrio, e consequentemente o novo estado de tensão e de deformação do maciço.

A impulsão da água origina forças nodais de sentido contrário às forças produzidas pela acção da gravidade. Deste modo, em alguns elementos pode-se instalar uma situação de descarga do material. O critério de descarga usado relaciona-se com o chamado nível de tensão do elemento, SL, definido por:

$$SL = \frac{\sigma_1-\sigma_3}{(\sigma_1-\sigma_3)_f} \quad (3.35)$$

$(\sigma_1-\sigma_3)_f$ representa a diferença das tensões principais que se verifica na rotura, para a mesma pressão de confinamento σ_3.

Considera-se que um elemento descarrega quando o nível de tensões é inferior ao valor anteriormente estabelecido. Se isto se verificar, as tensões são reavaliadas com substituição do módulo tangente de carga, E_t, pelo módulo de descarga-recarga, E_{ur}.

3.2.2 - ANÁLISE ESTÁTICA EM CONDIÇÕES DE SERVIÇO

Análises estáticas de barragens realizadas para calcular unicamente o estado de tensão a longo prazo, em regime perfeitamente estacionário, não requerem a modelação da sequência real de acontecimentos, até se atingirem as condições pretendidas.

Assim, a influência das forças gravíticas e da impulsão da água pode ser materializada pela adopção do peso volúmico submerso para os materiais localizados abaixo do nível freático. Complementarmente, com base na rede de fluxo da água, contabilizam-se as forças de percolação actuantes. Calculam-se as forças nodais equivalentes a todo este conjunto de acções, e estabelece-se o equilíbrio de modo incremental.

O modelo constitutivo usado é também o hiperbólico, no entanto os parâmetros correspondentes são determinados com base em ensaios consolidados drenados.

3.2.3 - DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO HIPERBÓLICO COM BASE EM ENSAIOS TRIAXIAIS

No modelo hiperbólico existem, essencialmente, 10 parâmetros (k, n, R_f, c, ϕ_o, $\Delta\phi$, G, F, d e k_{ur} - ver 2.4.1.5), com base nos quais se pode calcular o módulo elasticidade longitudinal tangente, E_t, o coeficiente de Poisson tangente, ν_t, e estabelecer as relações tensões-deformações e deformações entre si.

A determinação dos parâmetros é feita através do ajuste das curvas hiperbólicas características do modelo, aos resultados dos ensaios triaxiais do tipo mais adequado para a análise pretendida (primeiro enchimento - do tipo UU, condições de longo prazo - do tipo CD).

Com vista à estimativa dos parâmetros k e n, a equação (2.267) é transformada em:

$$\frac{\varepsilon_a}{\sigma_1-\sigma_3}=\frac{1}{E_i}+\frac{\varepsilon_a}{(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}} \qquad (3.36)$$

e os resultados dos ensaios representados num sistema de eixos com as abcissas iguais aos valores da extensão axial e as ordenadas iguais ao quociente entre a extensão axial e a tensão distorsional aplicada. Por regressão linear, com a utilização dos métodos dos

mínimos quadrados, aproxima-se a uma recta cada conjunto de resultados dos ensaios realizados com uma dada amostra. De acordo com a equação (3.36), a ordenada na origem desta recta é igual ao inverso do módulo de elasticidade inicial, E_i, e a sua inclinação o inverso de $(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$.

No entanto, E_i varia com a tensão de confinamento, σ_3, apresentando valores diferentes para os ensaios realizados a diferentes tensões na câmara. A lei de variação do módulo de elasticidade inicial com σ_3, dada pela equação (2.269), quando se adopta uma representação logarítmica, transforma-se numa recta, de equação:

$$\log E_i = \log(k\, p_a) + n \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \qquad (3.37)$$

a partir de cuja ordenada na origem e inclinação se determinam, respectivamente, o valor de k e o valor de n. Este tratamento é dado aos valores de E_i calculados para a tensão de confinamento de uma dada amostra. Os pontos obtidos, considerando a representação logarítmica, são ajustados por regressão linear, e os valores de k e n estimados.

O ângulo de atrito e a sua variação com o estado de tensão, bem como a coesão do material, são avaliados através da consideração da envolvente de rotura, determinada com base na trajectória de tensões. Este procedimento foi já adoptado na secção 1.6.2. O desenvolvimento da envolvente de rotura para os solos considerados não mostrou qualquer tendência curvilínea, pelo que o ângulo de atrito toma um valor constante ($\phi = \phi_0$ e $\Delta\phi = 0$), sendo independente do estado de tensão inicial.

Com base nas características resistentes e nos valores de $(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$, utilizando a equação (2.270), determina-se o valor do coeficiente de rotura, R_f, para cada um dos ensaios realizados. O valor final tomado para cada amostra é a média dos valores encontrados nos ensaios.

Os restantes parâmetros, necessários para o cálculo do coeficiente de Poisson tangente, são obtidos a partir da evolução da variação volumétrica e da extensão axial registada durante o corte dos provetes. Dado que o ensaio triaxial possui simetria axial, a extensão radial é avaliada a partir da deformação volumétrica e da extensão axial, através de:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{2}(\varepsilon_v - \varepsilon_a) \qquad (3.38)$$

Optando pela representação dos valores das extensões radial e axial, verificadas ao

longo dos ensaios, tendo como abcissa o simétrico da extensão radial e em ordenadas o simétrico do quociente entre esta extensão e a extensão axial, de acordo com a equação (2.268), os pontos representativos alinhar-se-ão segundo uma recta que intersecta o eixo das ordenadas em v_i e tem uma inclinação igual a d. A recta que melhor se ajusta aos resultados obtidos é, da mesma forma, determinada por regressão linear.

O valor de d, considerado representativo do solo, é tomado como a média dos valores registados para todos os ensaios realizados com esse solo.

O valor do coeficiente de Poisson inicial varia com a tensão de confinamento, segundo a equação (2.272). Mostra-se conveniente adoptar uma representação semi-logarítmica para a variação de v_i com a tensão de confinamento, a qual permite o ajuste de uma recta, cuja ordenada na origem dá o valor de G e a inclinação o simétrico de F.

O coeficiente de descarga-recarga, k_{ur}, é obtido através de decrementos e incrementos, durante a fase de corte, da tensão distorsional antes de se atingir a rotura, produzindo-se um pequeno ciclo histerético. A inclinação do ciclo histerético dá o valor do módulo de elasticidade de descarga ou recarga, E_{ur}. Adoptando um procedimento idêntico ao já efectuado para o módulo de elasticidade inicial, calcula-se o valor de k_{ur} e de n. O valor do expoente n, agora determinado, é, geralmente, muito próximo do valor obtido para a carga, pelo que, para não aumentar o número de parâmetros do modelo, se adopta um valor único para ambos os casos.

3.2.3.1 - BARRAGEM DE BORDE SECO

A determinação dos parâmetros envolve o tratamento dos resultados dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU), efectuados com as amostras 15150, 15151 e 15152 e descritos na secção 1.6.2.1.

A relação tensão distorsional - deformação axial, verificada no conjunto de ensaios realizados com a amostra 15150, adoptando como sistema de eixos a extensão axial e a extensão axial dividida pela diferença entre as tensões principais, é apresentada na Figura 3.2.

A análise desta Figura permite concluir que o andamento do ensaio 1 é linear no intervalo de tensões compreendido entre os 43% e os 100% da tensão distorsional máxima, do ensaio 2 entre os 46% e os 100% da mesma tensão, e do ensaio 3 integralmente até ao valor máximo de $(\sigma_1-\sigma_3)$. Na região onde ocorre amolecimento a equação hiperbólica deixa de ter validade, o que é confirmado, na mesma representação,

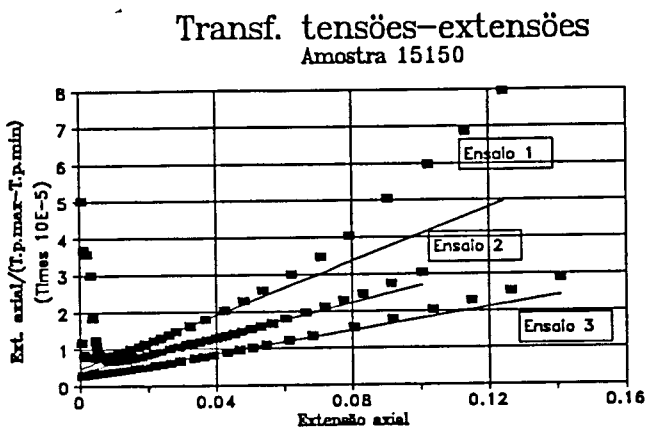


Figura 3.2 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15150

com os últimos pontos dos ensaios a afastarem-se significativamente da relação linear. Com base no intervalo anteriormente definido, a cada um dos ensaios foi aplicada uma regressão linear para obter o módulo de elasticidade inicial e o valor assimptótico da tensão distorsional para o qual converge o ensaio, $(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$. Os valores encontrados estão descritos no Quadro 3.1, e as rectas resultantes da regressão estão incluídas na Figura 3.2.

A resistência à rotura, $(\sigma_1-\sigma_3)_{rot}$, foi determinada através da aplicação do critério de Mohr-Coulomb, tomando para ângulo de atrito e coesão, respectivamente, os valores, já encontrados na secção 1.6.2.1, de 34,0° e de 221 kPa. Dividindo esta tensão pelo valor assimptótico da tensão distorsional, calcula-se R_f.

O coeficiente de rotura característico do solo é avaliado tomando a média dos valores registados nos ensaios, do que resulta R_f igual a 0,779.

Quadro 3.1 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15150

Ensaio	σ_3 (kPa)	$1/E_i$ $(kPa)^{-1}$	E_i (kPa)	$1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ $(kPa)^{-1}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma_1-\sigma_3)_{rot}$ (kPa)	R_f
1	500	$4,66\times10^{-6}$	214628	0,000362	2762	2100	0,760
2	1000	$3,81\times10^{-6}$	262483	0,000232	4318	3368	0,780
3	1700	$2,44\times10^{-6}$	410132	0,000155	6450	5144	0,798

Por regressão linear do logaritmo dos valores de E_i em função do logaritmo da tensão de confinamento dividida pela pressão atmosférica obtem-se k igual a 876 e n igual a 0,517.

Optando pela representação da variação das deformações da amostra 15150, ocorrida no decurso dos ensaios, em termos de $-\epsilon_r/\epsilon_a$ em função de $-\epsilon_r$, obtem-se os traçados da Figura 3.3.

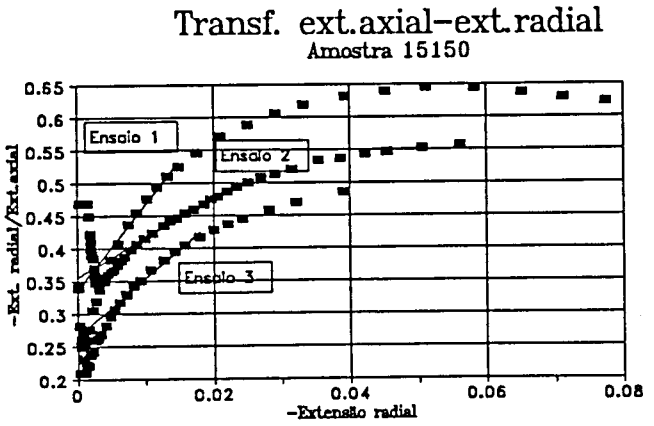


Figura 3.3 - Transformada da relação extensão axial-extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15150

Da observação desta Figura ressalta o andamento fortemente não linear apresentado por todos os ensaios realizados. De acordo com o proposto por Duncan e Chang (1970), opta-se pela aderência da hipérbole com a curva experimental na zona compreendida entre os 70% e os 95% de $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$. As hipérboles, transformadas neste sistema de eixos em rectas, são apresentadas conjuntamente com os ensaios na Figura 3.3. Os valores característicos destas rectas constam do Quadro 3.2.

Por regressão dos valores encontrados para o coeficiente de Poisson inicial em função do logaritmo da tensão de confinamento dividida pela pressão atmosférica obtem-se F igual a 0,123 e G igual a 0,437. A média dos valores de d observados no ensaio fornece o valor de 9,33.

Procedendo do mesmo modo para a amostra 15151, obtem-se para cada um dos ensaios a transformada da relação tensão - extensão axial que se encontra representada na Figura 3.4.

Os valores do módulo de elasticidade inicial e do valor assimptótico da tensão

Quadro 3.2 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15150

Ensaio	σ_3 (kPa)	v_i	d
1	500	0,3361	13,12
2	1000	0,3557	6,05
3	1700	0,2656	8,83

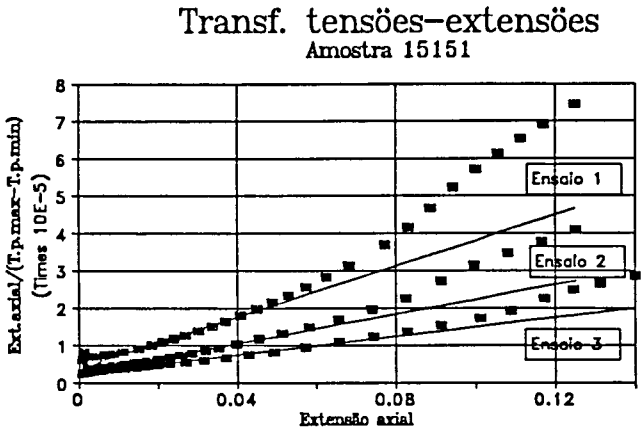


Figura 3.4 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15151

distorsional, resultantes do ajuste da curva hiperbólica (no intervalo entre os 60% e os 100% da tensão axial máxima aplicada no ensaio 1, entre os 47% e os 100% no ensaio 2, e até aos 100% no ensaio 3), bem como os valores de rotura da mesma tensão, calculados com o ângulo de atrito de 37,8° e a coesão de 174 kPa, encontrados através da trajectória de tensões, e os valores dos coeficientes de rotura estão incluídos do Quadro 3.3.

Com base nestas determinações os parâmetros k e n são iguais a 1394 e 0,400, respectivamente. O valor médio de R_f é 0,771.

O andamento da transformada da extensão axial - extensão radial é fortemente não linear (ver Figura 3.5), pelo que o ajuste é realizado para tensões distorsionais superiores a 70% e inferiores a 95% da tensão axial máxima aplicada.

Os valores de v_i e de d, indicados no Quadro 3.4, permitem calcular os parâmetros G igual a 0,417, F igual a 0,113 e d de valor médio igual a 11,96.

Quadro 3.3 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15151

Ensaio	σ_3 (kPa)	$1/E_i$ $(kPa)^{-1}$	E_i (kPa)	$1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ $(kPa)^{-1}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma_1-\sigma_3)_{rot}$ (kPa)	R_f
1	500	$3,84x10^{-6}$	260209	0,000342	2921	2294	0,785
2	1000	$2,75x10^{-6}$	389760	0,000198	5063	3877	0,766
3	1700	$2,38x10^{-6}$	419425	0,000125	7988	6094	0,763

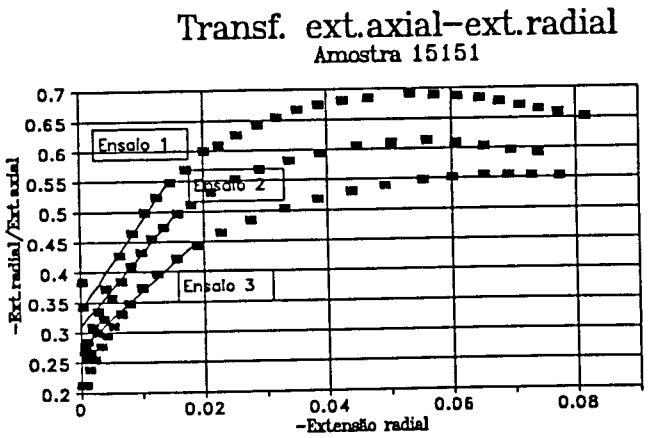


Figura 3.5 - Transformada da relação extensão axial-extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15151

Quadro 3.4 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15151

Ensaio	σ_3 (kPa)	v_i	d
1	500	0,3372	14,72
2	1000	0,3102	12,05
3	1700	0,2764	9,10

Para a amostra 15152, as transformadas de tensões-extensões e de extensão axial - extensão radial e respectivas curvas ajustadas são apresentadas, sequencialmente, nas Figuras 3.6 e 3.7. Para o ensaio 1, na interpolação da primeira, consideram-se os pontos

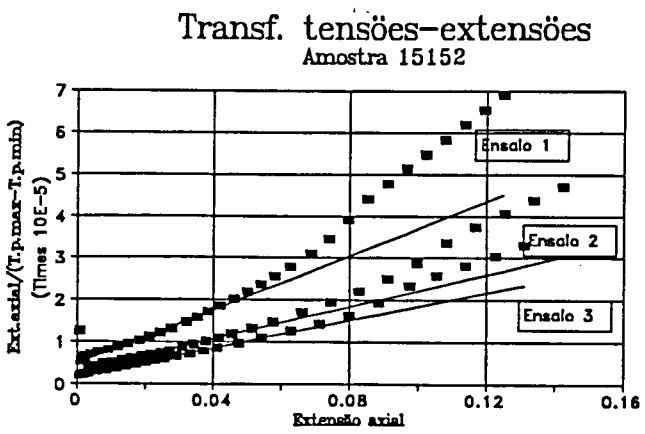


Figura 3.6 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15152

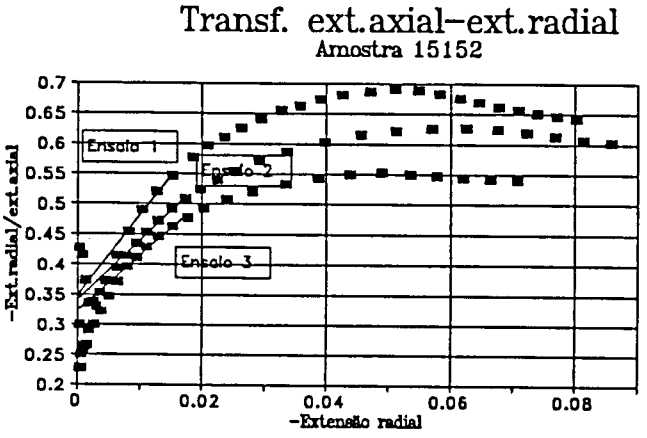


Figura 3.7 - Transformada da relação extensão axial-extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15152

cuja diferença entre tensões principais varia entre 48% e 100%, para o ensaio 2 entre 29% e 100%, e para o ensaio 3 em todo o domínio não amolecido do ensaio. Na regressão da segunda transformada em todos os ensaios só se considera o intervalo com nível de tensão compreendido entre os 70% e os 95%.

Os valores de E_i, de $(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$, de $(\sigma_1-\sigma_3)_{rot}$, adoptando um ângulo de atrito de 32,2°e uma coesão de 360 kPa (anteriormente calculados), e de R_f são indicados no Quadro 3.5. Por regressão linear do logaritmo do módulo de elasticidade inicial em função do logaritmo de σ_3/p_a obtêm-se os seguintes valores: k = 634 e n = 0,738. O valor médio de R_f é 0,779. O Quadro 3.6 é referente aos parâmetros que permitem a avaliação do coeficiente de Poisson tangente, ou seja, v_i e d, com base nos quais se define G igual a 0,381, F igual

Quadro 3.5 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15152

Ensaio	σ_3 (kPa)	$1/E_i$ $(kPa)^{-1}$	E_i (kPa)	$1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ $(kPa)^{-1}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma_1-\sigma_3)_{rot}$ (kPa)	R_f
1	500	$4,59x10^{-6}$	217682	0,000324	3084	2445	0,793
2	1000	$3,12x10^{-6}$	320651	0,000191	5232	3586	0,685
3	1700	$1,84x10^{-6}$	543018	0,000166	6028	5183	0,860

Quadro 3.6 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15152

Ensaio	σ_3 (kPa)	v_i	d
1	500	0,3478	13,28
2	1000	0,3406	9,88
3	1700	0,3229	9,09

a 0,046 e d igual a 10,75.

O Quadro 3.7 resume os parâmetros do modelo hiperbólico dos materiais ensaiados (núcleo e maciços estabilizadores) da barragem de Borde Seco. Também aí se transcrevem valores estimados para os mesmos parâmetros referentes aos materiais constituintes do filtro, do dreno e do cascalho previsto a montante. Dada a pequena área que ocupam no perfil da barragem, influenciando de forma reduzida o seu cálculo estático, estes valores foram estabelecidos com base em solos com características granulométricas semelhantes retirados da bibliografia (Kulhawy et al, 1969; Nobari et al, 1972; Wong and al, 1974; Veiga Pinto, A., 1983). Assim, para o material do filtro foram adoptados os parâmetros da areia mal graduada, que constitui a barragem de Rodman, com as seguintes características: D_{60} = 0,38 mm, D_{30} = 0,26 mm, D_{10} = 0,16 mm e γ_d = 17,4 kN/m^3. Para o material do dreno foram adoptadas as características dos maciços estabilizadores da barragem de Oroville, com uma compacidade relativa de 90%, caracterizado por D_{60} = 25,0 mm, D_{30} = 13,0 mm, D_{10} = 5,1 mm e γ_d = 20,3 kN/m^3. Para a cascalheira foram adoptados os parâmetros do material que incorpora os maciços estabilizadores da barragem do Beliche.

Quadro 3.7 - Resumo dos parâmetros hiperbólicos dos materiais da barragem de Borde Seco

Parâmetros	Materiais							
	15150 (núcleo)	15151 (mac. mont.)	15152 (mac. jus.)	15153/15154 (filtro)	15155 (dreno)	15155 (molhado) (dreno)	Cascalheira (mac. mont.)	Cascalheira (molhada) (mac. mont.)
γ (kN/m$_3$)	21,1	20,1	21,2	17,4	16,3	16,5	20,7	20,7
c (kPa)	221	174	360	0	0	0	0	0
ϕ (°)	34,0	37,8	32,2	43	46,3	44,8	57,0	51,1
$\Delta\phi$ (°)	0	0	0	9,0	3,0	4,0	14,0	11,6
R_f	0,779	0,771	0,779	0,82	0,86	0,85	0,74	0,66
k	876	1394	634	940	2030	1690	800	980
k_{ur}	2628	4182	1902	3760	8120	6760	4800	5880
n	0,517	0,400	0,738	0	0,34	0,30	0,49	0,66
G	0,437	0,417	0,381	0,50	0,35	0,31	0,34	0,38
F	0,123	0,113	0,046	0,27	0,14	0,12	0,37	0,30
d	9,33	11,96	10,75	10,0	10,1	9,4	9,7	4,8
σ_{3_c} (kPa)	-	-	-	-	-	389	-	0
β	-	-	-	-	-	0,000243	-	0
σ_t (kPa)	0	0	0	0	0	0	0	0
γ_{sat} (kN/m$_3$)	21,7	21,6	21,9	18,4	18,3	18,3	22,8	22,8

3.2.3.2 - BARRAGEM DE LAS CUEVAS

Com base nos resultados dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU), apresentados na secção 1.6.2.2, realizados com as amostras 15157, 15158, 15160 com características idênticas às de colocação durante a construção, e com a amostra 15160 molhada, determinam-se, seguidamente, os parâmetros do modelo hiperbólico, utilizando os procedimentos descritos, dos principais materiais constituintes da barragem de Las Cuevas.

Assim, as Figuras 3.8, 3.10, 3.12 e 3.14 representam as transformadas de tensões-extensões, resultantes do tratamento dos resultados dos ensaios sobre as

amostras 15157, 15158, 15160 sem molhagem e 15160 com molhagem, respectivamente. Pelas razões apontadas na secção 1.6.2.2 para o estabelecimento da envolvente de rotura, os resultados do ensaio 3 da amostra 15157 não são apresentados. As rectas obtidas através do método dos mínimos quadrados são igualmente incluídas nestas Figuras. O ajuste foi efectuado entre os 29% e os 100% de $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ para os ensaios 1 e 2 da amostra 15157, entre os 17%, 24% e 18%, e os 100%, respectivamente, para os ensaios 1, 2 e 3, da amostra 15158, entre os 23%, 35% e 0%, e os 100%, respectivamente, para os ensaios 1, 2 e 3 da amostra 15160, e, finalmente, entre os 28%, 45% e 0%, e os 100% para os ensaios 1, 2 e 3, da mesma amostra molhada.

No Quadro 3.8 transcrevem-se os valores do módulo de elasticidade inicial, da tensão distorsional assimptótica, da tensão de rotura, determinada a partir dos parâmetros de resistência atrás calculados para este material (ϕ= 19,4° e c= 378 kPa), e do coeficiente de rotura obtidos nos dois ensaios válidos realizados com a amostra 15157. Como se dispõe apenas de dois pontos, a grandeza dos parâmetros k e n é determinada directamente, conduzindo a k= 2007 e n= -0,301. Para R_f é tomada a média dos valores dos ensaios, pelo que, R_f= 0,871.

As mesmas grandezas são descritas nos Quadros 3.10, 3.12 e 3.15 para as amostras 15158, 15160 e 15160 com molhagem, adoptando-se para valores de ângulo de atrito e coesão, respectivamente, 20,1° e 256 kPa, 35,4° e 112 kPa, e, 35,0° e 30 kPa. Por regressão linear do logaritmo de E_i em função do logaritmo de σ_3/p_a obtem-se para cada uma das amostras pela ordem anterior, k= 1132 e n= 0,121, k= 643 e n= 0,539,

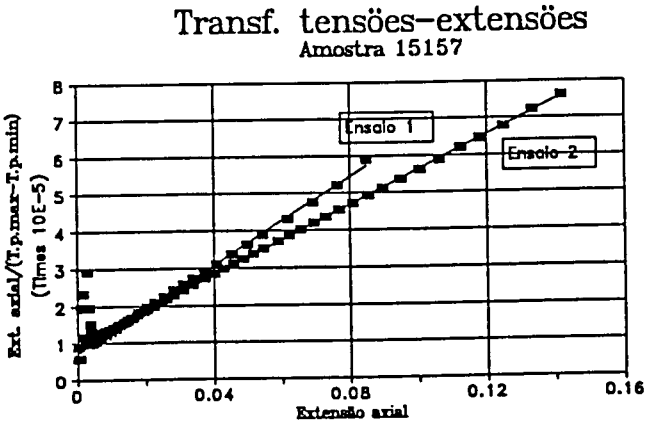


Figura 3.8 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15157

Quadro 3.8 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15157

Ensaio	σ_3 (kPa)	$1/E_i$ $(kPa)^{-1}$	E_i (kPa)	$1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ $(kPa)^{-1}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ (kPa)	R_f
1	400	$7,25x10^{-6}$	137946	0,000591	1692	1466	0,866
2	800	$9,32x10^{-6}$	107322	0,000470	2129	1864	0,875

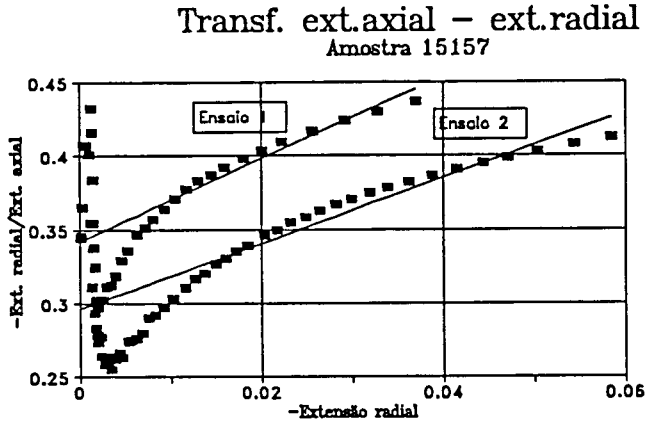


Figura 3.9 - Transformada da relação extensão axial-extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15157

Quadro 3.9 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15157

Ensaio	σ_3 (kPa)	v_i	d
1	400	0,3420	2,79
2	800	0,2963	2,21

e k= 373 e n= 0,871. Os coeficientes de rotura têm os valores de 0,892 para a amostra 15158, de 0,773 para a amostra 15160 e de 0,869 para o mesmo solo molhado.

As Figuras 3.9, 3.11, 3.13 e 3.15 apresentam a transformada da extensão axial-extensão radial para os materiais ensaiados constituintes desta barragem. A regressão linear correspondente foi efectuada em todos os ensaios entre os 70% e os 95% do valor de $(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$. Os resultados obtidos estão apresentados nos Quadros 3.9, 3.11, 3.13 e

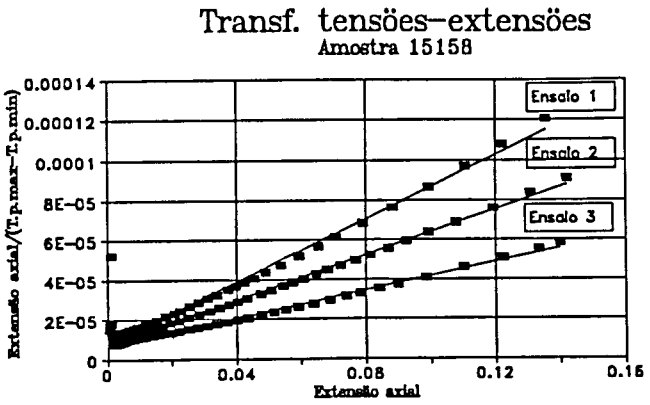


Figura 3.10 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15158

Quadro 3.10 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15158

Ensaio	σ_3 (kPa)	$1/E_i$ $(kPa)^{-1}$	E_i (kPa)	$1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ $(kPa)^{-1}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma_1-\sigma_3)_{rup}$ (kPa)	R_f
1	400	$7,26x10^{-6}$	137701	0,000795	1258	1152	0,916
2	800	$6,67x10^{-6}$	149978	0,000574	1742	1570	0,902
3	1600	$6,14x10^{-6}$	162907	0,000357	2803	2408	0,859

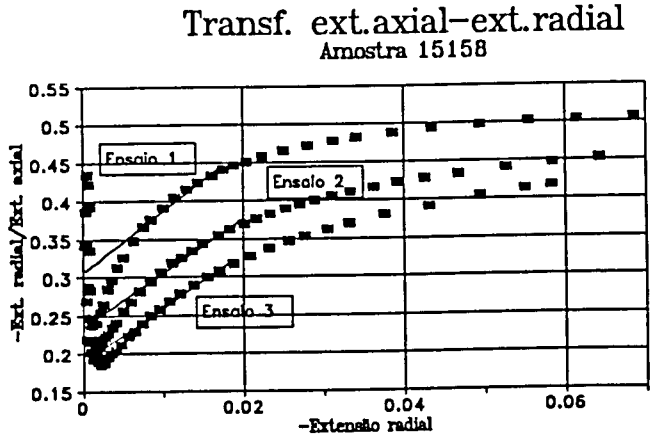


Figura 3.11 - Transformada da relação extensão axial-extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15158

Quadro 3.11 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15158

Ensaio	σ_3 (kPa)	v_i	d
1	400	0,3063	8,04
2	800	0,2348	7,10
3	1600	0,1890	7,10

3.15, respectivamente, para os solos 15157, 15158, 15160 e 15160 com molhagem. Os parâmetros necessários à estimativa do coeficiente de Poisson tomam os seguintes valores:

- Amostra 15157 (cálculo directo): G= 0,431, F= 0,152 e d= 2,50.
- Amostra 15158: G= 0,417, F= 0,195 (por regressão) e d= 7,41 (por média).
- Amostra 15160: G= 0,468, F= 0,160 (por regressão) e d= 8,24 (por média).
- Amostra 15160 com molhagem : G= 0,593, F= 0,313 (por regressão) e d= 8,84 (por média).

O Quadro 3.16 apresenta um resumo dos parâmetros hiperbólicos a considerar na análise estática da barragem de Las Cuevas. Os parâmetros adoptados para o dreno são os correspondentes ao núcleo da barragem de Oroville (com D_{60}= 9,0 mm, D_{30}= 0,12 mm, D_{10}= 0,005 mm e γ_d^{max}= 21,9 kN/m^3) e para o material de enrocamento os correspondentes aos maciços estabilizadores da barragem de Beliche.

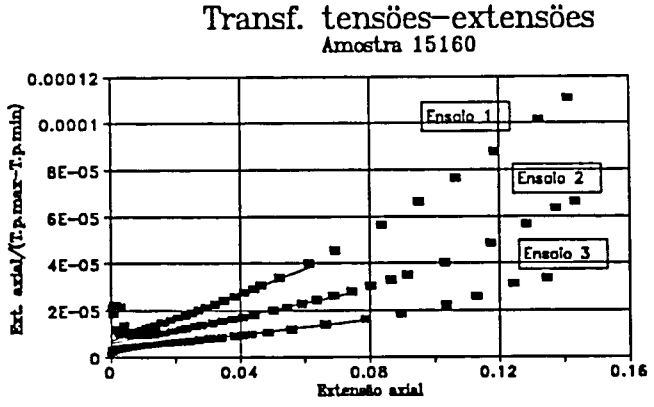


Figura 3.12 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15160

Quadro 3.12 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15160 (s/ molhagem)

Ensaio	σ_3 (kPa)	$1/E_i$ $(kPa)^{-1}$	E_i (kPa)	$1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ $(kPa)^{-1}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma_1-\sigma_3)_{rot}$ (kPa)	R_f
1	400	$6,76x10^{-6}$	148046	0,000512	1952	1536	0,787
2	800	$5,76x10^{-6}$	173495	0,000289	3455	2637	0,763
3	1600	$3,20x10^{-6}$	312397	0,000159	6282	4840	0,771

Quadro 3.13 - Valores de cálculo de ν_i e de d da amostra 15160 (s/ molhagem)

Ensaio	σ_3 (kPa)	ν_i	d
1	400	0,3678	10,13
2	800	0,3385	6,66
3	1600	0,2717	7,94

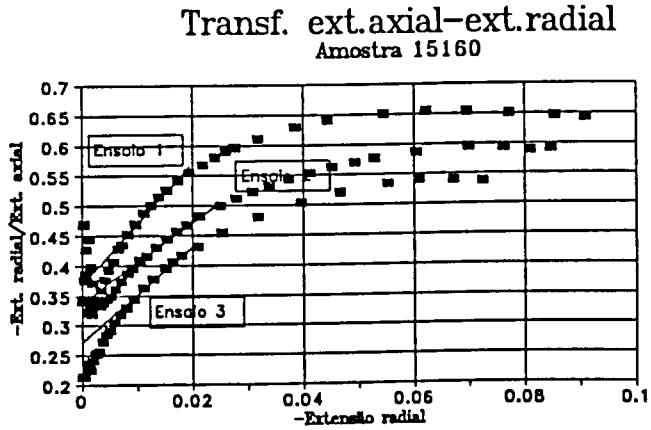


Figura 3.13 - Transformada da extensão axial -extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15160 (s/ molhagem)

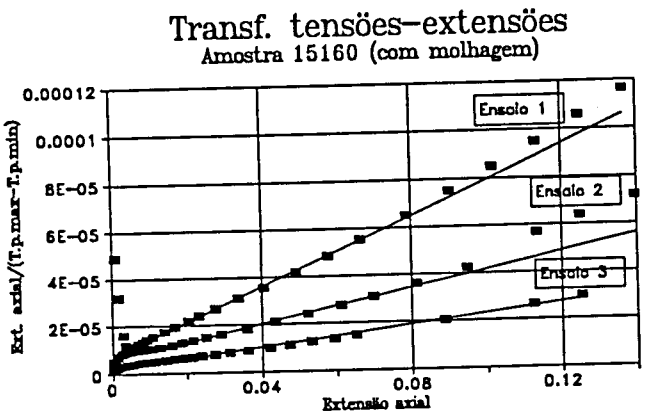


Figura 3.14 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais UU da amostra 15160 (c/ molhagem)

Quadro 3.14 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15160 (c/ molhagem)

Ensaio	σ_3 (kPa)	$1/E_i$ $(kPa)^{-1}$	E_i (kPa)	$1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ $(kPa)^{-1}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma_1-\sigma_3)_{rot}$ (kPa)	R_f
1	400	$6,91x10^{-6}$	144786	0,000726	1377	1191	0,865
2	800	$5,83x10^{-6}$	171403	0,000359	2786	2267	0,814
3	1600	$2,07x10^{-6}$	484106	0,000210	4770	4420	0,927

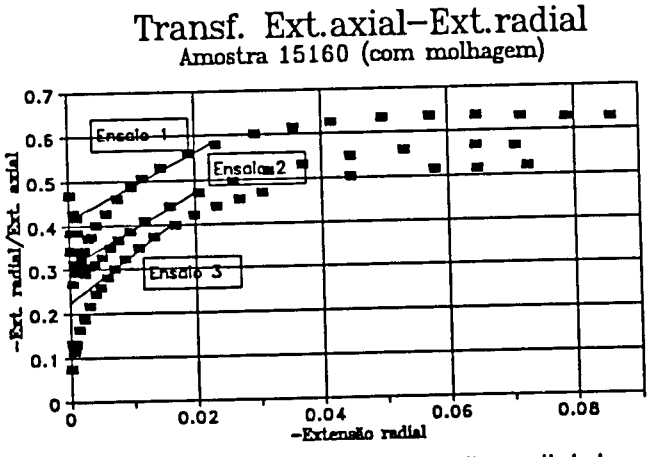


Figura 3.15 - Transformada da extensão axial-extensão radial dos ensaios triaxiais UU da amostra 15160 (c/ molhagem)

Quadro 3.15 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15160 (c/ molhagem)

Ensaio	σ_3 (kPa)	v_i	d
1	400	0,4131	7,45
2	800	0,3063	8,27
3	1600	0,2245	10,80

Quadro 3.16 - Resumo dos parâmetros hiperbólicos dos materiais da barragem de Las Cuevas

Parâmetros	Materiais						
	15157 (núcleo)	15158 (núcleo)	15160 (mac. est.)	15160 (molhado) (mac. est.)	15159 (dreno)	Enrocamento (protecção)	Enrocamento (molhado) (protecção)
γ (kN/m$_3$)	19,4	20,1	18,9	19,1	21,9	20,7	20,7
c (kPa)	378	256	112	30	126	0	0
ϕ (°)	19,4	20,1	35,4	35,0	25,1	57,0	51,1
$\Delta\phi$ (°)	0	0	0	0	0	14,0	11,6
R_f	0,871	0,892	0,773	0,869	0,88	0,74	0,66
k	2007	1132	643	373	345	800	980
k_{ur}	4014	2264	1929	1119	1380	4800	5880
n	-0,301	0,121	0,539	0,871	0,76	0,49	0,66
G	0,431	0,417	0,468	0,593	0,30	0,34	0,38
F	0,152	0,195	0,160	0,313	-0,05	0,37	0,30
d	2,50	7,41	8,24	8,84	3,8	9,7	4,8
σ_{3t} (kPa)	-	-	-	0	-	-	0
β	-	-	-	0	-	-	0
σ_t (kPa)	-	-	0	0	0	0	0
γ_{sat} (kN/m$_3$)	20,0	20,7	20,4	20,4	22,9	22,8	22,8

3.2.3.3 - BARRAGEM DO ALVITO

Ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU) foram efectuados para os materiais constituintes do núcleo e dos maciços estabilizadores da barragem do Alvito por Seco e Pinto (1983). A determinação dos respectivos parâmetros para utilização do modelo hiperbólico encontra-se detalhada na mesma publicação, pelo que apenas se transcrevem os seus valores no Quadro 3.17. Os valores adoptados para o solo que realiza o filtro-chaminé são os correspondentes aos do material dos maciços estabilizadores da barragem de Mica (descrito por Kulhawy et al (1969)), o qual possui uma curva granulométrica (D_{60}= 22 mm, D_{30}= 1,2 mm e D_{10}= 0,23 mm) e características de compactação semelhantes ao primeiro.

Seco Pinto (1983) realizou igualmente ensaios triaxiais consolidados e drenados

Quadro 3.17 - Resumo dos parâmetros hiperbólicos (UU) dos materiais da barragem do Alvito

Parâmetros	Materiais			
	15079 (núcleo)	388 (mac. est.)	388(molhado) (mac. est.)	Cascalheira (filtro)
γ (kN/m$_3$)	20,7	19,9	19,8	18,4
c (kPa)	72	66	45	0
ϕ (°)	12,0	25,7	24,5	38,0
R_f	0,69	0,71	0,79	0,76
k	135	290	330	520
k_{ur}	270	1160	1320	2080
n	0,46	0,57	0,32	0,37
G	0,34	0,30	0,31	0,30
F	0,043	0,17	0,21	0,08
d	5,0	6,5	8,0	2,5
σ_{3i} (kPa)	-	-	0	-
β	-	-	0	-
σ_t (kPa)	15	0	0	0
γ_{sat} (kN/m$_3$)	21,5	22,6	22,6	19,9

(CD), com pressões de confinamento de 100, 300 e 600 kPa, sobre amostras do núcleo e dos maciços estabilizadores, com vista à caracterização elasto-plástica destes materiais. De um modo exaustivo, este autor relata o modo de execução e as propriedades físicas de preparação das amostras ensaiadas. As curvas de evolução da tensão axial aplicada e da deformação volumétrica em função da deformação axial, registadas ao longo dos ensaios realizados em cada uma das amostras, são reproduzidas, respectivamente, nas Figuras 3.16 e 3.17, para o solo do núcleo (amostra 15079), e nas Figuras 3.19 e 3.20, para o solo dos maciços estabilizadores (amostra 388). As trajectórias de tensões efectivas, bem como as envolventes de rotura e respectivos parâmetros resistentes, ângulo de atrito e coesão (amostra 15079 - $\phi' = 16{,}8°$ e $c' = 66$ kPa; amostra 388 - $\phi' = 27{,}5°$ e $c' = 65$ kPa), são apresentados nas Figuras 3.18 e 3.21 para os mesmos materiais.

Com base nestes resultados e para avaliação dos parâmetros do modelo hiperbólico necessários para caracterização dos materiais da barragem do Alvito em condições de serviço, calculam-se as transformadas das tensões-extensões, que são representadas na Figura 3.22 (amostra 15079) e na Figura 3.24 (amostra 388).

Utilizando o método dos mínimos quadrados, os valores transformados, referentes a cada um dos ensaios, foram aproximadas por rectas. A aderência às hipérboles foi conseguida entre os 39% e os 100% de $(\sigma'_1-\sigma'_3)_{max}$ para o ensaio 1, entre os 24% e os 100% para o ensaio 2 e entre os 19% e os 100% para o ensaio 3, do solo do núcleo, e entre 67% e 100%, para o ensaio 1 e entre 0% e 100% para os ensaios 2 e 3 do solo dos maciços.

Adoptando os procedimentos anteriormente expostos, avalia-se o módulo de elasticidade inicial, a tensão distorsional assimptótica e o coeficiente de rotura de cada ensaio realizado em cada uma das amostras. Os valores obtidos para a amostra 15079 são indicados no Quadro 3.18, e para a amostra 388 no Quadro 3.20.

Quadro 3.18 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 15079

Ensaio	σ_3 (kPa)	$1/E_i$ $(kPa)^{-1}$	E_i (kPa)	$1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ $(kPa)^{-1}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$ (kPa)	R_f
1	100	$5{,}30\times10^{-4}$	18875	0,00340	294	259	0,882
2	300	$4{,}74\times10^{-4}$	21097	0,00215	465	422	0,907
3	600	$3{,}63\times10^{-4}$	27570	0,00125	801	666	0,831

Por regressão linear do logaritmo do módulo de distorção inicial em função do logaritmo da tensão de confinamento dividida pela pressão atmosférica, e quantificação da respectiva ordenada na origem e declive, obtem-se para cada uma das amostras:

- Amostra 15079: k= 178 e n= 0,201.
- Amostra 388: k= 505 e n= 0,186.

O valor médio encontrado para o coeficiente de rotura é igual a 0,873 para o solo referenciado como 15079 e para o solo com a referência 388.

As Figuras 3.23 e 3.25 apresentam as transformadas da extensão axial - extensão radial para os materiais ensaiados, bem como as correspondentes regressões lineares estabelecidas para pontos com a tensão distorsional compreendida entre os 70% e os 95% do valor máximo de $(\sigma'_1-\sigma'_3)$. Os valores de coeficiente de Poisson inicial e do parâmetro d de cada uma destas rectas estão descritos nos Quadros 3.19 e 3.21.

Os parâmetros G, F e d necessários à avaliação do coeficiente de Poisson tangente são:

- Amostra 15079: G= 0,376, F= 0,215 e d= 2,48.
- Amostra 388: G= 0,270, F=0,163 e d= 8,29.

No Quadro 3.22 faz-se um resumo dos valores dos parâmetros do modelo hiperbólico encontrados. Dada a sua reduzida representatividade no cálculo estático e as suas condições de permeabilidade, os parâmetros atribuídos ao material do filtro-chaminé em condições não consolidadas não drenadas não foram alterados.

Quadro 3.19 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 15079

Ensaio	σ_3 (kPa)	v_i	d
1	100	0,3804	1,30
2	300	0,2725	3,11
3	600	0,2140	3,03

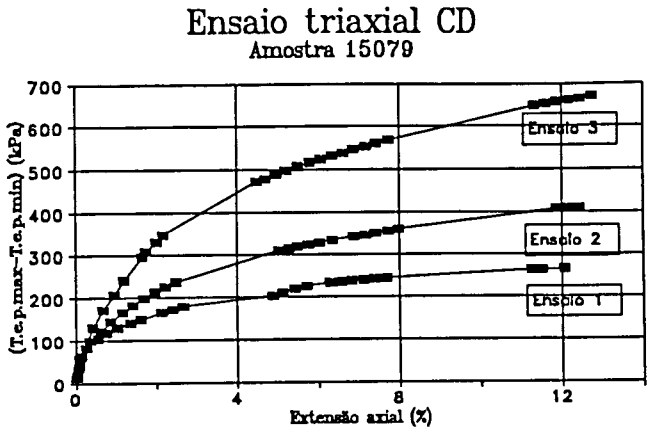


Figura 3.16 - Curvas (σ'_1-σ'_3) - deformação axial dos ensaios triaxiais (CD) da amostra 15079

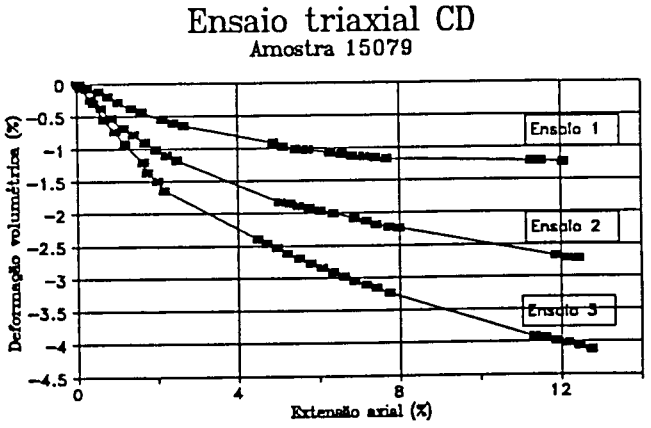


Figura 3.17 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (CD) da amostra 15079

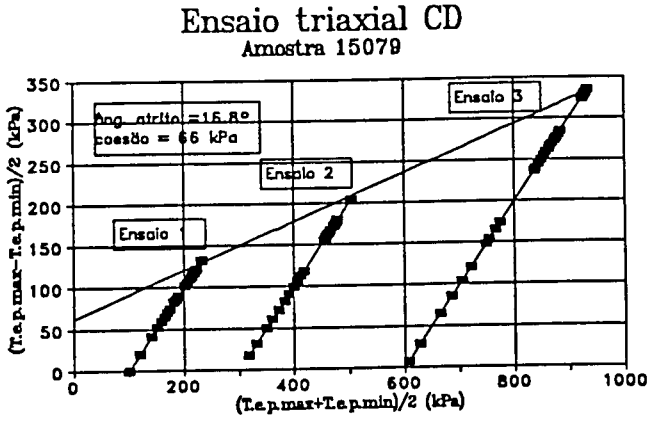


Figura 3.18 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (CD) da amostra 15079

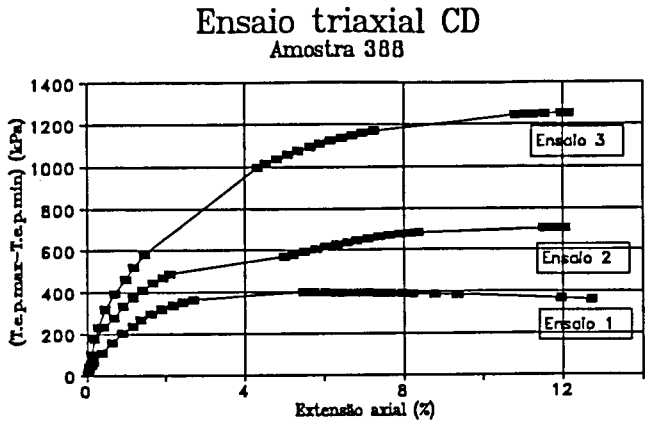


Figura 3.19 - Curvas (σ'_1-σ'_3) - deformação axial dos ensaios triaxiais (CD) da amostra 388

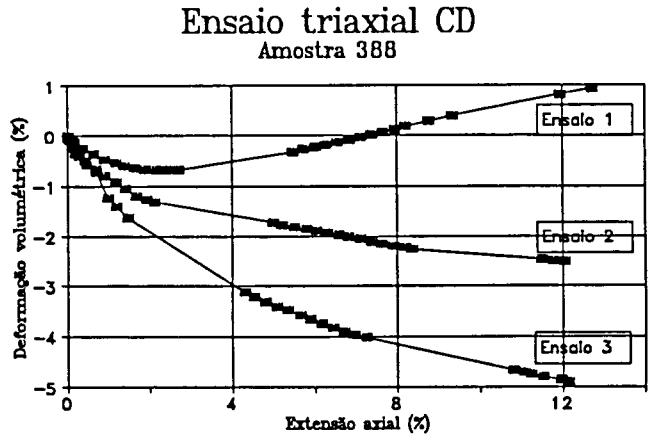


Figura 3.20 - Curvas deformação volumétrica - deformação axial de ensaios triaxiais (CD) da amostra 388

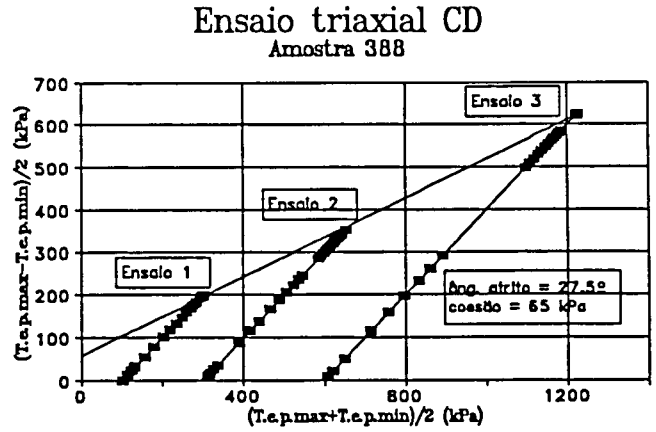


Figura 3.21 - Trajectórias de tensões de ensaios triaxiais (CD) da amostra 388

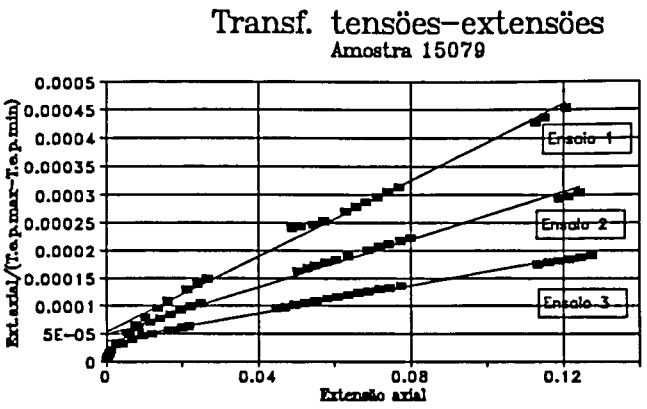


Figura 3.22 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais CD da amostra 15079

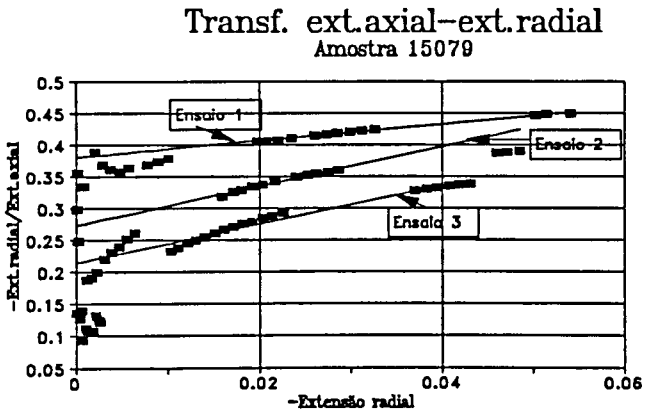


Figura 3.23 - Transformada da relação extensão axial-extensão radial dos ensaios triaxiais CD da amostra 15079

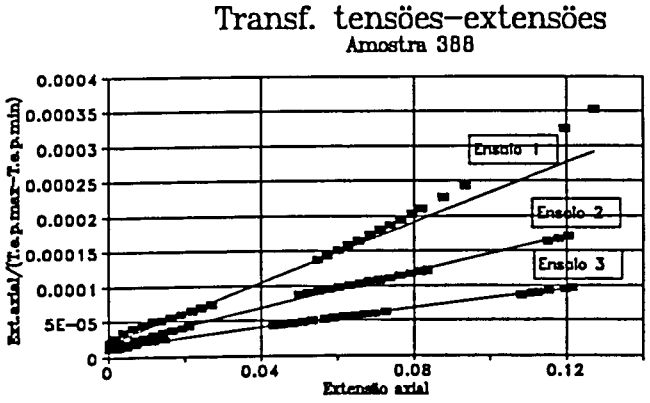


Figura 3.24 - Transformada da relação tensões-extensões dos ensaios triaxiais CD da amostra 388

Quadro 3.20 - Valores de cálculo de E_i e de R_f da amostra 388

Ensaio	σ_3 (kPa)	$1/E_i$ $(kPa)^{-1}$	E_i (kPa)	$1/(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ $(kPa)^{-1}$	$(\sigma_1-\sigma_3)_{ult}$ (kPa)	$(\sigma_1-\sigma_3)_{rot}$ (kPa)	R_f
1	100	$1,90x10^{-5}$	52763	0,00215	466	386	0,829
2	300	$1,65x10^{-5}$	60574	0,00130	772	729	0,944
3	600	$1,34x10^{-5}$	74369	0,00068	1471	1244	0,846

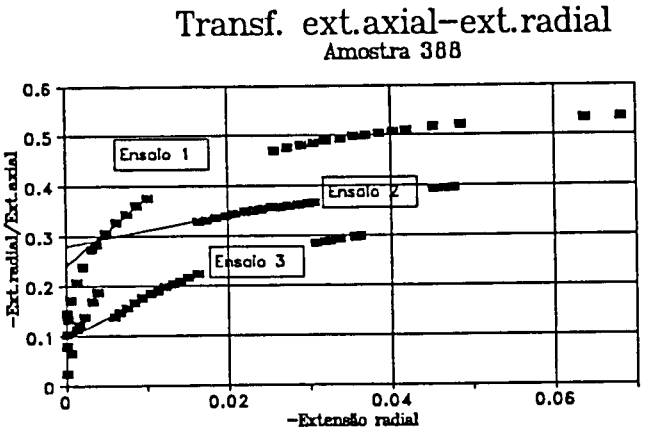


Figura 3.25 - Transformada da relação extensão axial-extensão radial dos ensaios triaxiais CD da amostra 388

Quadro 3.21 - Valores de cálculo de v_i e de d referentes à amostra 388

Ensaio	σ_3 (kPa)	v_i	d
1	100	0,2402	13,61
2	300	0,2790	3,06
3	600	0,0947	8,21

Quadro 3.22 - Resumo dos parâmetros hiperbólicos (CD) dos materiais da barragem do Alvito

Parâmetros	Materiais		
	15079 (núcleo)	388 (mac. est.)	Cascalheira (filtro)
γ (kN/m$_3$)	20,9	21,5	18,4
c (kPa)	66	65	0
ϕ (°)	16,8	27,5	38,0
R_f	0,873	0,873	0,76
k	178	505	520
k_{ur}	356	2020	2080
n	0,201	0,186	0,37
G	0,376	0,270	0,30
F	0,215	0,163	0,08
d	2,5	8,29	2,5
σ_{3i} (kPa)	-	-	-
β	-	-	-
σ_t (kPa)	15	0	0
γ_{sat} (kN/m$_3$)	21,5	22,3	19,9

3.3 - ANÁLISE DINÂMICA

O método linear equivalente recorre à formulação de meios unifásicos, utilizando a equação (2.246) de equilíbrio dinâmico discretizada, deduzida em 2.3.2.1:

$$\boldsymbol{Ma}+\boldsymbol{n}(\boldsymbol{u},\boldsymbol{v})=\boldsymbol{f}^{\boldsymbol{ext}} \qquad (3.39)$$

No entanto as forças internas, anteriormente determinadas através da integração das equações constitutivas não lineares e histeréticas, são, por este método, desdobradas em duas parcelas: a primeira resultante da consideração da relação tensão-deformação linear e elástica, com constantes dependentes do nível de deformação, e a segunda gerada pela introdução de um amortecimento fictício, tendente a reproduzir a dissipação de energia observada nos solos, aquando da ocorrência de fenómenos dinâmicos.

O tensor constitutivo elástico escolhido adopta como parâmetros definidores o módulo de distorção, G, e o coeficiente de Poisson, v. As curvas de variação do módulo de distorção com o nível de deformação são baseadas nos resultados dos ensaios de corte cíclico efectuados, descritos no capítulo 1. Como este equipamento não possibilita a cobertura de toda a gama de distorções presentes em análises sísmicas, os dados obtidos são extrapolados de acordo com curvas experimentais da bibliografia especializada. O coeficiente de Poisson é tomado com o valor de 0,5 nos solos saturados, uma vez que se supõe que durante a ocorrência da solicitação sísmica a drenagem é inexistente ou muito reduzida, e com o valor resultante da análise estática nos restantes materiais.

A dissipação de energia é causada por dispersão geométrica da energia de onda com a propagação para o exterior da fonte, e por amortecimento interno ou histerético do solo quando sofre deformações plásticas. O comportamento do solo, para um largo campo de deformações, é não linear, e na descarga segue uma trajectória tensão-deformação diferente da recarga, formando assim um ciclo histerético, que dissipa energia em resultado das deformações plásticas. A força de amortecimento resultante está em fase com o vector velocidade, mas é, neste caso, proporcional aos deslocamentos:

$$\boldsymbol{f}_D = 2D\,\boldsymbol{K}.\,|\boldsymbol{u}|\frac{\boldsymbol{v}}{|\boldsymbol{v}|} \qquad (3.40)$$

O amortecimento do material traduz a perda de energia provocada por deslizamento das partículas e atrito nos seus contactos. A energia fornecida a um sistema histerético é igual à área abaixo da curva de carga, e a energia recebida pelo sistema é a área inferior à curva de descarga. A diferença entre as duas é a quantidade de energia dissipada dentro do sistema histerético, ΔW, identificando-se assim com a área do ciclo de histerese (ver Figura 3.26). A capacidade específica de amortecimento, ψ, é, por definição, igual à energia dissipada, ΔW, sobre a energia elástica fornecida ao sistema, W, a qual corresponde à área triangular a tracejado na Figura 3.26:

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} \qquad (3.41)$$

Embora o atrito entre as partículas desenvolva amortecimento histerético, Hall e Richart (1963) e Hardin (1966) demonstraram que os resultados podem ser interpretados em termos de amortecimento de um sistema viscoelástico.

Um sistema viscoelástico dissipará energia na propagação de ondas de corte, em consequência da sua viscosidade tangencial, e a sua relação tensão-deformação produzirá

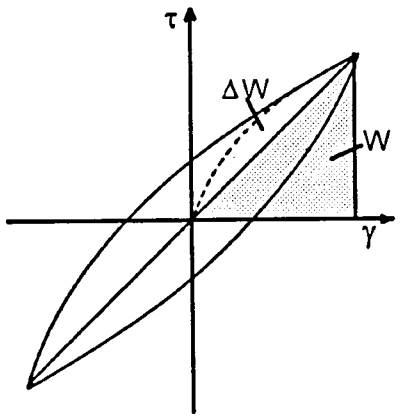


Figura 3.26 - Ciclo histerético e áreas representativas no cálculo do amortecimento.

da mesma forma um ciclo, com forma dependente da frequência da vibração.

A perda de energia, em sistemas viscoelásticos, pode ser descrita em função da perda de energia de deformação durante as oscilações do sistema, nomeadamente do respectivo decremento logarítmico, δ. A capacidade específica de sistemas lineares (com módulo de deformação independente da deformação) com amortecimento viscoso, é dada por:

$$\psi = 1 - e^{-2\delta} \qquad (3.42)$$

reduzindo-se a:

$$\psi \approx 2\delta \ . \qquad (3.43)$$

para decrementos logarítmicos das oscilações menores que 0,25.

O decremento logarítmico de um sistema com um grau de liberdade relaciona-se com o coeficiente de amortecimento, D, ou fracção de amortecimento crítico ($D = C/2\sqrt{km}$, onde C é o amortecimento, k a rigidez e m a massa do sistema), através de:

$$\delta = \frac{2\pi D}{\sqrt{1-D^2}} \approx 2\pi D \qquad (3.44)$$

pelo que a capacidade específica de amortecimento em função do coeficiente de amortecimento toma a seguinte forma:

$$\psi \approx 4\pi D \qquad (3.45)$$

O coeficiente de amortecimento viscoso equivalente ao amortecimento histerético obtem-se igualando a capacidade de amortecimento específica de ambos os sistemas, pelo que:

$$D=\frac{\Delta W}{4\pi W} \tag{3.46}$$

Hardin (1965), experimentalmente, confirmou que o comportamento tensão-deformação de meios granulares é fielmente representado pelo modelo viscoelástico de Kelvin-Voigt, no qual o amortecimento do material, devido à sua natureza histerética, é descrito por um coeficiente de viscosidade ao corte, μ, inversamente proporcional à frequência ω (de modo a manter a razão $\mu\omega$/G constante).

Para o demonstrar, considere-se o estado de tensão de corte puro, em que a relação constitutiva, para o material visco-elástico, toma a seguinte forma simplificada:

$$\tau = G\gamma+\mu\dot{\gamma} \ , \tag{3.47}$$

confirmada experimentalmente em solos, para distorções inferiores a 10^{-5}.

Sendo a distorção periódica e estacionária, pode ser representada por:

$$\gamma = \gamma_0 \exp(i\omega t) \ , \tag{3.48}$$

onde γ_0 é amplitude da distorção e ω a sua frequência angular.

A velocidade de deformação é, por consequência, igual a:

$$\dot{\gamma} = \gamma_0 \, i\omega \exp(i\omega t) \ , \tag{3.49}$$

pelo que:

$$\tau = G\,\gamma_0(1+i\omega\mu)\exp(i\omega t) = G\,\gamma_0\sqrt{(1+\tan^2\phi)}\,\exp(i\omega t+\phi) \ , \tag{3.50}$$

com

$$\tan\phi = \omega\mu/G \ . \tag{3.51}$$

A tensão tangencial é, então, constituída por duas parcelas, uma devida à rigidez distorsional, em fase com a deformação imposta, e a segunda devida ao amortecimento, desfasada de $\pi/2$.

A amplitude da tensão tangencial, τ_0, toma o valor:

$$\tau_0 = \sqrt{1+(\omega\mu/G)^2}\; G\,\gamma_0 = \sqrt{1+\tan^2\phi}\; G\,\gamma_0 \ . \qquad (3.52)$$

Se a tangente de ϕ for muito inferior à unidade, a equação (3.52) pode ser aproximada por:

$$\tau_0 \simeq G\,\gamma_0 \ . \qquad (3.53)$$

A energia de deformação elástica W é igual a:

$$W = \frac{1}{2}\tau_0\gamma_0 \simeq \frac{1}{2} G\,\gamma_0^2 \ , \qquad (3.54)$$

e a perda de energia num ciclo dada por:

$$\Delta W = \int_0^{2\pi/\omega} \tau(t)\,\dot{\gamma}(t)\,dt \ . \qquad (3.55)$$

Substituindo:

$$\Delta W = G\,\gamma_0^2\,\sqrt{1+\tan^2\phi}\int_0^{2\pi/\omega} \exp(i(\omega t+\phi))\,\frac{\partial}{\partial t}\exp(i\omega t)\,dt \ . \qquad (3.56)$$

Após a integração:

$$\Delta W = G\,\gamma_0^2\,\pi\,\tan\phi \ , \qquad (3.57)$$

pelo que a capacidade específica de amortecimento, em sistemas viscoelásticos tem a seguinte expressão:

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} = 2\pi\,\tan\phi = 2\pi\,\omega\mu/G \ , \qquad (3.58)$$

não dependendo da amplitude de deformação, mas apenas da frequência excitadora, do módulo de distorção e do coeficiente de viscosidade ao corte. O coeficiente de amortecimento é então igual a:

$$D = \frac{\mu\omega}{2G} \qquad (3.59)$$

confirmando-se assim a conclusão de Hardin.

A relação entre o coeficiente de amortecimento histerético e o coeficiente de

amortecimento viscoso equivalente pode ser descrita por:

$$D_{histerético}=\frac{D_{viscoso}}{\omega} \qquad (3.60)$$

Em sistemas lineares a análise no domínio da frequência releva-se computacionalmente mais eficaz do que a análise no domínio do tempo, sendo a adoptada no programa de cálculo dinâmico utilizado, DINAPLANO (Bilé Serra, J., 1993), no qual está associada com o método de sobreposição modal, permitindo assim uma significativa redução do número de graus de liberdade considerados.

A equação de equilíbrio dinâmico de sistemas lineares com amortecimento viscoso no domínio do tempo

$$Ma+Cv+Ku=f^{ext} \qquad (3.61)$$

transforma-se no domínio da frequência, ω, em

$$(-\omega^2 M+i\omega C+K)\,U(\omega)=F^{ext}(\omega) \qquad (3.62)$$

onde **U** e $\mathbf{F}^{ext}$ representam os espectros de Fourier dos deslocamentos nodais e das forças exteriores. Numa análise sísmica geralmente as forças exteriores reduzem-se a acelerações especificadas em parte da fronteira, pelo que o campo de deslocamentos, **u**, pode ser decomposto em duas parcelas: $\mathbf{q}_0$, deslocamentos impostos, e **q**, deslocamentos de valor a calcular. As forças exteriores são iguais a:

$$f^{ext}=-M\ddot{Q}_0 \quad ou \quad F^{ext}=-M\ddot{Q}_0 \qquad (3.63)$$

expressas no domínio do tempo ou da frequência, pelo que a equação (3.62) se transforma em:

$$(-\omega^2 M+i\omega C+K)\,Q=-M\ddot{Q}_0 \qquad (3.64)$$

No entanto, se o sistema possuir amortecimento histerético, em consequência da relação (3.60), a equação de equilíbrio no domínio da frequência reduz-se a:

$$(-\omega^2 M+iC+K)\,Q=-M\ddot{Q}_0 \qquad (3.65)$$

A utilização do método de sobreposição modal impõe a determinação prévia dos modos de vibração escolhidos e respectivas frequências próprias através da resolução de:

$$(K-\omega_n^2 M)\, z_n = 0 \qquad (3.66)$$

Agrupando os modos numa única matriz **Z**, matriz modal, e os quadrados das respectivas frequências próprias segundo a diagonal principal da matriz diagonal Λ e exprimindo os deslocamentos através das coordenadas modais, **X** ($Q = Z X$), obtem-se o seguinte sistema de equações:

$$(-\omega^2 I + i C^* + \Lambda)\, X = -Z^T M \ddot{Q}_0 \qquad (3.67)$$

onde C^* representa a matriz de amortecimento modal dada por:

$$C^* = Z^T C Z \qquad (3.68)$$

A solicitação exterior é introduzida neste programa através de um campo uniforme de acelerações impostas nos pontos nodais da base da estrutura, $\ddot{q}_0$, com componentes $\ddot{q}_{0x}$ e $\ddot{q}_{0z}$ na direcção horizontal e vertical, digitalizados em N instantes, diferindo entre si de Δt. Aplicando a transformada de Fourier são obtidos os respectivos espectros de Fourier, $\ddot{Q}_0$.

O cálculo das coordenadas modais, **X**, é então efectuado através da determinação da matriz das funções de transferência de amplitude de aceleração basal relativamente às coordenadas modais, **H**, por resolução da equação (3.67) de equilíbrio dinâmico com acelerações basais unitárias numa direcção e nula na outra, vindo:

$$X = H\, \ddot{Q}_0 \qquad (3.69)$$

Os deslocamentos relativos no domínio do tempo, **q**(t), são iguais à função inversa da transformada de Fourier do vector resultante do produto da matriz modal pelo vector **X**, e permitem avaliar os campos de deformação, tensão e de aceleração da estrutura.

3.3.1 - DEFINIÇÃO DA ACÇÃO SÍSMICA

As acções sísmicas de base a considerar no cálculo das barragens de Borde Seco, Las Cuevas e do Alvito são seguidamente definidas.

3.3.1.1 - BARRAGEM DE BORDE SECO

A barragem de Borde Seco localiza-se à latitude de 7,72° N e à longitude de 71,53° W. Conjuntamente com a barragem de Las Cuevas, faz parte do complexo hidroeléctrico de Uribante-Caparo, de área aproximadamente rectangular, definida pelos paralelos 7,65° N e 8° N e os meridianos 71,25° W e 71,85° W, situado nos Andes ocidentais venezuelanos.

Na área de projecto foram efectuados estudos de sismicidade e de risco sísmico, essencialmente, pela Fundação Nacional Venezuelana FUNVISIS (1983) e pelas empresas de consultores Woodward-Clyde Consultants (1982), CORAL 83 (1989) e PSN Ingeneria S. C. (1991). Foram identificadas as zonas das Falhas de Boconó, de La Oca, de Valera, de Caparo, Central, de Bramón e a bacia de Maracaibo, como as passíveis de registarem os sismos mais destrutivos. Com base em dados de sismicidade instrumental e histórica, estudos de microsismicidade e informação geológica, foram modelados dois tipos de fontes geradoras de fenómenos sísmicos: difusas e lineares (falhas), reflectindo, respectivamente, a sismicidade regional (raio de influência de 400 km) e local. Para cada uma delas, foi definida a sua geometria (comprimento e profundidade activa), o seu nível de actividade (taxa anual de deslocamento) e magnitude máxima provável dos sismos provocados pela mesma (calculada pela lei modificada de Utsu (1969) para falhas e pela lei de Slemmons (1977) para fontes regionais). A avaliação do risco sísmico foi efectuada na forma de curvas de probabilidade de excedência da aceleração máxima, da velocidade máxima e do deslocamento máximo para o local da barragem, baseada na teoria de Cornell (1976), somando as contribuições das fontes e considerando leis de distribuição de ocorrência de sismos no tempo (lei de Poisson), de magnitude (lei exponencial truncada), de distância do local à fonte, para fontes difusas, de comprimento de rotura (lei lognormal) e de localização da rotura, para falhas. As leis de frequência adoptadas são do tipo Gutenberg-Ritcher (log N=a-bm, com N igual ao número médio anual de sismos de magnitude maior ou igual a m, e a e b coeficientes avaliados para cada região). Na determinação da taxa anual de ocorrência de acontecimentos sísmicos escolheu-se 4,5 como magnitude mínima. A lei de atenuação da intensidade sísmica, IMM, em função da magnitude, m_b, e da distância hipocêntrica, R, encontrada pelo método das regressões múltiplas, é a seguinte:

$$I=6,44+0,92m_b-3,33\ \log(R+10) \qquad (3.70)$$

A aceleração horizontal máxima foi avaliada em função de IMM, através da lei de Murphy e O'Brien (1977), e a velocidade horizontal máxima através da lei de Trifunac e Brady

(1975). Com base nas probabilidades de excedência anual da intensidade, da aceleração, da velocidade e do deslocamento, considerando uma vida útil da barragem de 100 anos e uma probabilidade de excedência de 10% (período de retorno de 950 anos) foram determinadas as seguintes características de projecto:

- **Acontecimentos próximos** (R< 40 km):

  Aceleração horizontal máxima na rocha - 4,20 m/s^2

  Velocidade horizontal máxima na rocha - 0,39 m/s

  Deslocamento horizontal máximo na rocha - 0,22 m

- **Acontecimentos longínquos** (R> 70 km):

  Aceleração horizontal máxima na rocha - 2,30 m/s^2

  Velocidade horizontal máxima na rocha - 0,22 m/s

  Deslocamento horizontal máximo na rocha - 0,12 m

A determinação dos espectros de resposta elástica foi feita seguindo as recomendações de Newmark e Halls (1978), utilizando os seguintes valores médios dos factores de amplificação do movimento do terreno:

$$\begin{aligned} \alpha_a &= 3,21 - 0,68 \ln D \\ \alpha_v &= 2,31 - 0,41 \ln D \\ \alpha_d &= 1,82 - 0,27 \ln D \end{aligned} \qquad (3.71)$$

onde α_a é o factor de amplificação da aceleração, α_v o factor de amplificação da velocidade, α_d é o factor de amplificação do deslocamento e D é a percentagem de amortecimento. A forma geral espectral proposta incluiu as zonas de aceleração espectral constante, velocidade espectral constante e de deslocamento espectral constante, e tem a seguinte expressão:

$$\begin{cases} a, & 0<T<T'/10 \\ a+\frac{20}{3}a(\alpha_a-1)\left(\frac{T}{T'}-\frac{1}{10}\right), & \frac{T'}{10}<T<\frac{T'}{4} \\ \alpha_a a, & \frac{T'}{4}<T<T' \\ \alpha_a a\,\frac{T'}{T}, & T'<T<T'' \\ \alpha_a a\,\frac{T'T''}{T^2}, & T>T'' \end{cases} \qquad (3.72)$$

(a) representa a aceleração horizontal máxima, T o período e T' e T" períodos de referência

dados por:

$$T'=2\pi\frac{\alpha_v V}{\alpha_a a} \qquad T''=2\pi\frac{\alpha_d d}{\alpha_v V} \tag{3.73}$$

v e d são a velocidade e o deslocamento máximos característicos do sismo. As Figuras 3.27 e 3.28 representam os espectros de resposta da aceleração horizontal, propostos para a acção sísmica próxima e longínqua, para períodos menores ou iguais a 5 segundos com amortecimento igual a 10%.

Os espectros de aceleração para a componente vertical do sismo foram supostos iguais aos das componentes horizontais multiplicados por 0,75.

Na estimativa da duração da história das acelerações foi utilizada a relação empírica de Trifunac e Brady (1975), com a consideração de ocorrência de sismos de magnitude máxima igual a 8,0. Foi recomendada a adopção para os acelerogramas de sismos próximos e para os acelerogramas de sismos longínquos de durações de 35 segundos e 55 segundos, respectivamente.

Com base nos espectros de resposta dados, A, e nas durações estimadas, s, calculam-se, seguidamente, as densidades espectrais de potência da aceleração absoluta correspondentes, $S_a(\omega)$, visando a geração de histórias de acelerações horizontais compatíveis com os espectros anteriormente referenciados.

Neste cálculo segue-se o método iterativo, proposto por Teixeira Duarte (1978), que partindo de um espectro de potência arbitrado (geralmente de valor constante) determina o espectro de resposta, o qual é comparado com o dado. A relação entre os valores calculados e os desejados permite alterar em cada passo a densidade espectral de potência e obter assim um espectro de resposta mais próximo do desejado.

Como hipótese básica toma-se que a densidade espectral do modelo da resposta, $S_r(\omega)$ é calculada por:

$$S_r(\omega)=|H(\omega)|^2 S_a(\omega) \tag{3.74}$$

sendo $H(\omega)$ a função de transferência de um oscilador. O quadrado do módulo da função de transferência da aceleração absoluta tem a seguinte expressão:

$$|H_a|^2=\frac{\overline{\omega}^4+4D^2\overline{\omega}^2\omega^2}{(\overline{\omega}^2-\omega^2)^2+4D^2\overline{\omega}^2\omega^2} \tag{3.75}$$

onde $\overline{\omega}$ representa a frequência própria do oscilador.

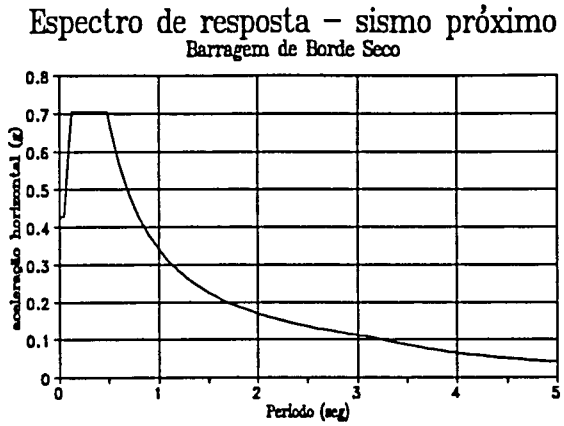


Figura 3.27 - Espectro de resposta proposto para a acção sísmica próxima da barragem de Borde Seco

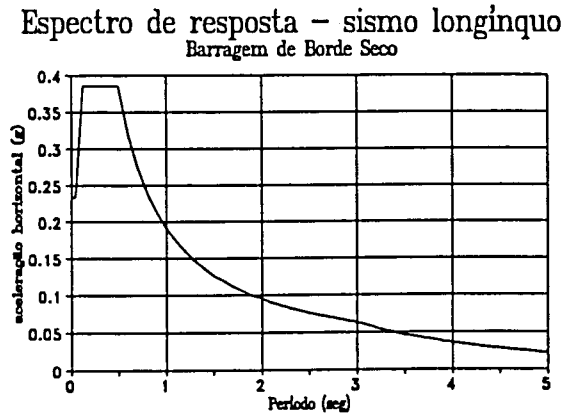


Figura 3.28 - Espectro de resposta proposto para a acção sísmica longínqua da barragem de Borde Seco

Admitindo que a distribuição de probabilidades do maior dos máximos é uma distribuição de probabilidades de Cramer:

$$P(\max x(t) < Y, 0 \le t \le T) = e^{-\frac{N_0}{2} e^{-\frac{x^2}{\lambda_0}}} \qquad (3.76)$$

onde N_0 é o número médio de zeros das realizações do processo no intervalo de tempo s, dado por:

$$N_0 = \frac{s}{\pi}\sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} \qquad (3.77)$$

representando λ_0 e λ_2 os momentos espectrais com a seguinte expressão geral:

$$\lambda_i = \int_0^\infty \omega^i S_r(\omega)\, d\omega = \int_0^\infty \omega^i |H(\omega)|^2 S_a(\omega)\, d\omega \qquad (3.78)$$

o valor associado a um qualquer quantil, seja o z% (existem z% de probabilidades que o maior dos máximos lhe seja inferior), é avaliado por:

$$X_z = \sqrt{2\lambda_0\left[\ln\left(\frac{s}{2\pi}\sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}}\right) - \ln\ln\frac{100}{z}\right]} \qquad (3.79)$$

O espectro de resposta, $A(\overline{\omega},D)$, apresentado em termos de valor mediano desta distribuição, é igual a:

$$A(\overline{\omega}, D) = \sqrt{2\lambda_0\left[\ln\left(\frac{s}{2\pi}\sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}}\right) - \ln\ln 2\right]} \qquad (3.80)$$

Aproximando a densidade espectral de potência por troços de uma poligonal:

$$S(\omega) = \sum_i S_i(\omega) \qquad (3.81)$$

com

$$S_i = \begin{cases} a_i + \omega b_i, & \omega_i \le \omega \le \omega_{i+1} \\ 0, & \omega < \omega_i \vee \omega_i + 1 < \omega \end{cases} \qquad (3.82)$$

e

$$a_i = \frac{S(\omega_i)\,\omega_{i+1} - S(\omega_{i+1})\,\omega_i}{\omega_{i+1} - \omega_i} \qquad b_i = \frac{S(\omega_{i+1}) - S(\omega_i)}{\omega_{i+1} - \omega_i} \qquad (3.83)$$

o cálculo dos integrais, necessários para avaliação dos momentos espectrais, é feito analiticamente, vindo

$$\lambda_0 = a_i \lambda_{01i} + b_i \lambda_{02i}$$
$$\lambda_2 = a_i \lambda_{21i} + b_i \lambda_{22i} \qquad (3.84)$$

com

$$\lambda_{01i} = \frac{\overline{\omega}}{2\pi} \frac{4D^2-1}{8\sqrt{1-D^2}} \ln \frac{\dfrac{x_{i+1}^2 - 2x_{i+1}\sqrt{1-D^2}+1}{x_i^2 - 2x_i\sqrt{1-D^2}+1}}{\dfrac{x_{i+1}^2 + 2x_{i+1}\sqrt{1-D^2}+1}{x_i^2 + 2x_i\sqrt{1-D^2}+1}} + \qquad (3.85)$$
$$+ \frac{\overline{\omega}}{2\pi} \frac{4D^2+1}{4D} arctg \frac{2D(x_{i+1}-x_i)(1+x_{i+1}x_i)}{(1-x_i^2)(1-x_{i+1}^2)+4D^2 x_i x_{i+1}}$$

$$\lambda_{02i} = \frac{\overline{\omega^2}}{2\pi} D^2 \ln \frac{x_{i+1}^4 - 2\sqrt{1-D^2}x_{i+1}^2 + 1}{x_i^4 - 2\sqrt{1-D^2}x_i^2 + 1} + \qquad (3.86)$$
$$+ \frac{\overline{\omega^2}}{2\pi} \frac{4D^2(1-2D^2)+1}{4D\sqrt{1-D^2}} arctg \frac{2D\sqrt{1-D^2}(x_{i+1}^2 - x_i^2)}{x_i^2 x_{i+1}^2 - (1-2D^2)(x_i^2 + x_{i+1}^2) + 1}$$

$$\lambda_{21i} = \left(4D^2(x_{i+1}-x_i) + \frac{1+8D^2(1-2D^2)+4D^2}{8\sqrt{1-D^2}} \ln \frac{\dfrac{x_{i+1}^2 - 2x_{i+1}\sqrt{1-D^2}+1}{x_i^2 - 2x_i\sqrt{1-D^2}+1}}{\dfrac{x_{i+1}^2 + 2x_{i+1}\sqrt{1-D^2}+1}{x_i^2 + 2x_i\sqrt{1-D^2}+1}} \right) \cdot$$
$$\cdot \frac{\overline{\omega^3}}{2\pi} + \frac{1+8D^2(1-2D^2)-4D^2}{4D} \cdot \frac{\overline{\omega^3}}{2\pi} \qquad (3.87)$$
$$arctg \frac{2D(x_{i+1}-x_i)(1+x_{i+1}x_i)}{(1-x_i^2)(1-x_{i+1}^2)+4D^2 x_i x_{i+1}}$$

$$\lambda_{22i}=\overline{\frac{\omega^4}{2\pi}}\left(\frac{1+8D^2(1-2D^2)}{4}\ln\frac{x_{i+1}^4-2\sqrt{1-D^2}x_{i+1}^2+1}{x_i^4-2\sqrt{1-D^2}x_i^2+1}+2D^2(x_{i+1}^2-x_i^2)\right)+ \tag{3.88}$$

$$+\overline{\frac{\omega^4}{2\pi}}\frac{(1-2D^2)(1+8D^2(1-2D^2)-4D^2)}{4D\sqrt{1-D^2}}arctg\frac{2D\sqrt{1-D^2}(x_{i+1}^2-x_i^2)}{x_i^2x_{i+1}^2-(1-2D^2)(x_i^2+x_{i+1}^2)+1}$$

$$x_{i+1}=\frac{\omega_{i+1}}{\overline{\omega}} \qquad x_i=\frac{\omega_i}{\overline{\omega}} \tag{3.89}$$

As abcissas da função densidade de potência são consideradas em progressão geométrica, tais que:

$$\begin{aligned}\omega_0&=0\\ \omega_1&=0,1\ \pi\\ \omega_{j+1}&=\omega_j(1+2D)\end{aligned} \tag{3.90}$$

e assume-se que as ordenadas iniciais da função densidade espectral de potência, S_i^1, são iguais a uma função arbitrada. Calculam-se as ordenadas espectrais de resposta correspondentes, A_i^1, e a razão entre o espectro de resposta dado, A_i, e o espectro estimado, $r_i=A_i/A_i^1$. A densidade espectral de potência seguinte é determinada multiplicando pelo quadrado de r_i as ordenadas S_i^1 cujas abcissas ω_i sejam aproximadamente iguais a $2\pi/T_i$, obtendo-se os valores S_i^2, com os quais se inicia um novo ciclo.

O critério de convergência é estabelecido em função de:

$$Erro_j=\frac{1}{n}\sum_{I=1}^{n}\frac{A_i-A_i^j}{A_i} \tag{3.91}$$

referido à iteração j.

As densidades espectrais para o sismo próximo e para o sismo longínquo, obtidas por aplicação deste método, estão representadas nas Figuras 3.29 e 3.30, respectivamente.

Reconhecendo-se a dispersão inerente aos valores máximos de resposta estrutural para história de acelerações, com base neste dois espectros geram-se, para cada um, 3

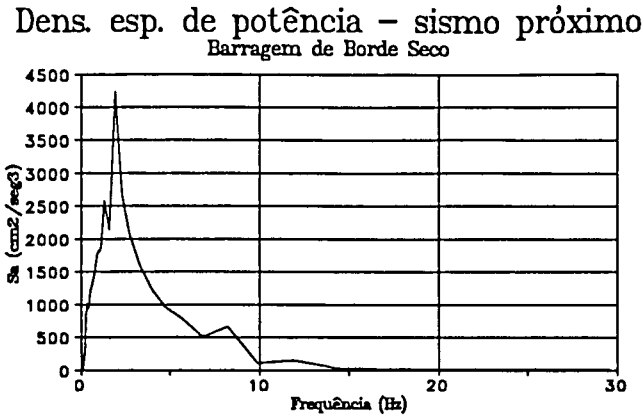


Figura 3.29 - Densidade espectral de potência da acção sísmica próxima da barragem de Borde Seco

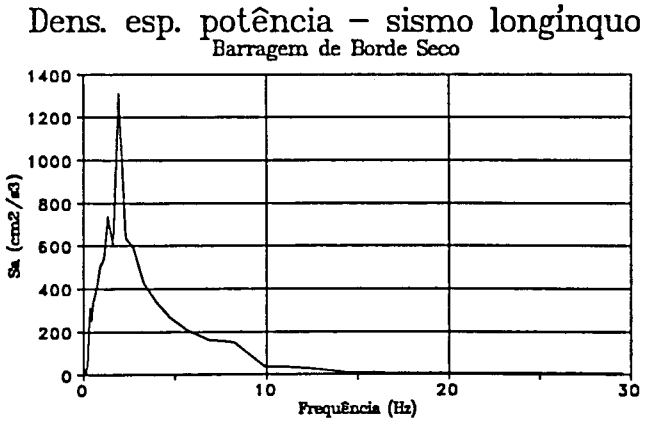


Figura 3.30 - Densidade espectral de potência da acção sísmica longínqua da barragem de Borde Seco

acelerogramas estatisticamente independentes.

As histórias de acelerações são calculadas como a soma de n componentes harmónicas, com amplitude igual à raíz quadrada do dobro da densidade espectral de potência e fase constituída por uma parcela dependente da frequência (ω_i) e uma parcela aleatória (φ_i):

$$a(t) = \sum_{I=1}^{n} \sqrt{2\ S_a(\omega_i)\, d\omega}\ \cos(\omega_i t + \varphi_i) \qquad (3.92)$$

Os acelerogramas assim obtidos são modelados através das seguintes funções de intensidade, propostas por Jennings et al (1968):

- Sismos próximos:

$$\begin{cases} \left(\frac{6t}{s}\right)^2, & t<\frac{s}{6} \\ 1, & \frac{s}{6}<t<\frac{s}{3} \\ \exp\left(\frac{-3,2043}{s}\left(t-\frac{s}{3}\right)\right), & t>\frac{s}{3} \end{cases} \tag{3.93}$$

- Sismos longínquos:

$$\begin{cases} \left(\frac{12,5t}{s}\right)^2, & t<\frac{s}{12,5} \\ 1, & \frac{s}{12,5}<t<0,3\ s \\ \exp\left(\frac{-4,2796}{s}\left(t-0,3\ s\right)\right), & t>0,3\ s \end{cases} \tag{3.94}$$

com vista à descrição temporal não estacionária das acelerações e próxima da real, obtendo-se como sismos próximos sintéticos os representados nas Figuras 3.31 a 3.33 e como sismos longínquos sintéticos os representados nas Figuras 3.34 a 3.36.

Nas Figuras 3.37 a 3.42 procede-se à comparação dos espectros de resposta calculados por integração da equação do movimento de um oscilador sob a acção dos acelerogramas propostos com os espectros de resposta desejados, constatando-se que os primeiros se encontram numa zona com grande probabilidade de ocorrência, aqui definida entre os quantis 5 e 95%. Em todos os casos obtem-se uma boa aderência ao valor mediano.

Na análise sísmica sob a acção simultânea da componente horizontal e da vertical são considerados acelerogramas estatisticamente independentes entre si, totalizando 6 combinações possíveis, para cada uma das acções próxima ou longínqua:

- Sismo 1 na direcção horizontal com 0,75 do sismo 2 na vertical.
- Sismo 1 na direcção horizontal com 0,75 do sismo 3 na vertical.
- Sismo 2 na direcção horizontal com 0,75 do sismo 1 na vertical.
- Sismo 2 na direcção horizontal com 0,75 do sismo 3 na vertical.
- Sismo 3 na direcção horizontal com 0,75 do sismo 1 na vertical.
- Sismo 3 na direcção horizontal com 0,75 do sismo 2 na vertical.

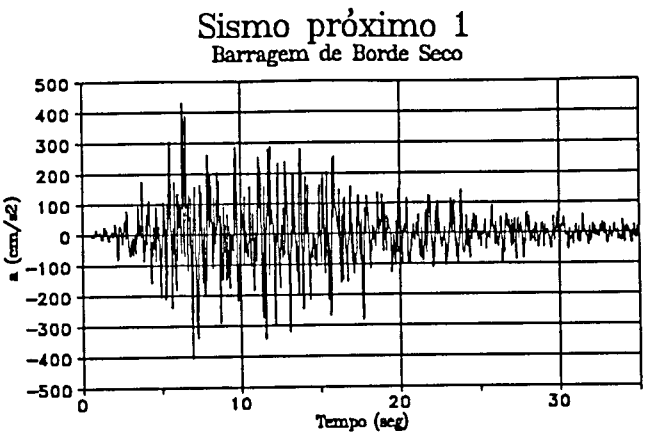


Figura 3.31 - Sismo próximo sintético 1 da barragem de Borde Seco

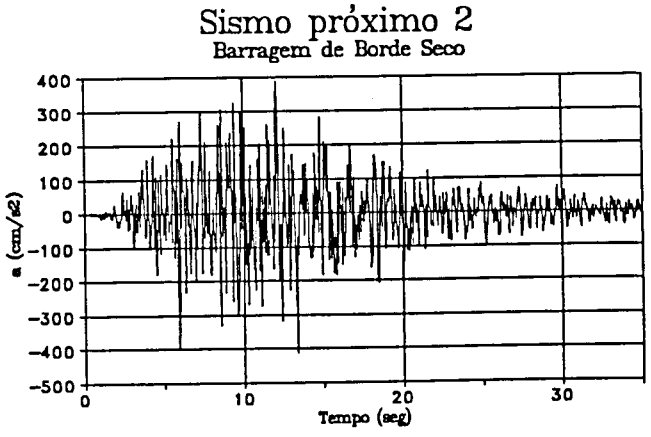


Figura 3.32 - Sismo próximo sintético 2 da barragem de Borde Seco

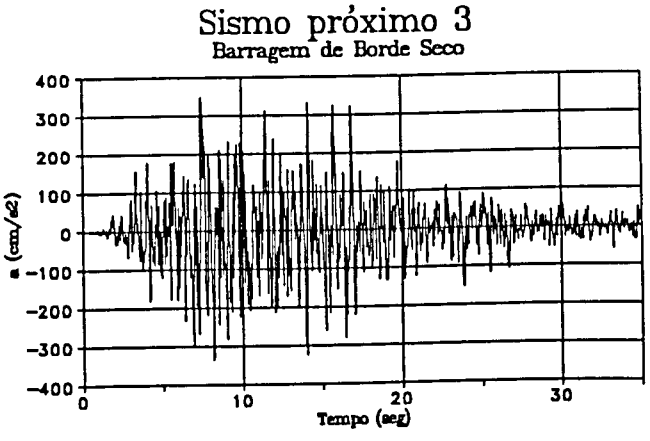


Figura 3.33 - Sismo próximo sintético 3 da barragem de Borde Seco

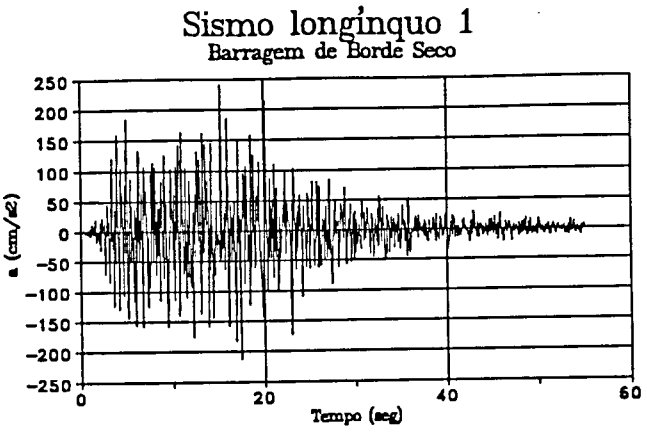


Figura 3.34 - Sismo longínquo sintético 1 da barragem de Borde Seco

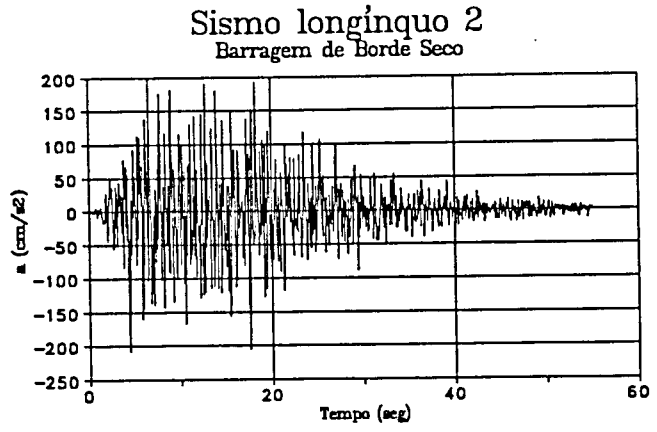


Figura 3.35 - Sismo longínquo sintético 2 da barragem de Borde Seco

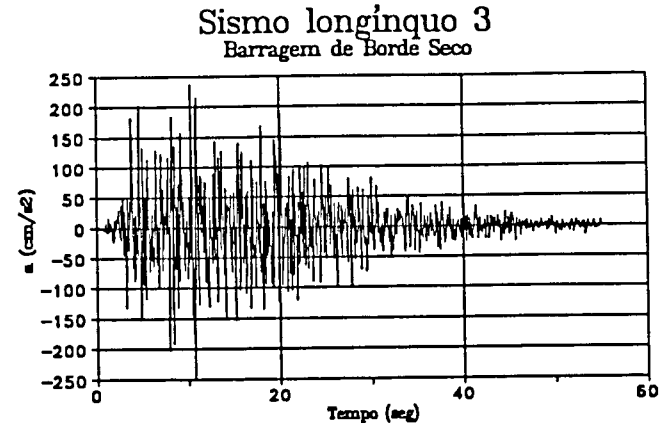


Figura 3.36 - Sismo longínquo sintético 3 da barragem de Borde Seco

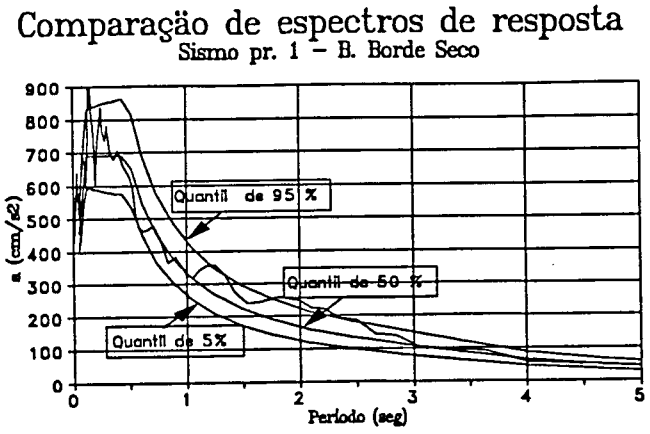


Figura 3.37 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo próximo 1 com o proposto para a barragem de Borde Seco

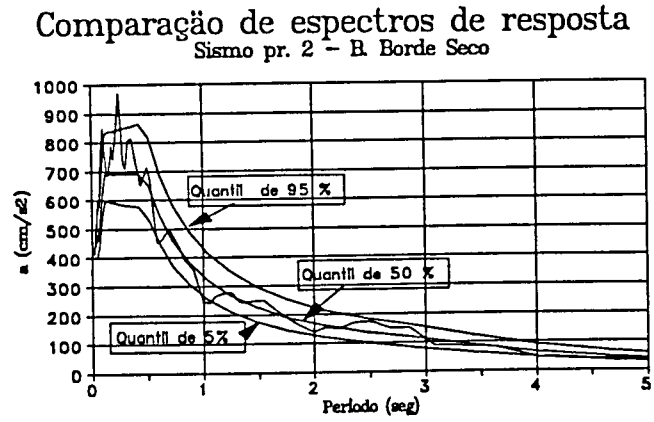


Figura 3.38 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo próximo 2 com o proposto para a barragem de Borde Seco

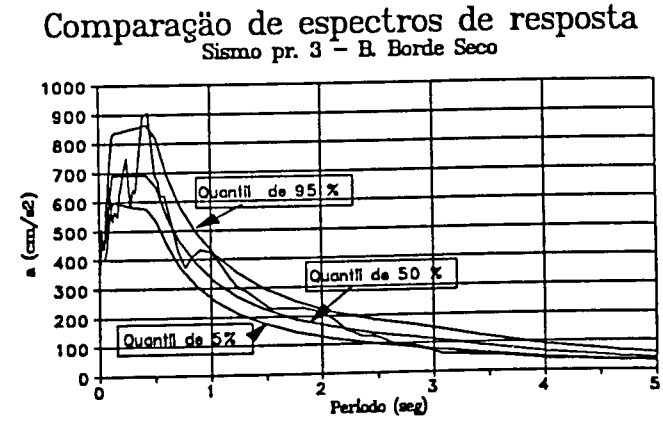


Figura 3.39 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo próximo 3 com o proposto para a barragem de Borde Seco

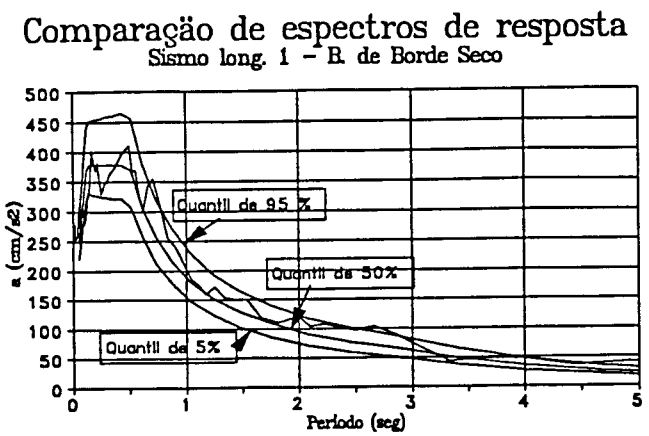


Figura 3.40 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo longínquo 1 com o proposto para a barragem de Borde Seco

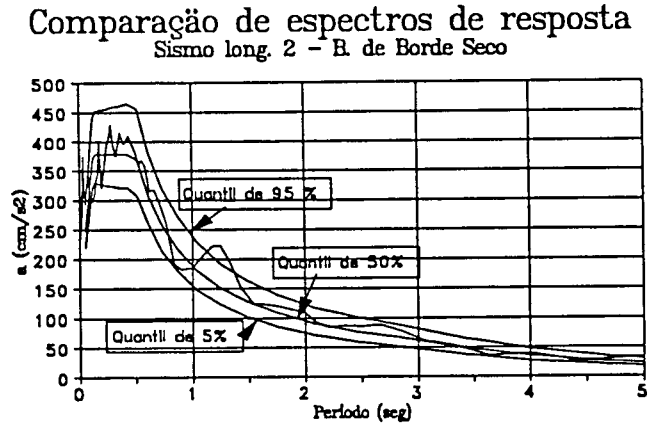


Figura 3.41 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo longínquo 2 com o proposto para a barragem de Borde Seco

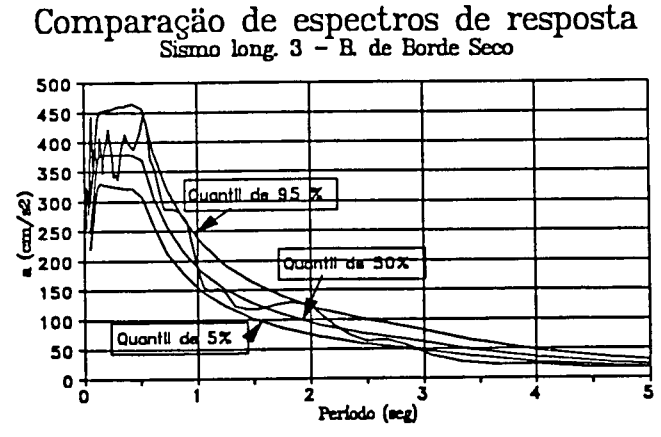


Figura 3.42 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo longínquo 3 com o proposto para a barragem de Borde Seco

3.3.1.2 - BARRAGEM DE LAS CUEVAS

O registo instrumental de novos acontecimentos sísmicos, entre 1979 e 1987, e a reclassificação de alguns anteriores (1900-1986) possibilitou a CORAL83 (1989) uma quantificação mais realística das taxas médias de ocorrência, que caracterizam a sismicidade do local de implantação da barragem de Las Cuevas. Novas leis de atenuação de intensidade de Mercalli foram deduzidas para a região, com base em modelos de atenuação isotrópica. As leis de atenuação de aceleração e de velocidade em rocha, estabelecidas pelo Word Data Center (WDC), foram, conjuntamente com as deduzidas pela Funvisis, consideradas na avaliação do risco sísmico, utilizando um algoritmo de cálculo fundamentado num modelo sem memória utilizando a distribuição de Poisson.

O local onde se situa a barragem de Las Cuevas está sob a acção de movimentos provenientes de fontes sismogénicas localizadas a distâncias variáveis, verificando-se, para todo o campo de variação das acelerações, que as fontes a distâncias intermédias (com distâncias epicêntricas entre 40 e 70 km) tinham uma menor contribuição para a taxa anual. Reconhecendo-se, então, que os movimentos sísmicos originados por fontes próximas e longínquas constituiam as situações extremas de projecto, foi decidido, como na barragem de Borde Seco, gerar duas famílias de acelerogramas: a primeira proveniente de fontes próximas, com uma aceleração horizontal máxima de 0,47 g, e a segunda proveniente de fontes longínquas, com uma aceleração horizontal máxima de 0,30 g.

As respectivas durações, tratadas como varíaveis aleatórias, foram estimadas com base na definição de Trifunac e Brady, na correlação estabelecida com base em 80 registos no World Data Center, numa função de densidade e na consideração de fontes independentes e acontecimentos não simultâneos. As durações totais dos acelegramas adoptados foram as seguintes: 20 segundos para as fontes próximas e 55 segundos para as fontes longínquas.

Foram utilizados espectros de Fourier médios, provenientes de um amostra de 80 acelerogramas reais registados em rocha, agrupados segundo a sua distância epicentral, na avaliação da densidade espectral de potência de acontecimentos próximos e longínquos, através da relação de proporcionalidade existente entre esta e o quadrado do módulo da transformada de Fourier.

A geração de acelerogramas, com base na densidade espectral de potência, seguiu os passos anteriormente descritos, encontrando-se representados nas Figuras 3.43 a 3.45 os três sismos próximos e nas Figuras 3.46 a 3.48 os sismos longínquos produzidos por CORAL83.

A aceleração máxima vertical foi estimada a partir de uma avaliação estatística de todos os acelerogramas registados na Venezuela até 1989. Em média a aceleração vertical é 87,7% do valor da aceleração horizontal e 75,8% da aceleração máxima horizontal, pelo que, tal como anteriormente, o valor 0,75 foi seleccionado, conduzindo a uma aceleração máxima vertical de 0,353 g para fontes próximas e de 0,225 g para fontes longínquas.

Por serem estatisticamente independentes os acelerogramas horizontais são utilizados, devidamente escalados, na direcção vertical, produzindo-se um total de 6 combinações possíveis de pares de acelerogramas na direcção horizontal e vertical.

3.3.1.3 - BARRAGEM DO ALVITO

De acordo com o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), a barragem do Alvito localiza-se na zona sísmica A e o seu terreno de fundação é do tipo I (rochas e solos coerentes rijos). As acções sísmicas próxima (tipo 1) e longínqua (tipo 2) são processos estocásticos gaussianos estacionários definidos pelas densidades espectrais de potência, representadas para a componente horizontal nas Figuras 3.49 e 3.50, respectivamente, e pelas durações de 10 segundos no primeiro caso e 30 segundos no segundo.

Na direcção vertical as densidades espectrais de potência a considerar são 4/9 das anteriores, ou seja, a componente vertical é cerca de 2/3 da horizontal. A densidade espectral conjunta é tomada como nula.

Seguindo os procedimentos atrás expostos, a partir destas densidades apresentam-se nas Figuras 3.51 a 3.56 os acelerogramas gerados na direcção horizontal que definem a acção sísmica próxima e longínqua para a barragem do Alvito. A comparação dos espectros de resposta resultantes dos acelerogramas com os espectros regulamentares, para um coeficiente de amortecimento de 10%, é efectuada nas Figuras 3.57 a 3.62.

Na verificação da segurança considera-se o valor médio dos efeitos máximos produzidos por cada movimento do terreno.

3.3.2 - CURVAS DE VARIAÇÃO DO MÓDULO DE DISTORÇÃO COM O NÍVEL DE DEFORMAÇÃO

A utilização do modelo linear equivalente requere a existência de curvas tensão

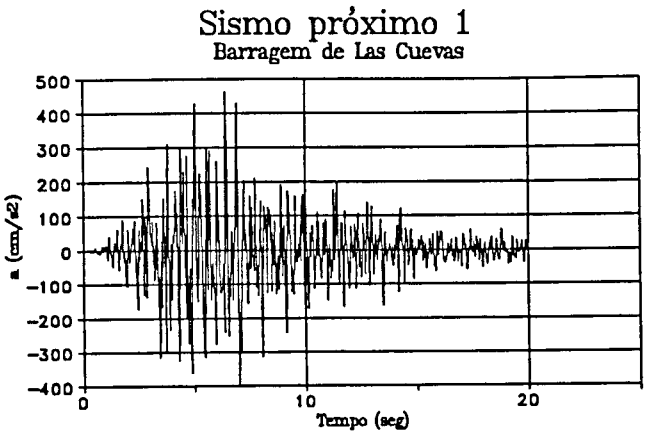


Figura 3.43 - Sismo próximo sintético 1 da barragem de Las Cuevas

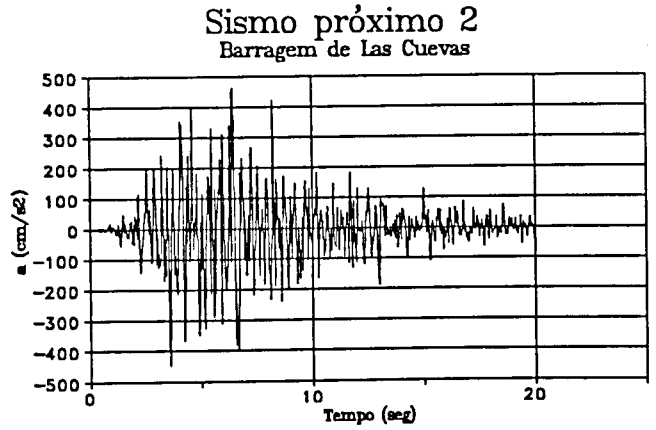


Figura 3.44 - Sismo próximo sintético 2 da barragem de Las Cuevas

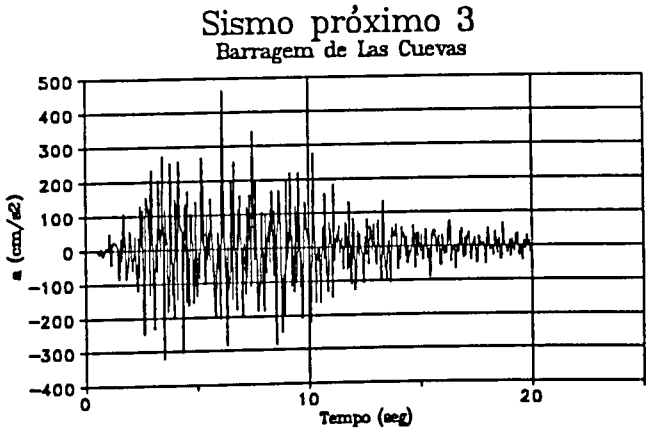


Figura 3.45 - Sismo próximo sintético 3 da barragem de Las Cuevas

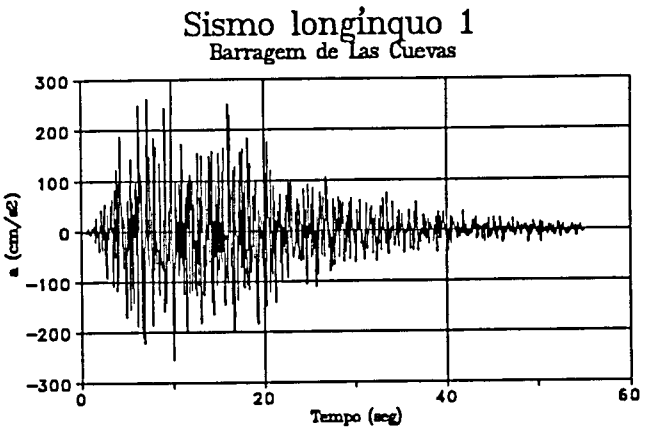


Figura 3.46 - Sismo longínquo sintético 1 da barragem de Las Cuevas

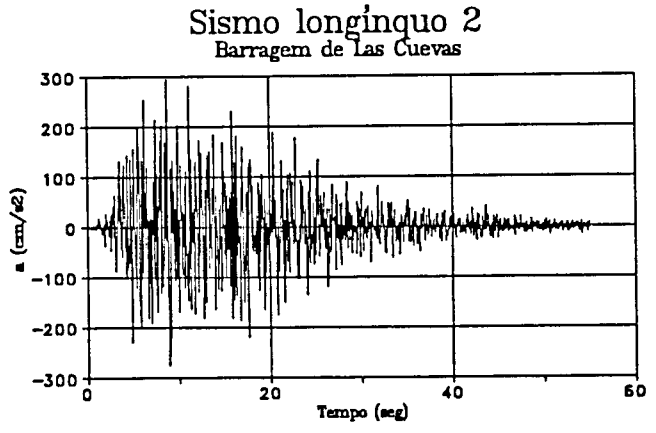


Figura 3.47 - Sismo longínquo sintético 2 da barragem de Las Cuevas

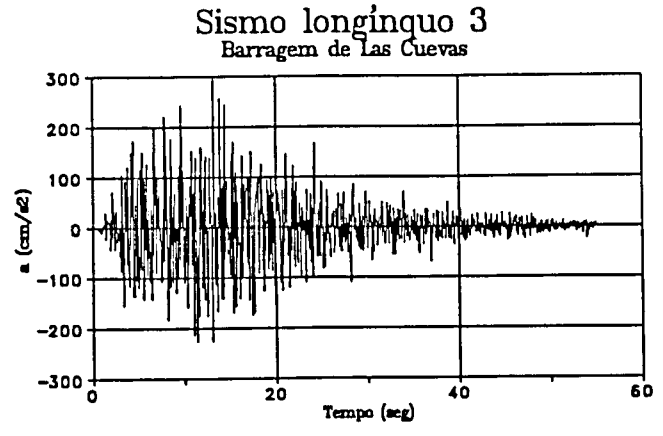


Figura 3.48 - Sismo longínquo sintético 3 da barragem de Las Cuevas

-deformação obtidas a partir de ensaios cíclicos. No entanto, limitações económicas impedem muitas vezes a execução de ensaios de laboratório completos, de cada um dos tipos de solo presentes num determinado local, a todos os níveis de tensão previstos. Torna-se, então, necessário proceder à geração de curvas tensão-deformação com base nas informações de campo e de laboratório disponíveis.

Tal como foi referido no capítulo 1, o equipamento de corte simples cíclico não permite a obtenção de resultados para todos os níveis de distorção produzidos pelas acções sísmicas, impossibilitando assim o traçado completo das curvas de variação do módulo de distorção com a deformação. Por outro lado, os valores da tensão de consolidação passíveis de serem aplicados não se aproximam dos níveis máximos de tensão estática produzidos nas barragens em análise.

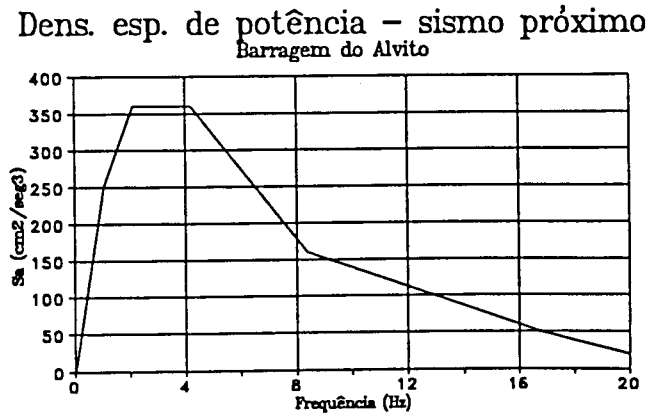


Figura 3.49 - Densidade espectral de potência da acção sísmica próxima da barragem do Alvito

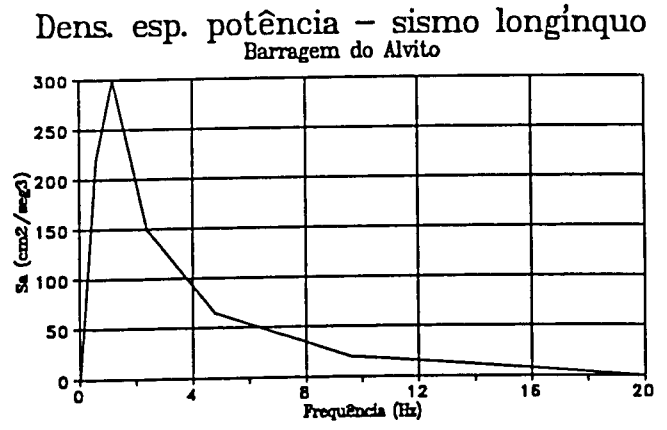


Figura 3.50 - Densidade espectral de potência da acção sísmica longínqua da barragem do Alvito

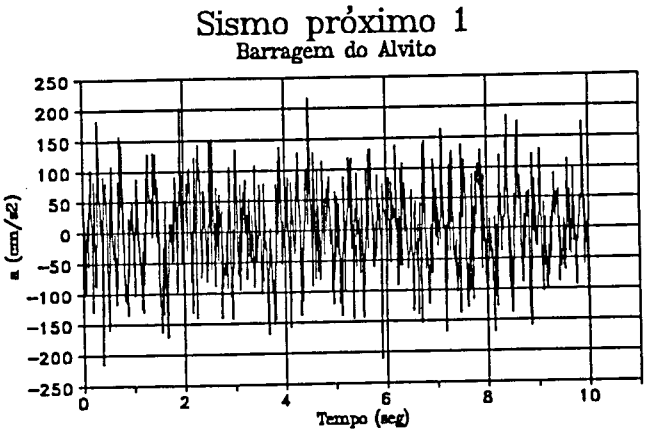


Figura 3.51 - Sismo próximo sintético 1 da barragem do Alvito

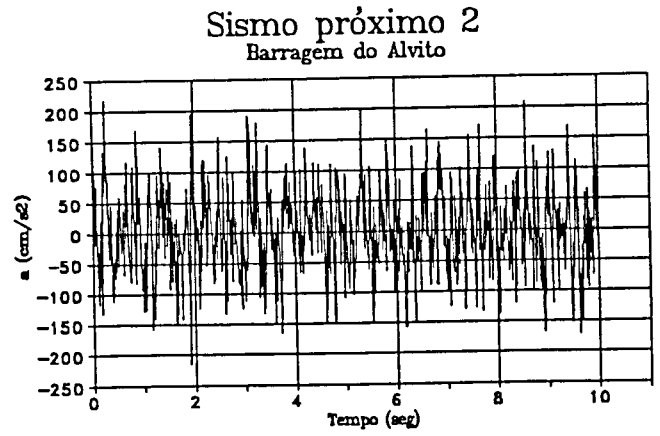


Figura 3.52 - Sismo próximo sintético 2 da barragem do Alvito

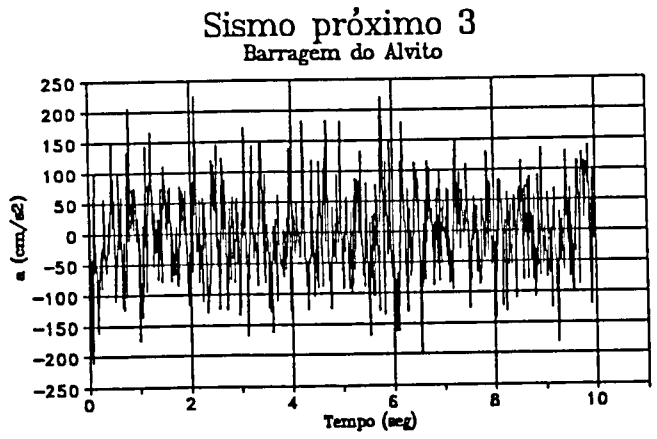


Figura 3.53 - Sismo próximo sintético 3 da barragem do Alvito

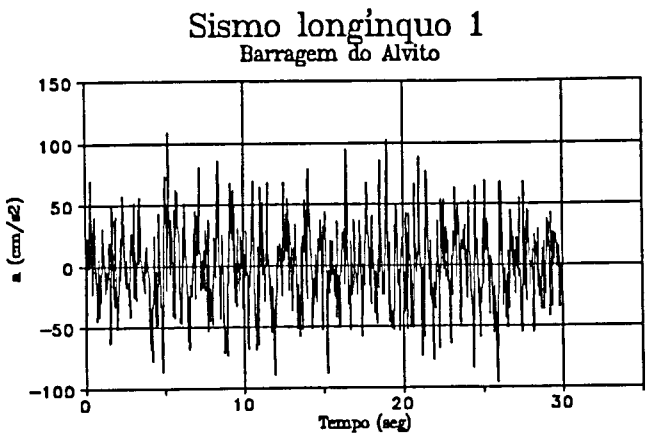


Figura 3.54 - Sismo longínquo sintético 1 da barragem do Alvito

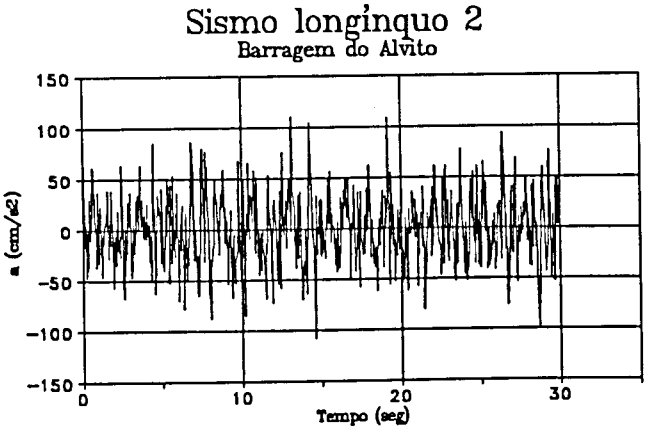


Figura 3.55 - Sismo longínquo sintético 2 da barragem do Alvito

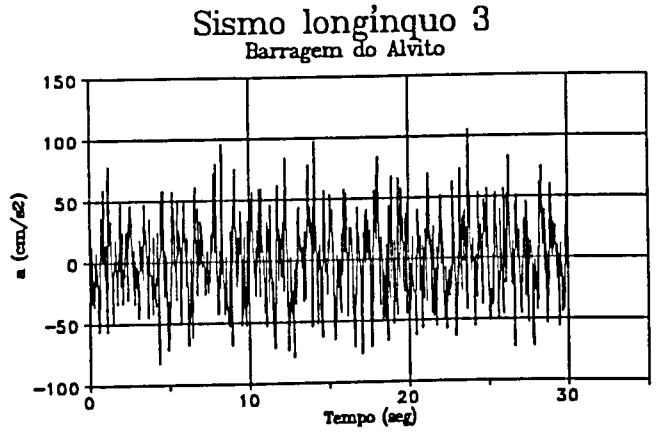


Figura 3.56 - Sismo longínquo sintético 3 da barragem do Alvito

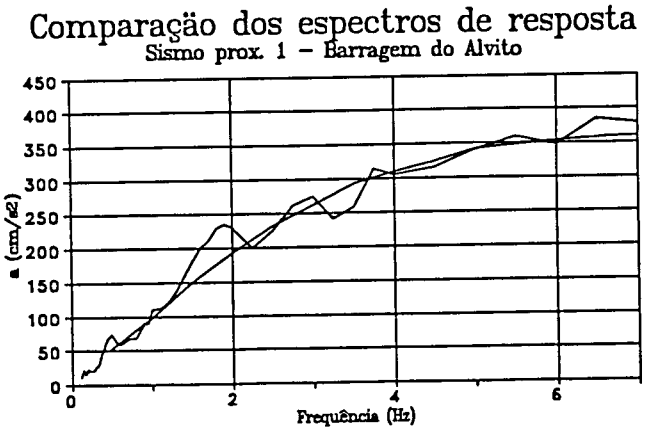


Figura 3.57 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo próximo 1 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito

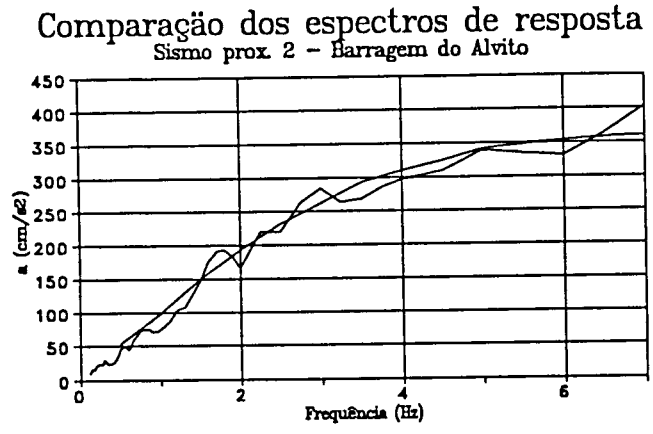


Figura 3.58 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo próximo 2 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito

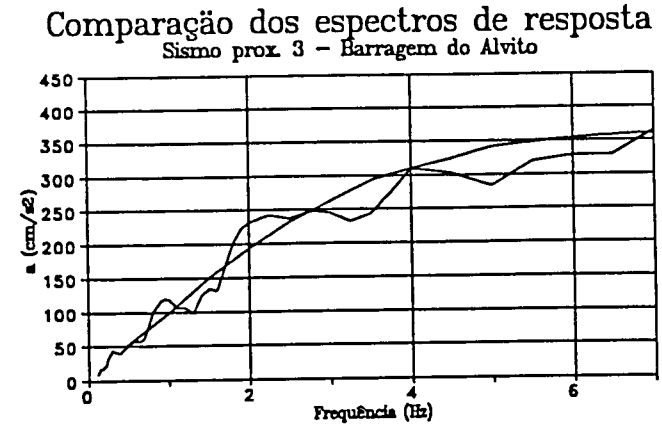


Figura 3.59 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo próximo 3 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito

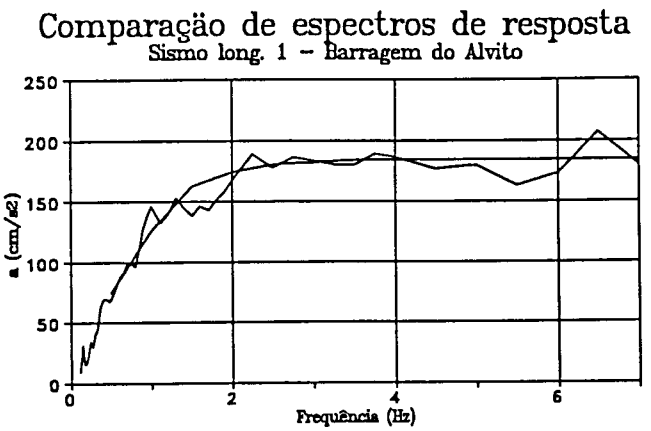


Figura 3.60 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo longínquo 1 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito

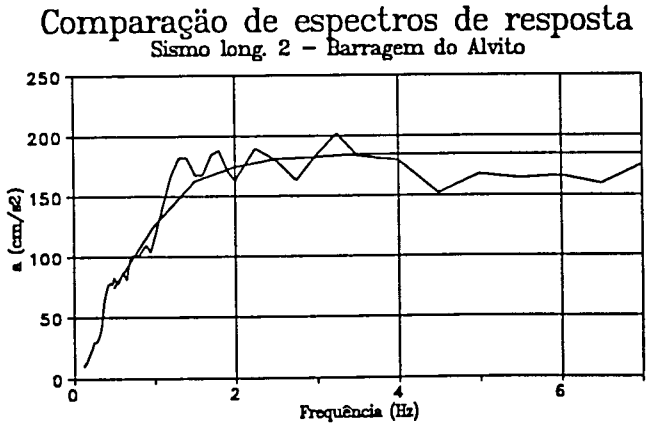


Figura 3.61 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo longínquo 2 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito

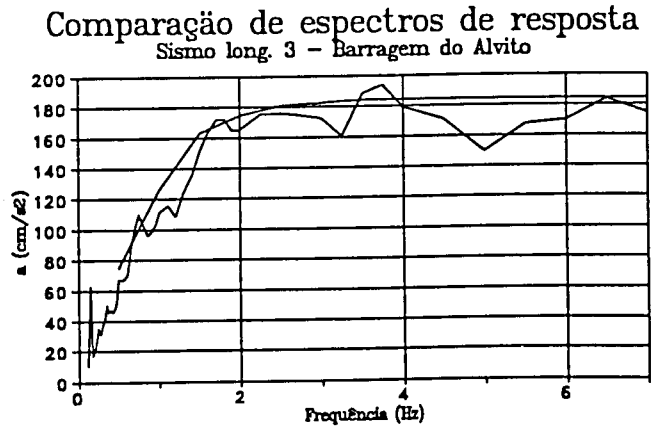


Figura 3.62 - Comparação do espectro de resposta calculado com o sismo longínquo 3 com o espectro regulamentar para a barragem do Alvito

Recorre-se, então, a expressões, correlações e curvas estabelecidas em solos de características semelhantes constantes da bibliografia especializada.

É prática corrente proceder à avaliação do módulo de distorção máximo, G_{max}, e exprimir a variação de G com a distorção através de uma expressão ou curva da razão G/G_{max} com γ. Adopta-se, seguidamente, este procedimento.

A determinação experimental de G_{max}, para cada um dos solos presentes na análise, não foi efectuada, pelo que foi necessário extrapolar os respectivos valores com base em relações empíricas estabelecidas ao longo dos anos por diversos autores para solos com granulometria e plasticidade análogas, e a partir dos ensaios geofísicos realizados nas barragens do Beliche e do Maranhão.

3.3.2.1 - AVALIAÇÃO DE G_{max}

- FÓRMULAS EMPÍRICAS

As expressões empíricas baseiam-se em observações e correlações de resultados experimentais, obtidos principalmente em areias limpas, para as quais se detectou que G_{max} era essencialmente função da tensão efectiva principal média e da compacidade relativa (ou índice de vazios).

- Equações de Hardin e Black (1966)

Para areias de grãos redondos ($e < 0,8$):

$$G_{max}=6931\frac{(2,17-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{1/2} \quad (kPa)\,. \tag{3.95}$$

Para areias de grãos angulares ($e > 0,8$):

$$G_{max}=3230\frac{(2,973-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{1/2} \quad (kPa)\,, \tag{3.96}$$

nas quais G_{max} é o módulo de distorção máximo, obtido para distorções menores ou iguais a 10^{-4} %, e é o índice de vazios e σ'_m é a tensão efectiva principal média, que no caso de um maciço semi-indefinido sob acção de cargas verticais, é dada por:

$$\sigma'_m = \frac{1+2K_0}{3}\sigma'_v . \qquad (3.97)$$

em que σ'_v representa a tensão vertical efectiva e K_0 é o coeficiente de impulso das terras em repouso, podendo ser estimado, para solos incoerentes, através de:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' , \qquad (3.98)$$

sendo ϕ' o ângulo de atrito determinado em tensões efectivas.

- Equação de Hardin e Black (1968)

Pretendendo generalizar a proposta anterior a solos com características argilosas Hardin e Black sugeriram a seguinte equação para argilas de baixa plasticidade ou duras, com índices de vazios variando entre 0,6 e 1,5:

$$G_{max} = 3270 \frac{(2,97-e)^2}{1+e} (\sigma'_m)^{0,5} \quad (kPa) \qquad (3.99)$$

A equação (3.99) produz valores inaceitáveis para índices de vazios superiores a 1,8.

- Equação de Seed e Idriss (1970)

Para areias:

$$G_{max} = 1000\ k_{2max} (\sigma'_m)^{1/2} \quad (kPa) . \qquad (3.100)$$

k_{2max} tem em conta o índice de vazios, e foi determinado experimentalmente por Seed e Idriss (1970), para areais, e por Seed, Wong, Idriss e Tokimatsu (1986) para cascalhos, apresentando-se no Quadro 3.23 os resultados obtidos.

Os valores de k_{2max} para cascalhos e godos são, em geral, 1,35 a 2,5 vezes superiores aos verificados em areias.

Para argilas:

$$\frac{G_{max}}{S_u} = C, \qquad 1000 < C < 3000. \qquad (3.101)$$

Na equação (3.101), S_u representa a resistência não drenada do material e C é constante para um mesmo solo argiloso. Fornece-se ainda na mesma equação o intervalo de variação de C, encontrado pelos autores, para diferentes solos coesivos estudados.

Quadro 3.23 - Valores de k_{2max} para areias e cascalhos, segundo Seed et al (1970, 1986)

SOLO	PROFUNDIDADE (m)	k_{2max}
Areia húmida solta	3,0	7,5
Areia seca densa	3,0	10
Areia saturada densa	15,0	13
Areia saturada densa	61,0	13
Areia siltosa saturada densa	18,0	14
Areia saturada densa	91,0	16
Areia siltosa extremamente densa	38,0	19
Areia seca densa (ligeiramente cimentada)	20,0	36
Areia argilosa húmida	9,0	26
Areia, cascalho e godo com argila	60,0	20
Areia densa e cascalho	45,0	27
Areia, cascalho e godo com argila	77,0	27
Areia densa e cascalho arenoso	53,0	41

- Equação de Hardin e Drnevich (1972)

Solos coesivos inalterados, de baixa actividade, e areias:

$$G_{max} = 3230 \frac{(2,973 - e)^2}{1+e} (OCR)^a (\sigma'_m)^{1/2} \quad (kPa), \qquad (3.102)$$

onde OCR é a razão de sobreconsolidação (quociente entre tensão máxima suportada pelo solo e a tensão existente) e a é um parâmetro característico do solo, função do índice de plasticidade (IP), e, segundo Hardin e Drnevich pode ser calculado através do Quadro 3.24.

Quadro 3.24 - Valores de a, segundo Hardin e Drnevich (1972)

IP	a
0	0
20	0,18
40	0,30
60	0,41
80	0,48
≥100	0,50

- Equação Marcuson e Wahls (1972)

Marcuson e Wahls com base em ensaios realizados sobre argilas moles com índices de vazios compreendidos entre 1,5 e 2,5 deduziram a seguinte lei de variação de G_{max} válida para argilas com índice de plasticidade elevado:

$$G_{max}=445\frac{(4,4-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{0,5} \qquad (3.103)$$

- Equação de Ohsaki e Iwasaki (1973)

Trata-se de uma relação com muito interesse prático, já que relaciona o valor de G_{max} com os resultados do ensaio SPT (Standard Penetration Test), válida para areias e argilas:

$$G_{max}=12000\ N^{0,8} \quad (kPa)\,. \qquad (3.104)$$

Assim N é o número de pancadas obtidas pelo ensaio SPT.

- Equação de Ohta e Goto (1976)

Seguindo a filosofia dos anteriores autores, Ohta e Goto propuseram a seguinte expressão empírica para o cálculo da velocidade de propagação de ondas de corte (v_s), em areias ou gravilhas:

$$v_s = 69\ N_J^{0,17}\ D^{0,2}\ F_1\ F_2 \quad (m/s), \tag{3.105}$$

com N_J igual ao número de pancadas do SPT, segundo a prática japonesa, e D igual à profundidade do solo, em metros. F_1 e F_2 são factores que dependem da natureza e do tipo de solo. Para depósitos aluvionares F_1 tem o valor unitário e toma o valor de 1,3 para depósitos diluvionares. Os valores de F_2 sugeridos por Ohto e Goto constam do Quadro 3.25.

Quadro 3.25 - Valores de F_2, segundo Ohto e Goto (1976)

SOLO	F_2
Argila	1
Areia fina	1,09
Areia média	1,07
Areia grossa	1,14
Cascalho arenoso	1,15
Cascalho	1,45

Para areias e depósitos de gravilhas arenosas, o valor médio proposto de F_1 é cerca de 1,15 e o de F_2 é de 1,1.

O valor de G_{max} é determinado assumindo comportamento reversível do solo, para o nível de deformações imposto, e com recurso à teoria de propagação de ondas elásticas, através da equação:

$$G_{max} = \frac{\gamma}{g} v_s^2 = \rho\, v_s^2, \tag{3.106}$$

na qual γ simboliza peso volúmico do solo, g a aceleração da gravidade e ρ a massa volúmica do solo.

É de notar que esta equação pode tomar um aspecto semelhante à de Seed e Idriss

(1970), uma vez que a profundidade de um solo homogéneo é directamente proporcional à tensão efectiva principal média e que o parâmetro k_{2max} pode ser relacionado com o valor do ensaio SPT.

- Equação de Sherif e Ishibashi (1976)

Sherif e Ishibashi apresentaram uma lei de variação do módulo de distorção G com a distorção γ em %, com base em ensaios em areias secas:

$$G=3,74\ \gamma^{-0,6}\ \phi\ (\sigma'_m)^{0,85} \qquad ,\gamma>0,03\% \quad (kPa) \qquad (3.107)$$

e

$$G=772,49\ (0,205)^{\gamma/0,03}\phi\left(\frac{\sigma'_m}{6,897}\right)^{(11,67\gamma+0,5)} \qquad ,\gamma<0,03\% \quad (kPa)\,. \qquad (3.108)$$

Nestas equações ϕ é o ângulo de atrito em graus. Aplicando a equação (3.108) com a distorção igual a 10^{-4} % estima-se o valor de G_{max}.

- Equação de Iwasaki e Tatsuoka (1977)

Baseando-se em observações de resultados experimentais de amostras reconstituídas de areias limpas, com um índice de vazios entre 0,61 e 0,86, e para tensões efectivas principais médias variando entre 20 e 500 kPa, estes autores chegaram a:

$$G_{max}= A\ B\ \frac{(2,17-e)^2}{1+e}\ (\sigma'_m)^m \quad (kPa)\,. \qquad (3.109)$$

com A igual a 15455, B igual a 1 e m igual a 0,38, aconselhando valores arredondados de A igual a 16600, B igual a 1 e m igual 0,4.

Para areias com finos o parâmetro B é inferior à unidade (estando geralmente compreendido entre 0,4 e 1), sendo assim expectável um valor do módulo de distorção máximo superior em areias mal graduadas do que ao obtido para solos bem graduados.

Executando ensaios sobre amostras indeformadas obtidas por congelação Kohusho e Esashi (1981) encontraram para areias limpas de granulometria semelhante às utilizadas

por Iwasaki e Tatsuoka valores do módulo de distorção cerca de 20% inferiores, variando o parâmetro A entre 7900 e 14300. Os parâmetros B e m não alteraram os seus valores.

Provetes de amostras intactas de areias siltosas conduziram Higuchi et al (1981) a valores de A variando entre 2360 e 3090 e a um expoente m de 0,6.

- Equação de Yoshimi (1977)

Retomando a equação de Hardin e Black (1966), Yoshimi verificou a sua adequação para areias com grãos angulares. No entanto para areias com grãos arredondados, recomenda a seguinte equação:

$$G_{max}=1838\frac{(2,17-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{1/2} \quad (kPa)\,. \qquad (3.110)$$

Da comparação das equações (3.95), (3.109) e (3.110) propostas por diferentes investigadores, conclui-se da grande variabilidade do valor de G_{max}, para o mesmo tipo de solo, pelo que se é levado a pensar que além da granulometria, do índice de vazios e da tensão de confinamento, existem outros factores como a forma dos grãos, a génese e condições "in situ" ou de remeximento, que influenciam esta característica mecânica do material.

- Equações de Hardin (1978)

Hardin generalizou equações anteriores, substituindo as constantes por parâmetros, a determinar através de ensaios laboratoriais ou geofísicos. Propôs a seguinte equação geral:

$$G_{max}=\frac{A\ OCR^a\ (\sigma'_m)^n}{F(e)}p_a^{1-n}. \qquad (3.111)$$

Nesta equação A e n são os parâmetros introduzidos, F(e) é uma função do índice de vazios, segundo o autor dada por:

$$F(e)=0,3+0,7e^2, \qquad (3.112)$$

e p_a é o valor da pressão atmosférica, expresso nas unidades da tensão efectiva principal média (p_a é igual a 103,3 kPa), e destina-se a tornar a equação (3.111) independente do sistema de unidades adoptado.

A aplicação da equação (3.111) a diversos materiais, por vários autores, conduziu a diferentes valores de n e de A.

Assim, Hardin (1978) no estudo da areia de Monterey nº 0 encontrou:

$$A = 631 \quad e \quad n = 0,43.$$

Saxena e Reddy (1987) para a mesma areia, usando o ensaio de coluna ressonante, chegaram a:

$$A = 428,2 \quad e \quad n = 0,574.$$

Como valores aconselháveis, sempre que não se disponha de ensaios, Hardin sugere para areias - A = 625 e n = 0,5.

Considera-se a equação (3.111) válida para índices de vazios compreendidos entre 0,4 e 1,2.

- Equação de Edil e Luhn (1978)

Edil e Luhn ensaiaram vários tipos de areias e tentaram correlacionar o módulo de distorção máximo com a forma e textura dos grãos. Propuseram a seguinte equação:

$$\frac{G}{G_0} = 1,004 - 345,4\gamma, \qquad (3.113)$$

onde G_0 é um factor que pode ser dado em função do índice de vazios, através da equação (3.114), ou a partir da compacidade relativa (D_r) recorrendo à equação (3.115).

$$G_0 = \left\{0,769 + \ln\left(\frac{\sigma'_m}{98,07} + 1\right)(2,973 - 2,195e) - 0,801R\right\} \times 10^5 \quad (kPa). \qquad (3.114)$$

$$G_0 = \left\{-5,899 + 0,305\,(\sigma'_m)^{1/2}\exp(D_r) + 4,02\,(\sigma'_m)^{1/4}\right\} \times 10^4 \quad (kPa). \qquad (3.115)$$

R é uma grandeza adimensional, determinada visualmente por comparação com medidas padrão, e pretende quantificar a esfericidade média dos grãos.

A esfericidade média de uma partícula é definida como a razão entre a média dos

raios das arestas da imagem do grão da partícula e o raio do círculo máximo que pode ser inscrito na imagem do grão da partícula.

Para a determinação do valor da esfericidade média de um solo, procede-se ao exame microscópico de um número representativo de partículas (no mínimo 50) retidas em cada peneiro, e visualmente, por consulta do Quadro 3.26, associa-se a cada partícula uma categoria e um determinado valor de esfericidade.

Quadro 3.26 - Valores da esfericidade média

CLASSE	DESCRIÇÃO	Intervalo de esfericidade	Esfericidade média
Muito angular	Partículas com as superfícies fracturadas não erudidas e com vértices e arestas múltiplas e aguçadas	0,12-0,17	0,14
Angular	Partículas com vértices aguçados e com formas aproximadamente prismáticas ou tetraédricas	0,17-0,25	0,21
Subangular	Partículas com vértices e arestas distintos mas ligeiramente arredondadas	0,25-0,35	0,30
Subarredondada	Partículas com vértices e arestas distintos mas bem arredondadas	0,35-0,49	0,41
Arredondada	Partículas arredondadas de forma irregular sem vértices e arestas	0,49-0,70	0,59
Bem arredondada	Partículas de forma praticamente esférica ou elipsoidal	0,70-1,00	0,84

A esfericidade média para a cada fracção retida, R_j, é calculada através de:

$$R_j = \frac{\sum R_i}{n}, \qquad (3.116)$$

na qual R_i é o valor de esfericidade associado à partícula i e n é o número de partículas examinadas.

Finalmente, para a amostra de solo, o valor médio da esfericidade é dado por:

$$R = \frac{\sum P_j R_j}{100}. \qquad (3.117)$$

Nesta expressão P_j representa a percentagem em peso da fracção retida em cada peneiro que constitui o solo.

- Equação de Kokusho, Yoshida e Esashi (1982)

Realizando ensaios em amostras inalteradas de argilas moles de origem aluvionar com índices de plasticidade variando entre 40 e 100 e índices de vazios entre 1,5 e 4,0, Kosusho, Yoshida e Esashi propuseram a seguinte equação:

$$G_{max}=90\frac{(7,32-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{0,6} \qquad (3.118)$$

- Outras equações

Adoptando a forma geral:

$$G_{max}=A\ F(e)\ (\sigma'_m)^n \qquad (3.119)$$

no Quadro 3.27 faz-se uma listagem das expressões estabelecidas para cascalhos.

- ENSAIOS GEOFÍSICOS

No sentido de extrapolar para níveis diferentes de tensão os resultados dos ensaios sísmicos realizados na Barragem do Beliche, apresentados em 1.6.5.2, considera-se a lei geral de variação (3.119).

Veiga Pinto (1983) efectuando ensaios de identificação, de compressão uniaxial e de corte triaxial em amostras representativas do material do núcleo encontrou valores do índice de vazios constantes e iguais a 0,46 para tensões de confinamento variáveis entre 100 e 300 kPa, e do coeficiente de impulso em repouso de cerca de 0,7, para tensões axiais compreendidas entre 100 e 1000 kPa. Assim sendo, qualquer que seja a função F(e) escolhida produzirá sempre um valor constante, transformando-se a equação (3.119), quando expressa em termos de logaritmos, numa recta:

Quadro 3.27 - Parâmetros para solos grossos, de acordo com Ishihara (1992)

MATERIAL	A	F(e)	n	ENSAIO	REFERÊNCIA
Balastro (D_{50}= 40 mm C_u= 3)	7230	$\frac{(2,97-e)^2}{1+e}$	0,38	Coluna Ressonante	Prange (1981)
Rocha esmagada (D_{50}= 30 mm C_u= 10)	13000	$\frac{(2,17-e)^2}{1+e}$	0,55	Ensaio Triaxial	Kokusho et al (1981)
Godo (D_{50}= 10 mm C_u= 20)	8400	$\frac{(2,17-e)^2}{1+e}$	0,60	Ensaio Triaxial	Kokusho et al (1981)
Cascalho (D_{50}= 2 mm C_u= 11)	3080	$\frac{(2,17-e)^2}{1+e}$	0,60	Ensaio Triaxial	Tanaka et al (1985)
Cascalho (D_{50}= 2 mm C_u= 10)	1200	$\frac{(2,17-e)^2}{1+e}$	0,85	Ens. Triaxial (am. inalteradas)	Goto et al (1987)
Cascalho (D_{50}= 10,7 mm C_u= 13,8)	9360	$\frac{(2,17-e)^2}{1+e}$	0,44	Ensaio Triaxial	Nishio et al (1985)

$$\log G_{max} = \log(A\, F(e)) + n \log\sigma'_m = C + n \log\sigma'_m \qquad (3.120)$$

Os resultados obtidos para o módulo de distorção em função da tensão efectiva principal média em escala logaritmica são apresentados com o símbolo ■ na Figura 3.63. Por aplicação do método dos mínimos quadrados, aproximou-se destes pontos uma recta (representada na mesma Figura) com ordenada na origem de 4,99 e inclinação, n, de 0,241.

O valor particular que a constante A toma depende da função adoptada para o índice de vazios. No Quadro 3.28 apresentam-se os valores de A para as diferentes propostas para a função F(e) características de solos argilosos.

Os valores determinados para os parâmetros A e n não são directamente comparáveis com os valores obtidos pelos diversos autores, já que o seu índice de vazios e/ou a sua consistência não se encontram dentro dos limites estabelecidos (Hardin e Black

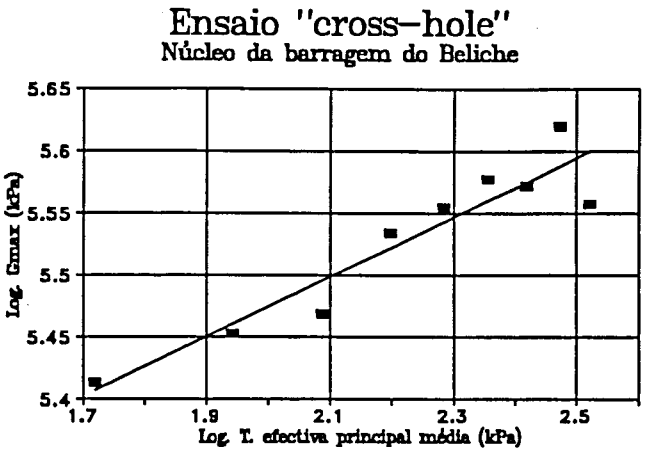


Figura 3.63 - Variação do log. G_{max} em função do log. σ'_m para a barragem do Beliche.

(1968) - 0,6 < e < 1,5; Marcuson e Walhs (1972) - 1,5 < e < 2,5 e argilas moles; Kokusho, Yoshida e Esashi - 1,5 < e < 4,0 e argilas moles). Da análise das expressões referenciadas no Quadro 3.28 e das condições em que foram deduzidas pode-se inferir que a constante do numerador da função F(e) é tanto maior quanto maior é o índice de plasticidade do solo,

Quadro 3.28 - Valores de A para diferentes funções F(e) para a barragem do Beliche

Referência	Expressão	A
Hardin e Black (1968)	$\frac{(2,97-e)^2}{1+e}$	22800
Hardin e Drnevich (1972)	$\frac{(2,973-e)^2}{1+e}$	22746
Macouson e Wahls (1972)	$\frac{(4,4-e)^2}{1+e}$	9253
Hardin (1978)	$\frac{1}{0,3+0,7e^2}$	44088
Kokusho, Yoshida e Esashi (1982)	$\frac{(7,32-e)^2}{1+e}$	3052

pelo que nas condições da barragem do Beliche se optou pela expressão de Hardin e Black,exprimindo-se G_{max} através da equação:

$$G_{max}=22800\frac{(2,97-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{0,241} \qquad (3.121)$$

O valor de 0,241 para o expoente levanta dúvidas, parecendo demasiado baixo.

Procedimento idêntico ao anterior foi adoptado para os resultados dos ensaios sísmicos realizados na barragem do Maranhão. Os pontos representativos do ensaio em termos de logaritmo do módulo de distorção máximo em função da tensão efectiva principal média (determinada a partir dos valores médios) são apresentados na Figura 3.64. Verifica-se que os pontos iniciais e os pontos finais se afastam do andamento aproximadamente linear manisfestado pelos restantes pontos. Tal pode dever-se ao facto de haver alteração do tipo de material ou variação nas suas condições de colocação, devido ao controlo desta obra (realizada há mais de 35 anos) não ter sido rigoroso. A regressão linear é feita mediante a consideração dos pontos intermédios, tendo sido obtida a seguinte expressão:

$$\log G_{max}= 3,630+0,689 \log \sigma'_m \qquad (3.122)$$

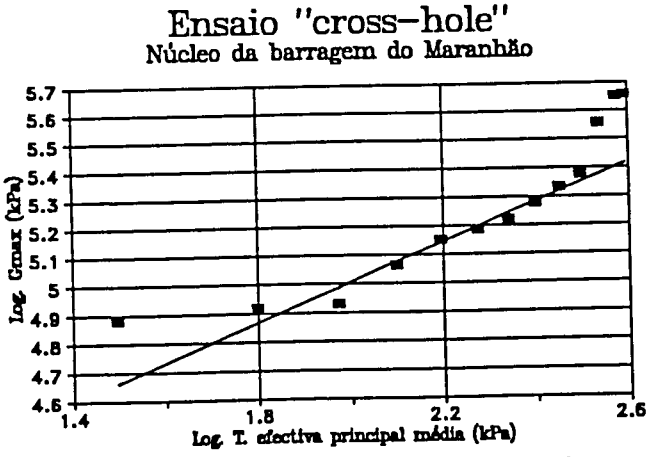


Figura 3.64 - Variação do log. G_{max} em função do log. σ'_m para a barragem do Maranhão.

Com base no peso volúmico seco médio e na densidade das partículas sólidas obteve-se o valor 0,476 para o índice de vazios. Os valores de A, encontrados através das

expressões da bibliografia para solos argilosos, transcritos no Quadro 3.29, estão próximos dos valores apontados pelos diferentes autores para argilas moles. No entanto, dando crédito a ensaios de identificação efectuados, o índice de plasticidade deste solo varia entre 12 e 27% e o material não se encontra no estado solto, pelo que se adoptou:

$$G_{max}=1012\frac{(2,97-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{0,689} \qquad (3.123)$$

Quadro 3.29 - Valores de A para diferentes funções F(e) para a barragem do Maranhão

Referência	Expressão	A
Hardin e Black (1968)	$\frac{(2,97-e)^2}{1+e}$	1012
Hardin e Drnevich (1972)	$\frac{(2,973-e)^2}{1+e}$	1009
Macouson e Wahls (1972)	$\frac{(4,4-e)^2}{1+e}$	409
Hardin (1978)	$\frac{1}{0,3+0,7e^2}$	1955
Kokusho, Yoshida e Esashi (1982)	$\frac{(7,32-e)^2}{1+e}$	134

3.3.2.2 - CURVAS DA BIBLIOGRAFIA DE $G/G_{max}(\gamma)$ ou de $G(\gamma)$

- Curva hiperbólica de Kondner (1963) e de Hardin e Drnevich (1972)

A curva hiperbólica tensão-deformação, que define a curva inicial de carga e também os pontos extremos de um ciclo completo de tensão reversível, é dada por:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\frac{\gamma}{\gamma_r}} \qquad (3.124)$$

G representa o módulo de distorção, G_{max} o seu valor máximo, γ a distorção e γ_r a distorção de referência, dada por:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_{max}} \ . \qquad (3.125)$$

Na equação (3.125) τ_{max} é a tensão tangencial máxima na rotura, que no caso de propagação vertical de ondas de corte, toma o seguinte valor, nas facetas horizontais:

$$\tau_{max} = \left\{ \left[\left(\frac{1+K_0}{2} \right) \sigma'_v \sin\phi' + c' \cos\phi' \right]^2 - \left[\frac{1-K_0}{2} \sigma'_v \right]^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \ . \qquad (3.126)$$

K_0 é o coeficiente de impulso das terras em repouso, σ'_v é o valor da tensão efectiva vertical, e c' e ϕ' são os parâmetros de resistência do solo, em tensões efectivas.

Em outros casos, será necessário a determinação do estado de tensão inicial e a trajectória de aplicação das tensões tangenciais, para a avaliação correcta de τ_{max}.

- Equações de Ramberg e Osgood (1943)

As curvas de Ramberg e Osgood têm sido, ao longo dos anos, muito aplicadas à descrição do comportamento de elementos estruturais. Constantopolous (1973) foi quem, primeiramente, as adoptou para representar o comportamento dinâmico dos solos.

A versão mais utilizada tem as seguintes formas:

- Para carga:

$$\frac{\gamma}{\gamma_r} = \frac{\tau}{\tau_{max}} \left[1 + \alpha \left| \frac{\tau}{C_1 \tau_{max}} \right|^{R-1} \right] , \qquad (3.127)$$

ou

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\alpha \left| \frac{\tau}{C_1 \tau_{max}} \right|^{R-1}} , \qquad (3.128)$$

em termos dos valores corrente e máximo do módulo de distorção.

- Para descargas ou recargas a partir do ponto (τ_1, γ_1), por aplicação do critério de Masing:

$$\frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_r} = \frac{\tau - \tau_1}{\tau_{max}} \left[1+\alpha \left| \frac{\tau - \tau_1}{2 C_1 \tau_{max}} \right|^{R-1} \right] , \qquad (3.129)$$

ou

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\tau_1}{\tau}\right) \left[1+\alpha \left| \frac{\tau - \tau_1}{2 C_1 \tau_{max}} \right|^{R-1} \right] + \frac{\gamma_1 G_{max}}{\tau}} , \qquad (3.130)$$

para o cálculo do valor de G/G_{max}.

Os valores de α (factor de forma), R (factor de correlação) e C_1 (constante) permitem ajustar a forma e a posição da curva.

Andersen e Richart (1976) estudaram o comportamento de 6 solos argilosos, aplicando a equação (3.127) com os parâmetros α, C_1 e R iguais a 1, 0,4 e 3, respectivamente, na gama de distorções entre 10^{-5} e 10^{-3}, chegando a bons coeficientes de correlação entre os ensaios realizados e a curva teórica.

- Curva do módulo de distorção de Seed e Idriss (1970)

Para areias limpas Seed e Idriss consideraram o módulo de distorção dado por:

$$G = 1000\ k_2 (\sigma'_m)^{1/2} \quad (kPa) \ . \qquad (3.131)$$

O valor de k_2 é fornecido pelos autores através de um gráfico, e apresenta as seguintes propriedades:

- Para distorções menores que 10^{-3} %, k_2 depende apenas do índice de vazios ou

da compacidade relativa.

- Para distorções entre 10^{-3} % e 10^{-1} %, a variação de k_2 com γ é fortemente influenciada pelo índice de vazios, ligeiramente pela tensão vertical aplicada e muito ligeiramente pela variação do ângulo de atrito ou da coesão.

- Para distorções superiores a 10^{-1} %, a tensão vertical tem ligeira influência, sendo praticamente independente de K_0, de ϕ' e do índice de vazios.

Donde, k_2 é essencialmente função da distorção e da compacidade relativa.

Para argilas saturadas a fórmula sugerida é:

$$\frac{G}{S_u} = Constante \ . \qquad (3.132)$$

S_u representa a resistência não drenada do solo.

A constante incluída na equação (3.132) é função da distorção aplicada.

Com base nas equações (3.131), (3.132) e nas expressões anteriormente referenciadas para G_{max}, Seed e Idriss apresentaram curvas características de G/G_{max} de areias e argilas que se representam na Figura 3.65.

Diversos investigadores verificaram que estas curvas se encontram sistematicamente abaixo dos resultados obtidos.

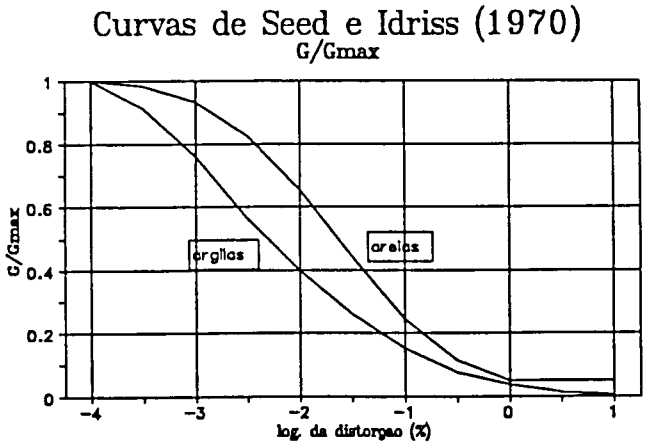


Figura 3.65 - Curvas experimentais de Seed e Idriss (1970)

- Curva hiperbólica modificada de Hardin e Drnevich (1972)

Após a constatação de que os resultados experimentais de areias e de argilas não

eram convenientemente modelados com base na curva hiperbólica (equação (3.124)), Hardin e Drnevich introduziram na formulação a distorção hiperbólica, que tem a seguinte expressão:

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r}\left[1+ a \exp\left(-b\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)\right] . \qquad (3.133)$$

em que a e b são parâmetros que dependem do tipo de solo, com valores particulares descritos no Quadro 3.30, onde N representa o número de ciclos de carga.

Quadro 3.30 - Valores de a e de b segundo Hardin e Drnevich (1972)

TIPO DE SOLO	MÓDULO DE DISTORÇÃO	
	a	b
Areia limpa seca	-0,5	0,16
Areia limpa saturada	-0,2 log N	0,16
Solo coesivo saturado	1+0,25 log N	1,3

A equação que rege a variação de G/G_{max} é:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\gamma_h} . \qquad (3.134)$$

- Curva hiperbólica modificada de Shibata e Soelarno (1975)

Estes autores apresentaram a seguinte lei de variação:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+9905\,\dfrac{\gamma}{(\sigma'_m)^{1/2}}} , \qquad (3.135)$$

com o valor da tensão efectiva principal média em kPa.

- Equação de Sherif e Ishibashi (1976)

Tal como já foi referenciado para o cálculo do módulo de distorção máximo, Sherif e Ishibashi apresentaram uma lei de variação do módulo de distorção G com a distorção γ, em %, com base em ensaios em areias secas:

$$G=3,74\ \gamma^{-0,6}\ \phi\ (\sigma'_m)^{0,85} \qquad ,\gamma>0,03\% \quad (kPa) \qquad (3.136)$$

e

$$G=772,49\ (0,205)^{\gamma/0,03}\phi\left(\frac{\sigma'_m}{6,897}\right)^{(11,67\gamma+0,5)} \qquad ,\gamma<0,03\% \quad (kPa). \qquad (3.137)$$

Nestas equações ϕ é o ângulo de atrito em graus.

- Curvas experimentais de Iwasaki, Tatsuoka e Takagi (1976)

Os resultados experimentais de ensaios em areias conduziram Iwasaki et al. ao estabelecimento da dependência de G/G_{max} com a distorção e a tensão efectiva principal média, segundo as curvas representadas na Figura 3.66.

- Curvas de Zen, Umehara e Hamada (1978)

Após a realização de ensaios sobre uma vasta gama de amostras de argila, com diferentes índices de plasticidade, preparadas laboratorialmente, Zen et al detectaram a importância deste índice no comportamento de $G/G_{max}(\gamma)$, propondo as relações apresentadas na Figura 3.67.

O efeito da pressão de confinamento foi considerado de menor importância neste tipo de solos, decrescendo com o aumento do índice de plasticidade, podendo ser desprezado em argilas com índices de plasticidade superiores a 25 e para distorções inferiores a 1%.

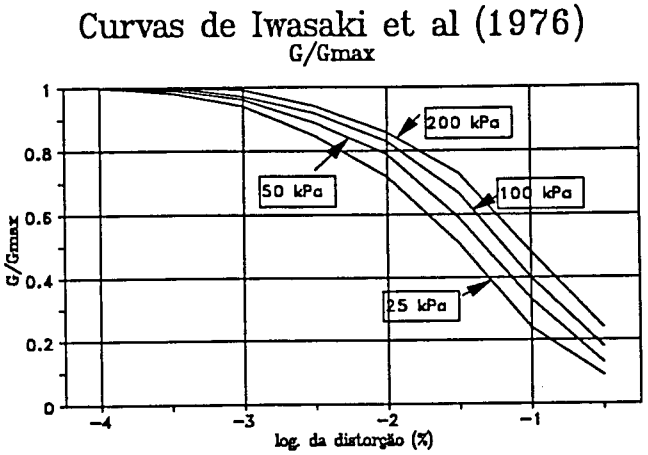


Figura 3.66 - Curvas experimentais de Iwasaki et al (1976)

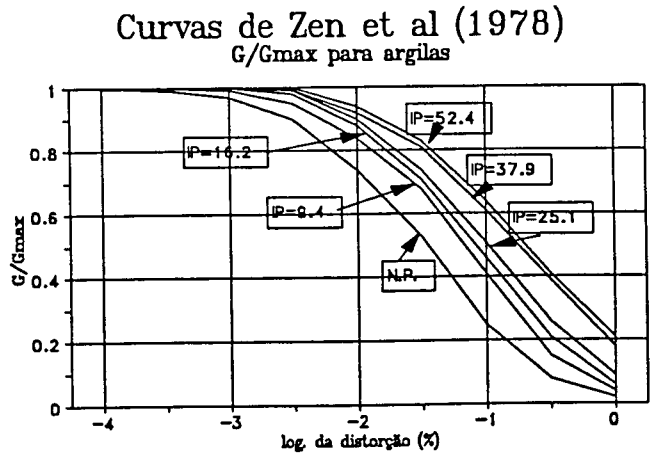


Figura 3.67 - Curvas experimentais de Zen et al (1978) para argilas

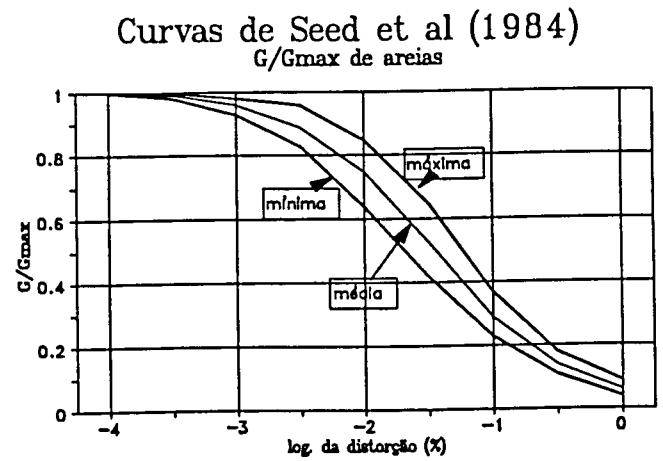


Figura 3.68 - Curvas máxima, mínima e média de Seed et al (1984) para areias

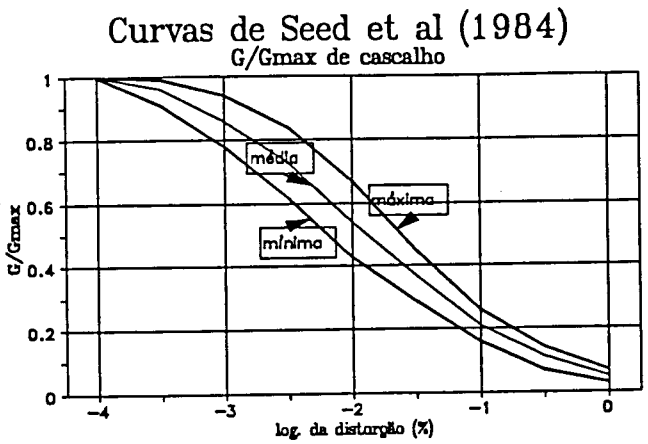


Figura 3.69 - Curvas máxima, média e mínima de Seed et al (1984) para cascalho

- Curvas de Seed, Wong, Idriss e Tokimatsu (1984)

Seed, Wong, Idriss e Tokimatsu condensaram os valores de G/G_{max} propostos por por vários investigadores para solos incoerentes, adoptando uma representação em que se inclui uma curva limite inferior, uma curva limite superior e uma curva de valores médios. Os resultados experimentais encontram-se na banda compreendida entre as duas curvas limites. A Figura 3.68 traduz o comportamento de areias e a Figura 3.69 o de solos mais grossos, como cascalho e godos.

- Curvas experimentais de Zen e Higuchi (1984)

No seguimento dos estudos realizados em 1978, Zen e Higuchi propõem as relações entre a razão dos módulos de distorção corrente e máximo e a deformação distorsional, para solos argilosos, em função dos respectivos índices de plasticidade, que se indicam na Figura 3.70. Tal como anteriormente, estas determinações basearam-se em ensaios sobre amostras reconstituídas em laboratório.

- Curvas de Imazu e Fukutake (1986)

Imazu e Fukutake analisando estatisticamente os resultados de ensaios triaxiais

cíclicos realizados no Japão sobre amostras reconstituídas de solos grosseiros apresentaram as curvas limites, máxima e mínima, de variação de G/Gmax com o valor de γ, que estão ilustradas na Figura 3.71.

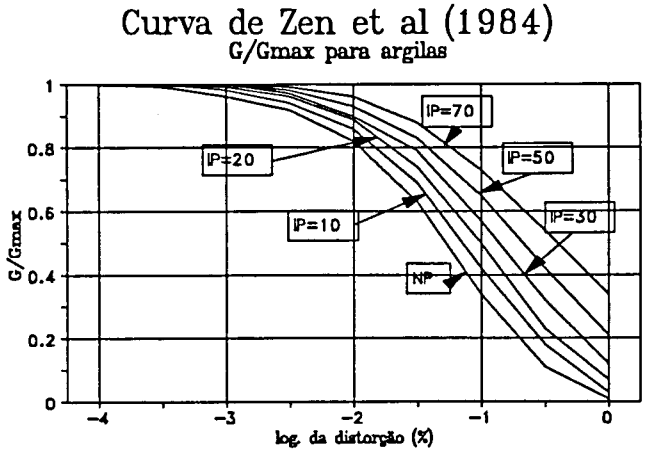


Figura 3.70 - Curvas de Zen et al (1984) para argilas

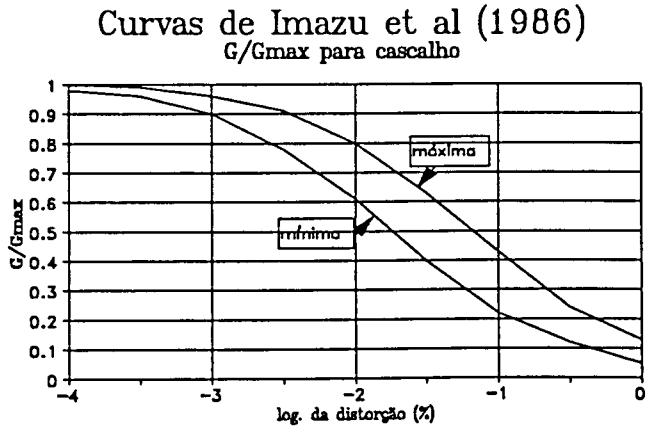


Figura 3.71 - Curvas máxima e mínima de Imazu et al (1986) para cascalho

- Curvas de Sun, Golesorkhi e Seed (1988)

Mais recentemente Sun, Golesorkhi e Seed trataram os resultados de ensaios de campo e de ensaios de laboratório em amostras indeformadas de solos argilosos, e consideraram 5 grupos, de acordo com os respectivos índices de plasticidade. O primeiro grupo é constituído por materiais com IP entre 5 e 10, o segundo entre 10 e 20, o terceiro entre 20 e 40, o quarto entre 40 e 80, e o quinto e último para valores de IP superiores a 80. Para cada grupo (Figuras 3.72 a 3.76), estabeleceram uma curva limite inferior, uma

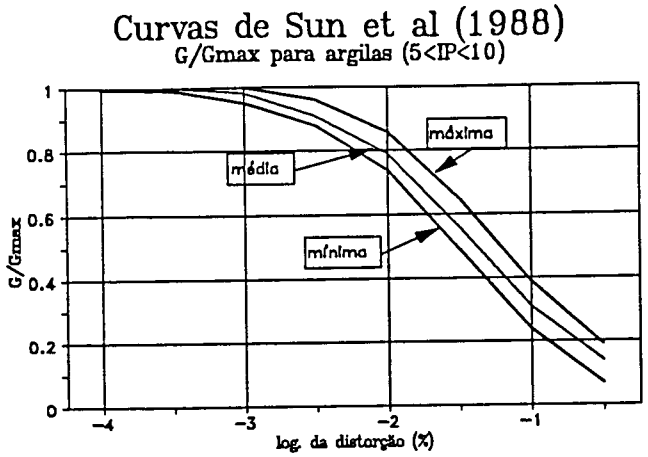


Figura 3.72 - Curvas máxima, mínima e média de Sun et al (1988) para argilas com IP entre 5 e 10.

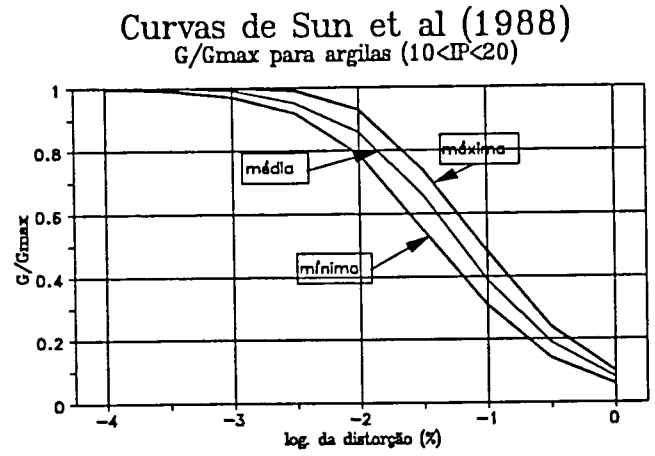


Figura 3.73 - Curvas máxima, mínima e média de Sun et al (1988) para argilas com IP entre 10 e 20.

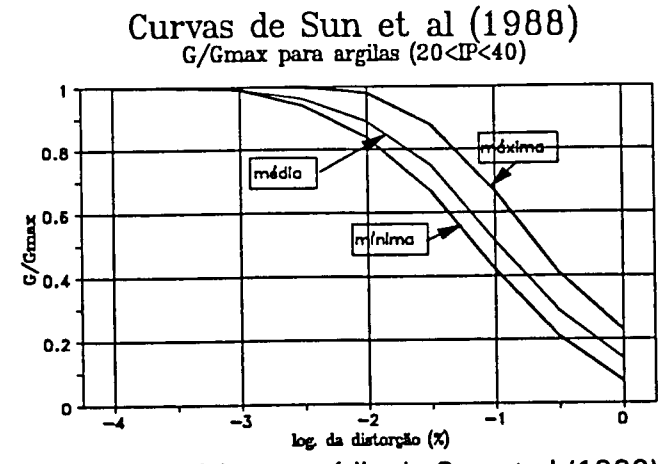


Figura 3.74 - Curvas máxima, mínima e média de Sun et al (1988) para argilas com IP entre 20 e 40.

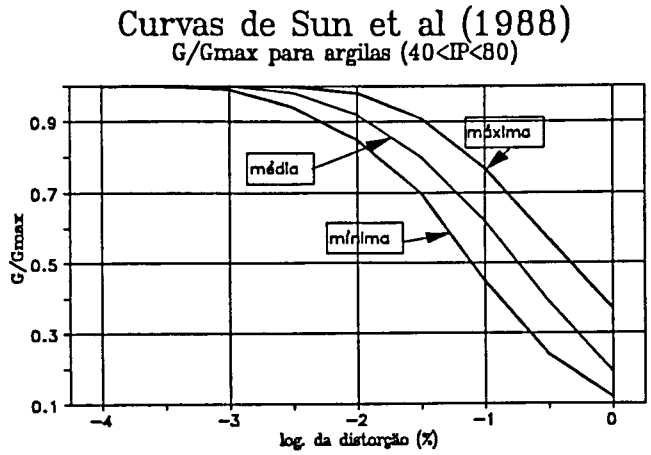


Figura 3.75 -Curvas máxima, mínima e média de Sun et al (1988) para argilas com IP entre 40 e 80.

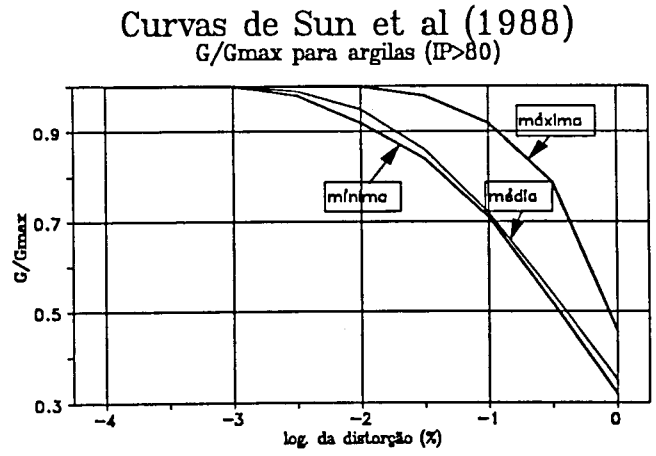


Figura 3.76 - Curvas máxima, mínima e média de Sun et al (1988) para argilas com IP maior que 80.

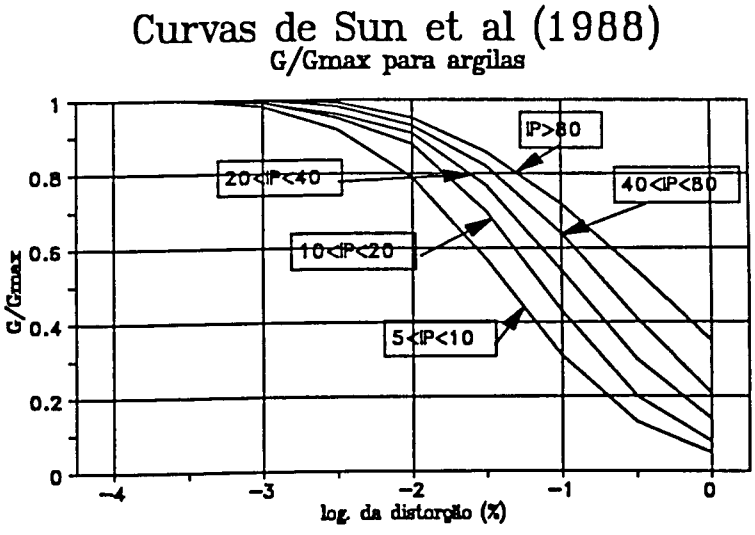


Figura 3.77 - Curvas de valores médios de Sun et al (1988) para argilas.

curva limite superior e uma curva média da variação de G/G_{max} com a deformação.

Na Figura 3.77 apresentam-se as curvas dos valores médios de todos os grupos, possibilitando-se assim uma comparação com as curvas de Zen et al (ver Figura 3.70).

Da observação da Figura 3.70, que corresponde a amostras preparadas em laboratório, e da Figura 3.77, referente aos ensaios de campo e a amostras indeformadas, poder-se-á concluir que a perturbação de solos argilosos, devido à preparação em laboratório, não é condicionante na forma das curvas G/G_{max}. Os valores de G_{max} encontrados no campo são, no entanto, cerca de duas vezes os valores obtidos em laboratório.

Para solos arenosos, siltosos e cascalho Katayama, Fukui, Goto, Makihara e Tokimatsu (1986) estabeleceram factores de correcção do módulo de distorção obtido sobre amostras reconstituidas em função do nível de distorção, visando a obtenção do módulo de distorção equivalente de amostras intactas ou resultante de ensaios de campo. A curva de variação obtida está representada na Figura 3.78.

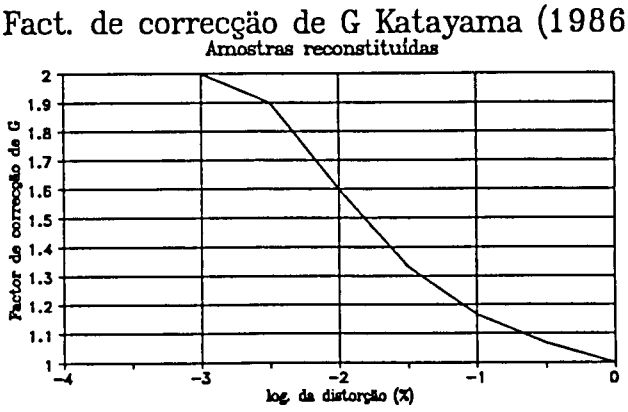


Figura 3.78 - Factores de correcção de G obtido em amostras reconstituídas (Katayama et al (1986))

Em seguida serão efectuadas combinações das várias expressões de G_{max} e das diferentes curvas da bibliografia de evolução do módulo de distorção com o nível de deformação, com vista à extrapolação dos resultados dos ensaios de corte cíclico realizados para toda a gama de distorções presente em cálculo sísmico e para os níveis de tensões de confinamento in situ.

Para os solos não ensaiados, devido à sua pequena representatividade e influência no cálculo, são consideradas as características médias de materiais do mesmo tipo, com

granulometrias semelhantes.

3.3.2.3 - BARRAGEM DE BORDE SECO

No ensaio de corte cíclico é conhecido o valor da tensão vertical inicial aplicada, desconhecendo-se, no entanto, o valor da tensão horizontal gerada. Como aproximação, supõe-se que as condições iniciais são geoestáticas, pelo que se recorreu às equações (3.97) e (3.98) para a determinação da tensão efectiva principal média.

Com base nos valores dos índices de vazios calculados foram determinados os valores de G_{max} para cada solo a partir das equações anteriormente citadas.

A amostra 15150 é de uma areia siltosa, com um ângulo de atrito interno de 29,8° (K_0 = 0,504). No Quadro 3.31 apresentam-se os valores das tensões verticais iniciais, das tensões efectivas principais médias (assumidas nas condições de impulso em repouso) e dos índices de vazios iniciais dos ensaios de corte simples cíclicos realizados. São também referidas as equações utilizadas para o cálculo de G_{max} e os respectivos valores.

Quadro 3.31 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15150

EQUAÇÕES		MÓDULO DE DISTORÇÃO MÁXIMO (MPa)		
		σ'_v = 200 kPa σ'_m = 134 kPa e_i = 0,40	σ'_v = 400 kPa σ'_m = 268 kPa e_i = 0,40	σ'_v = 800 kPa σ'_m = 536 kPa e_i = 0,40
Hardin e Black (1966)		179,5	253,8	358,9
Seed e Idriss (1970) ($k_{2_{max}}$ = 14,0)		162,0	229,1	324,0
Hardin e Drnevich (1972)		176,7	249,9	353,5
Sherif e Ishibashi (1976)		101,1	143,1	202,5
Iwasaki e Tatsuoka (1977)		222,4	289,5	376,7
Yoshimi (1977)		47,6	67,3	95,2
Hardin (1978)	A = 625 n = 0,5	178,4	252,3	356,8
	A = 631 n = 0,43	176,9	238,3	321,0
	A = 428,2 n = 0,574	124,6	185,4	276,1
Valores médios		152,1	212,1	296,1

Da análise deste Quadro ressalta o reduzido valor obtido da aplicação da equação de Yoshimi (1977) para grãos arredondados e a proximidade dos valores deduzidos pelas equações de Hardin e Black (1968), Seed e Idriss (1970), Hardin e Drnevich (1972), Hardin (1978) com parâmetros A = 625 e n = 0,5, e A = 631 e n = 0,43.

Considerando que as equações foram obtidas com base em ensaios de campo ou em amostras indeformadas, o valor do módulo de distorção máximo de laboratório, de acordo com Katayama, deve ser afectado do coeficiente de redução de 2 (ver Figura 3.78). Calculando a partir dos ensaios cíclicos realizados com esta amostra o quociente de G sobre G_{max} assim determinado, e comparando os pontos obtidos, numa representação do tipo G/G_{max}-log γ, com as curvas hiperbólicas de Kondner, Hardin e Drnevich (1972), com as curvas hiperbólicas modificadas de Hardin e Drnevich (1972) e de Shibata e Soelarno (1975), com as curvas experimentais de Iwasaki, Tatsuoka e Takagi (1976) para tensões efectivas principais médias de 100 e 200 kPa, de Seed e Idriss (1970) e de Seed, Wong, Idriss e Tokimatsu (1984), e as equações de Sherif e Ishibashi (1976), a melhor aproximação foi obtida usando a expressão de Hardin (1978) com parâmetros A = 428,2 e n = 0,574 para a avaliação de G_{max} e a curva experimental de Seed et al (1984) (ver Figura 3.79). As equações de Sherif e Ishibashi (1976) e as curvas de Iwasaki et al (1976) com a equação de Sherif e Ishibashi (1976) para o cálculo de G_{max} também extrapolam satisfatoriamente os resultados dos ensaios desta amostra.

Seguindo um procedimento idêntico para a amostra 15151, apresentam-se no Quadro 3.32 as características iniciais do solo, para cada ensaio, supondo condições geoestáticas (ϕ = 31,4°, K_0 = 0,479), e os valores de G_{max}, calculados com as equações

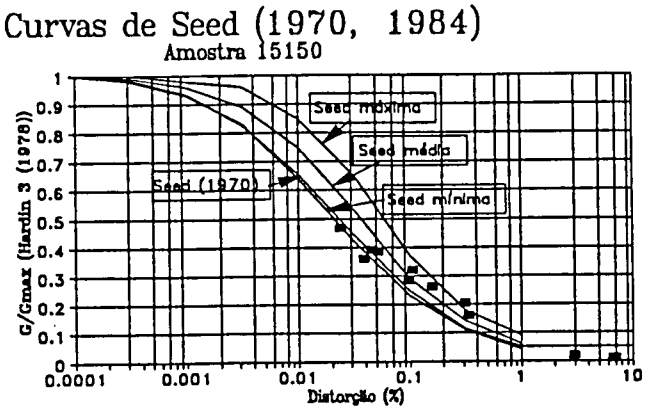


Figura 3.79 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15150 com as curvas de Seed et al (1984)

Quadro 3.32 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15151

EQUAÇÕES		MÓDULO DE DISTORÇÃO MÁXIMO (MPa)		
		σ'_v = 200 kPa σ'_m = 131 kPa e_i = 0,40	σ'_v = 400 kPa σ'_m = 261 kPa e_i = 0,39	σ'_v = 800 kPa σ'_m = 522 kPa e_i = 0,38
Hardin e Black (1966)		177,2	255,2	367,6
Seed e Idriss (1970) (k_{2max} = 14,0)		159,9	226,2	319,8
Hardin e Drnevich (1972)		174,5	250,5	359,5
Sherif e Ishibashi (1976)		105,2	148,9	210,6
Iwasaki e Tatsuoka (1977)		220,5	291,9	386,9
Yoshimi (1977)		47,0	67,7	97,5
Hardin (1978)	A = 625 n = 0,5	176,1	252,5	361,8
	A = 631 n = 0,43	174,9	238,9	326,1
	A = 428,2 n = 0,574	122,8	185,3	279,5
Valores médios		150,9	213,0	301,0

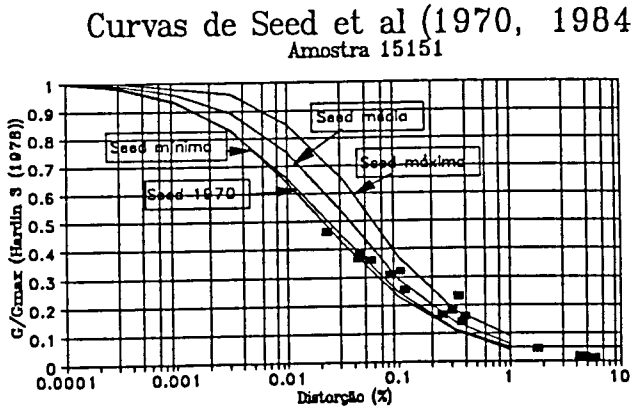


Figura 3.80 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15151 com as curvas de Seed et al (1984)

empíricas, também aí referenciadas.

Utilizando as curvas anteriormente referidas para a amostra 15150, os resultados dos ensaios cíclicos e os valores de G_{max} corrigidos para laboratório, conclui-se que uma

boa aproximação foi obtida com as equações de Sherif e Ishibashi (1976), mas o melhor ajuste foi conseguido com a expressão de Hardin (1978) com A= 428,2 e n= 0,574 e com as curvas de Seed et al (1984), que se representam na Figura 3.80.

Sintetizam-se no Quadro 3.33 as condições iniciais de ensaio da amostra 15152 (ϕ= 31,6°, K_0= 0,476) e os valores do módulo de distorção máximo, calculados com base nas expressões empíricas.

Tratando-se de um solo com características semelhantes aos anteriormente descritos, fazem-se idênticas combinações de valores de G_{max} e de curvas de $G/G_{max}(\gamma)$ ou de $G(\gamma)$. Boa aderência entre os resultados dos ensaios e as curvas experimentais ou teóricas foi obtida com a equação de Sherif e Ishibashi (1976), com as curvas de Seed et al (1984) associadas com as expressões de Sherif e Ishibashi e de Hardin, com A = 428,2 e n = 0,574, para cálculo do módulo de distorção máximo. Selecciona-se para a aplicação

Quadro 3.33 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15152

EQUAÇÕES		MÓDULO DE DISTORÇÃO MÁXIMO (MPa)		
		σ'_v = 200 kPa σ'_m = 130 kPa e_i = 0,34	σ'_v = 400 kPa σ'_m = 260 kPa e_i = 0,33	σ'_v = 800 kPa σ'_m = 521 kPa e_i = 0,32
Hardin e Black (1966)		197,6	284,7	410,0
Seed e Idriss (1970) (k_{2max} = 14,0)		159,7	225,9	319,4
Hardin e Drnevich (1972)		190,6	273,7	393,0
Sherif e Ishibashi (1976)		105,7	149,6	211,7
Iwasaki e Tatsuoka (1977)		245,6	325,5	431,8
Yoshimi (1977)		52,4	75,5	108,7
Hardin (1978)	A=625 n=0,5	190,2	272,4	390,0
	A=631 n=0,43	189,0	257,8	351,6
	A=428,2 n=0,74	132,6	199,8	301,1
Valores médios		162,6	229,4	324,1

N.B.: Os índices de vazios das amostras 15151 e 15152 ultrapassam os limites de validade apresentados por Hardin para a equação (3.111), no entanto os seus valores aparecem nos respectivos quadros por se julgar que dão uma ideia aceitável da ordem de grandeza de G_{max}, nestes casos. O mesmo procedimento se tomou relativamente à expressão de Iwasaki e Tatsuoka para as amostras 15150, 15151 e 15152.

do método linear equivalente para este material a última combinação descrita (curvas de Seed et al (1984) e expressão de Hardin (1978)) que se apresenta conjuntamente com os resultados dos ensaios na Figura 3.81.

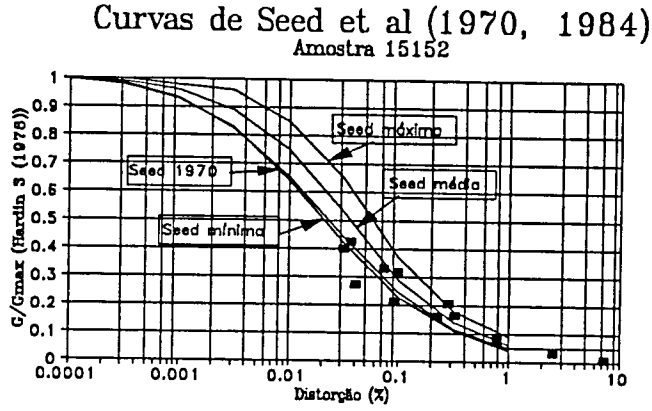


Figura 3.81 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15152 com as curvas de Seed et al (1984)

Às amostras não ensaiadas foram atribuídas características de solos com granulometria e propriedades equivalentes. Assim, para o cálculo do módulo de distorção máximo das amostras arenosas 15153 e 15154 foi usada a expressão de Hardin (1978) com parâmetros A = 428,2 e n = 0,426, da amostra 15153 a expressão de Nishio (1985) e para a cascalheira a expressão de Prange (1981). As curvas atribuídas a cada um destes solos são as seguintes:

- Amostras 15153 e 15154 - Curva média Seed et al (1984) para areias.
- Amostra 15155 e cascalheira - Curva média de Seed et al (1984) para cascalho.

A todas as curvas experimentais seleccionadas, uma vez que os solos a que respeitam têm características incoerentes e se baseiam em ensaios sobre amostras alteradas, são aplicados os coeficientes de correcção propostos por Katayama.

O Quadro 3.34 e a Figura 3.82 sintetizam, respectivamente, as expressões de G_{max} e as curvas experimentais de cada material, a utilizar no cálculo dinâmico da barragem de Borde Seco.

Quadro 3.34 - Resumo das expressões de G_{max} para os materiais da barragem de Borde Seco

AMOSTRA	REFERÊNCIA	EXPRESSÃO
15150 (núcleo)	Hardin (1978)	$G_{max}=\frac{428,2}{0,3+0,7e^2}(\sigma'_m)^{0,574}(p_a)^{0,426}$
15151 (maciço de montante)	Hardin (1978)	$G_{max}=\frac{428,2}{0,3+0,7e^2}(\sigma'_m)^{0,574}(p_a)^{0,426}$
15152 (maciço de jusante)	Hardin (1978)	$G_{max}=\frac{428,2}{0,3+0,7e^2}(\sigma'_m)^{0,574}(p_a)^{0,426}$
15153/15154 (filtro)	Hardin (1978)	$G_{max}=\frac{428,2}{0,3+0,7e^2}(\sigma'_m)^{0,574}(p_a)^{0,426}$
15155 (dreno)	Nishio et al (1985)	$G_{max}=9360\frac{(2,17-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{0,44}$
Cascalheira (maciço de montante)	Prange (1981)	$G_{max}=7230\frac{(2,97-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{0,38}$

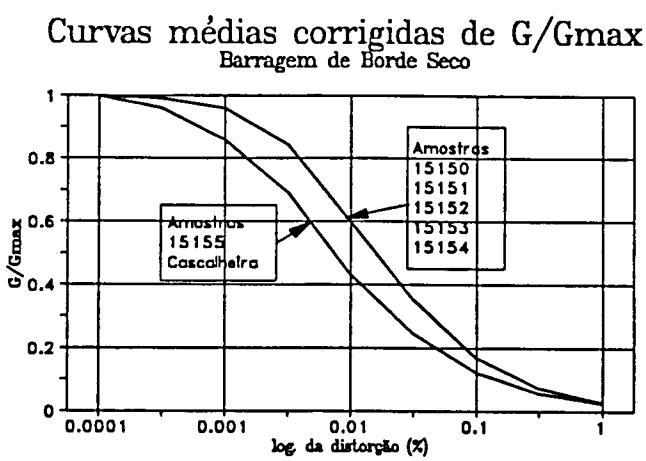


Figura 3.82 - Curvas médias corrigidas de G/G_{max} dos materiais da barragem de Borde Seco

3.3.2.4 - BARRAGEM DE LAS CUEVAS

A estimativa do valor do módulo de distorção máximo de cada um dos materiais da barragem de Las Cuevas fez-se de igual modo recorrendo às fórmulas empíricas supondo que o estado de tensão inicial é geoestático. Na avaliação das condições de estado de tensão em repouso foram usados os valores do ângulo de atrito interno obtidos nos ensaios de corte monotónicos correspondentes, determinados de acordo com o critério de máxima obliquidade.

As amostras 15157 e 15158 apresentam características físicas semelhantes aos solos utilizados no núcleo da barragem do Maranhão, pelo que para estes materiais foi utilizada a equação (3.123) na quantificação de G_{max}.

A amostra 15157 é constituída por um solo argiloso com um ângulo de atrito interno, determinado em ensaios de corte monotónico, de 24,6°, e um índice de plasticidade de 26. O índice de vazios inicial, a resistência não drenada e o valor da tensão efectiva principal média estão condensados no Quadro 3.35, admitindo um coeficiente de impulso em repouso $K_0 = 0,584$, para cada tensão vertical de consolidação. As expressões aplicáveis a este tipo de solos são mais escassas e constituem uma generalização, tendo em conta a sobreconsolidação, das expressões existentes para os solos incoerentes. No

Quadro 3.35 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15157

EQUAÇÕES		MÓDULO DE DISTORÇÃO MÁXIMO (MPa)		
		σ'_v = 200 kPa σ'_m = 144 kPa e_i = 0,63 S_u = 76 kPa	σ'_v = 400 kPa σ'_m = 289 kPa e_i = 0,60 S_u = 143 kPa	σ'_v = 800 kPa σ'_m = 578 kPa e_i = 0,56 S_u = 208 kPa
Hardin e Black (1968)		133,8	195,2	292,7
Seed e Idriss (1970) (C = 1400)		105,8	200,2	291,8
Hardin e Drnevich (1972)		132,5	193,3	289,8
Hardin (1978)	A = 625 n = 0,5	133,9	195,6	294,0
	A = 631 n = 0,43	132,1	183,8	263,1
	A = 428,2 n = 0,574	94,1	144,6	228,8
Equação (3.123)		105,9	176,2	301,3
Valores médios		119,7	184,1	280,2

mesmo Quadro apresenta-se um resumo das expressões empregues, bem como os valores do módulo distorsional obtidos. As expressões de Hardin e Black (1968), de Hardin e Drnevich (1972) e de Hardin (1978) (A= 625 e n= 0,5) conduzem essencialmente aos mesmos resultados, pelo que apenas a primeira foi utilizada.

Com vista à extrapolação dos resultados experimentais foram seleccionadas as curvas hiperbólicas de Kondner, Hardin e Drnevich (1972), hiperbólicas modificadas de Hardin e Drnevich (1972) e de Shibata e Soelarno (1975) e as curvas experimentais de Seed e Idriss (1970), de Zen, Umehara e Hamada (1978) com IP= 25,1, de Zen e Higuchi (1984) com IP= 10 e IP= 20 e de Sun, Golesorkhi e Seed (1988) para 20< IP< 40. Os valores do módulo de distorção máximo, considerados no estudo comparativo das curvas bibliográficas com o módulo distorsional obtido nos ensaios, são metade dos valores do Quadro 3.35.

A curva de Seed e Idriss (1970) para solos argilosos produz sempre estimativas muito aquem dos resultados dos ensaios. Uma razoável aderência foi conseguida utilizando as curvas de Sun et al (1988) relativas a índices de plasticidade variando entre 20 e 40 e as expressões de Seed e Idriss (1970), de Hardin (1978) com A= 428,2 e n= 0,574 e a equação (3.123). Optou-se mais uma vez pela expressão de Hardin.

A Figura 3.83 mostra conjuntamente os valores de G (dos ensaios) sobre G_{max} (de Hardin) e as curvas devidas a Sun et al (1988) para este solo.

As características do solo referenciado como 15158 são muito semelhantes às da amostra anterior. Foram utilizadas, por consequência, as mesmas expressões empíricas e curvas da bibliografia.

No Quadro 3.36 resumem-se os valores da tensão vertical inicial, aplicada nos

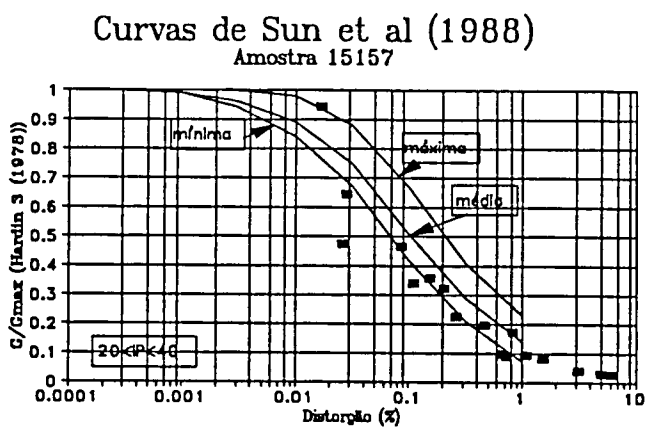


Figura 3.83 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15157 com as curvas de Sun et al (1988)

ensaios de corte simples cíclicos efectuados, da tensão efectiva principal média ($\phi' = 28,0°$, $K_0 = 0,531$), do índice de vazios determinado, da coesão não drenada obtida para a mesma tensão de consolidação em ensaios estáticos, e de G_{max}. Como o índice de plasticidade deste solo é de 20, as curvas de Zen et al (1978) escolhidas correspondem a IP iguais a 16,2 e 25,1, a de Zen e Higuchi (1984) a IP igual a 20 e as de Sun et al

Quadro 3.36 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15158

EQUAÇÕES		MÓDULO DE DISTORÇÃO MÁXIMO (MPa)		
		$\sigma'_v = 200$ kPa $\sigma'_m = 137$ kPa $e_i = 0,48$ $S_u = 89$ kPa	$\sigma'_v = 400$ kPa $\sigma'_m = 275$ kPa $e_i = 0,46$ $S_u = 162$ kPa	$\sigma'_v = 800$ kPa $\sigma'_m = 550$ kPa $e_i = 0,41$ $S_u = 227$ kPa
Hardin e Black (1968)		160,3	234,0	356,4
Seed e Idriss (1970) (C= 1600)		142,4	259,2	363,2
Hardin e Drnevich (1972)		158,8	231,7	352,9
Hardin (1978)	A = 625 n = 0,5	161,2	235,1	356,7
	A = 631 n = 0,43	159,5	221,6	320,3
	A = 428,2 n = 0,574	112,8	173,2	276,6
Equação (3.123)		125,8	209,4	363,5
Valores médios		145,8	223,5	341,4

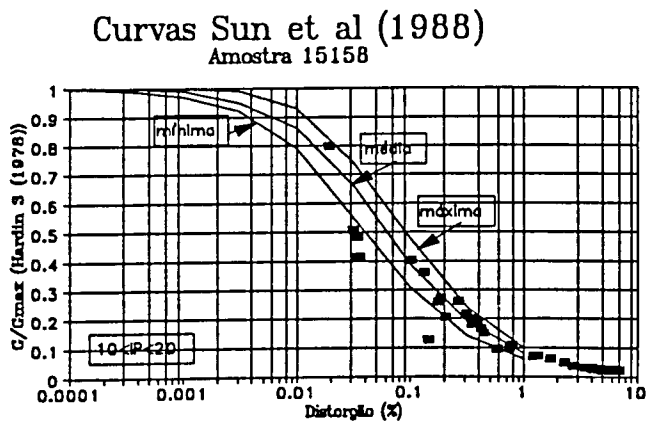


Figura 3.84 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15158 com as curvas de Sun et al (1988)

(1988) a variações do mesmo índice entre 10 e 20 e 20 e 40. Os melhores resultados são obtidos com a utilização das curvas de Sun et al para $10 < IP < 20$ e a expressão de Hardin com $A = 428,2$ e $n = 0,574$ (ver Figura 3.84).

As tensões iniciais de ensaio do solo arenoso da amostra 15160 são calculadas para um valor de ângulo de atrito interno igual a 29,4° ($K_0 = 0,509$). O índice inicial de vazios de cada ensaio realizado foi determinado e consta do Quadro 3.37. No mesmo Quadro apresentam-se os valores G_{max} encontrados com as diferentes expressões aí referenciadas.

Quadro 3.37 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15160

EQUAÇÕES		MÓDULO DE DISTORÇÃO MÁXIMO (MPa)		
		$\sigma'_v = 200$ kPa $\sigma'_m = 135$ kPa $e_i = 0,54$	$\sigma'_v = 400$ kPa $\sigma'_m = 269$ kPa $e_i = 0,50$	$\sigma'_v = 800$ kPa $\sigma'_m = 538$ kPa $e_i = 0,47$
Hardin e Black (1966)		138,9	211,4	316,1
Seed e Idriss (1970) ($k_{2_{max}} = 14,0$)		162,7	229,6	324,7
Hardin e Drnevich (1972)		144,3	216,0	319,3
Sherif e Ishibashi (1976)		100,2	141,5	200,2
Iwasaki e Tatsuoka (1977)		172,0	240,8	331,4
Yoshimi (1977)		36,8	56,0	83,8
Hardin (1978)	A = 625 n = 0,5	146,4	219,3	324,1
	A = 631 n = 0,43	145,1	207,1	291,5
	A = 428,2 n = 0,574	102,3	161,3	250,9
Valores médios		127,6	187,0	271,3

Os resultados experimentais deste material foram comparados com as curvas hiperbólicas de Kondner, Hardin e Drnevich (1972), hiperbólicas modificadas de Hardin e Drnevich (1972) e de Shibata e Soelarno (1975), as equações de Sherif e Ishibashi (1976), e as curvas experimentais de Iwasaki, Tatsuoka e Tagaki (1976) com σ'_m igual a 100 e 200 kPa, de Seed e Idriss (1970) e de Seed et al (1984). As equações de Sherif e Ishibashi (1976) associadas aos valores de $G_{max}/2$ calculados com a expressão de Hardin (1978)

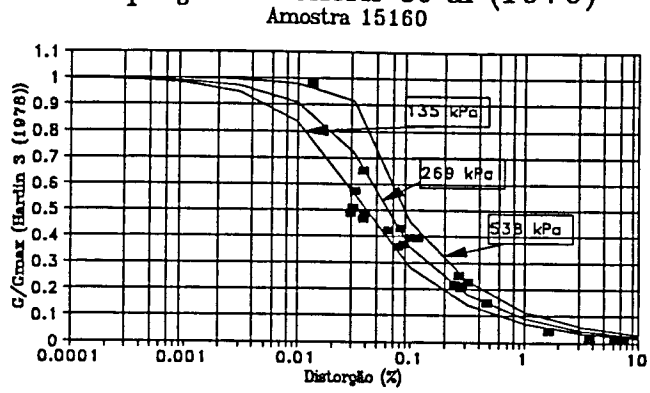


Figura 3.85 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15160 com as equações de Sherif et al (1976)

(A = 428,2 e n = 0,574) produziram o melhor ajustamento (ver Figura 3.85). No entanto, uma boa aderência é atingida utilizando para a avaliação de G e de G_{max} as equações de Sherif e Ishibashi ou as curvas de Seed et al (1984) para o primeiro e a expressão de Hardin (1978) com os parâmetros atrás mencionados.

O módulo de distorção máximo da amostra 15159 foi avaliado mediante a aplicação da expressão de Nishio (1985) e o do enrocamento de protecção com a expressão de Prange (1981). A evolução do módulo de distorção com o nível de deformação é representada, neste dois materiais, pela curva média de Seed et al (1984) para cascalho, devidamente corrigida.

No Quadro 3.38 e Figura 3.86 resumem-se, respectivamente, as expressões de G_{max} e as curvas experimentais assumidas para os solos que constituem o núcleo (sem correcção, pois são materiais argilosos), o dreno e o enrocamento de protecção da barragem de Las Cuevas. No mesmo Quadro explicita-se a expressão usada no cálculo de G_{max} do solo que constitui os maciços estabilizadores desta barragem. A curva de variação de G/G_{max} com a distorção para este material foi determinada através da equação de Sherif e Ishibashi, dada por:

$$\frac{G}{G_{max}} = 0,013\ \gamma^{-0,6}\,(\sigma'_m)^{0,349} \quad ,\gamma > 0,03\% \qquad (3.138)$$

$$\frac{G}{G_{max}} = 1,0076\ (1,605x10^{-33})^{\gamma}\ (\sigma'_m)^{11,67\gamma} \quad ,\gamma < 0,03\% \qquad (3.139)$$

Quadro 3.38 - Resumo das expressões de G_{max} para os materiais da barragem de Las Cuevas

AMOSTRA	REFERÊNCIA	EXPRESSÃO
15157 (núcleo)	Hardin (1978)	$G_{max}=\frac{428,2}{0,3+0,7e^2}(\sigma'_m)^{0,574}(p_a)^{0,426}$
15158 (núcleo)	Hardin (1978)	$G_{max}=\frac{428,2}{0,3+0,7e^2}(\sigma'_m)^{0,574}(p_a)^{0,426}$
15160 (maciços estabilizadores)	Hardin (1978)	$G_{max}=\frac{428,2}{0,3+0,7e^2}(\sigma'_m)^{0,574}(p_a)^{0,426}$
15159 (dreno)	Nishio et al (1985)	$G_{max}=9360\frac{(2,17-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{0,44}$
Enrocamento (protecção)	Prange (1981)	$G_{max}=7230\frac{(2,97-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{0,38}$

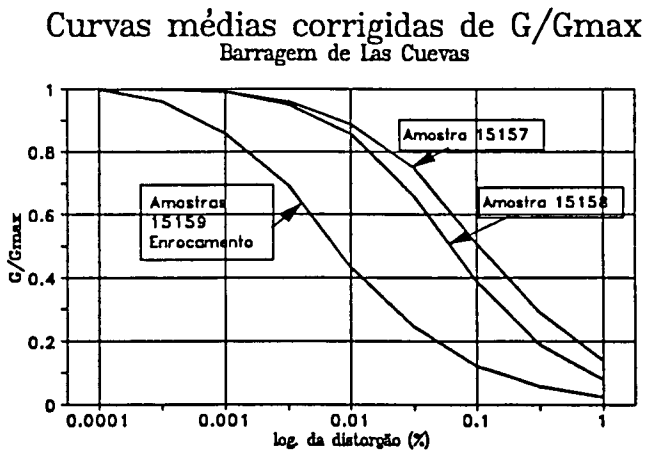


Figura 3.86 - Curvas médias corrigidas de G/G_{max} dos materiais da barragem de Las Cuevas

3.3.2.5 - BARRAGEM DO ALVITO

Os materiais da barragem do Alvito são analisados seguindo idênticos procedimentos.

O núcleo da barragem do Alvito é um solo argiloso, com um ângulo de atrito interno, calculado através de ensaios de corte simples monotónicos, de 28,5°, e com índice de plasticidade igual a 10. As características dos ensaios (tensão vertical de consolidação, tensão efectiva principal média (K_0= 0,523), índice de vazios inicial e coesão não drenada) resumem-se no Quadro 3.39, bem como os valores de G_{max} encontrados, com as expressões adequadas para este tipo de solo.

As curvas teóricas ou experimentais seleccionadas para o estudo comparativo dos valores do módulo de distorção dado pelos ensaios de corte simples cíclicos foram a curva hiperbólica de Kondner, Hardin e Drnevich (1972), a curva hiperbólica modificada de Hardin e Drnevich (1972), a curva hiperbólica modificada de Shibata e Soelarno (1975), a curva experimental de Seed e Idriss (1970), as curvas experimentais de Zen, Umehara e Hamada (1978) com IP= 9,4, a curva experimental de Zen e Higuchi (1984) com IP= 10 e as curvas experimentais de Sun, Golesorkhi e Seed (1988) para 5< IP< 10 e 10< IP< 20.

Os melhores resultados foram obtidos com as seguintes combinações:

Quadro 3.39 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 15079

EQUAÇÕES		MÓDULO DE DISTORÇÃO MÁXIMO (MPa)		
		σ'_v = 100 kPa σ'_m = 68 kPa e_i = 0,50 S_u = 45 kPa	σ'_v = 200 kPa σ'_m = 136 kPa e_i = 0,49 S_u = 93 kPa	σ'_v = 400 kPa σ'_m = 273 kPa e_i = 0,48 S_u = 139 kPa
Hardin e Black (1968)		109,7	157,4	226,3
Seed e Idriss (1970) (C= 1700)		76,5	158,1	236,3
Hardin e Drnevich (1972)		108,6	155,9	224,1
Hardin (1978)	A=625 n=0,5	110,3	158,3	227,5
	A=631 n=0,43	114,6	156,7	214,6
	A=428,2 n=0,574	73,3	110,7	167,5
Equação (3.123)		75,3	123,3	202,2
Valores médios		95,5	145,8	214,1

- G_{max} de Hardin et al (1968) - Curvas de Sun et al (1988) com 5< IP< 10.

- G_{max} de Hardin (1978) com A= 631 n= 0,43 - Curvas de Sun et al (1988) com 5< IP< 10.

- G_{max} dada pela equação (3.123) - Curvas de Sun et al (1988) com 5< IP< 10.

- G_{max} de Hardin (1978) com A= 428,2 e n= 0,574 - Curvas de Sun et al (1988) com 10< IP< 20.

Optou-se pela segunda combinação representada na Figura 3.87.

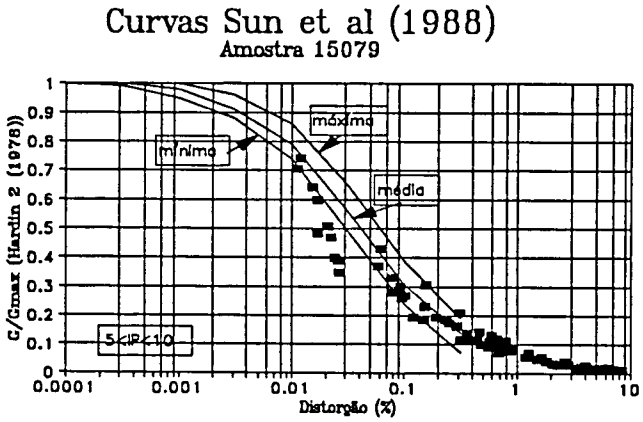


Figura 3.87 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 15079 com as curvas de Sun et al (1988)

O solo que constitui os maciços estabilizadores da barragem do Alvito é um cascalho siltoso com areia com um diâmetro D_{50} de cerca de 5 mm, um elevado coeficiente de uniformidade e um ângulo de atrito, determinado em ensaios de corte simples estáticos, de 27,6° (K_0= 0,537). Das expressões empíricas deduzidas para solos grosseiros foram aplicadas, no Quadro 3.40, as referentes aos materiais de base com características mais próximas da amostra em análise.

Os ensaios de corte simples cíclico, devido às condionantes dimensionais impostas pelo aparelho, foram executados sobre a fracção do solo que passa no peneiro 10. Apesar de ter havido a preocupação de calibrar esta fracção de modo a exibir uma curva granulométrica paralela à do solo original, os resultados não reflectem completamente o comportamento de um solo grosseiro, apresentando módulos de distorção demasiado elevados na zona das pequenas distorções (10^{-3} e 10^{-2}%) traduzindo mais as características do solo siltoso. Contudo e apesar das limitações aqui expressas,

compararam-se estes resultados com os característicos de cascalhos presentes na bibliografia, visando a extrapolação dos mesmos para pequenos níveis de deformação e para as tensões existentes in situ.

Quadro 3.40 - Resumo dos valores de G_{max} da amostra 388

EQUAÇÕES	MÓDULO DE DISTORÇÃO MÁXIMO (MPa)		
	σ'_v = 100 kPa σ'_m = 69 kPa e_i = 0,39	σ'_v = 200 kPa σ'_m = 138 kPa e_i = 0,39	σ'_v = 400 kPa σ'_m = 276 kPa e_i = 0,38
Seed e Idriss (1970) (k_{2max} = 20,0)	166,1	234,9	332,3
Kokusho et al (1981)	242,9	368,2	568,4
Tanaka et al (1985)	89,1	135,0	208,4
Goto et al (1987)	100,0	180,3	331,0
Nishio et al (1985)	137,5	186,5	257,7
Valores médios	147,1	221,0	339,6

As curvas para comparação escolhidas foram a hiperbólica de Kondner, Hardin e Drnevich (1972), a hiperbólica modificada de Shibata e Soelarni (1975), de Seed, Wong, Idriss e Tokimatsu (1984) para cascalhos e a de Imazu e Fukutake (1986).

A utilização da expressão de Nishio et al (1985) para o cálculo do módulo de distorção máximo e das curvas de Seed et al (1984) conduz ao melhor ajustamento com os dados experimentais (ver Figura 3.88).

Para o material constituinte do filtro-chaminé adopta-se a expressão de Kokusho et al (1981) no cálculo do módulo de distorção para níveis infinitesimais de deformação e a curva média corrigida de Seed et al (1984) para cascalho na variação da razão G/G_{max} em função da distorção.

No Quadro 3.41 e na Figura 3.89 resumem-se as características distorsionais dos materiais constituintes desta barragem. Nos solos arenosos foram feitas as correcções propostas por Katayama.

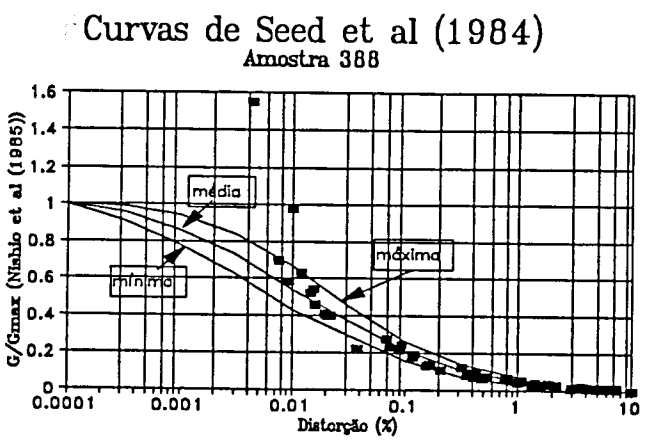


Figura 3.88 - Comparação dos resultados experimentais de G/G_{max} da amostra 388 com as curvas de Seed et al (1984)

Quadro 3.41 - Resumo das expressões de G_{max} para os materiais da barragem do Alvito

AMOSTRA	REFERÊNCIA	EXPRESSÃO
15079 (núcleo)	Hardin (1978)	$G_{max}=\frac{631}{0,3+0,7e^2}(\sigma'_m)^{0,43}(p_a)^{0,57}$
388 (maciços estabilizadores)	Nishio et al (1985)	$G_{max}=9360\frac{(2,17-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{0,44}$
Cascalheira (filtro)	Kokusho et al (1981)	$G_{max}=13000\frac{(2,17-e)^2}{1+e}(\sigma'_m)^{0,55}$

3.3.3 - CURVAS DE VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO COM O NÍVEL DE DEFORMAÇÃO

- EXPRESSÕES EMPÍRICAS E CURVAS EXPERIMENTAIS

- Equação de Hardin (1965) para o decremento logarítmico

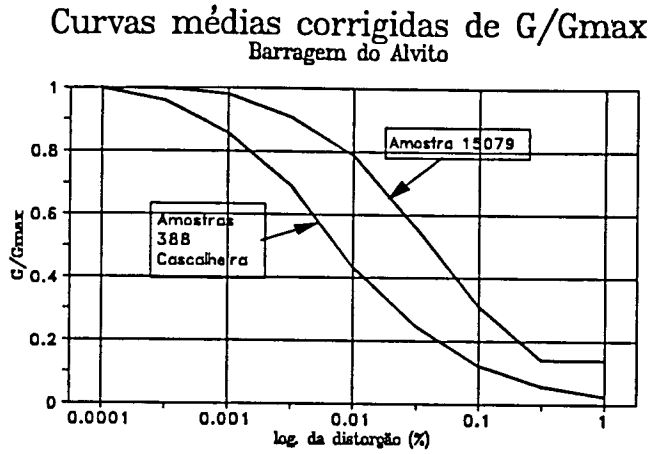


Figura 3.89 - Curvas médias corrigidas de G/G_{max} dos materiais da barragem do Alvito

Hardin faz depender o decremento logarítmico da amplitude de deformação γ e da tensão efectiva principal média σ'_m (em kPa), segundo a expressão:

$$\delta = 1,97\ \pi\ \gamma^{0,2}\,(\sigma'_m)^{-1/2}\ , \qquad (3.140)$$

donde

$$D = 0,985\ \gamma^{0,2}\,(\sigma'_m)^{-1/2}\ . \qquad (3.141)$$

Estas equações foram deduzidas para areias, com a distorção variando entre 10^{-6} e 10^{-4}, a tensão principal efectiva média entre 24 e 144 kPa e a frequência de vibração menor que 600 Hz. No entanto, a sua aplicação a outros ensaios em solos incoerentes mostrou que estabelecem um limite inferior para o valor do amortecimento, não conduzindo, em geral, a uma estimativa realistica da energia dissipada.

- Equação de Richart, Hall e Woods (1970) para o decremento logarítmico

Seguindo a filosofia da expressão (3.140), Richart, Hall e Woods sugerem a equação:

$$\frac{\mu\omega}{G} = 2D = 0,2\ \gamma^{0,2}\,(\sigma'_m)^{-1/2} \qquad (3.142)$$

- Curva experimental de Seed e Idriss (1970)

Após a análise de vários resultados experimentais, Seed e Idriss sugerem para curvas de evolução do amortecimento com a distorção, para areias e argilas saturadas, as que se apresentam nas Figuras 3.90 e 3.91, respectivamente.

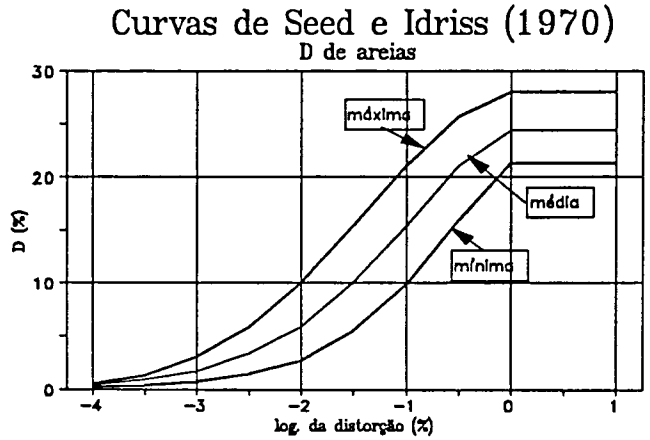


Figura 3.90 - Curvas experimentais de Seed e Idriss (1970) para areias

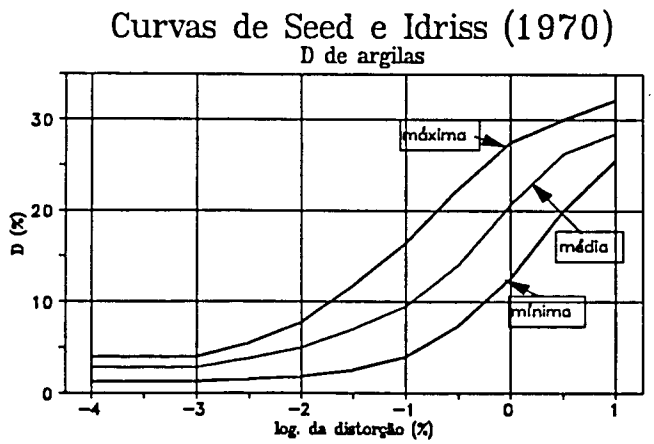


Figura 3.91 - Curvas experimentais de Seed e Idriss (1970) para argilas saturadas

- Equações de Hardin e Drnevich (1972) para D/D_{max} e valores empíricos para D_{max}

Hardin e Drnevich estabeleceram uma relação entre D/D_{max} e G/G_{max}, com base nas seguintes obervações:

- Num ciclo histerético quando a direcção de carga é invertida, o declive da relação

tensão-deformação, imediatamente após a inversão, é aproximadamente igual a G_{max}, independentemente da amplitude de distorção aplicada.

- O triângulo ABC, da Figura 3.92, formado pela recta que une os pontos extremos do ciclo histerético (com declive G), pela recta com declive G_{max} que passa por uma extremidade e pela horizontal que atravessa a outra extremidade, tem uma área proporcional (constante de proporcionalidade k_1) à área limitada pelo ciclo histerético.

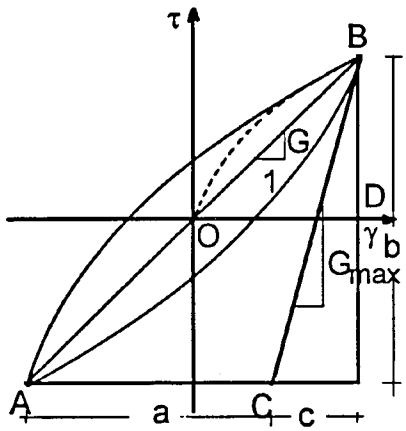


Figura 3.92 - Representação das áreas triangulares ABC e OBD

Assim atendendo à definição do coeficiente de amortecimento tem-se:

$$D=\frac{\textit{área do ciclo histerético}}{4\pi\ \textit{área do triângulo OBD}}= \\ =k_1\frac{\textit{área do triângulo ABC}}{4\pi\ \textit{área do triângulo OBD}}\ , \tag{3.143}$$

ou em termos dos comprimentos a, b e c, representados na Figura 3.92:

$$D=k_1\frac{\frac{ab}{2}}{4\pi\frac{(a+c)\,b}{8}}=\frac{k_1}{\pi}\left(1-\frac{G}{G_{max}}\right)\ . \tag{3.144}$$

Para níveis de deformação elevados, o módulo de distorção aproxima-se assintóticamente do valor nulo e o amortecimento do seu valor máximo, pelo que para G igual a zero D será igual a D_{max}. Substituindo estes valores na equação (3.144) conclui-se que:

$$D_{max} = \frac{k_1}{\pi} \quad , \tag{3.145}$$

e que a relação encontrada entre D/D_{max} e G/G_{max} é a que se transcreve:

$$\frac{D}{D_{max}} = 1 - \frac{G}{G_{max}} \quad . \tag{3.146}$$

Utilizando a curva hiperbólica para traduzir a variação de G/G_{max} chega-se a:

$$\frac{D}{D_{max}} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{\left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}\right)} \tag{3.147}$$

Com base na definição de distorção hiperbólica

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r}\left[1 + a \exp\left(-b\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)\right] \quad , \tag{3.148}$$

e na equação hiperbólica modificada, que caracteriza a relação G/G_{max}, estes autores sugerem, como sendo a mais adequada curva de evolução do amortecimento, a expressão:

$$\frac{D}{D_{max}} = \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h} \quad . \tag{3.149}$$

Os valores dos parâmetros a e b aconselhados, para o cálculo da distorção hiperbólica para a determinação do amortecimento, constam do Quadro 3.42, onde N representa o número de ciclos de carga, σ'_m o valor da tensão efectiva principal média, expresso em kPa e f o valor da frequência em Hertz.

Visando a completa definição do coeficiente de amortecimento é ainda necessário conhecer D_{max}. Tendo em conta os resultados experimentais, Hardin e Drnevich admitiram que para os solos não coesivos o amortecimento máximo era apenas função de N, e que para siltes e argilas era dependente da tensão efectiva principal média, da frequência e do número de ciclos, de acordo com as equações:

Quadro 3.42 - Valores de a e b para o cálculo de D segundo Hardin e Drnevich (1972)

TIPO DE SOLO	AMORTECIMENTO	
	a	b
Areia limpa seca	$0,6\ N^{-1/6}-1$	$1-N^{-1/12}$
Areia limpa saturada	$0,54\ N^{-1/6}-0,9$	$0,65-0,65\ N^{-1/12}$
Solo coesivo saturado	$1+0,2\ f^{1/2}$	$0,2\ f\ \exp(-\sigma_m/100)+0,0225\ \sigma_m+0.3\log N$

- Areias limpas secas

$$D_{max}= 33-1,5\ \log N \quad (\%)\ , \tag{3.150}$$

- Areias limpas saturadas

$$D_{max}= 28-1,5\ \log N \quad (\%)\ , \tag{3.151}$$

- Siltes saturados

$$D_{max}= 26-4\ (\sigma'_m)^{1/2}+0,7\ f^{1/2}-1,5\ \log N \quad (\%)\ , \tag{3.152}$$

- Solos argilosos

$$D_{max}= 31-(3+0,3\ f)\ (\sigma'_m)^{1/2}+1,5\ f^{1/2}-1,5\ \log N \quad (\%)\ . \tag{3.153}$$

- **Equação de Edil e Luhn (1978)**

Para areias quartzíticas e para distorções menores que 0,02, Edil e Luhn recomendam:

$$\frac{D}{D_0}= 1,131-0,0453\ \log N\ . \tag{3.154}$$

D_0 é um factor dado, em função do índice de vazios, por:

$$D_0= 0,88+6592\ \gamma\ e^{1/2}-0,28\ \gamma^{1/3}\left(\frac{\sigma'_m}{98,07}\right)^3-73,55\ (\sigma'_m)^{1/2}\ , \tag{3.155}$$

e em função da compacidade relativa por:

$$D_0 = 0,70+7800\ \gamma\ D_r^{1/2} - 0,36\ \gamma^{1/3}\left(\frac{\sigma'_m}{98,07}\right)^3 . \qquad (3.156)$$

- Curvas experimentais de Seed, Wong, Idriss e Tokimatsu (1984)

Reunindo os resultados experimentais de diversos investigadores, Seed et al. estabeleceram curvas limites superior e inferior para a relação entre o coeficiente de amortecimento e a distorção de areias e cascalho, assim como uma relação média, que se encontram representadas na Figura 3.93.

Estas curvas fornecem valores do coeficiente de amortecimento com precisão suficiente para a maioria das aplicações práticas, e uma base de avaliação da variação do coeficiente de amortecimento com a deformação de corte, para areias e cascalho, quando se dispõe de um reduzido número de ensaios.

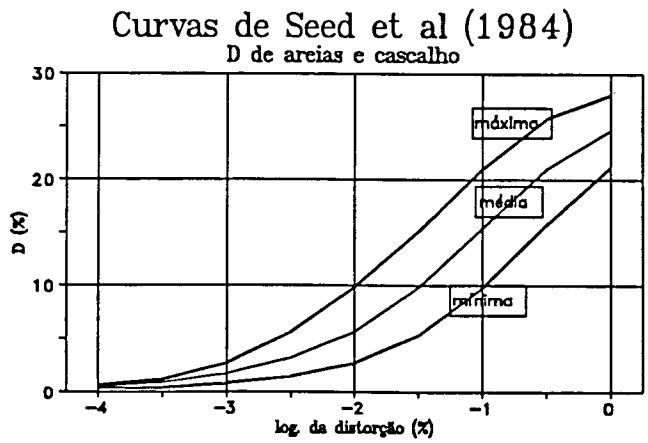


Figura 3.93 - Curvas experimentais de amortecimento de Seed et al para areias e cascalho

- Curvas experimentais de Imazu e Fukutake (1986)

Procedendo ao tratamento estatístico de ensaios realizados sobre argilas, areias e cascalho, Imazu e Fukutake traçaram as curvas envolventes dos coeficientes de

amortecimento observados, descritas nas Figuras 3.94 a 3.96, para cada tipo de solo.

- Equação de Saxena e Reddy (1987)

Mais recentemente, Saxena e Reddy, no estudo da areia Monterey nº O, procederam a ensaios em coluna ressonante, e foram conduzidos a:

$$D = 9,22 \left(\frac{\sigma'_m}{p_a} \right)^{-0,38} (\gamma)^{0,33} \quad . \qquad (3.157)$$

Na equação (3.157) p_a é o valor da pressão atmosférica, que deverá ser expresso nas unidades da tensão efectiva principal média.

3.3.3.1 - BARRAGEM DE BORDE SECO

Os valores do coeficiente de amortecimento obtidos nos ensaios de corte simples cíclicos realizados com as amostras 15150, 15151 e 15152 são comparados com as expressões e curvas experimentais válidas no intervalo de distorções aplicado na fase de corte dos provetes para solos arenosos, considerando-se que para distorções superiores a 1% o equipamento não traduz com fiabilidade a dissipação de energia do solo. Assim são seleccionadas as equações hiperbólicas modificadas de Hardin e Drnevich (1970), com parâmetros D_{max}, a e b característicos de areias limpas saturadas, as curvas experimentais de Seed e Idriss (1970), de Seed, Wong, Idriss e Tokimatsu (1984), de Imazu e Fukutake (1986) e a equação de Saxena e Reddy (1987) determinadas para areias.

Os valores do coeficiente de amortecimento resultantes da aplicação da equação de Saxena e Reddy (1987) são sempre muito inferiores aos determinados. As curvas de Seed e Idriss (1970) e de Seed et al (1984) são praticamente coincidentes, e com uma dispersão muito superior à apresentada pelas curvas de Imazu e Futukate (1986), permitindo, deste modo, um melhor ajustamento aos resultados dos ensaios. Por este motivo e por uma questão de coerência com a curva escolhida para representar a variação do módulo de distorção destes materiais, adopta-se para estes solos como lei de variação de D com o nível de distorção a curva média de Seed et al (1984), representada na Figura 3.100. Esta curva deduzida para areia e cascalho também é seleccionada para traduzir o

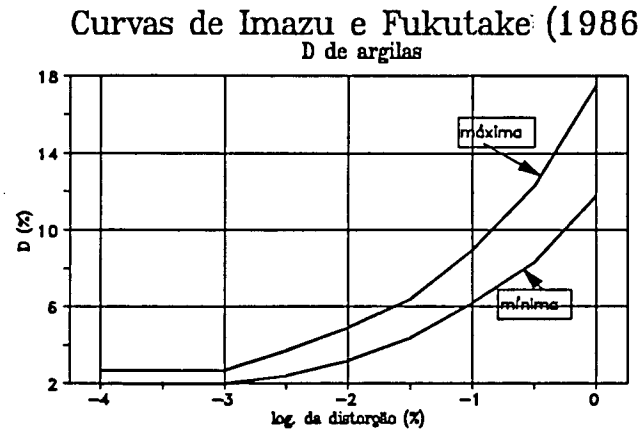


Figura 3.94 - Curvas experimentais de Imazu e Fukutake (1986) para argilas

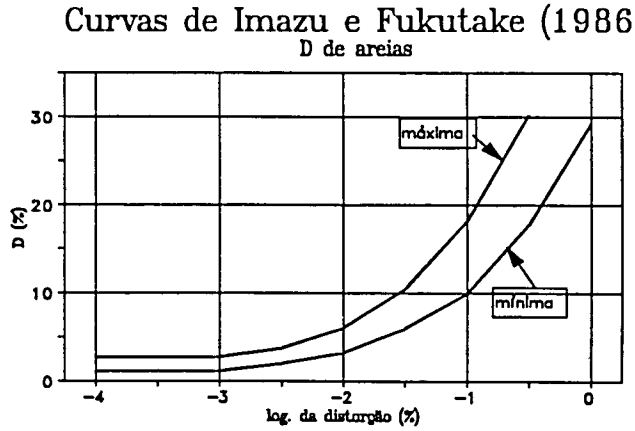


Figura 3.95 - Curvas experimentais de Imazu e Fukutake (1986) para areias

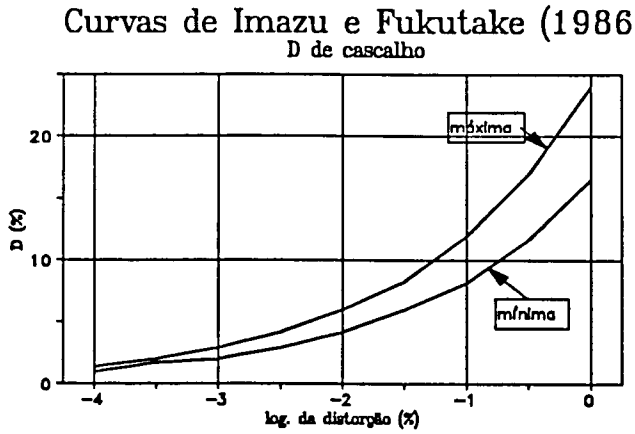


Figura 3.96 - Curvas experimentais de Imazu e Fukutake (1986) para cascalho

amortecimento das amostras 15153, 15154 e 15155, bem como do cascalho colocado no maciço de montante.

Nas Figuras 3.97 a 3.99 comparam-se os valores do coeficiente de amortecimento experimentais correspondentes às amostras 15150, 15151 e 15152, respectivamente, com as curvas máxima, média e mínima deduzida por Seed et al (1984).

3.3.3.2 - BARRAGEM DE LAS CUEVAS

Dos solos que constituem a barragem de Las Cuevas apenas foram efectuadas determinações do coeficiente de amortecimento para as amostras 15158 e 15160.

As curvas bibliográficas escolhidas para comparação para a amostra 15158 são as seguintes:

- Curva experimental de Seed e Idriss (1970) para argilas.
- Equação hiperbólica modificada de Hardin e Drnevich (1970) com D_{max}, a e b característicos de solos argilosos.
- Curva experimental de Imazu e Fukutake (1986).

A melhor aderência com os resultados experimentais foi obtida com a primeira (ver Figura 3.101, pelo que se adoptou a curva média de Seed e Idriss (1970) para caracterizar o comportamento amortecido deste solo. Esta curva foi também seleccionada para a amostra 15157.

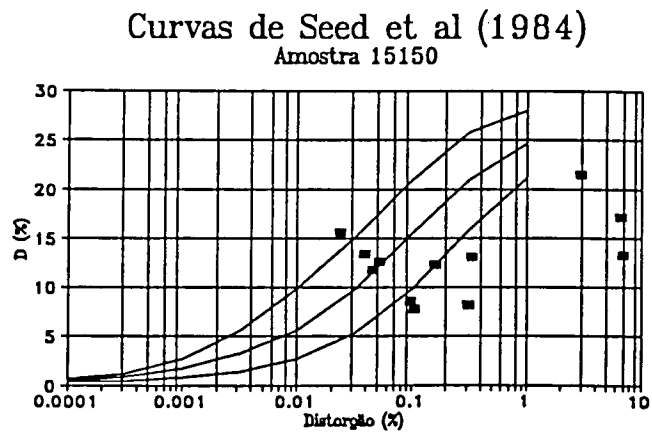


Figura 3.97 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15150 com as curvas de Seed et al (1984)

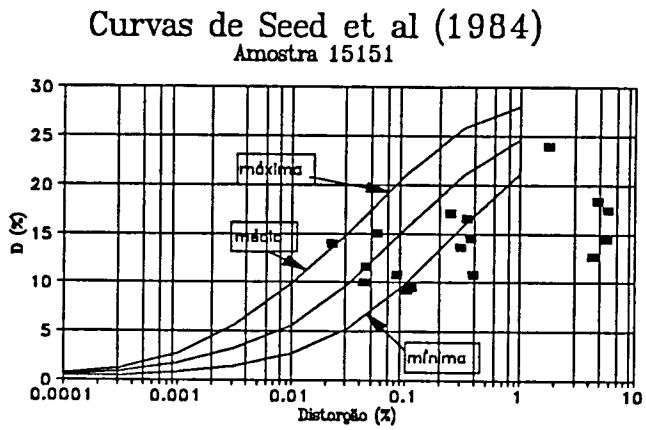


Figura 3.98 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15151 com as curvas de Seed et al (1984)

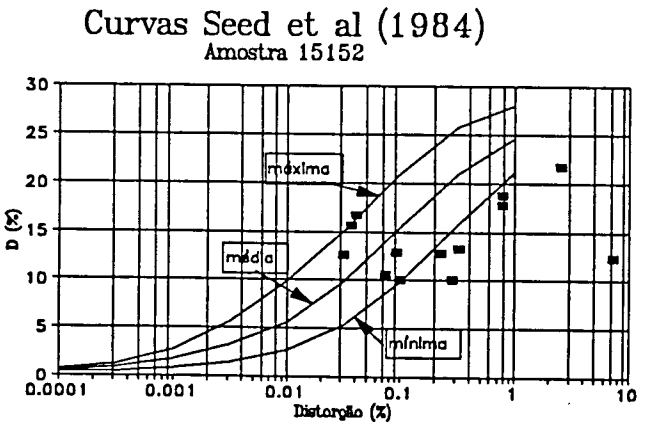


Figura 3.99 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15152 com as curvas de Seed et al (1984)

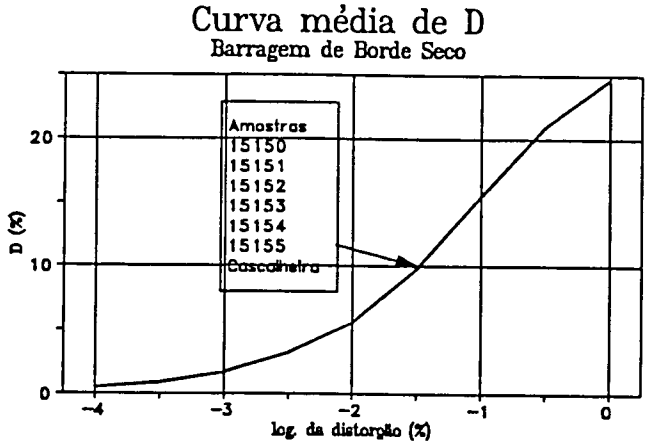


Figura 3.100 - Curva média de D dos materiais da barragem de Borde Seco

Os resultados da amostra 15160 foram comparados com:

- As curvas experimentais de Seed e Idriss (1970) para areias.
- A equação hiperbólica modificada de Hardin e Drnevich (1970) para areias limpas saturadas.
- As curvas experimentais de Seed, Wong, Idriss e Tokimatsu (1984) (areias e cascalho).
- As curvas experimentais de Imazu e Fukutake (1986) para areias.
- A equação de Saxena e Reddy (1987).

O melhor ajustamento foi obtido com as curvas de Seed et al (1984) (ver Figura 3.102).

Para amostra 15159 e para o enrocamento de protecção desta barragem foi escolhida também a curva de D(γ) devida a Seed et al (1984).

Na Figura 3.103 estão ilustradas as curvas de variação do coeficiente de amortecimento com o nível de distorção a considerar no cálculo dinâmico da barragem de Las Cuevas.

3.3.3.3 - BARRAGEM DO ALVITO

Os materiais ensaiados da barragem do Alvito apresentam grande dispersão de resultados, parecendo que oscilam em torno de um valor constante, impedindo uma comparação com as curvas bibliográficas com algum significado. No entanto, no sentido

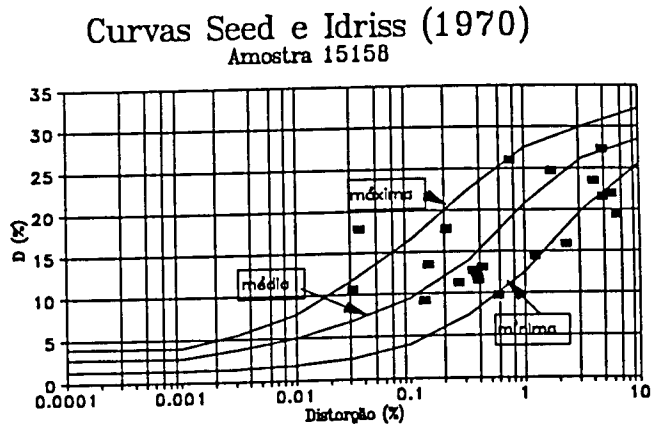


Figura 3.101 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15158 com as curvas de Seed e Idriss (1970)

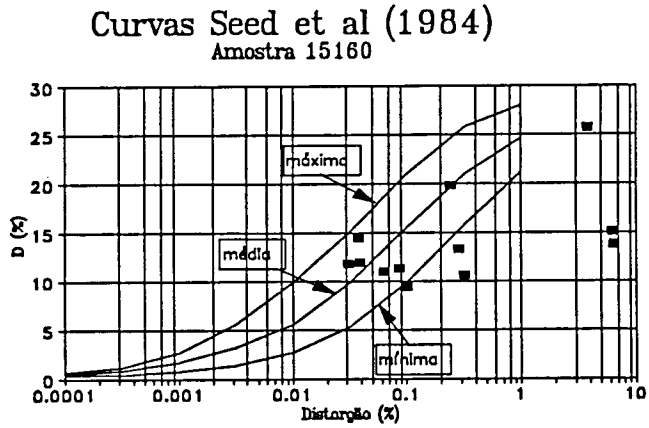


Figura 3.102 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15160 com as curvas de Seed et al (1984)

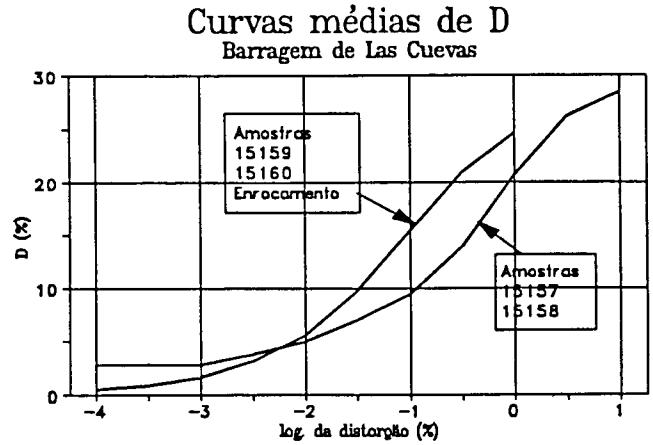


Figura 3.103 - Curvas de D dos materiais da barragem de Las Cuevas

de se estabelecer uma possível correlação e considerando que para distorções muito pequenas haveria erros associados a ruídos e que para grandes distorções o provete se encontra em rotura plástica, e tomando como significativos apenas os valores intermédios, os resultados experimentais do núcleo foram comparados com as curvas de Seed e Idriss (1970) para argilas, com a equação de Hardin e Drnevich (1970) para solos argilosos e com as curvas experimentais de Imazu e Fukutake (1986). O melhor ajustamento para deformações intermédias foi obtido com as curvas de Seed e Idriss (1970) (ver Figura 3.104).

Os provetes que pretendem representar o solo constituinte dos maciços estabilizadores são, por limitações do equipamento, constituídos apenas pela sua fracção com dimensões inferiores ao diâmetro do peneiro #10, pelo que não há, à partida,

correspondência directa entre os resultados obtidos e as propostas dos diversos investigadores para o coeficiente de amortecimento de materiais grosseiros. Para se analisar o efeito introduzido pelas dimensões das partículas, os valores do coeficiente de amortecimento foram comparados com as curvas de Seed, Wong, Idriss e Tokimatsu (1984) e com as curvas experimentais de Imazu e Fukutake. A correspondência obtida foi muito fraca, como se pode verificar na Figura 3.105, relativa à curva de Seed et al (1984).

Em face da inexistência de resultados credíveis para este solo, escolheu-se para caracterizar o coeficiente de amortecimento do material a curva de Seed et al (1984), seguindo o critério idêntico ao adoptado para a curva de variação de G/G_{max}. A mesma curva foi utilizada para o cascalho que integra o filtro-chaminé.

A Figura 3.106 sintetiza as curvas experimentais a considerar para cada material desta barragem.

3.3.4 - CÁLCULO DO NÚMERO EQUIVALENTE DE CICLOS DE TENSÃO DE CORTE UNIFORME

A conversão de histórias irregulares de tensões, resultantes do cálculo dinâmico sob acção sísmica, em ciclos de tensão uniformes, com vista à sua comparação com os ensaios laboratoriais para estimativa dos valores da distorção potencial ou do coeficiente de pressões intersticiais, é efectuada através dos conceitos de coeficiente de tensões cíclicas equivalente e do número equivalente de ciclos uniformes.

O coeficiente de tensões cíclicas equivalente é definido como a razão de 0,65 vezes a tensões de corte dinâmica de pico no plano horizontal pela tensão vertical efectiva no mesmo plano, e reflecte, melhor do que a aceleração de pico, a severidade do nível de vibração.

O número equivalente de ciclos uniformes (NECU) é igual ao número de ciclos de uma tensão de corte uniforme, igual a 65% do valor da tensão tangencial máxima, que aplicada ao solo produz o mesmo efeito na resistência e deformabilidade que a história de tensões irregulares induzidas pelo sismo. Na sua determinação utiliza-se o método de Seed et al (1975) que consiste na associação a cada ciclo de tensões de corte irregular de um peso, determinado a partir de uma curva de ponderação, equivalente a um certo número de ciclos uniformes ao nível de 0,65 τ_{max}. A soma dos pesos dá o valor de NECU.

Existem duas curvas de ponderação, a de Lee e Chan (1972) e a de Seed et al (1975), construídas do seguinte modo: i) para cada nível de tensão, τ, foi determinado o

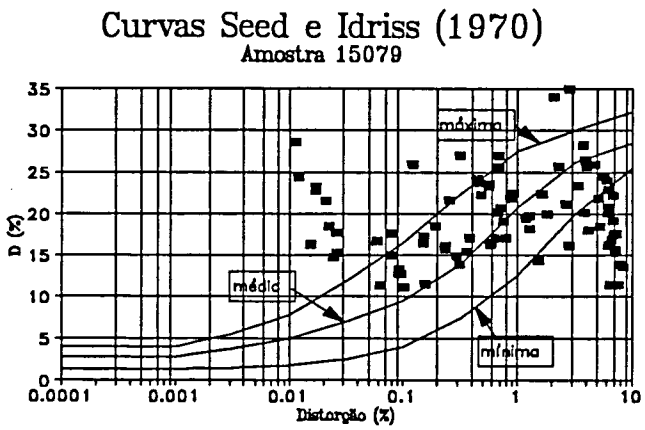


Figura 3.104 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 15079 com as curvas de Seed e Idriss (1970)

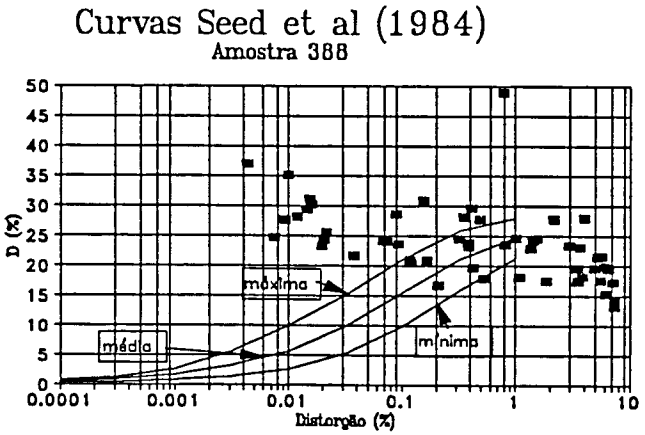


Figura 3.105 - Comparação dos resultados experimentais de D da amostra 388 com as curvas de Seed et al (1984)

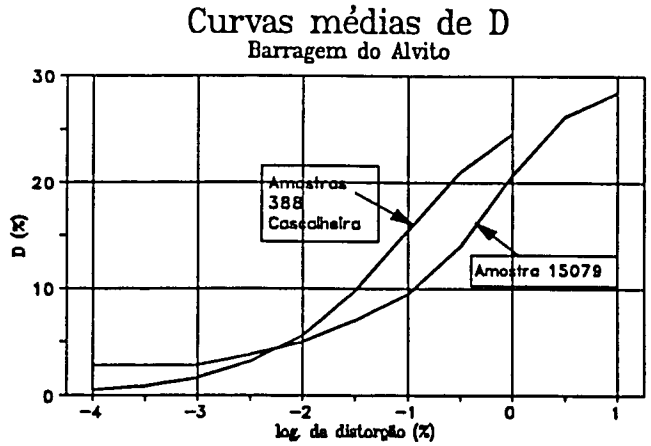


Figura 3.106 - Curvas de D dos materiais da barragem do Alvito

número de ciclos necessários para produzir liquefacção, N_{liq}; ii) o valor desta tensão foi dividido pela tensão tangencial capaz de liquefazer o solo em apenas um ciclo de carga, τ_{max}; e iii) procedeu-se à representação de τ/τ_{max} em função de N_{liq}. Em ambos os casos, os ensaios foram conduzidos a tensão de corte inicial nula.

O peso de cada ciclo é calculado dividindo N_{liq} correspondente a τ/τ_{max} igual a 0,65 pelo N_{liq} do nível de tensão do ciclo considerado.

A curva de ponderação proposta por Lee e Chan baseou-se em ensaios cíclicos triaxiais, devidamente corrigidos para simular as condições 'in situ'.

A curva de ponderação de Seed et al foi desenvolvida a partir de ensaios de corte simples cíclico de grande escala, em mesa vibratória, os quais representam mais de perto as condições de campo, tendo sido aplicado um coeficiente de segurança de 1,5, de modo que a tensão requerida para causar rotura num ciclo é igual a uma vez e meia a tensão máxima desenvolvida num sismo. Esta foi a curva de ponderação adoptada no cálculo e encontra-se representada na Figura 3.107 em termos de τ/τ_{max} e de N_{liq} e, mais convenientemente, na Figura 3.108 em termos de τ/τ_{max} e do número de ciclos equivalentes com a aplicação de 0,65 de τ_{max}.

3.3.5 - AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA CÍCLICA DOS SOLOS

A avaliação da estabilidade dinâmica de barragens de aterro pelo método linear equivalente é efectuada através da comparação das tensões de corte desenvolvidas, resultantes do cálculo sob a acção sísmica, com as tensões de corte associadas a um determinado nível de deformação, medido em ensaios laboratoriais. Esta deformação, dita potencial, constitui uma medida da deformação máxima que um elemento sem qualquer constrangimento exibirá, quando submetido a uma história de tensões de corte induzida por o sismo de projecto em consideração.

O potencial de liquefacção dos solos, necessário na verificação da segurança à rotura por liquefacção, é quantificado em função do coeficiente de pressão intersticial desenvolvido nos ensaios laboratoriais para o nível de deformação potencial calculado.

Determinam-se, seguidamente, para os materiais de cada uma das barragens em análise, os valores da tensão tangencial correspondentes a níveis de deformação de 1, 2,5, 5 e 10%, registados nos respectivos ensaios de corte cíclico. Em face dos valores obtidos é estabelecida, por interpolação, uma lei geral de variação desta tensão com o nível de deformação e a tensão vertical aplicada. Para o intervalo de deformação estabelecido (de

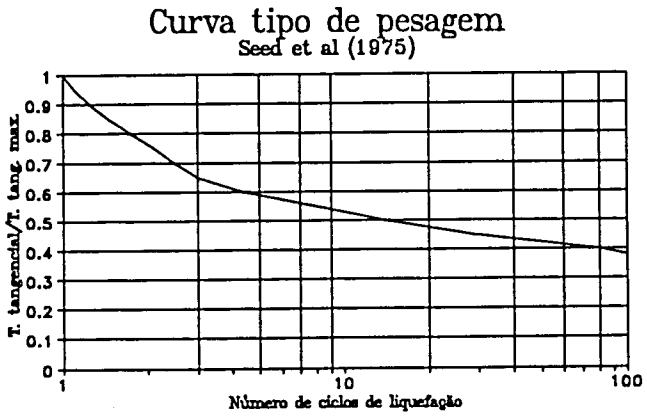


Figura 3.107 - Curva de ponderação de Seed et al de $\tau/\tau_{max}(N_{liq})$

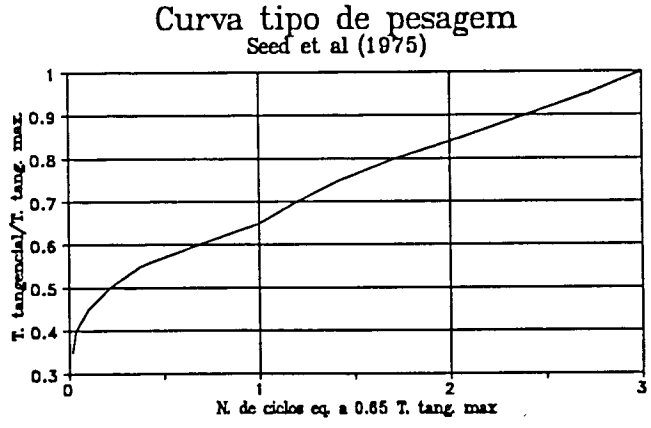


Figura 3.108 - Curva de ponderação de Seed et al de τ/τ_{max} - número de ciclos equivalente a 0,65 τ_{max}

1 a 10%) são calculadas leis de variação do coeficiente de pressões intersticiais com a distorção cíclica.

3.3.5.1 - BARRAGEM DE BORDE SECO

Para o estabelecimento de leis de variação da tensão tangencial com a distorção induzida, os resultados dos ensaios de corte cíclico das amostras constituintes do núcleo (amostra 15150) e dos maciços estabilizadores (amostras 15151 e 15152), são representados tomando para eixo das abcissas a tensão tangencial e para eixo das

ordenadas o logaritmo da distorção induzida no ciclo correspondente ao número de ciclos equivalentes. A título exemplificativo, nas Figuras 3.109 a 3.111 apresentam-se, para cada uma das amostras, os gráficos assim obtidos para um número de ciclos igual a 12. Da análise destas Figuras verifica-se que os pontos representativos de cada um dos ensaios têm andamento próximo do rectilíneo, com dispersões características de resultados experimentais, sendo lícito aproximá-los pelas rectas representadas nas mesmas Figuras. Salienta-se ainda que os ensaios 2 e 3 da amostra 15151, consolidados sob a mesma tensão vertical inicial, produzem leituras muito próximas, atestando deste modo a reprodutibilidade dos ensaios. Os resultados do ensaio 4 do mesmo solo não são incluídos, uma vez que este ensaio se reduziu à aplicação do último patamar de carga, não sendo portanto representativo.

As expressões obtidas para a variação do logaritmo da distorção (em %) em função da tensão tangencial aplicada (kPa) em 12 ciclos de carga, têm a seguinte forma geral:

$$\log \gamma = a + b\,\tau \qquad (3.158)$$

tomando a e b, para cada um dos ensaios, os valores particulares transcritos no Quadro 3.43. Com base nesta expressão determinam-se as tensões tangenciais (referenciadas por τ_1, $\tau_{2,5}$, τ_5 e τ_{10}) correspondentes a valores de distorção de 1, 2,5, 5 e 10%, que se representam, para cada um dos solos nas Figuras 3.112 a 3.114, em função da tensão vertical de consolidação. A lei de variação $\tau_\gamma(\sigma_v)$ é, em todos os casos, aproximadamente linear, bem como a variação dos respectivos coeficientes, pelo que se adoptam as seguintes leis gerais:

- Amostra 15150:

$$\tau_\gamma = 15,4299 + 8,0529 \log \gamma + 0,07172\,\sigma_v + 0,04268\,\sigma_v \log \gamma \qquad (3.159)$$

- Amostra 15151:

$$\tau_\gamma = 11,3796 + 6,2670 \log \gamma + 0,07705\,\sigma_v + 0,04646\,\sigma_v \log \gamma \qquad (3.160)$$

- Amostra 15152:

$$\tau_\gamma = 9,3577 + 7,1554 \log \gamma + 0,1030\,\sigma_v + 0,06626\,\sigma_v \log \gamma \qquad (3.161)$$

O coeficiente de pressão intersticial, R_u, no intervalo de deformações compreendido

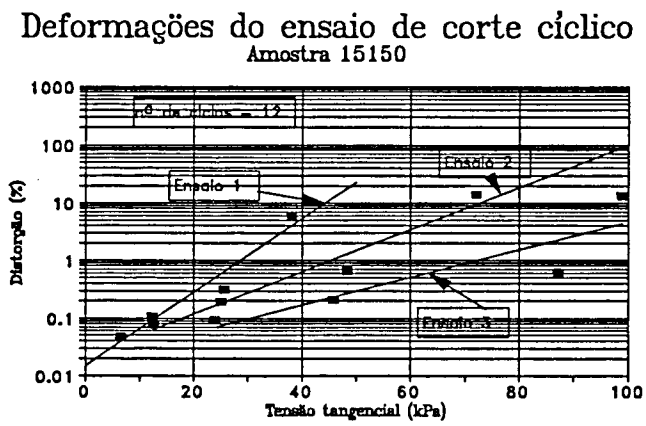


Figura 3.109 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15150

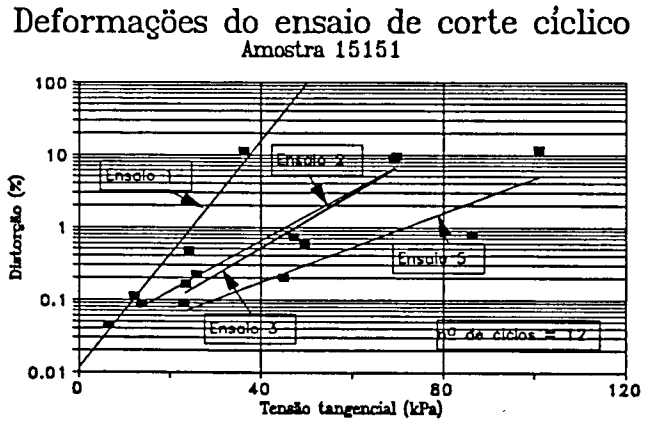


Figura 3.110 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15151

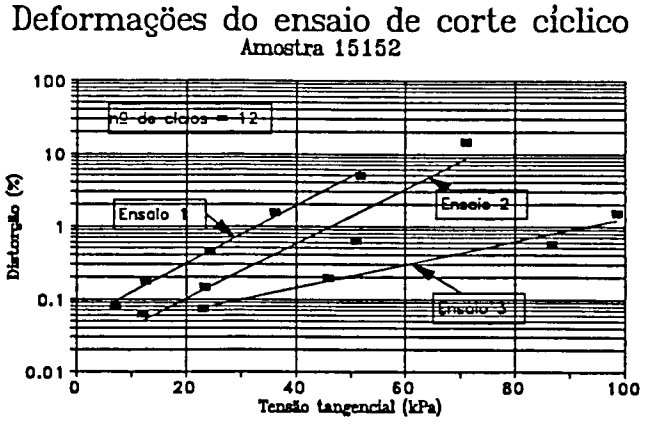


Figura 3.111 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15152

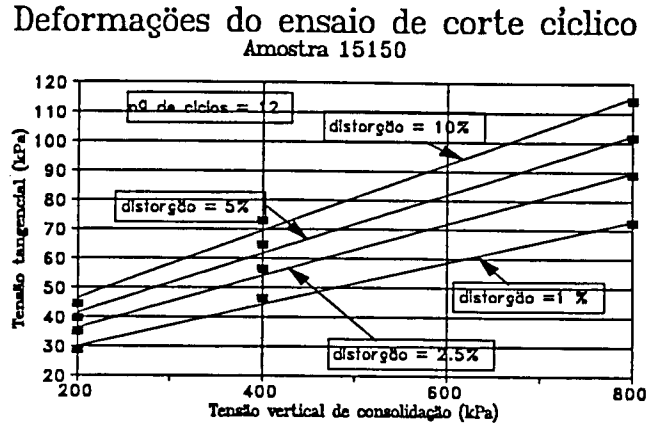


Figura 3.112 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15150

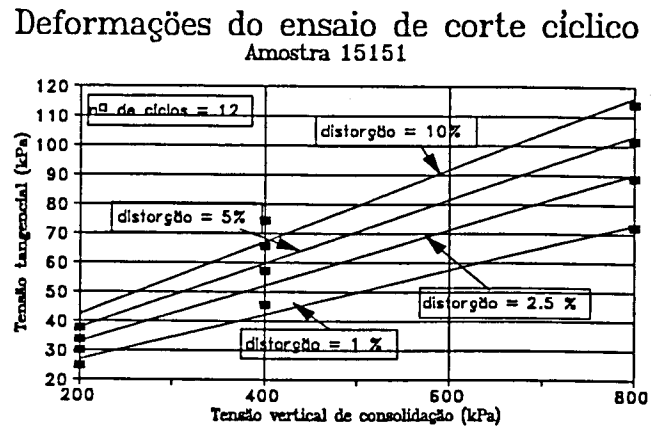


Figura 3.113 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15151

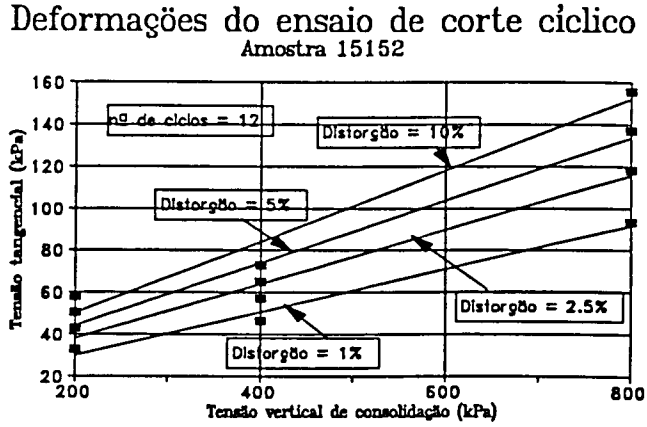


Figura 3.114 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15152

Quadro 3.43 - Constantes a e b para os ensaios dos solos da barragem de Borde Seco

AMOSTRA	ENSAIO	a	b
15150	1	-1,8175	0,06365
	2	-1,6583	0,03659
	3	-1,7305	0,02395
15151	1	-1,9332	0,07825
	2	-1,5843	0,03479
	3	-1,7740	0,03712
	5	-1,7119	0,02379
15152	1	-1,3013	0,03971
	2	-1,7488	0,03774
	3	-1,4894	0,01599

entre 1 e 10%, é para todas as amostras ensaiadas desta barragem função linear da logaritmo da distorção (ver Figuras 1.98, 1.101 e 1.104). Por regressão linear das leituras executadas durante os ensaios obtem-se para um número de ciclos igual a 12:

- Amostra 15150:

$$R_u=46,4512+43,8196\ \log\gamma \qquad (3.162)$$

- Amostra 15151:

$$R_u=46,2459+46,1831\ \log\gamma \qquad (3.163)$$

- Amostra 15152:

$$R_u=41,8830+51,6161\ \log\gamma \qquad (3.164)$$

3.3.5.2 - BARRAGEM DE LAS CUEVAS

Os resultados dos três ensaios cíclicos realizados sobre a amostra 15157, do núcleo, dos seis ensaios efectuados sobre a amostra 15158, do material alternativo do

núcleo, e dos seis ensaios da amostra 15160, dos maciços estabilizadores da barragem de Las Cuevas, estão representados nas Figura 3.115, 3.116 e 3.117, respectivamente, em termos do logaritmo da distorção em função da amplitude da onda sinusoidal de tensão tangencial aplicada durante 12 ciclos de carga.

As funções lineares, que os aproximam pelo método dos mínimos quadrados, aí também apresentadas, são definidas pela equação (3.158) e pelos parâmetros a e b descritos no Quadro 3.44, permitindo a avaliação da tensão tangencial máxima associada aos níveis de deformação anteriormente escolhidos (1%, 2,5%, 5% e 10%). Representando estas tensões em função da tensão vertical inicial obtem-se os andamentos das Figuras 3.118 a 3.120, aonde ressalta o carácter iminentemente linear da relação entre os dois tipos de tensões, com a excepção da amostra 15157, para a qual no intervalo de deformações considerado a tensão tangencial é uma função linear do inverso da tensão

Quadro 3.44 - Constantes a e b para os ensaios dos solos da barragem de Las Cuevas

AMOSTRA	ENSAIO	a	b
15157	1	-1,8392	0,03619
	2	-1,6760	0,01854
	3	-1,9372	0,01838
15158	1	-1,8312	0,03340
	2	-1,0954	0,02679
	3	-1,8440	0,02546
	4	-0,7197	0,01499
	5	-1,7448	0,01507
	6	-1,5015	0,01401
15160	1	-2,1521	0,05193
	2	-1,9358	0,07607
	3	-2,0860	0,04025
	4	-1,7072	0,03672
	5	-2,0300	0,02139
	6	-1,7549	0,02280

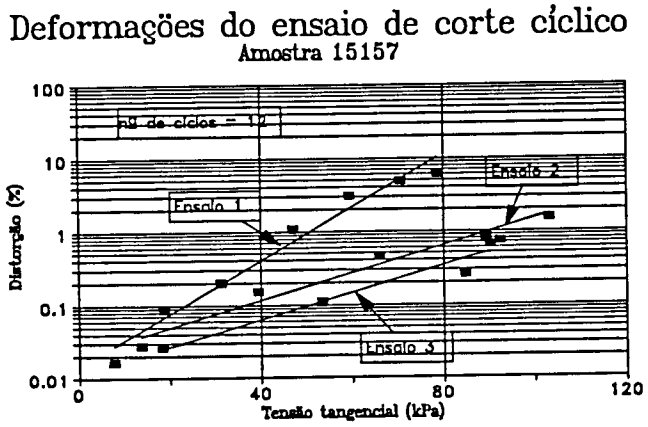


Figura 3.115 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15157

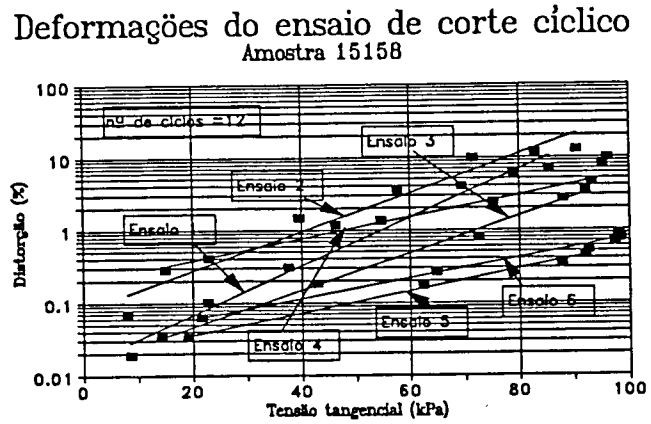


Figura 3.116 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15158

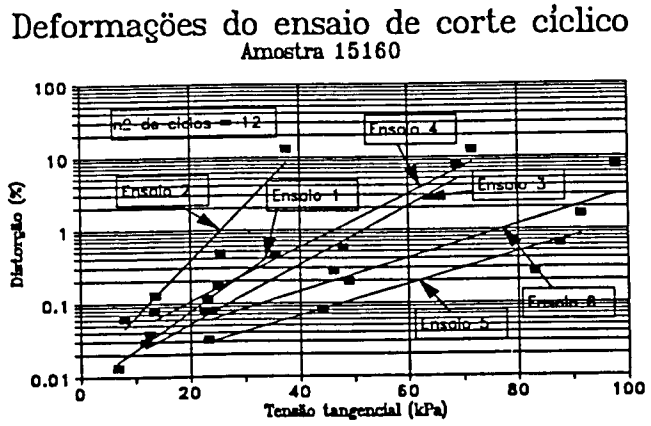


Figura 3.117 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15160

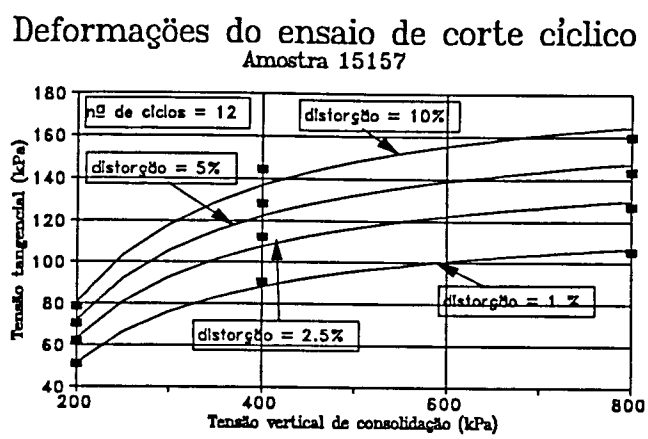


Figura 3.118 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15157

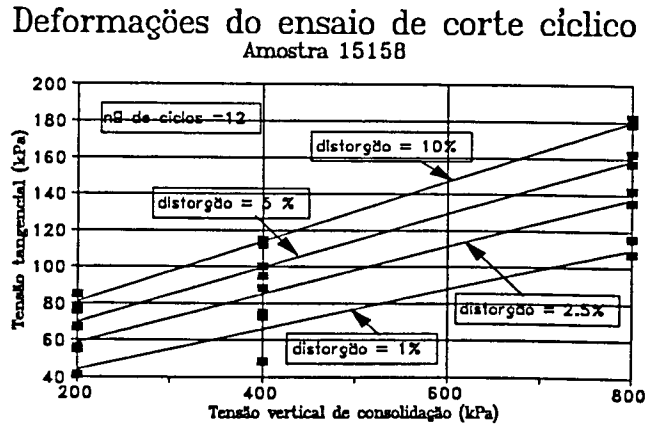


Figura 3.119 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15158

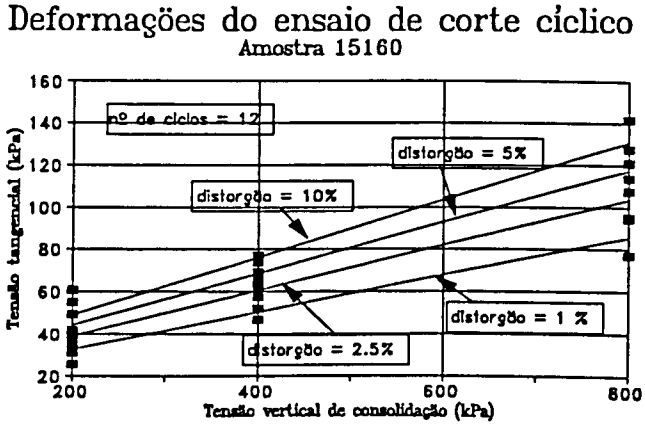


Figura 3.120 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15160

normal de consolidação, definida por:

$$\tau_\gamma = c + \frac{d}{\sigma_v} \qquad (3.165)$$

Em todos os solos, os coeficientes da lei $\tau_\gamma(\sigma_v)$ variam linearmente com a deformação, pelo que são válidas as seguintes relações:

- Amostra 15157:

$$\tau_\gamma = 125,166 + 67,5523 \log \gamma - \frac{14731 + 7621,08 \log \gamma}{\sigma_v} \qquad (3.166)$$

- Amostra 15158:

$$\tau_\gamma = 22,2281 + 25,6982 \log \gamma + 0,1092\ \sigma_v + 0,056\ \sigma_v \log \gamma \qquad (3.167)$$

- Amostra 15160:

$$\tau_\gamma = 15,0540 + 6,5664 \log \gamma + 0,08813\ \sigma_v + 0,04846\ \sigma_v \log \gamma \qquad (3.168)$$

Com base nos resultados representados nas Figuras 1.118, 1.121 e 1.124 por aplicação do método dos mínimos quadrados, a variação do coeficiente de pressão intersticial com o logaritmo da distorção é aproximada através das seguintes equações:

- Amostra 15157

$$R_u = 39,2259 + 39,0445 \log\gamma \qquad (3.169)$$

- Amostra 15158 (com exclusão do ensaio 4)

$$R_u = 34,5305 + 36,5070 \log\gamma \qquad (3.170)$$

- Amostra 15160

$$R_u = 55,8783 + 42,0912 \log\gamma \qquad (3.171)$$

3.3.5.3 - BARRAGEM DO ALVITO

Dado o grande número de ensaios realizados com a amostra 15079, do núcleo da barragem do Alvito, opta-se por proceder ao tratamento dos resultados dos ensaios de corte cíclico realizados à mesma tensão de consolidação. Assim, nas Figuras 3.121 a 3.123 apresentam-se as curvas de variação do logaritmo da deformação induzida em 12 ciclos de carregamento uniforme em função da tensão de corte máxima, respectivamente, para tensões verticais de consolidação de 100, 200 e 400 kPa. Da análise destas Figuras verifica-se que os pontos representativos dos ensaios definem rectas muito próximas, com exclusão dos ensaios com ocorrência de plastificação intensa, onde a solicitação foi reduzida ao último patamar de carga (ensaio 5 a 100 kPa e ensaio 7 a 200 kPa). Para amostra 388, dos maciços estabilizadores, adopta-se na Figura 3.124 a representação conjunta de todos os ensaios realizados, produzindo-se, de acordo com o previsto, o agrupamento dos resultados dos ensaios realizados à mesma tensão de consolidação. Os parâmetros a e b definidores das rectas características de cada ensaio dos dois solos estão descritos no Quadro 3.45.

As tensões de corte cíclicas capazes de produzir em cada ensaio representativo níveis de deformação iguais a 1, 2,5, 5 e 10%, em 12 ciclos de carga, calculadas com base na equação (3.158) e no Quadro 3.45, representam-se em função da tensão vertical na Figura 3.125 (referente à amostra 15079) e na Figura 3.126 (referente à amostra 388). Os pontos alinham-se em qualquer dos casos, permitindo estabelecer as seguintes relações:

- Amostra 15079:

$$\tau_\gamma = 14,4629 + 9,9255 \log \gamma + 0,1250\ \sigma_v + 0,06823\ \sigma_v \log \gamma \quad (3.172)$$

- Amostra 388:

$$\tau_\gamma = 15,5244 + 7,6141 \log \gamma + 0,09642\ \sigma_v + 0,07424\ \sigma_v \log \gamma \quad (3.173)$$

As Figuras 1.136, 1.139, 1.142 e 1.145 representando em escala semilogarítnica a variação do coeficiente de pressão intersticial com a distorção, permitem interpolar os resultados através de:

- Amostra 15079 (excluindo os ensaios 5 a 100 kPa e 3 e 7 a 200 kPa):

$$R_u=31.4207+50.5662\ \log\gamma \qquad (3.174)$$

- Amostra 388:

$$R_u=37.3038+42.7200\ \log\gamma \qquad (3.175)$$

Quadro 3.45 - Constantes a e b para os ensaios dos solos da barragem do Alvito

AMOSTRA	Tensão vertical (kPa)	ENSAIO	a	b
15079	100	1	-1,6207	0,05850
		2	-1,5875	0,06288
		3	-1,7146	0,05833
		4	-1,3907	0,04808
		6	-2,0417	0,08446
	200	1	-1,8457	0,04917
		2	-1,3909	0,03685
		4	-1,7033	0,04303
		5	-1,8817	0,04360
		6	-1,5682	0,03888
		8	-1,6678	0,04419
	400	1	-1,5604	0,02622
		2	-2,2924	0,03242
		4	-1,4555	0,02443
		6	-1,7782	0,02600
388	100	1	-1,7282	0,07817
		2	-1,3354	0,05427
		3	-1,5687	0,06794
		4	-1,6709	0,07457
	200	5	-1,6610	0,04401
		6	-2,0457	0,04939
		7	-1,4809	0,03902
	400	8	-1,7635	0,03399
		9	-1,1625	0,02232

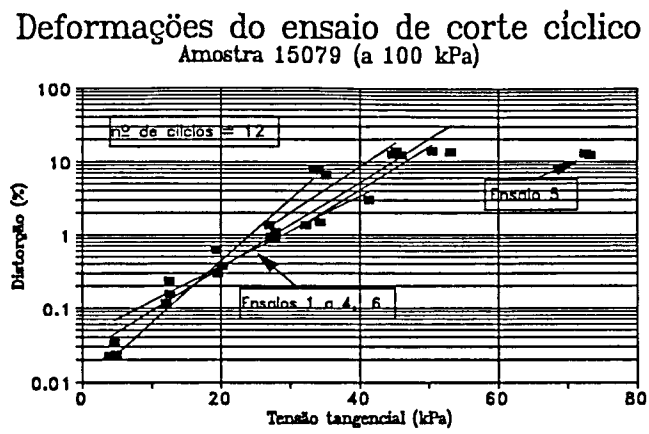


Figura 3.121 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15079 a 100 kPa

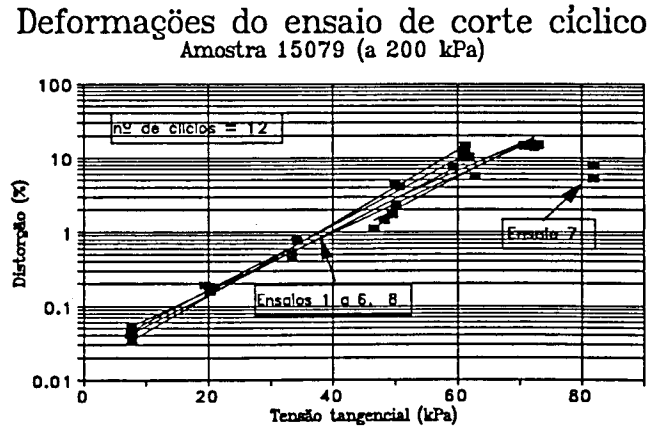


Figura 3.122 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15079 a 200 kPa

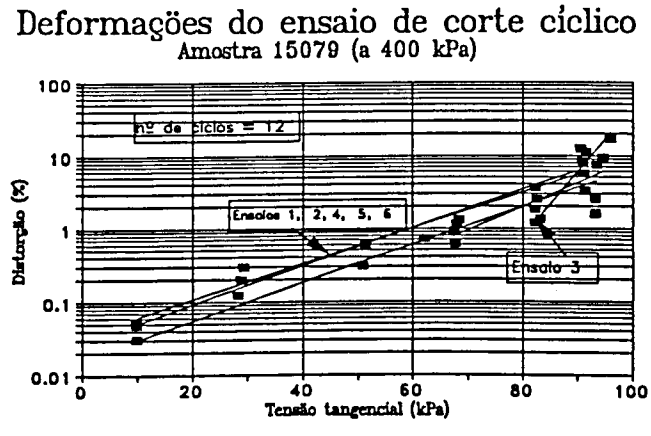


Figura 3.123 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 15079 a 400 kPa

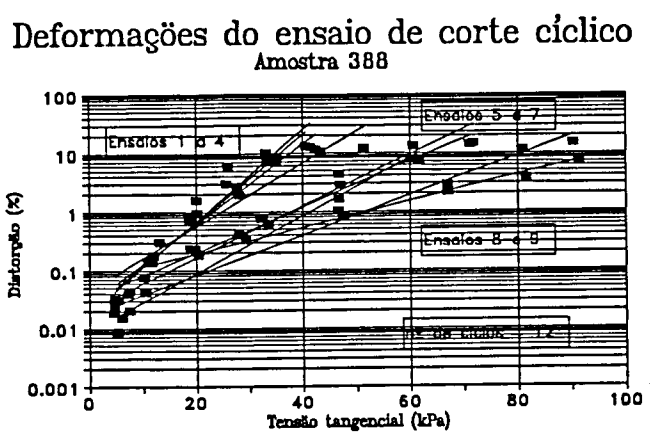


Figura 3.124 - Variação do logaritmo da distorção em função da tensão tangencial dos ensaios de corte cíclico da amostra 388

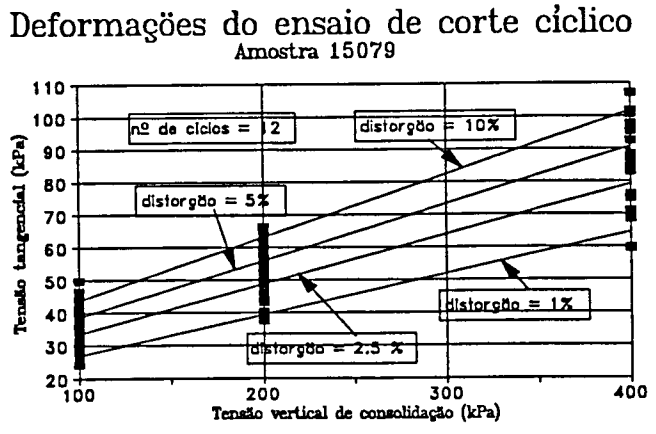


Figura 3.125 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 15079

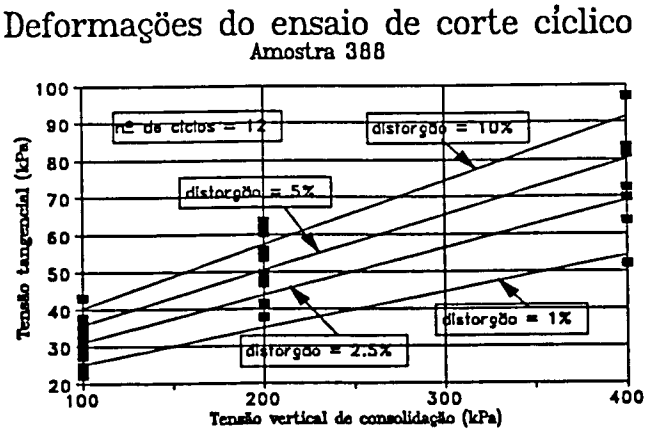


Figura 3.126 - Variação da tensão tangencial com a tensão de consolidação e o nível de deformação para a amostra 388

CAPÍTULO 4

ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS BARRAGENS DE BORDE SECO, DE LAS CUEVAS E DO ALVITO

4 - ESTUDO COMPARATIVO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS BARRAGENS DE BORDE SECO, DE LASCUEVAS E DO ALVITO

4.1 - INTRODUÇÃO

Nos Anexos I, II e III apresentam-se, detalhadamente, a análise estática (utilizando o modelo hiperbólico), a análise dinâmica (aplicando o modelo linear equivalente) e a avaliação da estabilidade (de acordo com o nível de deformação potencial atingido) das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito, para a acção sísmica próxima e longínqua, nas seguintes condições:

- Barragem de Borde Seco: após o primeiro enchimento (Anexo I).
- Barragem de Las Cuevas: após o primeiro enchimento e com núcleo constituído pelo material 15157, ou alternativamente, constituído pela amostra 15158 (Anexo II).
- Barragem do Alvito: após o primeiro enchimento e em serviço (Anexo III).

Neste capítulo faz-se uma síntese de alguns resultados encontrados, com vista ao esclarecimento dos parâmetros mais influentes no comportamento sísmico de uma mesma barragem e à elaboração de um estudo comparativo do comportamento sísmico de barragens de geometria diferenciada e localizadas em zonas sísmicas de diferente intensidade. Assim, analisa-se qual a influência da variação dos materiais disponíveis para o núcleo na resposta sísmica da barragem de Las Cuevas e da variação do estado de tensão pre-sísmico da situação de primeiro enchimento para a situação de serviço (ou de exploração) na barragem do Alvito. Posteriormente, comparam-se entre si os comportamentos sísmicos das três barragens analisadas.

4.2 - INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO MATERIAL DO NÚCLEO NA BARRAGEM DE LAS CUEVAS

4.2.1 - ANÁLISE ESTÁTICA

Os materiais 15157 e 15158, seleccionados para construir o núcleo da barragem de Las Cuevas, têm características estáticas de deformabilidade e de resistência próximas, pelo que produzem deslocamentos máximos, configurações deformadas, níveis de tensão e de deformação semelhantes no final da construção e após o primeiro enchimento até à

cota de pleno armazenamento (ver Anexo II - secção II.1). Os deslocamentos máximos atingem os seguintes valores:

- Núcleo constituído pela amostra 15157:
  - Final da construção: δ = 0,40 m.
  - Após o primeiro enchimento: δ = 0,04 m (acumulado - δ = 0,44 m).
- Núcleo constituído pela amostra 15158:
  - Final da construção: δ = 0,44 m.
  - Após o primeiro enchimento: δ = 0,03 m (acumulado - δ = 0,45 m).

As tensões verticais, representadas ao longo de um corte horizontal localizado à cota de 637,75 m, de um perfil inclinado localizado no maciço de montante (perfil P1), de um perfil inclinado localizado no maciço de jusante (perfil P2), de um perfil também inclinado localizado no núcleo (perfil P3) e em todo o corpo da barragem sob a forma de isolinhas de tensão, são apenas diferenciáveis na zona do perfil P3. No final da construção, em todos os pontos deste perfil, os valores são mais elevados no material 15158 do que no material 15157. Após o primeiro enchimento, as tensões verticais aumentam mais no núcleo constituído pela amostra 15157, resultando valores superiores aos encontrados para a amostra 15158 no topo, e semelhentes às restantes cotas. As tensões horizontais no final da construção no solo 15157 são ligeiramente superiores. Após o primeiro enchimento e na zona de topo do núcleo, as tensões horizontais são superiores no material 15158. Nas restantes condições apresentam valores muito próximos.

4.2.2 - ANÁLISE DINÂMICA

4.2.2.1 - CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DOS MATERIAIS

Analisando as propriedades dinâmicas dos dois materiais do núcleo, definidas no capítulo 3, através das equações de G_{max}, que constam do Quadro 3.38, e das curvas de variação de G/G_{max} com o nível de distorção, esboçadas na Figura 3.86, e do coeficiente de amortecimento, D, com a deformação, desenhada na Figura 3.103, verifica-se que a consideração de um solo ou de outro apenas produz pequenas variações dos valores do módulo de distorção máximo, devidas às reduzidas variações das tensões principais médias, resultantes do cálculo estático, e à variação dos índices de vazios apresentados pelos dois solos, uma vez que a equação de extrapolação é a mesma. Em geral, o módulo de distorção máximo do solo 15158 é superior ao da amostra 15157, pois as tensões

estáticas são de valor ligeiramente superior e o índice de vazios é inferior. Por outro lado, da comparação das curvas de variação de G/G_{max} com γ conclui-se que para o mesmo nível de distorção o solo 15157 é capaz de mobilizar uma maior percentagem do módulo de distorção máximo. Da análise dinâmica da barragem de Las Cuevas, para a acção sísmica próxima e longínqua, e destas duas tendências de sentido opostos associadas, resultam valores finais do módulo de distorção (após 4 iterações) superiores, sobretudo na zona superior, na barragem com o núcleo constituído pela amostra 15158. Tal não tem porém grandes reflexos na rigidez global da barragem, já que os modos de vibração têm essencialmente configurações idênticas e, nomeadamente, a frequência própria do 1° modo não é alterada (sismo próximo: $f_1 = 0{,}71$ Hz com o material 15157 e com o material 15158, sismo longínquo: $f_1 = 0{,}74$ Hz com o material 15157 e $f_1 = 0{,}73$ Hz com o material 15158). Em geral, os módulos de distorção finais são mais elevados sob a acção sísmica longínqua do que sob a acção sísmica próxima, o que é reflectido pelas frequências próprias.

Como a curva de variação do coeficiente de amortecimento com a distorção é a mesma para ambos os materiais e os níveis de deformação atingidos semelhantes para qualquer das acções sísmicas, os valores deste coeficiente não são sensíveis à variação da constituição do núcleo da barragem ou do tipo de sismo.

4.2.2.2 - ACELERAÇÕES

Para os dois materiais do núcleo, os acelerogramas, registados em pontos localizados ao longo do perfil a montante, do perfil a jusante e do perfil no núcleo, mostram essencialmente o mesmo conteúdo em frequências. As componentes vertical e horizontal atingem valores máximos muito próximos em ambas constituições no perfil P1, no perfil P2 e no perfil P3 para ambas as acções sísmicas, com excepção da componente horizontal no núcleo inclinado induzida pelo sismo próximo, que é mais elevada na barragem com o material 15157, como se pode verificar por consulta do Quadro 4.1. Neste Quadro ainda se indicam as acelerações máximas horizontal e vertical ao longo do contorno da barragem, as quais não se revelam especialmente sensíveis à constituição do núcleo da barragem. As acelerações máximas variam contudo com o tipo de acção sísmica. O valor máximo da aceleração horizontal sob a acção do sismo longínquo é, em geral (exclui-se o perfil P2), superior ao obtido sob a acção sísmica próxima. A situação inversa ocorre para a componente vertical, com ressalva para o perfil do núcleo.

Quadro 4.1 - Resumo dos valores máximos das acelerações da barragem de Las Cuevas

Localização	Acção sísmica	Amostra 15157		Amostra 15158	
		a_h^{max} (m/s²)	a_v^{max} (m/s²)	a_h^{max} (m/s²)	a_v^{max} (m/s²)
Perfil P1	próxima	5,2	5,6	5,1	5,5
	longínqua	7,1	4,5	7,2	4,6
Perfil P2	próxima	6,8	6,8	6,8	6,3
	longínqua	5,3	4,7	5,2	4,8
Perfil P3	próxima	7,0	3,5	6,4	3,7
	longínqua	9,0	4,9	9,1	5,1
Contorno	próxima	8,8	5,7	8,8	5,2
	longínqua	9,0	3,8	9,1	3,7

4.2.2.3 - TENSÕES DE CORTE

As histórias de tensões de corte, no centro de elementos pertencentes a cada um dos perfis, produzidas por uma mesma acção sísmica próxima, e outra longínqua, na barragem de Las Cuevas, com o material 15157 e com o material 15158, e representadas no Anexo II, permitem concluir que o efeito da variação das propriedades do núcleo se esbate ainda mais quando se analisam os resultados não em termos de acelerações mas em termos de tensões tangenciais. Os valores máximos destas tensões em pontos (colocados por ordem crescente de cotas de localização) pertencentes aos perfis P1, P2 e P3, resumidos nos Quadros 4.2, 4.3 e 4.4, e em cortes horizontais às cotas 694,50, 666,50 e 637,75 m, (representados nas Figuras II.61 a II.63, II.94 a II.96, II.125 a II.127 e II.158 a II.160) para 3 acções sísmicas de cada tipo, evidenciam que:

- ao longo dos perfis escolhidos, as tensões não variam com o material que integra o núcleo, mas apenas com a acção sísmica, com valores ligeiramente superiores para o sismo próximo.

- ao longo dos cortes horizontais, as tensões tangenciais são superiores na amostra 15157 aos correspondentes na amostra 15158 para a acção sísmica próxima. Nos restantes materiais (maciços estabilizadores, filtro e dreno) para a acção sísmica próxima

Quadro 4.2 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P1 sob a acção do sismo 1 e 0,75 do sismo 2

Amostra 15157		Amostra 15158	
Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
177	153	176	156
102	113	100	115
95	102	91	102
74	73	72	77
55	48	56	52
34	27	32	27

Quadro 4.3 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P2 sob a acção do sismo 1 e 0,75 do sismo 2

Amostra 15157		Amostra 15158	
Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
179	149	176	156
167	147	161	147
140	139	145	143
104	111	103	111
64	58	65	60

e em todos os materiais para a acção sísmica longínqua não ocorrem diferenças assinaláveis. Com excepção do topo, as tensões de corte máximas são um pouco mais elevadas sob a acção do sismo próximo.

4.2.2.4 -TENSÕES NORMAIS

As histórias das tensões normais, também apresentadas no Anexo II para os elementos superior e inferior de cada um dos perfis seleccionados, apontam tendências

Quadro 4.4 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P3 sob a acção do sismo 1 e 0,75 do sismo 2

Amostra 15157		Amostra 15158	
Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
213	200	214	193
156	159	155	160
140	135	133	136
121	119	120	120
95	83	90	82
33	30	29	30

semelhantes, como comprovam os resumos de valores máximos para uma acção sísmica próxima e uma acção sísmica longínqua que constam dos Quadros 4.5 e 4.6.

Quadro 4.5 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo próximo 1 e 0,75 do sismo próximo 2

Elemento	Amostra 15157				Amostra 15158			
	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3
17 (P1)	142	168	195	-280	151	182	209	-296
236 (P1)	59	21	49	-75	50	18	48	-70
25 (P2)	247	531	534	-437	225	510	513	-431
221 (P2)	80	78	90	-98	82	73	90	-100
21 (P3)	202	398	400	-394	192	394	408	-369
240 (P3)	35	19	46	-45	37	19	44	-45

4.2.2.5 - TRAJECTÓRIAS DE TENSÃO

As trajectórias de tensões no plano horizontal (que são comparadas pelo modelo

Quadro 4.6 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo longínquo 1 e 0,75 do sismo longínquo 2

Elemento	Amostra 15157				Amostra 15158			
	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3
17 (P1)	121	131	232	-211	121	131	239	-218
236 (P1)	42	17	58	-55	42	16	58	-55
25 (P2)	212	480	486	-365	211	494	501	-369
221 (P2)	96	79	103	-94	100	78	104	-91
21 (P3)	171	346	415	-307	164	365	422	-306
240 (P3)	37	27	46	-47	43	28	51	-53

linear equivalente com as desenvolvidas em laboratório no ensaio de corte simples) nos elementos superior e inferior de cada um dos perfis e em elementos pertencentes a um corte horizontal à cota 637,75 m, mostram andamentos irregulares, semelhantes em ambos os materiais, que se afastam da condição ideal de corte simples. No entanto, com base no traçado das trajectórias de τ_{xy} em função de $(\sigma_y-\sigma_x)/2$, conducente à orientação das tensões principais, conclui-se que, com excepção do elemento 236, a tensão tangencial máxima se realiza em facetas horizontais, não dependendo dos materiais do núcleo e da acção sísmica. As trajectórias da tensão distorsional e da tensão principal média revelam ainda que o desenvolvimento de tensões tangenciais é acompanhado sempre, e para qualquer dos materiais, pelo desenvolvimento de tensões normais de igual ordem de grandeza.

4.2.2.6 - NÚMERO EQUIVALENTE DE CICLOS UNIFORMES

Um resumo dos valores máximo e mínimo do número de ciclos equivalentes de tensão uniforme igual a 65% da tensão tangencial máxima, em elementos situados às cotas de 637,75, 666,50 e 694,50 m, para três acções sísmicas de cada um dos tipos, registados na barragem de Las Cuevas, com o núcleo constituído pelo material 15157 e pelo material 15158, é apresentado no Quadro 4.7. Variando localmente em torno dos mesmos valores, a influência do material do núcleo não se faz sentir. O número de ciclos

equivalentes apenas depende do tipo de acção sísmica. Devido à maior duração, o sismo longínquo produz um maior número.

Quadro 4.7 - Resumo das variações máximas do número de ciclos equivalentes da barragem de Las Cuevas

Cota (m)	Amostra 15157				Amostra 15158			
	Sismo próximo		Sismo longínquo		Sismo próximo		Sismo longínquo	
	N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}
637,75	3	9	4	16	3	10	4	16
666,50	3	8	5	14	3	8	5	15
694,50	3	13	4	15	3	13	4	16

4.2.3 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE

As tensões obtidas em laboratório capazes de desenvolver níveis de distorção de 1, 2, 5 e 10% num número de ciclos de tensão constante, igual ao número de ciclos equivalente, são, em geral, mais elevadas na amostra 15158 do que na amostra 151517, excepto à cota 666,50 m, onde a tensão vertical apresenta valores intermédios. Este factor, no entanto, não produz grandes reflexos no comportamento global da barragem, uma vez que as zonas com elevadas deformações potenciais se localizam nos maciços de montante e de jusante. No núcleo constituído pela amostra 15157 existe apenas um elemento sob a acção sísmica próxima e dois elementos sob a acção sísmica longínqua, com distorções potenciais iguais a 10%, completamente isolados. Nos restantes elementos do núcleo, a deformação potencial não ultrapassa 1,9% para a acção sísmica próxima e 1,7% para a acção sísmica longínqua. No núcleo da barragem constituída pela amostra 15158, as deformações potenciais tomam os seguintes valores máximos:

- Sismo próximo: $\gamma_p^{max} = 3,5\%$.
- Sismo longínquo: $\gamma_p^{max} = 3,9\%$.

As distorções induzidas nos materiais dos maciços são da mesma ordem de grandeza para ambos os materiais, produzindo zonas de nível de intensidade de deformação, semelhantes (ver Figuras II.182, II.183, II.200 e II.201), tendentes no entanto, a favorecer, ainda que ligeiramente, a utilização do material 15158. O sismo

próximo revela-se um pouco mais destrutivo que o sismo longínquo.

Os coeficientes de pressão intersticial desenvolvidos na barragem constituída por um ou outro material são análogos. Assinale-se, porém, que barragem com o material 15157 desenvolve pressões intersticiais um pouco maiores nos maciços estabilizadores mas inferiores no núcleo do que a realizada com o material 15158.

A análise de estabilidade realizada pelo método de Bishop, com parâmetros de resistência não drenados nos materiais com deformações potenciais não superiores a 10%, conduziu, para um coeficiente de segurança unitário, ao mesmo ângulo de atrito residual em ambas as barragens com núcleos constituídos pelo material 15157 e pelo material 15158, uma vez que o círculo crítico se desenvolve sobretudo ao longo de uma zona do maciço de montante exibindo distorções elevadas (superiores a 10%), cujo comportamento é essencialmente igual para ambas as constituições das barragens.

Dadas as pequenas diferenças encontradas, pode-se concluir que o comportamento relativo dos solos propostos é muito semelhante, pelo que a escolha do material do núcleo não influencia, determinantemente, o comportamento global da barragem.

4.3 - INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO PRÉ-SÍSMICO NA BARRAGEM DO ALVITO

4.3.1 - ANÁLISE ESTÁTICA

A análise estática da barragem do Alvito foi efectuada em duas condições distintas:

- Após o primeiro enchimento, com simulação da construção e do enchimento progressivo da albufeira até à cota de pleno armazenamento, utilizando-se o modelo hiperbólico com parâmetros determinados com base em ensaios não consolidados e não drenados.

- Em condições de serviço, com aplicação simultânea das forças volúmicas de peso próprio, impulsão e percolação, utilizando-se também o modelo hiperbólico com parâmetros determinados em ensaios consolidados e drenados.

No final da construção o deslocamento máximo ocorre na zona do núcleo a meia altura da barragem e é de 0,64 m. As deformações axiais atingem 4,9%. As tensões vertical, horizontal, principal máxima e principal mínimas, representadas ao longo de um plano horizontal à cota de 179,50 m, de 2 planos inclinados localizados, respectivamente, no maciço de montante e de jusante (perfis P1 e P2) e de um vertical localizado no núcleo

(perfil P3), bem como as isolinhas de tensão vertical desenhadas no corpo da barragem, indicam, relativamente às tensões de "overburden", uma transferência de tensões do núcleo para o material drenante e para os maciços estabilizadores.

Após o primeiro enchimento os deslocamentos vertical e total não sofrem grandes variações, com valores máximos de 0,62 m em pontos nodais localizados a meia altura da barragem. Os deslocamentos horizontais predominantes são de montante para jusante e atingem 0,16 m. As tensões representadas ao longo das secções anteriormente descritas revelam, em resultado da impulsão nos elementos submersos, um alívio de tensões no maciço de montante, mantendo a sua configuração nas zonas do núcleo e do maciço de jusante.

Em condições de serviço, os deslocamentos máximos são da ordem de grandeza dos valores obtidos após o primeiro enchimento (δ = 0,65 m, δ_v = 0,63 m e δ_h = 0,14 m). No entanto, não se realizam na mesma zona da barragem, concentrando-se agora a cotas superiores junto ao coroamento. Elevadas deformações ocorrem em elementos localizados na base do núcleo e na parte superior do maciço estabilizador de montante. Relativamente ao estado de tensão calculado após o primeiro enchimento, variações significativas verificam-se apenas na zona do núcleo com redução dos respectivos valores e sua redistribuição para o material do filtro e para o maciço estabilizador de jusante. Nota-se ainda um acréscimo generalizado de tensões em todos os materiais no quarto superior da barragem.

4.3.2 - ANÁLISE DINÂMICA

4.3.2.1 - CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DOS MATERIAIS

A análise dinâmica foi efectuada pelo modelo linear equivalente atribuindo aos materiais idênticas propriedades dinâmicas (G_{max} descrito no Quadro 3.41, $G/G_{max}(\gamma)$ na Figura 3.89 e $D(\gamma)$ na Figura 3.106) e variando o estado de tensão pré-sísmico. A convergência para valores constantes de G e de D ocorreu, em ambas as análises e para a acção sísmica próxima e longínqua, no final de 4 iterações. O módulo de distorção calculado para o material do núcleo é sempre bastante superior aos módulos de distorção dos restantes materiais, em consequência do andamento da curva G/G_{max} (sempre superior à dos restantes materiais) e da tensão principal média. O maciço de jusante apresenta valores de G mais elevados que o de montante, devido ao estado de tensão inicial, sendo

a diferença mais evidente após o primeiro enchimento. O sismo próximo e o sismo longínquo produzem módulos de distorção da mesma grandeza, com excepção da zona do topo da barragem que é mais rígida sob a acção sísmica longínqua. O coeficiente de amortecimento varia em sinal contrário. A comparação dos resultados obtidos para ambas solicitações sísmicas, em termos de módulo de distorção e de coeficiente de amortecimento, representados ao longo de cortes horizontais às cotas 200,55, 191,50 e 179,50 m, após o primeiro enchimento com os valores correspondentes em condições de serviço, permite concluir que:

- À cota mais elevada (de 200,55 m) e em serviço o módulo de distorção é cerca do triplo do verificado após o primeiro enchimento.

- À cota 191,50 m o módulo de distorção em serviço é superior ao registado após o primeiro enchimento no maciço de montante, ligeiramente superior no maciço de jusante e no filtro. No núcleo, do valor praticamente constante que G apresenta após o primeiro enchimento, evolui-se em serviço de montante para jusante para valores sempre crescentes, com valor médio da ordem de grandeza do obtido após o primeiro enchimento.

- À cota 179,50 m nos maciços estabilizadores registam-se pequenas variações de G de uma condição para outra. No núcleo verifica-se o tipo de evolução descrito no parágrafo anterior, sendo, no entanto, mais significativo o decréscimo de G junto ao maciço de montante.

- O coeficiente de amortecimento não apresenta variações apreciáveis com a mudança do estado de tensão inicial, mantendo-se praticamente constante nos materiais do núcleo e do filtro. Nos maciços estabilizadores oscila em torno dos mesmos valores, descendo em serviço à cota de 200,55 m, subindo junto ao paramento do maciço de montante à cota 191,50 m e descendo nas restantes condições.

As variações apresentadas tem reflexos diminutos nas configurações e nas frequências próprias da barragem, tomando estas os seguintes valores nos dois modos mais participativos (modo 1 e 3) de cada uma das análises:

- Sismo próximo:

  Após primeiro enchimento - $f_1 = 1{,}18$ Hz e $f_3 = 1{,}92$ Hz

  Em serviço - $f_1 = 1{,}17$ Hz e $f_3 = 2{,}04$ Hz

- Sismo longínquo:

  Após primeiro enchimento - $f_1 = 1{,}19$ Hz e $f_3 = 2{,}04$ Hz

  Em serviço - $f_1 = 1{,}17$ Hz e $f_3 = 2{,}07$ Hz

4.3.2.2 - ACELERAÇÕES

Os acelerogramas registados, em pontos nodais pertencentes aos perfil de montante (P1), de jusante (P2) e do núcleo (P3), indiciam comportamentos semelhantes e independentes das condições iniciais, com a componente horizontal a superar a correspondente vertical praticamente em todos os pontos, e a atingir os valores mais elevados no coroamento da barragem. Os valores máximos da aceleração horizontal e vertical, nos perfis anteriormente referenciados e ao longo do contorno, obtidos para cada uma das acções sísmicas e para cada estado de tensão inicial, estão resumidos no Quadro 4.8. Nele se salienta que as acelerações máximas após o primeiro enchimento são um pouco superiores às registadas em condições de serviço, sobretudo no núcleo e no maciço de jusante. Em geral, o sismo próximo induz acelerações mais intensas do que o sismo longínquo nas mesmas condições.

Quadro 4.8 - Resumo dos valores máximos das acelerações da barragem do Alvito

Localização	Acção sísmica	Após primeiro enchimento		Em serviço	
		a_h^{max} (m/s²)	a_v^{max} (m/s²)	a_h^{max} (m/s²)	a_v^{max} (m/s²)
Perfil P1	próxima	2,8	1,7	2,6	1,7
	longínqua	2,5	1,5	2,3	1,2
Perfil P2	próxima	3,4	3,0	2,8	2,3
	longínqua	2,8	1,6	2,6	1,4
Perfil P3	próxima	3,6	1,7	3,1	1,4
	longínqua	3,0	1,2	2,5	1,0
Contorno	próxima	3,9	2,8	4,2	2,5
	longínqua	3,3	2,0	3,0	1,7

4.3.2.3 - TENSÕES DE CORTE

Determinaram-se histórias de tensões tangenciais no centro de elementos que

constituem os perfis P1 a P3, para a acção do sismo próximo 1 na horizontal e 66% do sismo próximo 2 na vertical e para a acção do sismo longínquo 1 na horizontal e 66% do sismo longínquo 2 na vertical, após o primeiro enchimento e em serviço, cujos valores máximos estão transcritos, por ordem crescente das cotas de localização, nos Quadros 4.9 a 4.11. Para as três acções sísmicas de cada tipo e para os dois estados de tensão inicial foram ainda esboçadas as curvas de variação do valor máximo da tensão tangencial ao longo de secções horizontais situadas às cotas 200,55, 191,50 e 179,50 m. A análise conjunta dos resultados revela que:

Quadro 4.9 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P1 sob a acção do sismo 1 e 0,66 do sismo 2

Após primeiro enchimento		Em serviço	
Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
41	44	52	49
40	46	41	44
36	41	37	37
27	29	29	28
12	9	15	10

Quadro 4.10 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P2 sob a acção do sismo 1 e 0,66 do sismo 2

Após primeiro enchimento		Em serviço	
Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
48	51	54	54
44	50	47	52
37	47	42	47
35	37	40	35
27	22	24	21
7	6	8	7

Quadro 4.11 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) ao longo do perfil P3 sob a acção do sismo 1 e 0,66 do sismo 2

Após primeiro enchimento		Em serviço	
Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
99	74	92	72
92	89	84	88
63	82	64	76
56	63	57	53
36	32	31	26
7	5	5	4

- Devido à maior rigidez apresentada pelo núcleo, nele se concentram as tensões mais elevadas, produzindo-se um pequeno alívio de tensões da condição de primeiro enchimento para a condição de serviço.

- Na zona inferior dos perfis de montante e de jusante as tensões em serviço são superiores às registadas após o primeiro enchimento e sensivelmente iguais às restantes cotas.

- Os efeitos diferenciados das acções sísmicas próxima e longínqua são mais nítidos na condição de primeiro enchimento. Os valores máximos das tensões tangenciais produzidas pelo sismo longínquo são ligeiramente inferiores no coroamento da barragem, superiores à cota 179,50 m e da mesma ordem de grandeza dos valores induzidos pelo sismo próximo à cota 191,50 m.

4.3.2.4 - TENSÕES NORMAIS

Nos elementos superior e inferior de cada um dos perfis foi efectuada a avaliação das tensões normais vertical, horizontal, principal máxima e principal mínima. Nos Quadros 4.12 e 4.13 apresentam-se resumos dos valores máximos destas tensões nos elementos citados, produzidos, respectivamente, pela acção do sismo próximo 1 na horizontal e de 66% do sismo próximo 2 na vertical e pela acção do sismo longínquo 1 na horizontal e 66% do sismo longínquo 2 na vertical, após o primeiro enchimento e em serviço. Em geral,

as tensões normais induzidas sismicamente após o primeiro enchimento são superiores ou sensivelmente da mesma ordem de grandeza das verificadas em serviço. A acção sísmica próxima produz tensões verticais e principais superiores às correspondente da acção sísmica longínqua.

Quadro 4.12 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo próximo 1 e 0,66 do sismo próximo 2

Elemento	Após primeiro enchimento				Em serviço			
	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3
15 (P1)	24	35	53	-64	20	33	64	-73
246 (P1)	22	8	23	-22	16	9	25	-18
30 (P2)	31	74	76	-82	31	61	65	-73
275 (P2)	10	5	15	-15	14	3	18	-15
23 (P3)	51	78	89	-142	39	46	73	-114
271 (P3)	8	8	9	-9	11	2	12	-10

Quadro 4.13 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo longínquo 1 e 0,66 do sismo longínquo 2

Elemento	Após primeiro enchimento				Em serviço			
	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3
15 (P1)	25	32	55	-50	17	23	47	-58
246 (P1)	21	8	21	-21	19	7	22	-15
30 (P2)	33	58	93	-76	35	53	97	-74
275 (P2)	10	4	14	-12	11	2	15	-13
23 (P3)	40	69	94	-96	26	42	82	-80
271 (P3)	10	3	10	-10	12	2	12	-10

4.3.2.5 - TRAJECTÓRIAS DE TENSÃO

As trajectórias de tensão no plano horizontal, e ainda as expressas em termos de

τ_{xy} em função de 1/2 (σ_y-σ_x) e de q em função de p, nos elementos superiores e inferiores de cada um dos perfis, para as acções sísmicas anteriormente descritas, e em elementos localizados à cota de 179,50 m, para a acção sísmica próxima, evidenciam que:

- As trajectórias de tensão no plano de cálculo horizontal são bastante irregulares, sobretudo nos elementos centrais, tendo apenas uma direcção bem definida nos elementos extremos junto aos paramentos.

- Em geral, as direcções principais fazem ângulos médios aproximados de 45° com a horizontal, pelo que a faceta horizontal coincide com a faceta de tensão de corte máxima.

- As tensões normais médias e as tensões tangenciais induzidas sismicamente são da mesma ordem de grandeza em todos os elementos representados e sempre superiores nos elementos da base. As trajectórias p-q têm forma bastante mais arredondada sob a acção do sismo longínquo do que sob a acção do sismo próximo. A sua inclinação é aproximadamente constante em todos os elementos.

- As variações encontradas nas trajectórias da condição de primeiro enchimento para a condição de serviço são diminutas.

4.3.2.6 - NÚMERO EQUIVALENTE DE CICLOS UNIFORMES

O número máximo e mínimo, de ciclos de tensão uniforme, igual a 65% da tensão tangencial máxima, equivalentes à história irregular de tensões, gerados em cortes horizontais da barragem localizados às cotas de 179,50, 191,50 e 200,55 m, sob a acção de três combinações do sismo próximo e três do sismo longínquo, são indicados no Quadro

Quadro 4.14 - Resumo das variações máximas do número de ciclos equivalentes da barragem do Alvito

Cota (m)	Após primeiro enchimento				Em serviço			
	Sismo próximo		Sismo longínquo		Sismo próximo		Sismo longínquo	
	N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}
179,50	4	15	4	26	3	14	5	29
191,50	4	14	6	31	7	15	8	28
200,55	6	16	10	28	5	18	9	30

4.14. Nota-se um ligeiro incremento do número de ciclos às cotas 191,50 e 200,55 m sob a acção do sismo próximo, e às cotas extremas sob a acção do sismo longínquo quando se evolui da condição de primeiro enchimento para a situação em serviço. Para o sismo longínquo e à cota de 191,50 m verifica-se que o valor mínimo aumenta mas o máximo diminui, mantendo-se constante o valor médio.

4.3.3 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Devido ao maior número de ciclos de tensão uniforme equivalentes produzidos pela acção sísmica longínqua, as tensões capazes de induzir em ensaios de corte cíclico níveis de deformação previamente seleccionados sob a acção deste sismo são inferiores às correspondentes sob a acção do sismo próximo. As deformações potenciais resultantes evoluem pelo mesmo facto em sentido oposto, como se pode observar no Quadro 4.15, onde se resumem os respectivos valores máximos para ambas acções sísmicas e para as dois estados de tensão estáticos iniciais. Os coeficientes de pressão intersticial após o primeiro enchimento atingem os valores máximos de 37% para o sismo próximo e de 56% para o sismo longínquo. Valores máximos de 48% e de 54% são encontrados para os dois tipos de sismos em serviço. Uma estimativa dos deslocamentos horizontais determinados com base nas distorções médias conduziu aos seguintes valores:

- Após o primeiro enchimento:
  Sismo próximo - 0,100 m.
  Sismo longínquo - 0,130 m.
- Em serviço:
  Sismo próximo - 0,126 m.
  Sismo longínquo - 0,168 m.

Da comparação dos resultados da análise de estabilidade da barragem do Alvito (deformações potenciais médias, coeficientes de pressão intersticial e estimativa dos deslocamentos horizontais) conclui-se que em serviço o comportamento é um pouco mais gravoso do que após o primeiro enchimento. No entanto, dados os reduzidos valores encontrados e a sua pequena variação de uma condição para outra, qualquer das análises permitia concluir da sua adequação sísmica, não desempenhando o estado de tensão pré-sísmico inicial um papel primordial no respectivo estudo.

Quadro 4.15 - Resumo das deformações potenciais da barragem do Alvito

Localização	Após primeiro enchimento				Em serviço			
	Sismo próximo		Sismo longínquo		Sismo próximo		Sismo longínquo	
	def. pot. máxima (%)	def. pot. média (%)	def. pot. máxima (%)	def. pot. média (%)	def. pot. máxima (%)	def. pot. média (%)	def. pot. máxima (%)	def.pot. média (%)
Maciço de montante	0,6	0,23	0,8	0,28	0,3	0,23	0,5	0,29
Núcleo	1,3	0,36	3,1	0,52	2,1	0,63	2,6	0,95
Maciço de jusante	0,3	0,20	0,4	0,24	0,3	0,21	0,3	0,24
Toda a barragem	1,3	0,25	3,1	0,32	2,1	0,31	2,6	0,42

4.4 - COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DAS BARRAGENS DE BORDE SECO, DE LAS CUEVAS E DO ALVITO

4.4.1 - INTRODUÇÃO

Para uniformizar os parâmetros de análise, e uma vez que a ocorrência de um sismo em serviço na barragem do Alvito não condiciona determinante o seu comportamento, opta-se por proceder à comparação do comportamento sísmico das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito com a avaliação das tensões estáticas após o primeiro enchimento até à cota de pleno armazenamento. Supõe-se o núcleo da barragem de Las Cuevas constituído pela amostra 15158.

As barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito são todas do tipo zonado, mas possuem geometria e dimensões diferenciadas, e são constituídas por diferentes tipos de materiais.

Assim, a barragem de Borde Seco atinge um altura de 122,00 m e é essencialmente constituída por materiais incoerentes que integram o núcleo espesso central (amostra 15150), o maciço estabilizador de montante (amostra 15151), o maciço estabilizador de jusante (amostra 15152), o filtro (amostras 15153 e 15154), o dreno (amostra 15155) e a zona superior de protecção do maciço superior de montante

(cascalho).

A barragem de Las Cuevas atinge os 92,00 m de altura e possui um núcleo delgado, inclinado para jusante, constituído por um material argiloso (amostra 15158). Os maciços estabilizadores (amostra 15160), o dreno (amostra 15159) e a zona superior de protecção do maciço de montante são compostos por materiais granulares.

A barragem do Alvito é de menor porte, com uma altura média de 40,20 m. Possui núcleo central espesso argiloso (amostra 15079), maciços estabilizadores xistosos (amostra 388) e filtro realizado com cascalho.

4.4.2 -ANÁLISE ESTÁTICA

O cálculo estático das tensões e das deformações, após a construção e após o primeiro enchimento, foi levado a efeito através do modelo hiperbólico com parâmetros determinados com base em ensaios triaxiais não consolidados não drenados, cujos valores foram descritos nos Quadros 3.7, 3.16 e 3.17 para as barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito, respectivamente.

No Quadro 4.16 resumem-se os valores encontrados para os deslocamentos máximos horizontal, vertical e total e para a tensão máxima vertical. Devido ao seu tipo de constituição (com materiais essencialmente granulares) a barragem de Borde Seco apresenta uma deformabilidade muito inferior à das restantes, apesar de possuir as tensões mais elevadas devido à sua altura. A barragem do Alvito incorpora os materiais menos resistentes com reduzidos módulos de elasticidade, pelo que não obstante exibir menor altura e estados de tensão inferiores, apresenta os deslocamentos mais elevados. Estes factos não são directamente reflectidos na análise dinâmica, pois esta é apenas influenciada pelo estado de tensão e não depende do estado de deformação estático inicial.

A visualização do estado de tensão estático (tensões vertical, horizontal, principal máxima e principal mínima), após a construção com comparação com a tensão de "overburden" e após o primeiro enchimento, é levada a efeito ao longo de cortes horizontais às cotas de 246,31 m (40% da altura) na barragem de Borde Seco, de 637,75 m (36% da altura) na barragem de Las Cuevas e de 179,50 m (45% da altura) na barragem do Alvito e de cortes planos, inclinados ou verticais, ao longo do maciço de montante (perfil P1), do maciço de jusante (perfil P2) e do núcleo (perfil P3). A tensão vertical, para as mesmas condições, é ainda descrita em todo o corpo das barragens sob a forma de isolinhas.

Quadro 4.16 - Deslocamentos máximos e tensões verticais máximas da análise estática nas barragens de Borde Seco, Las Cuevas e do Alvito

Grandeza		Barragem de Borde Seco	Barragem de Las Cuevas	Barragem do Alvito
Fase de construção	deslocamento horizontal máximo (m)	0,183	0,267	0,132
	deslocamento vertical máximo (m)	0,262	0,418	0,640
	deslocamento total máximo (m)	0,286	0,418	0,640
	tensão vertical máxima (kPa)	2000	1589	950
Após enchimento	deslocamento horizontal máximo (m)	0,256	0,372	0,158
	deslocamento vertical máximo (m)	0,269	0,415	0,621
	deslocamento total máximo (m)	0,347	0,451	0,623
	tensão vertical máxima (kPa)	2390	1600	940

Na barragem de Borde Seco as isolinhas apresentam um andamento bastante regular em resultado de os materiais que a incorporam serem de características semelhantes. No final da construção as tensões no maciço de montante igualam as tensões de "overburden", enquanto que no núcleo e no filtro são inferiores, notando-se uma redistribuição para o dreno e para o maciço estabilizador de jusante. Da situação de fim da construção para a situação de primeiro enchimento salienta-se a ocorrência de uma significativa redução da tensão vertical no maciço de montante e no núcleo devido à impulsão da água.

Nas barragens de Las Cuevas e do Alvito, dado o contraste de propriedades dos materiais do núcleo e dos maciços estabilizadores em termos de deformabilidade e de permeabilidade, o andamento das isolinhas de tensão vertical após a construção é mais irregular, observando-se uma redistribuição de tensões, acentuada com a profundidade, do núcleo e do dreno para os maciços estabilizadores na barragem de Las Cuevas, e do núcleo para o material drenante e maciços estabilizadores na barragem do Alvito. Em ambas

barragens, com o enchimento da albufeira até à cota de pleno armazenamento, ocorre uma significativa redução de tensões no maciço de montante e reduzidas variações no núcleo e no maciço de jusante, associadas a rotações das direcções principais de tensão.

4.4.3 - ANÁLISE DINÂMICA

4.4.3.1 - ACÇÃO SÍSMICA

Na análise dinâmica das três barragens, a acção sísmica na direcção horizontal é definida através de 3 acelerogramas sintéticos gerados para fontes próximas (locais) e 3 acelerogramas sintéticos gerados para fontes longínquas (regionais), os quais são também utilizados na direcção vertical após aplicação do factor correctivo, resultando um total de 6 combinações por cada tipo de acção sísmica. No entanto, devido à diferente localização das barragens (as duas primeiras na Venezuela e a última no nosso País) e aos diferentes riscos envolvidos, a geração dos acelerogramas baseou-se em parâmetros e pressupostos diferentes.

Para a barragem de Borde Seco foi efectuado um estudo de sismicidade e de avaliação do risco sísmico, a partir do qual, para uma vida útil da barragem de 100 anos e uma probabilidade de excedência de 10%, foram estimados os movimentos máximos do "bedrock" na horizontal para cada tipo de acção sísmica considerada representativa (acções sísmica próxima e longínqua). A duração foi calculada pela relação de Trifunac e Brady (1975). Considerando estes valores, coeficientes de amplificação apropriados e as equações de Newmark e Hall (1978) foram determinados os espectros de resposta elástica. Em seguida, foram obtidas as densidades espectrais de potência da aceleração horizontal absoluta e geradas, pela sobreposição de componentes harmónicas, histórias de acelerações horizontais compatíveis com os espectros. Finalmente, utilizando uma função de intensidade proposta por Jennings et al (1968) modelaram-se as histórias de acelerações de modo a obter acelerogramas não estacionários.

Por se localizar numa zona com probabilidades de ocorrência de sismos de maior intensidade, na barragem de Las Cuevas o estudo de risco sísmico foi mais detalhado e actualizado pela introdução de recentes dados locais. A estimativa dos valores máximos da aceleração horizontal e da duração seguiu passos idênticos, somente mais refinados, aos explicitados para a barragem de Borde Seco. Assim, a função densidade espectral de potência não foi obtida a partir de equações empíricas de espectros de resposta elásticos,

mas determinada com base em espectros médios de Fourier, provenientes de uma amostra com 80 acelerogramas registados em rocha na zona ocidental da Venezuela. A geração posterior dos acelerogramas foi efectuada de acordo com o exposto para a barragem de Borde Seco.

Apesar do Regulamento de Segurança e Acções não estar vocacionado para este tipo de estruturas, foi seguida a regulamentação portuguesa na avaliação da acção sísmica da barragem do Alvito. Dada a especificidade da obra, sente-se a necessidade de realização de estudos de sismicidade local e regional e avaliação de riscos, que possívelmente produziriam agravamentos dos movimentos sísmicos introduzidos.

Em função da localização da barragem do Alvito, o regulamento apresenta as densidades espectrais de potência da componente horizontal da aceleração e a duração dos processos estocásticos vectoriais gaussianos estacionários representativos da acção sísmica próxima e longínqua, com base nas quais foram gerados 3 acelerogramas para cada tipo de acção, de acordo com o descrito anteriormente.

No Quadro 4.17 apresenta-se um resumo dos valores máximos das acelerações horizontais no "bedrock" e das durações dos acelerogramas representativos das acções sísmicas próxima e longínqua de cada uma das barragens e o factor de escala a aplicar às histórias de acelerações horizontais para a determinação dos acelerogramas verticais. Nele transparece de uma forma visível que a acção sísmica mais intensa ocorre na barragem de Las Cuevas, onde o valor da aceleração máxima horizontal ultrapassa, em cerca de 10% para o sismo próximo e 28% para o sismo longínquo, o correspondente da barragem de Borde Seco. No entanto, a duração do sismo próximo nesta última barragem é superior à

Quadro 4.17 - Resumo de algumas das principais características dos acelerogramas das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito

Grandezas	Barragem de Borde Seco		Barragem de Las Cuevas		Barragem do Alvito	
	Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
Aceleração horizontal máxima no bedrock (m/s^2)	4,2	2,3	4,61	2,94	2,2	1,1
Duração (seg)	35	55	20	55	10	30
aceleração vertical / aceleração horizontal	0,75	0,75	0,75	0,75	0,66	0,66

primeira. A solicitação sísmica da barragem do Alvito, quando comparada com as restantes, é muito favorável em todos os aspectos descritos no Quadro (acelerações horizontais máximas (reduzidas a metade), durações e factores de conversão da componente horizontal para a componente vertical). O único factor desfavorável que os movimentos sísmicos regulamentares desta barragem apresentam é o seu carácter de estacionaridade, oscilando durante toda a ocorrência entre os mesmos valores máximos, não sendo adoptada, contrariamente às restantes barragens em análise, qualquer função de intensidade.

4.4.3.2 - CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DOS MATERIAIS

As propriedades dinâmicas dos materiais variam de barragem para barragem. As equações do módulo de distorção máximo estão condensadas nos Quadros 3.34, 3.38 e 3.41 para as barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito, respectivamente. Estabelecendo a comparação apenas dos módulos de distorção máximos dos materiais mais representativos das respectivas secções transversais, verifica-se que idênticas equações foram utilizadas para os materiais do núcleo e maciços estabilizadores das barragens de Borde Seco e de Las Cuevas. No entanto, os solos que incorporam a primeira exibem índices de vazios inferiores, pelo que conduzem a valores mais elevados de G_{max}. A barragem do Alvito é constituída por solos no núcleo com índice de vazios comparável às dos materiais de Las Cuevas e nos maciços estabilizadores com índices de vazios semelhantes aos do núcleo e dos maciços estabilizadores da barragem de Borde Seco. As equações de G_{max} da barragem do Alvito conduzem, no entanto, para níveis idênticos de tensão e do índice de vazios, a valores superiores.

As curvas de variação de G/G_{max} com a distorção, desenhadas nas Figuras 3.82, 3.86 e 3.89 para as barragens de Borde Seco, de Las Cuevas (com a excepção do material dos maciços estabilizadores, para o qual G/G_{max} é dado pelas equações (3.138) e (3.139)), e do Alvito, respectivamente, revelam que para um mesmo nível de deformação a amostra 15158 (núcleo de Las Cuevas) apresenta valores de G/G_{max} superiores às restantes. Seguem-se, por ordem decrescente, a amostra 15079 (núcleo do Alvito), a amostra 15160 (maciços estabilizadores de Las Cuevas), as amostras 15150 (núcleo de Borde Seco), 15151 e 15152 (maciços estabilizadores de Borde Seco) e por fim a amostra 388 (maciço estabilizador do Alvito).

Os efeitos combinados da variação de G_{max}, de G/G_{max} e da acção sísmica nos

valores finais do módulo de distorção, registados nos elementos de cada uma das barragens por aplicação do modelo linear equivalente, foram analisados ao longo de três secções horizontais localizadas no coroamento (cota 315,24 m, na barragem de Borde Seco, cota 694,50 m na barragem de Las Cuevas e cota 200,55 m na barragem do Alvito), no terço superior (cota 281,19 m em Borde Seco, 666,50 m em Las Cuevas e 191,50 m no Alvito) e no terço central (cotas anteriormente consideradas para comparação dos resultados de análise estática (Borde Seco a 246,31 m, Las Cuevas a 637,75 m e Alvito a 179,50 m)). Da comparação destes resultados, salienta-se o seguinte:

- O módulo de distorção aumenta em todos as barragens com a profundidade e dos elementos centrais para os laterais, como consequência da variação da tensão principal média inicial.

- Na mesma secção e para estados de tensão inicial próximos, os valores de G no núcleo da barragem do Alvito são muito superiores aos correspondentes dos maciços estabilizadores. Tal é devido principalmente à grande diferença entre o traçado da curva de G/G_{max} de cada um dos materiais em questão.

- Na barragem de Las Cuevas o contraste entre os valores de G dos materiais do núcleo e dos maciços estabilizadores não é tão evidente, em virtude da proximidade quer dos valores do módulo de distorção máximos, quer das curvas $G/G_{max}(\gamma)$.

- Na barragem de Borde Seco, constituída por materiais do mesmo tipo, a variabilidade do andamento de G ao longo de uma secção horizontal é, sobretudo, consequência do estado de tensão inicial e da presença do material muito mais deformável do dreno.

- Comparando em termos absolutos os valores de G observados nas três barragens, verifica-se que, devido à forma das curvas de variação do módulo de distorção com a deformação, a barragem de Borde Seco, com valores mais elevados das tensões pré-sísmicas, é a que apresenta valores inferiores. O número de iterações necessário para a convergência de propriedades dinâmicas é também superior (5 em Borde Seco e 4 em Las Cuevas e no Alvito) e regista-se uma maior dispersão de valores de propriedades dos materiais com a acção sísmica considerada. A barragem de Las Cuevas possui em termos absolutos os valores máximos de G. No entanto, atendendo à altura relativa desta barragem comparada com a do Alvito (com menos de metade da altura) conclui-se que a barragem de Las Cuevas segue a de Borde Seco em termos de deformabilidade. A barragem do Alvito exibe a resposta mais rígida por dois motivos: menor altura e acção sísmica menos intensa. As frequências próprias dos dois modos mais participativos de cada uma das barragens confirmam os comentários apresentados (ver Quadro 4.18).

Quadro 4.18 - Resumo das frequências próprias dos dois modos mais participativos das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito

Modos com maior participação	Barragem de Borde Seco				Barragem de Las Cuevas				Barragem do Alvito			
	Sismo próximo		Sismo longínquo		Sismo próximo		Sismo longínquo		Sismo próximo		Sismo longínquo	
	Nº do modo	Freq. (Hz)	Nº do modo	Freq. (Hz)	Nº do modo	Freq. (Hz)	Nº do modo	Freq. (Hz)	Nº do modo	Freq. (Hz)	Nº do modo	Freq. (Hz)
Primeiro	1	0,29	1	0,39	1	0,71	1	0,73	1	1,18	1	1,19
Segundo	3	0,54	3	0,70	2	1,05	2	1,03	3	1,92	3	2,04

- Na barragem de Borde Seco a média dos valores do módulo de distorção final induzidos pela acção sísmica longínqua é superior aos obtidos pela acção sísmica longínqua. Nas restantes barragens G não se mostra grandemente sensível ao tipo de acção sísmica.

As curvas de variação do coeficiente de amortecimento com o nível de distorção estão desenhadas nas Figuras 3.100, 3.103 e 3.106, respectivamente, para os materiais da barragem de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito. Para todos os materiais da barragem de Borde Seco e para os materiais dos maciços estabilizadores das barragens de Las Cuevas e do Alvito foi escolhida a mesma curva de variação. Igualmente para os materiais do núcleo destas duas últimas barragens se optou por uma única curva para a descrição de $D(\gamma)$. Do exame destas curvas, observa-se que para grandes níveis de deformação o valor do amortecimento dos materiais granulares é bastante superior ao dos materiais argilosos.

As expectivas expressas anteriormente são confirmadas pelos valores finais do coeficiente de amortecimento da análise dinâmica das barragens de Las Cuevas e do Alvito, apresentados ao longo dos cortes horizontais referidos para a evolução do módulo de distorção final, tendo sido obtidos valores reduzidos, e praticamente constantes, de coeficientes de amortecimento no núcleo (da ordem dos 8%) e valores elevados nos materiais granulares (atingindo 24% em Las Cuevas e 17% no Alvito).

Na barragem de Borde Seco, em consequência da adopção de uma curva única, o valor de D varia apenas com o nível de deformação, pelo que os materiais que apresentam coeficientes de amortecimento maiores são os que possuem menor rigidez e integram o dreno e o maciço de montante.

4.4.3.3.- ACELERAÇÕES

Para uma combinação de cada tipo de acção sísmica foram determinados nas três barragens acelerogramas em pontos nodais pertencentes aos perfis P1, P2 e P3, de modo possibilitar a caracterização dos movimentos sísmicos em função das cotas de localização, dos materiais envolvidos e do tipo de acção. Para 3 combinações das acções sísmicas próxima e longínqua calcularam-se os valores máximos das componentes horizontal e vertical da aceleração ao longo destes perfis e do contorno. Os máximos absolutos encontram-se transcritos para cada uma das barragens no Quadro 4.19. Para facilitar a comparação são também incluídos neste Quadro os valores máximos das acelerações na base, característicos de cada acção. A análise conjunta de todos os resultados permite observar o seguinte:

- Elementos perturbadores, como o enrocamento de protecção existente na zona superior do paramento de montante das barragens de Borde Seco e de Las Cuevas, a presença da ensecadeira de montante da barragem de Las Cuevas e a existência de elementos fortemente deformáveis provocam alterações no andamento e conteúdo em frequências dos acelerogramas horizontais e verticais, induzindo variações bruscas dos valores máximos ao longo da altura da barragem. Em consequência da localização dos elementos perturbadores, a sua influência é mais notória a montante, diluindo-se para jusante.

- As acelerações máximas do perfil de montante são inferiores às registadas no maciço de jusante e no núcleo, em resultado da sua menor rigidez provocada pelas menores tensões iniciais aí instaladas devido à impulsão da água.

- Na barragem de Borde Seco, a aceleração horizontal é, em geral, uma função crescente em altura, pelo que os seus máximos absolutos têm lugar para ambas as acções sísmicas no perfil P3 (do núcleo), devido ao seu maior desenvolvimento, localizando-se o seu ponto nodal extremo a cota mais elevada do que os dos restantes perfis. A aceleração vertical máxima, não tão sensível à altimetria e mais à rigidez absoluta, produz-se no maciço de jusante (com valores de G_{max} superiores). No contorno, a altimetria e a mudança brusca de rigidez produzem os valores mais elevados da aceleração, variando estes com a solicitação e a componente em causa.

- Na barragem de Las Cuevas sob a acção do sismo próximo a aceleração máxima nos perfis regista-se no maciço de jusante, e no contorno na ensecadeira de montante. Sob a acção longínqua o comportamento é diferenciado, intensificando-se as acelerações no topo dos perfis de montante e do núcleo, e minorando-se a influência perturbadora da

ensecadeira de montante no andamento das suas componentes horizontais. As acelerações máximas absolutas para o sismo longínquo ocorrem no material do núcleo no coroamento da barragem. A componente vertical sobe apenas ligeiramente com a altimetria da barragem.

- A barragem do Alvito apresenta globalmente em termos de acelerações o comportamento mais regular. Assim, os valores máximos da componente horizontal excedem praticamente em todos os pontos a componente vertical, e as maiores acelerações ocorrem nos pontos nodais a cotas superiores, não se registando diferenças significativas entre os perfis.

- Da comparação dos valores máximos absolutos de cada uma das barragens para os dois tipos de acção sísmica, verifica-se que as acelerações na barragem de Las Cuevas são superiores às observadas nas barragens de Borde Seco e do Alvito. Tal é devido, por um lado, à maior intensidade da solicitação sísmica, e por outro, à maior rigidez global e menor amortecimento da barragem quando comparada com a de Borde Seco. A aceleração horizontal máxima na barragem de Las Cuevas (de 9,1 m/s^2) é produzida pela acção sísmica longínqua. Segue-se, em ordem de importância de valores de acelerações atingidos, a barragem de Borde Seco, de maior altura, e finalmente a barragem do Alvito, ordenando-se assim o comportamento das barragens em termos de movimentos máximos pela ordem de intensidade da acção sísmica de input.

- Procedendo à análise da amplificação da aceleração, relativamente à aceleração de base introduzida, observa-se que, em geral, os aumentos mais significativos registam-se nas barragens de Las Cuevas e do Alvito para a acção sísmica longínqua, onde ultrapassam 200%. Na barragem de Borde Seco o incremento não ultrapassa 83%, reflectindo a menor rigidez e a maior dissipação de energia dos materiais desta última barragem.

- A acção sísmica próxima produz valores máximos absolutos das acelerações verticais em todas as barragens e das horizontais nas barragens de Borde Seco e do Alvito. A acção sísmica longínqua só é condicionante para a componente horizontal da barragem de Las Cuevas. No entanto, o factor de amplificação do movimento é em todas as barragens maior para a acção sísmica longínqua. Para a acção sísmica próxima o factor de amplificação da componente vertical supera o da componente horizontal, excepto na barragem de Las Cuevas. O inverso se passa para a acção sísmica longínqua nas três barragens em análise.

Quadro 4.19 - Resumo dos valores máximos das acelerações das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito

Localização	Acção sísmica	Barragem de Borde Seco		Barragem de Las Cuevas		Barragem do ALvito	
		a_h^{max} (m/s²)	a_v^{max} (m/s²)	a_h^{max} (m/s²)	a_v^{max} (m/s²)	a_h^{max} (m/s²)	a_v^{max} (m/s²)
Perfil P1	próxima	2,9	3,1	5,1	5,5	2,8	1,7
	longínqua	2,0	1,8	7,2	4,6	2,5	1,5
Perfil P2	próxima	3,5	3,2	6,8	6,3	3,4	3,0
	longínqua	2,4	1,9	5,2	4,8	2,8	1,6
Perfil P3	próxima	5,0	3,1	6,4	3,7	3,6	1,7
	longínqua	3,8	1,8	9,1	5,1	3,0	1,2
Contorno	próxima	5,0	4,1	8,8	5,2	3,9	2,8
	longínqua	4,2	2,6	9,1	3,7	3,3	2,0
Base	próxima	4,2	3,15	4,61	3,46	2,2	1,45
	longínqua	2,3	1,73	2,94	2,21	1,1	0,73

4.4.3.4 - TENSÕES DE CORTE

A evolução das tensões tangenciais ao longo do tempo, no centro de elementos pertencentes aos perfis de montante, de jusante e do núcleo, induzidas pela combinação do sismo 1 na horizontal e do sismo 2 devidamente escalado na vertical, para cada tipo de acção sísmica, está descrita em Anexo para cada uma das barragens. Os respectivos valores máximos absolutos, colocados por ordem crescente de cotas de localização, estão explicitados nos Quadros 4.20 a 4.22. Para três combinações de ambas as acções sísmicas é ainda determinada a variação da tensão tangencial máxima ao longo de três cortes horizontais (anteriormente referidos), que intersectam os materiais mais representativos de cada barragem. Da análise conjunta destes elementos, conclui-se que:

- O valor de pico da tensão tangencial máxima decresce com o aumento da cota dos elementos.

- À mesma cota, as tensões de corte são mais elevadas nos materiais com maior

módulo de distorção. Na barragem de Borde Seco, são mais elevadas no maciço estabilizador de jusante junto ao dreno, seguindo-se-lhe o núcleo, o maciço de montante e dreno. Em Las Cuevas as tensões no núcleo, no filtro e na zona do maciço de jusante com estado de tensão estático inicial próximo do do núcleo (com valores de τ_{xy} da mesma ordem de grandeza) são superiores às do maciço de montante, e muito superiores às observadas no material drenante. No Alvito, devido ao contraste do módulo de distorção dos diferentes materiais, as tensões tangenciais no núcleo excedem largamente as dos

Quadro 4.20 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) no perfil P1 induzidos pelo sismo 1 na horizontal e pelo sismo 2 escalado na vertical nas barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito

Barragem de Borde Seco		Barragem de Las Cuevas		Barragem do Alvito	
Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
147	114	176	156	41	44
119	94	100	115	40	46
105	83	91	102	36	41
88	68	72	77	27	29
76	62	56	52	12	9
-	-	32	27	-	-

Quadro 4.21 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) no perfil P2 induzidos pelo sismo 1 na horizontal e pelo sismo 2 escalado na vertical nas barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito

Barragem de Borde Seco		Barragem de Las Cuevas		Barragem do Alvito	
Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
151	102	176	156	48	51
145	115	161	147	44	50
137	96	145	143	37	47
125	72	103	111	35	37
80	70	65	60	27	22
29	27	-	-	7	6

Quadro 4.22 - Resumo dos valores máximos da tensão tangencial (kPa) no perfil P3 induzidos pelo sismo 1 na horizontal e pelo sismo 2 escalado na vertical nas barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito

Barragem de Borde Seco		Barragem de Las Cuevas		Barragem do Alvito	
Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
168	120	214	193	99	74
139	103	155	160	92	89
129	89	133	136	63	82
121	83	120	120	56	63
91	79	90	82	36	32
49	43	29	30	7	5

maciços estabilizadores.

- Da comparação dos valores absolutos das tensões de corte, salienta-se que as tensões tangenciais na barragem do Alvito são, em todos os materiais, muito inferiores às obtidas nas barragens venezuelanas, em consequência de acções sísmicas menos gravosas e da sua menor altura. Dada a variação brusca da secção da barragem de Las Cuevas à cota 643,00 m, as tensões de corte na sua parte inferior superam as correspondentes de Borde Seco, enquanto que superiormente oscilam em torno dos mesmos valores, para isso contribuindo a maior intensidade sísmica de Las Cuevas e a maior altura de Borde Seco.

- O sismo longínquo produz valores máximos da tensão tangencial inferiores aos do sismo próximo e com menor dispersão em função da combinação em causa na barragem de Borde Seco. Na barragem de Las Cuevas, os valores máximos induzidos pelo sismo longínquo são inferiores na base e da mesma ordem nas restantes zonas aos correspondentes produzidos pelo sismo próximo. No Alvito, por acção do sismo longínquo quando comparado com o sismo próximo, ocorre um aumento do valor máximo da tensão tangencial em todos os perfis até cerca de 2/3 da altura da barragem e uma ligeira diminuição no topo.

4.4.3.5 - TENSÕES NORMAIS E TRAJECTÓRIAS DE TENSÃO

Para o elemento superior e inferior de cada um dos perfis considerados de cada uma

das barragens foi determinada a evolução no tempo das componentes normais (tensões vertical, horizontal, principais máxima e mínima) e esboçadas as trajectórias de tensão no plano horizontal, em termos de τ_{xy} e $1/2(\sigma_y-\sigma_x)$ e em termos da tensão distorsional (q) e tensão principal média (p) para uma acção sísmica de cada tipo de sismo (próximo e longínquo). Este estudo teve por objectivo a comparação do estado de tensão dos elementos seleccionados, resultante do cálculo numérico, com o estado de tensão dos ensaios de corte simples, com base nos quais se procede à avaliação da segurança sísmica das barragens. Pelo modelo linear equivalente de Seed et al (1974) a deformação potencial de um elemento é calculada igualando a tensão tangencial média na faceta horizontal, tomada igual a 65% da tensão tangencial máxima absoluta da análise dinâmica, à tensão de corte aplicada no ensaio de corte simples durante um número de ciclos equivalente à história irregular de tensões do elemento, e identificando a distorção potencial com a deformação atingida no ensaio. A coerência total do método implicaria que a faceta horizontal dos elementos das barragens fossem solicitados sismicamente tão próximos quanto possível do estado de corte simples. Para tal a tensão vertical, normal desta faceta, induzida pelas acções sísmicas não deveriam variar no tempo (σ_y do sismo identicamente nulo). A observação alargada a todas as barragens e aos elementos descritos, bem como a elementos situados ao longo de secções horizontais às cotas de 246,31 m, na barragem de Borde Seco, 637,75 m na barragem de Las Cuevas, e 179,50 m na barragem do Alvito, permitiu constatar que em todos os casos ocorria variação da tensão normal vertical ao longo do tempo e que a trajectória de tensões no plano horizontal (τ_{xy} em função de σ_y) era muito irregular. Visando esclarecer se haveria outra faceta, que não a horizontal, com um estado de tensão próximo do pretendido de corte simples, determinou-se a evolução das tensões principais durante a acção do sismo. Se tal faceta existisse as tensões principais e as tensões em facetas perpendiculares (caso de σ_y e de σ_x) deviam para cada instante tomar valores simétricos, de modo a manter a tensão principal média nula. Do exame conjunto da variação no tempo destas componentes verifica-se os seus valores instantâneos não são simétricos, o que é confirmado pelas trajectórias de tensões p-q que descrevem no caso geral ciclos de tensão com tensões principais médias não nulas. Conclui-se, então, pela inexistência de qualquer faceta com estado de tensão próximo do de corte simples nas três barragens sob a acção conjunta de sismos com componentes vertical e horizontal, pelo que se opta por identificar, com base nas trajectórias de tensão τ_{xy} - $1/2(\sigma_y-\sigma_x)$, indicativas das direcções principais, a faceta mais desfavorávelmente solicitada com a de tensão tangencial máxima. Com excepção dos elementos extremos junto aos paramentos e outros perfeitamente isolados, observa-se que estas trajectórias

em termos médios oscilam em torno da vertical. Por outro lado, se apenas for tido em atenção o ponto de tensão tangencial máxima absoluta, as facetas principais correspondentes, fazem ângulos de 45° com a horizontal, uma vez que tal ponto se localiza sobre ou muito próximo do eixo das ordenadas, pelo que é na faceta horizontal, ou aproximadamente, nesta que se realiza a tensão de corte máxima de cálculo. Pode, então, concluir-se que a aplicação do método de avaliação da estabilidade, proposto por Seed et al (1974) às três barragens em análise, deve ser efectuada por comparação das tensões τ_{xy} com as tensões de laboratório, embora implicando a aproximação adicional de supor que estados de tensão diferenciados com igual tensão tangencial máxima produzem deformações semelhantes.

As trajectórias de tensão p-q revelam ainda que, nas três barragens em estudo, o desenvolvimento das tensões tangenciais é acompanhado pelo desenvolvimento de tensões normais de ordem de grandeza semelhante.

Nos Quadros 4.23 e 4.24 apresenta-se um resumo dos valores máximos das tensões vertical, horizontal (em valor absoluto), principal máxima e mínima no centro dos elementos superior e inferior de cada um dos perfis, respectivamente, para uma combinação do sismo próximo e uma do sismo longínquo.

As observações efectuadas para as tensões tangenciais são aqui reproduzidas, nomeadamente a diminuição de valor das tensões em altura, a relação directa entre os valores máximos atingidos e o módulo de distorção dos materais (valores mais elevados no maciço de jusante na barragem de Borde Seco, no núcleo e no maciço de jusante na barragem de Las Cuevas, e no núcleo na barragem do Alvito) e a ocorrência de tensões normais muito inferiores na barragem do Alvito, devido à menor intensidade da acção sísmica.

As tensões normais na base da barragem de Las Cuevas são muito superiores às de Borde Seco, mas no topo são da mesma ordem de grandeza. Em Borde Seco e no Alvito o sismo longínquo produz tensões normais inferiores às do sismo próximo. No entanto, devido à forma mais arredondada que as trajectórias q-p possuem relativamente às correspondentes do sismo próximo, o estado de tensão gerado pode ser igualmente desfavorável, aproximando-se do mesmo modo da envolvente de rotura. Em Las Cuevas as tensões normais de um outro tipo de sismo oscilam em torno dos mesmos valores.

Quadro 4.23 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo próximo 1 e do sismo próximo 2 escalado

Elemento	Barragem de Borde Seco				Barragem de Las Cuevas				Barragem do Alvito			
	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3
inferior de P1	70	73	127	-177	151	182	209	-296	24	35	53	-64
superior de P1	50	35	118	-102	50	18	48	-70	22	8	23	-22
inferior de P2	137	153	230	-170	225	510	513	-431	31	74	76	-82
superior de P2	46	11	61	-62	82	73	90	-100	10	5	15	-15
inferior de P3	48	58	181	-159	192	394	408	-369	51	78	89	-142
superior de P3	29	23	52	-64	37	19	44	-45	8	8	9	-9

Quadro 4.24 - Resumo dos valores máximos das tensões normais (kPa) sob a acção do sismo longínquo 1 e do sismo longínquo 2 escalado

Elemento	Barragem de Borde Seco				Barragem de Las Cuevas				Barragem do Alvito			
	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3	σ_x	σ_y	σ_1	σ_3
inferior de P1	52	59	149	-147	121	131	239	-218	25	32	55	-50
superior de P1	39	33	58	-94	42	16	58	-55	21	8	21	-21
inferior de P2	114	124	209	-198	211	494	501	-369	33	58	93	-76
superior de P2	47	9	61	-43	100	78	104	-91	10	4	14	-12
inferior de P3	37	39	140	-126	164	365	422	-306	40	69	94	-96
superior de P3	33	30	58	-41	43	28	51	-53	10	3	10	-10

4.4.3.6 - NÚMERO EQUIVALENTE DE CICLOS UNIFORMES

O número equivalente de ciclos de tensão uniforme em cada um dos elementos de cada uma das barragens foi determinado pelo método de Seed et al (1974), descrito em 3.3.4, com base nas histórias de tensão tangencial geradas por cada uma das acções sísmicas. Um resumo dos valores máximo e mínimo do número equivalente de ciclos, obtidos em três secções horizontais de cada uma das barragens, para três acções sísmicas de cada tipo (próximas e longínquas), é apresentado no Quadro 4.25.

É expectável que o número equivalente de ciclos esteja de algum modo relacionado com a duração dos acelerogramas de base. No entanto, no caso presente, a relação não é directa, uma vez que as acções sísmicas introduzidas em cada uma das barragens possuem diferentes características.

Assim, nas barragens de Borde Seco e Las Cuevas os acelerogramas introduzidos são de maior duração mas não estacionários. A função de intensidade, introduzida para transformar as séries harmónicas geradas em processos não estacionários, permite a variação da aceleração entre os valores máximos prescritos apenas durante 1/6 da duração para a acção sísmica próxima, e 22% da duração para a acção sísmica longínqua. Na barragem do Alvito regulamentarmente são adoptados processos estocásticos vectoriais gaussianos estacionários de menor duração, para os quais as acelerações variam entre valores extremos ao longo de toda a ocorrência. Como a duração dos sismos da barragem do Alvito ultrapassa o intervalo de tempo para o qual a função de intensidade de cada tipo de sismos é unitária, é nesta barragem que se regista o maior número equivalente de

Quadro 4.25 - Resumo das variações máximas do número equivalente de ciclos das barragens de Borde Seco. de Las Cuevas e do Alvito

Barragem de Borde Seco					Barragem de Las Cuevas					Barragem do Alvito				
Cota (m)	Sismo próximo		Sismo longínquo		Cota (m)	Sismo próximo		Sismo longínquo		Cota (m)	Sismo próximo		Sismo longínquo	
	N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}		N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}		N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}
246,31	2	8	4	12	637,75	3	10	4	16	179,50	4	15	4	26
281,19	3	8	3	12	666,50	3	8	5	15	191,50	4	14	6	31
315,25	3	7	5	10	694,50	3	13	4	16	200,55	6	16	10	28

ciclos.

Devido à maior duração, em todas as barragens o sismo longínquo produz um maior número equivalente de ciclos uniformes de tensão.

O número equivalente de ciclos uniformes na barragem de Las Cuevas toma valores superiores aos da barragem de Borde Seco, para acções sísmicas longínquas de igual duração (55 segundos) e para acções sísmicas próximas de maior duração em Borde Seco (35 segundos em Borde Seco e 20 segundos em Las Cuevas). A explicação para estes factos baseia-se na maior dissipação de energia e menor rigidez que a barragem de Borde Seco possui relativamente à de Las Cuevas, suavizando e atenuando os ciclos de variação da tensão tangencial.

4.4.3.7 - APRECIAÇÃO GLOBAL

Do exame conjunto de todos os resultados disponíveis da análise dinâmica das três barragens, verifica-se que o comportamento da barragem de Las Cuevas é o mais desfavorável, com tensões induzidas sismicamente mais elevadas e com um elevado número de ciclos, para o que contribui, por ordem decrescente de importância, a intensidade das acções sísmicas (acelerações de base mais elevadas), as propriedades dinâmicas dos materiais que a constituem (de maior rigidez e menor amortecimento) e a sua geometria (com uma altura de 92,00 m).

Segue-se-lhe a barragem de Borde Seco que, apesar de mais alta, é solicitada por tensões menores e durante um menor número de ciclos de tensão, em consequência das acções sísmicas seleccionadas serem menos gravosas e do maior amolecimento e amortecimento dos materiais envolvidos.

Por último, surge a barragem do Alvito, que, situada numa zona sísmica mais favorável, apresenta reduzidos valores de qualquer das componentes das tensões sísmicas (com tensões tangenciais inferiores a 50% da resistência cíclica), pelo que o elevado número equivalente de tensão uniforme não implica desenvolvimento de deformações ou coeficientes de pressão intersticial elevados, não colocando deste modo qualquer tipo de problemas.

4.4.4 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO

A avaliação da estabilidade das barragens baseia-se na comparação das tensões tangenciais, resultantes da análise dinâmica, com as tensões de corte obtidas em ensaios de corte simples, capazes de induzir no provete um nível de deformação seleccionado ao fim de um do número ciclos de tensão uniforme igual ao número equivalente, pelo que o comportamento sísmico das barragens, de acordo com o método de Seed et al, não depende apenas da análise dinâmica mas também da resistência cíclica dos materiais constituintes.

4.4.4.1 - RESISTÊNCIA CÍCLICA DOS MATERIAIS

No capítulo 3, com base em resultados de ensaios de corte simples, foram interpoladas as equações (as equações (3.159), (3.160) e (3.161) para as amostras 15150, 15151 e 15152 da barragem de Borde Seco, as equações (3.167) e (3,168) para as amostras 15158 e 15160 da barragem de Las Cuevas, e as equações (3.172) e (3.173) para as amostras 15079 e 388 da barragem do Alvito) que, em função da tensão vertical aplicada, permitem calcular o valor da tensão tangencial necessária para desenvolver, em 12 ciclos de carregamento uniforme, um nível de deformação seleccionado, supondo que a tensão de corte pré-cíclica é nula. Igualmente foram estabelecidas equações para determinação do coeficiente de pressão intersticial, gerado após a aplicação de igual número de ciclos de carregamento uniforme (equações (3.162), (3.163) e (3.164) para as amostras 15150, 15151 e 15152 da barragem de Borde Seco, equações (3.170) e (3.171) para as amostras 15158 e 15160 da barragem de Las Cuevas e equações (3.174) e (3.175) para a barragem do Alvito), as quais são função apenas da distorção, não dependendo directamente da tensão vertical inicial.

Para facilitar a comparação das tensões de corte cíclico e dos coeficientes de pressão intersticial dos diferentes materiais, obtidos nos ensaios, nas condições de utilização, no Quadro 4.26 indicam-se os intervalos de variação da tensão de corte cíclica, capaz de desenvolver níveis de distorção de 1, 2, 5 e 10%, em 12 ciclos de carregamento sinusoidal, em cada uma das amostras representativas, e no Quadro 4.27, os valores correspondentes do coeficiente de pressão intersticial. O valor máximo da tensão cíclica de corte é determinado igualando a tensão vertical inicial do ensaio à tensão vertical máxima da barragem, sendo, deste modo, comparável à tensão de corte do cálculo

Quadro 4.26 - Variações máximas das tensões de corte (kPa) de laboratório capazes de atingir níveis de distorção de 1, 2, 5 e 10% em 12 ciclos em amostras das barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito

γ (%)	Barragem de Borde Seco						Barragem de Las Cuevas				Barragem do Alvito			
	Amostra 15150		Amostra 15151		Amostra 15152		Amostra 15158		Amostra 15160		Amostra 15079		Amostra 388	
	$\sigma_v = 0$	$\sigma_v =$ 2390 kPa	$\sigma_v = 0$	$\sigma_v =$ 2390 kPa	$\sigma_v = 0$	$\sigma_v =$ 1600 kPa	$\sigma_v = 0$	$\sigma_v =$ 1600 kPa	$\sigma_v = 0$	$\sigma_v =$ 1600 kPa	$\sigma_v = 0$	$\sigma_v =$ 940 kPa	$\sigma_v = 0$	$\sigma_v =$ 940 kPa
1	15	187	11	196	9	256	22	175	15	141	15	132	16	106
2	18	220	13	231	12	305	30	209	17	166	18	154	18	130
5	21	264	16	278	14	371	40	255	20	200	21	184	21	160
10	24	297	18	313	17	421	48	290	22	225	24	206	23	184

Quadro 4.27 - Coeficientes de pressão intersticiais (%) de laboratório para níveis de distorção de 1, 2, 5 e 10% em 12 ciclos em amostras das barragens de Borde Seco, Las Cuevas e Alvito

γ (%)	Barragem de Borde Seco			Barragem de Las Cuevas		Barragem do Alvito	
	Amostra 15150	Amostra 15151	Amostra 15152	Amostra 15158	Amostra 15160	Amostra 15079	Amostra 388
1	46,5	46,2	41,9	34,5	55,9	31,4	37,3
2	59,6	60,1	57,4	45,5	68,5	46,6	50,2
5	77,1	78,5	78,0	60,0	85,3	66,8	67,2
10	90,3	92,4	93,5	71,0	98,0	82,0	80,0

dinâmico obtida em elementos da base da barragem. O valor mínimo é calculado admitindo tensão vertical nula e mostra-se útil na comparação das tensões tangenciais de elementos localizados nos paramentos ou coroamento da barragem. A análise conjunta dos Quadros 4.26 e 4.27 permite constatar o seguinte:

- Para o mesmo nível de distorção e para a tensão vertical máxima, as tensões de corte cíclicas são superiores nas amostras da barragem de Borde Seco, seguindo-se-lhes as de Las Cuevas e por último as do Alvito.

- Para tensão vertical nula, a amostra 15158 de Las Cuevas é a mais resistente e as amostras constituintes dos maciços estabilizadores da barragem de Borde Seco as de menor resistência. As restantes apresentam-se com tensões de corte cíclicas de ordem de grandeza semelhante.

- Para o mesmo nível de distorção, as pressões intersticiais observadas durante os ensaios são máximas no material dos maciços estabilizadores da barragem de Las Cuevas, tomam valores intermédios para os materiais da barragem de Borde Seco e são mínimas para os materiais argilosos ou grosseiros com finos argilosos que incorporam o núcleo das barragens de Las Cuevas e do Alvito e os maciços estabilizadores do Alvito.

Dadas as características da acção e a resistência dos materiais constituintes é de esperar que os maciços estabilizadores da barragem de Las Cuevas sejam os mais desfavorávelmente deformados e de pressões intersticiais mais elevadas.

4.4.4.2 - AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE

A perda de resistência dos solos sob acções sísmicas está relacionada com a geração de pressões intersticiais (cenário de liquefaccção), atingindo-se no limite local ou globalmente o estado de liquefacção inicial dos materiais, e a ocorrência de deformações excessivas (análise de deformações), as quais podem ser estimados com base na deformação potencial (deformação obtida em ensaios de laboratório realizados a tensão de corte cíclica constante e igual a 65% da tensão tangencial máxima induzida pela acção sísmica, após a aplicação de um número equivalente de ciclos uniforme).

O nível de pressões intersticiais gerado é medido através da determinação do coeficiente de pressão intersticial dos elementos que constituem as barragens. Quando este coeficiente atinge o valor unitário o material sofre liquefacção inicial. Nos casos em estudo, todos os materiais que incorporam as barragens foram colocados com elevados graus de compactação, ou seja, com elevada compacidade relativa, pelo que as deformações induzidas sismicamente são necessariamente de valor reduzido e a probabilidade de ocorrência de liquefacção total é nula. Contudo, a condição de liquefacção inicial dá indicações úteis acerca das formas possíveis do comportamento do solo, tendo lugar, nos elementos em que esta condição se verifica, necessáriamente deformações moderadas e produzindo-se uma deterioração das propriedades resistentes dos materiais que os constituem.

A análise de deformações baseia-se na determinação das deformações potenciais

ao longo de algumas secções e/ou de todo o corpo das barragens. Deformações inferiores a 5% são consideradas de valor reduzido, não pondo em risco o comportamento sísmico das barragens. Deformações entre 5 e 10% são de valor moderado, sendo necessário ter em conta a sua distribuição espacial para estimar o risco potencial da barragem. Deformações superiores a 10% são consideradas intensas.

Na avaliação da estabilidade das barragens estudadas, por falta de dados e reduzida representatividade nas respectivas secções transversais, foram desprezados os efeitos dos materiais não ensaiados (do dreno, do filtro e da zona superior de protecção do maciço de montante nas barragens de Borde Seco e de Las Cuevas e do filtro da barragem do Alvito) e foram seguidos os seguintes passos:

- Comparação das tensões médias de corte simples (iguais a 65% do valor médio das tensões tangenciais máximas das 6 combinações consideradas para cada acção) com as tensões laboratoriais capazes de induzir níveis de distorção de 1, 2, 5 e 10% para um número equivalente de ciclos uniforme, em secções horizontais localizadas às cotas de 325,15, 281,19 e 246,31 m na barragem de Borde Seco, às cotas de 694,50, 666,50 e 637,75 m na barragem de Las Cuevas e às cotas de 200,55, 191,50 e 179,50 m na barragem do Alvito. Como nos ensaios realizados com um número de ciclos inferior a 15 foi detectada uma reduzida variação quer das deformações quer das pressões intersticias atingidas com o número de ciclos, e por ser do lado da segurança, nas barragens de Borde Seco e Las Cuevas, onde o valor máximo do número equivalente de ciclos (tomado como média do número equivalente de ciclos das 6 combinações de cada tipo de acção sísmica) não ultrapassava os 12 ciclos, as tensões cíclicas do ensaio de corte simples de comparação são as correspondentes a 12 ciclos de carregamento. Na barragem do Alvito as tensões cíclicas de laboratório, de comparação com as induzidas pelos sismos, foram obtidas em todos os elementos para o valor máximo do número equivalente de ciclos (igual a 12 para a acção sísmica próxima e a 22 para a acção sísmica longínqua). Como já foi referido anteriormente, o estado de tensão da amostra do ensaio de corte simples não é igual ao estado de tensão induzido pela acção sísmica em qualquer dos elementos da barragem. Acresce-se ainda que o mesmo se passa com o estado de tensão pré-sísmico, uma vez que, para a realização do ensaio de corte cíclico, a amostra é consolidada em condições K_0, não tendo, teoricamente, qualquer tensão tangencial aplicada nas facetas horizontais, enquanto que os resultados da análise estática demonstram que, com excepção dos elementos da zona central da barragem, existem tensões tangenciais estáticas ao longo do corpo da barragem. Contudo, ensaios laboratoriais realizados com tensões tangenciais iniciais na faceta horizontal da amostra não nulas revelam que a

resistência dos solos cresce com esta tensão, pelo que a comparação das deformações produzidas pelos dois estados de tensão diferenciados é conservativa.

- Determinação dos coeficientes de pressão intersticial gerados em ensaios de corte realizados com tensão cíclica igual à tensão tangencial média induzida sísmicamente e com 12 ou 22 ciclos de carregamento, ao longo das secções horizontais referidas anteriormente, e sua identificação com os valores gerados na barragem.

- Determinação, elemento a elemento (excluindo apenas os elementos constituídos por materiais não ensaiados dinâmicamente), da deformação potencial e do coeficiente de pressão intersticial em todo o corpo das barragens em estudo sob a acção sísmica próxima e sob a acção sísmica longínqua.

- Delimitação de zonas de diferente intensidade de distorção (seleccionaram-se, no geral, 4 níveis: distorção inferior a 1%, distorção entre 1 e 2%, distorção entre 2 e 5% e distorção superior a 10%) e de geração de pressões intersticiais (também com 4 níveis no geral: R_u inferior a 25%, R_u entre 25 e 50%, R_u entre 50 e 75% e R_u superior a 75%), com vista à identificação de zonas de elevado potencial de deformação e determinação da sua distribuição espacial. Como as equações para o cálculo da tensão tangencial cíclica em função da tensão vertical aplicada e da distorção (com base nas quais foram obtidas as deformações potenciais) foram deduzidas para níveis de distorção não superiores a 10%, para tensões tangenciais induzidas sismicamente superiores às tensões laboratoriais correspondentes a 10% optou-se apenas pela indicação de que a deformação potencial excede esse valor. Nestas condições, e por igual razão, não foram determinados os coeficientes de pressão intersticiais correspondentes.

- Dado que deformações potenciais inferiores a 5% são consideradas indicativas de um comportamento sísmico satisfatório dos aterros, se os níveis de deformação potenciais em todo o corpo das barragens não ultrapassavam os 5% (como na barragem do Alvito), ou apenas ultrapassavam este valor em zonas limitadas, envolvidas por outras de reduzido potencial de deformação (como na barragem de Borde Seco), que assim impedem que as áreas de moderado potencial de deformação afectem o comportamento global da barragem, considerou-se verificada a sua adequação sísmica. Calculou-se, então, a deformação potencial média do núcleo, dos maciços estabilizadores e da barragem como um todo, somando, ao longo de todos os elementos que constituem a zona seleccionada, o produto da deformação potencial registada em cada elemento pela sua área, e dividindo pela área total da referida zona. Uma estimativa do deslocamento horizontal foi obtida multiplicando a deformação média da barragem pela sua altura.

- Por oposição, zonas contínuas de moderado potencial de deformação e elevados

coeficientes de pressão intersticial fazem prever a possibilidade de ocorrência de grandes deformações, tornando-se necessário analisar o risco de um eventual escorregamento global. A existência de deformações potenciais superiores a 10% em zonas relativamente extensas (como em Las Cuevas) aconselha, portanto, a realização de uma análise de estabilidade, com recurso a métodos convencionais. Com base no zonamento da secção transversal e nos valores das deformações potenciais, seleccionou-se a área de mais elevada concentração de deformação de corte (zona superior dos maciços estabilizadores), que assinalava valores de deformação superiores a 10%. A resistência dos materiais localizados nesta área diminuiu, em consequência dos elevados níveis de distorção e de pressão intersticial. Em virtude de não se dispor dos valores das resistências residuais pós-cíclica dos materiais, assumiu-se, simplificadamente, para zonas com níveis de distorção inferiores ou iguais a 10% o valor da resistência não drenada estática, e para zonas com níveis de distorção superiores a 10% determinou-se, através de uma análise de estabilidade, efectuada pelo método de Bishop, a resistência residual correspondente a um coeficiente de segurança igual a 1. Em face do valor obtido (10°, valor assegurado e inferior ao usualmente determinado no tipo de materiais que constitui o maciço estabilizador da barragem de Las Cuevas) e do método conservativo simplificado utilizado considerou-se que, apesar de ser previsível a ocorrência de grandes deformações, a segurança sísmica da barragem não é posta em causa.

No Quadro 4.28 apresenta-se um resumo das deformações potenciais máximas, produzidas pela acção sísmica próxima e pela acção sísmica longínqua, nos materiais do núcleo e maciços estabilizadores das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito. Como as deformações nas zonas superiores dos maciços estabilizadores da barragem de Las Cuevas ultrapassavam 10%, saindo fora do intervalo de validade das equações deduzidas a partir dos ensaios de corte simples, não foi possível nem seria legítimo, já que as deformações se concentram em zonas localizadas, calcular deformações médias de zonas ou da globalidade desta barragem. As deformações médias dos materiais mais respresentativos das barragens de Borde Seco e do Alvito também são indicadas no Quadro 4.28 para ambas as acções sísmicas. Os deslocamentos horizontais a que conduzem, uma vez multiplicada a distorção média global pela altura da barragem, são de 1,77 m para o sismo próximo e de 0,76 m para o sismo longínquo da barragem de Borde Seco, e de 0,10 m para o sismo próximo e 0,13 m para o sismo longínquo da barragem do Alvito.

No Quadro 4.29 transcrevem-se os valores máximos dos coeficientes de pressão intersticial atingidos em cada um das barragens sob cada uma das acções. Por sairem do

Quadro 4.28 - Resumo das deformações potenciais das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito

Localização	Barragem de Borde Seco				Barragem de Las Cuevas		Barragem do Alvito			
	Sismo próximo		Sismo longínquo		Sismo próximo	Sismo longínq	Sismo próximo		Sismo longínquo	
	def.pot. max(%)	def.pot. med(%)	def.pot. max(%)	def.pot. med(%)	def.pot. max(%)	def.pot. max(%)	def.pot. max(%)	def.pot. med(%)	def.pot. max(%)	def.pot. med(%)
Maciço de montante	5,3	2,00	2,2	0,78	>10	>10	0,6	0,23	0,8	0,28
Núcleo	3,8	0,8	1,4	0,40	3,5	3,9	1,3	0,63	3,1	0,52
Maciço de jusante	6,8	1,05	2,6	0,54	>10	>10	0,3	0,21	0,4	0,24
Toda a barragem	6,8	1,45	2,6	0,63	-	-	1,3	0,25	3,1	0,32

Quadro 4.29 - Resumo dos coeficientes de pressão intersticial das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito

Localização	Barragem de Borde Seco		Barragem de Las Cuevas		Barragem do Alvito	
	Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo	Sismo próximo	Sismo longínquo
	R_u max (%)	R_u max(%)	R_u max(%)	R_u max(%)	R_u max (%)	R_u max (%)
Maciço de montante	80	62	-	-	27	34
Núcleo	72	53	54	56	36	56
Maciço de jusante	85	64	-	-	17	19

campo de validade das equações de determinação de R_u, os valores máximos deste coeficiente nos maciços estabilizadores da barragem de Las Cuevas não foram calculados.

4.4.5 - CONCLUSÕES

Em face ao anteriormente exposto e à matéria abordada nos Anexos I, II e III parece oportuno enunciar as seguintes conclusões:

- Como já indiciavam as análises comparativas de intensidade da acção sísmica, dos resultados do cálculo dinâmico e das propriedades resistentes dos materiais constituintes de cada uma das barragens, a barragem de Las Cuevas é aquela em que a acção sísmica provoca efeitos mais gravosos, não se denotando diferenças sensíveis entre o sismo próximo e o sismo longínquo.

- Por contraste, devido à sua menor altura, ao carácter moderado dos movimentos sísmicos introduzidos e à resistência dinâmica dos materiais, a barragem do Alvito apresenta deformações potenciais sempre inferiores a 5% e geração de pressões intersticiais reduzidas, não colocando qualquer tipo de problemas.

- As deformações potenciais da barragem de Borde Seco ultrapassam apenas localmente e em zonas perfeitamente circunscritas os 5%, pelo que as deformações médias são inferiores a 2% para ambas as acções sísmicas.

- Apesar das tensões tangenciais induzidas no núcleo serem de valor superior e a resistência cíclica igual ou inferior às dos maciços estabilizadores da barragem de Borde Seco, as deformações potenciais destes últimos ultrapassam as do material do núcleo, em virtude da presença de uma menor tensão vertical inicial. O coeficiente de pressão intersticial, dependendo directamente da deformação potencial, reflecte igual comportamento, mesmo sendo a barragem constituída por materiais com propriedades semelhantes em termos de geração de pressão intersticial.

- Na barragem de Las Cuevas o material mais resistente a acções cíclicas e com tensões verticais superiores (a amostra 15158 do núcleo) regista, em conformidade e apesar de estar submetido a tensões induzidas sismicamente superiores, as deformações potenciais e os coeficientes de pressão intersticial de menor valor. Nos maciços estabilizadores as deformações potenciais são elevadas, mesmo em elementos contíguos a elementos do núcleo com estado de tensão inicial próximo, reflectindo assim o contraste entre as propriedades cíclicas de ambos os materais. Como as diferenças de propriedades, em termos percentuais, são mais nítidas para valores reduzidos da tensão vertical, é na zona superior dos maciços que se verificam os mais elevados potenciais de deformação.

- As tensões tangenciais induzidas por ambas as acções sísmicas são muito mais elevadas no núcleo do que nos maciços estabilizadores da barragem do Alvito. As características de resistência cíclica são semelhantes em termos de coeficientes de pressão

intersticial e, para valores reduzidos da tensão vertical inicial, em termos de tensões cíclicas correspondentes a um determinado nível de deformação. Para valores mais elevados da tensão de consolidação dos ensaios de corte simples assinalam-se valores um pouco superiores no material do núcleo. No entanto, a diferença de propriedades resistentes não é suficientemente forte para diluir o efeito das tensões sísmicas de corte pelo que as deformações potenciais e os coeficientes de pressão intersticial máximos se verificam no material do núcleo.

- O sismo próximo é condicionante na barragem de Borde Seco. Na barragem do Alvito a acção sísmica longínqua é a mais desfavorável, apesar das tensões tangenciais induzidas sismicamente não o fazerem prever. Tal é explicado pelo maior número equivalente de ciclos de tensão uniforme. Na barragem de Las Cuevas os efeitos produzidos por uma e outra acção são em tudo semelhantes.

O estudo comparativo das barragens de Borde Seco, de Las Cuevas e do Alvito permite estabelecer que, desde que a altura dos perfis transversais não seja muito contrastante, a intensidade da acção sísmica é a característica mais condicionante do comportamento sísmico das barragens. Segue-se-lhe, por ordem decrescente de importância, as características resistentes dos solos (níveis de deformação desenvolvidos em função da tensão aplicada e do número de ciclos), as características de deformabilidade e de dissipação de energia dos mesmos (módulo de distorção e coeficiente de amortecimento), e, por último, a geometria da barragem. Elementos perturbadores como a variação brusca da secção transversal (de que é exemplo a presença da ensecadeira de montante na barragem de Las Cuevas), o grande contraste de propriedades de materiais ou a presença de elementos muito deformáveis, devido ao estado de tensão inicial, têm a sua contribuição na alteração do comportamento sísmico das barragens, provocando variações locais ou globais que têm que ser tidas em consideração.

A constituição das barragens por diferentes tipos de materiais (argilosos e arenosos) não foi neste estudo condicionante. No entanto, os materiais argilosos têm, no geral, como vantagens a presença de módulos de distorção mais elevados, de tensões cíclicas correspondentes a determinados níveis de distorção superiores, e de geração de pressões intersticiais de menor valor, e como desvantagem o facto terem menores amortecimentos, pelo que as acelerações serão superiores e também as tensões tangenciais induzidas sismicamente em toda a barragem. Os materiais arenosos que, simultaneamente com os argilosos, incorporem barragens em zonas de elevado risco sísmico devem ter resistência cíclicas razoáveis, de modo a suportarem as tensões elevadas causadas pela presença dos materiais argilosos.

A geometria escolhida para o núcleo (espesso ou delgado) não se mostrou determinante neste estudo. O melhor comportamento sísmico observado nas barragens de Borde Seco e do Alvito é um reflexo da menor intensidade da acção sísmica. Se a barragem de Las Cuevas fosse constituída por um núcleo espesso pensa-se que a rigidez global da barragem aumentaria, bem como as tensões tangenciais induzidas. O material do núcleo teria ainda reserva de resistência para suportar este aumento. No entanto, os maciços estabilizadores deformar-se-iam intensamente, como aqui, mas sendo menos representativos na área total da barragem, reduzir-se-ia a zona de elevadas deformações.

O estudo do comportamento dinâmico de barragens de aterro tem de ser efectuado de uma forma casuística. No entanto, devido à grande variabilidade de parâmetros envolvidos (dos quais se salientam a localização com efeitos directos sobre a acção sísmica da barragem, as propriedades estáticas e dinâmicas dos materiais constituintes e a geometria da barragem), à complexidade e à extensão do estudo desenvolvido, as conclusões apresentadas fornecem indicações valiosas sobre o comportamento sísmico de barragens de aterro.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o presente trabalho pretendeu-se contribuir para um melhor conhecimento dos factores determinantes do comportamento sísmico de barragens de aterro. A investigação foi desenvolvida fundamentalmente em três domínios:

- Caracterização dinâmica dos solos.
- Modelação matemática do comportamento dinâmico dos solos.
- Análise comparativa do comportamento sísmico de três barragens de aterro de geometria, constituição e acção sísmica diferenciada, visando a identificação dos factores mais significativos.

Na caracterização dos solos que incorporam as barragens escolhidas, foi dada especial atenção às condições de execução dos ensaios de corte simples monotónico e cíclico e seus efeitos nas determinações do ângulo de atrito, da coesão, do módulo de distorção, do coeficiente de amortecimento e do coeficiente de pressão intersticial. São de destacar as seguintes conclusões: i) a saturação efectiva dos provetes ensaiados só foi assegurada com o recurso a câmara triaxiais; ii) em ensaios de corte simples monotónico, a alteração da velocidade de corte dos provetes e a utilização de pedras porosas com ou sem agulhas nas fronteiras superior e inferior dos provetes não infuenciaram a evolução das grandezas adquiridas e os parâmetros de resistência do material do núcleo da barragem do Alvito; iii) ao contrário da coesão, o ângulo de atrito deste solo, obtido no mesmo tipo de ensaio, apresentou elevada sensibilidade à energia de compactação utilizada na preparação das amostras; iv) os resultados dos ensaios de corte simples estático realizados com uma energia de compactação superior apresentaram uma maior dispersão de valores; v) as amostras de solos arenosos virgens, quando comparadas com amostras correspondentes ensaiadas por escalões de amplitude de tensão tangencial cíclica crescentes, apresentaram maior rigidez, igual amortecimento e atraso na geração das pressões intersticiais; vi) o módulo de distorção do solo argiloso do núcleo da barragem do Alvito não revelou sensibilidade a histórias cíclicas anteriores de menor amplitude; no entanto, no campo das pequenas deformações, o módulo de distorção decrescia com o aumento do grau de saturação e crescia com o aumento da energia de compactação; vii) o coeficiente de amortecimento apresentou valores dispersos nos solos ensaiados, o que foi atribuído a um deficiente funcionamento do equipamento e ao procedimento escalonado adoptado para os ensaios; viii) sobre solos não sujeitos a cargas cíclicas anteriores registaram-se sempre atrasos no desenvolvimento das pressões intersticiais; ix) para a frequência de carregamento utilizada, a capacidade de resposta do equipamento de

manutenção da altura da amostra constante foi diferida, pelo que os resultados de pressões intersticiais obtidos foram afectados por este facto, conduzindo a valores do coeficiente de pressão intersticial inferiores aos reais; x) a alteração das condições de fronteira de base e de topo introduzida pelo uso de pedras porosa rugosas com ou sem agulhas apenas influenciou o desenvolvimento de pressões intersticiais, antecipando-o com o uso de pedras porosas com agulhas.

A abordagem teórica feita na modelação matemática do comportamento dinâmico dos solos teve como objectivo perspectivar, e tentar resolver numéricamente, os aspectos mais significativos do comportamento tensão-deformação dos solos, quando solicitados em condições de carregamento complexo, de que se salientam: i) endurecimento e amolecimento por deformação; ii) densificação e dilatância; iii) natureza atrítica; iv) dependência da velocidade de deformação; iv) desenvolvimento de pressões intersticiais. Neste contexto, procedeu-se à formulação rigorosa (analítica e numérica) das equações do movimento de meios porosos bifásicos, com a consideração de forças de interacção entre a fase sólida e a fase fluida e de leis constitutivas dissipativas. Examinaram-se as condições da sua implementação. Visando o uso de métodos simplificados, que permitem uma utilização directa de grandezas determinadas em ensaios e implicam menores custos computacionais, efectuou-se a particularização destas equações para meios contínuos unifásicos, capazes de prever o comportamento de solos secos e solos saturados perfeitamente drenados ou com drenagem impedida. Na apreciação dos modelos constitutivos foi dada atenção especial aos modelos elastoplásticos e aos modelos endocrónicos. Em modelos de barragem de aterro bidimensionais, simplificadamente assume-se que o estado de tensão se identifica com o estado plano de deformação, pelo que foi estabelecida a comparação dos critérios de cedência mais utilizados em solos (Mohr-Coulomb, Drucker-Prager e Matsuoka), considerando-se as trajectórias elásticas e plásticas em estado plano de deformação e tomando como referência o critério de Mohr-Coulomb. No campo elástico, foram determinadas as condições de coincidência dos critérios de Drucker-Prager e de Mohr-Coulomb em estado plano de deformação, enquanto que a coincidência dos critérios de Matsuoka e de Mohr-Coulomb nas mesmas condições se revelou dependente das trajectórias de carga e das características elásticas do material, e apenas podia ser estabelecida caso a caso. Tomando as deformações elásticas desprezáveis quando comparadas com as plásticas, e considerando uma lei de fluxo associada, foi possível concluir que: i) a consideração da superfície de cedência de Mohr-Coulomb conduzia sempre a deformações plásticas características do estado plano de deformação; ii) o cone interior do critério de Drucker-Prager podia substituir a pirâmide de

Mohr-Coulomb sem conduzir a qualquer alteração dos parâmetros de resistência do material; iii) a utilização de cones exteriores conduzia a sobreavaliações da respectiva capacidade resistente; iv) o ângulo de atrito equivalente e a trajectória plástica de tensões em estado plano de deformação correspondentes ao critério de Matsuoka evidenciaram ser funções aproximadamente lineares do ângulo de atrito usado no cálculo. A teoria dos meios porosos e os modelos elastoplásticos de Drucker-Prager e de Matsuoka foram utilizados no estudo do problema da formação de bandas com concentração de elevados potenciais de deformação em solos saturados. Mostrou-se que o modelo matemático traduzia com rigor a dependência da inclinação das bandas com elevada distorção do ângulo de atrito real, o qual depende do modelo constitutivo adoptado. A teoria endocrónica foi usada na interpretação de ensaios de corte simples e extrapolação de ensaios de compressão triaxial. Os 12 parâmetros do modelo mostraram ser apenas função da tensão vertical inicial de consolidação. Foi conseguida uma boa aderência aos resultados experimentais.

O estudo do comportamento sísmico das barragens de Borde Seco (após o primeiro enchimento), de Las Cuevas (após o primeiro enchimento com dois materiais alternativos para o núcleo) e do Alvito (após o primeiro enchimento e em condições de serviço) foi realizado através de um modelo bidimensional de elementos finitos. Os cálculos estáticos foram executados adoptando o modelo hiperbólico e os cálculos dinâmicos através do modelo linear equivalente. Particular importância foi dada à trajectória de tensões induzidas sismicamente resultantes do cálculo numérico, com o objectivo de aferir as condições de aplicação do método de Seed et al (1974), que compara as tensões produzidas em facetas horizontais com as tensões de ensaios de corte cíclico. Verificou-se que: i) a tensão normal vertical variava em todos os casos ao longo do tempo; ii) a trajectória de tensões no plano horizontal se mostrou muito irregular; iii) os valores instantâneos das tensões normais em facetas prependiculares não tomavam valores simétricos; iv) as trajectórias de tensões q-p descreviam ciclos de tensão com tensão principal média diferente de zero; v) a inexistência de qualquer faceta com estado de tensão próximo do de corte simples; vi) a faceta horizontal apresentava o valor máximo da tensão de corte; v) o desenvolvimento das tensões tangenciais era acompanhado pelo desenvolvimento de tensões normais de ordem de grandeza semelhante. O nível de deformação potencial atingido permitiu proceder à avaliação da estabilidade de cada uma das barragens.

Da análise comparativa do comportamento sísmico das barragens de Borde Seco, Las Cuevas e do Alvito nas diferentes condições, efectuada em termos de resultados da análise estática, em termos de acção sísmica, de características dinâmicas dos

materiais, de acelerações, de tensões de corte, de tensões normais e trajectórias de tensão e de número equivalente de ciclos uniformes, considerados na análise dinâmica e em termos de resistência cíclica dos materiais e de avaliação da estabilidade, com base nos quais se procedeu a um análise do comportamento sísmico das barragens, concluiu-se que: i) a escolha alternativa do núcleo da barragem de Las Cuevas não influenciou determinantemente o comportamento global da barragem; ii) o comportamento da barragem do Alvito em serviço é um pouco mais gravoso do que após o primeiro enchimento; iii) desde que a altura das barragens não fosse muito contrastante, a intensidade da acção sísmica foi a característica mais condicionante do seu comportamento sísmico, seguindo-se-lhe as características resistentes dos solos, as características de deformabilidade e de dissipação de energia e a geometria da barragem; iv) a constituição das barragens por diferentes tipos de materiais argilosos ou arenosos não foi, neste estudo, condicionante; v) a geometria escolhida para o núcleo (espesso ou delgado, central ou inclinado) não se mostrou determinante.

Na sequência do trabalho agora finalizado perspectivam-se as seguintes acções a realizar no futuro:

1 - Utilização de outros equipamentos de ensaios dinâmicos, como a coluna ressonante, o ensaio triaxial cíclico, o ensaio torsional cíclico, que permitam uma caracterização rigorosa das condições de ensaio (condições de saturação, trajectórias de tensão e estado de tensão local (e não médio)), a realização de ensaios cíclicos de deformação controlada, a aplicação de cargas cíclicas em qualquer direcção, nomeadamente, a aplicação de carregamentos irregulares, e a monotorização rigorosa das grandezas adquiridas ao longo de todo o ensaio, para determinação, não apenas do módulo de distorção, do coeficiente de amortecimento e do coeficiente de pressão intersticial dos solos, mas também das trajectórias de tensão e de deformação.

2 - Realização de ensaios para determinação do comportamento pós-cíclico dos solos (ângulo de atrito residual e coesão residual).

3 - Realização de análises tridimensionais que possibilitem o estabelecimento da influência da forma do vale e a quantificação de deformações longitudinais.

4- Introdução em análises bidimensionais e tridimensionais da variabilidade espacial da acção sísmica.

5- Modelação da interacção entre a barragem e o vale, e da radiação de energia associada às fronteiras da barragem em direcção às condições longínquas ("far-field").

6 - Adaptação dos modelos matemáticos de meios porosos às condições de ensaio e determinação dos parâmetros do modelo constitutivo do material com base no ajuste do

modelo aos resultados dos ensaios.

7 - Em barragens de aterro em que o comportamento sísmico pelo método simplificado revele a possibilidade de ocorrência de grandes deformações, com base na calibração do modelo proposta no número anterior, utilização da formulação de meios porosos e dos modelos elastoplásticos para determinação das deformações residuais, do desenvolvimento e consequente pos-sísmica dissipação de pressões intersticiais.

8 - Prosseguimento do desenvolvimento de modelos matemáticos capazes de captar a formação de bandas de intensa deformação por corte, e deste modo simular as condições reais de rotura, para geometrias diferentes das que foram aqui tratadas, nomeadamente, com a adopção de malhas de elementos finitos adaptativas.

A exploração racional destas linhas de investigação deve ser devidamente ponderada tendo em conta o binómio custo-benefício.



Abdel-Ghaffar, A. e Koh, A., "Three-Dimensional Dynamic Analysis of Nonhomogeneous Earth Dams", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 3, 1982, pp. 136-144.

Aifantis, E. C., "On the Microstructural Origin of Certain Inelastic Models", Journal of Engineering Materials and Technology, Vol. 106, 1984, pp. 326-330.

Airey, D. e Fahey, M., "Cyclic Response of Calcareous Soil from the North-West Shelf of Australia", Geotechnique, Vol. 41, No. 1, 1991, pp. 101-121.

Ambrasseys, N., "On the Shear Response of a Two-Dimensional Wedge Subjected to an Arbitrary Disturbance", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 50, 1960, pp. 45-46.

Ambrasseys, N., "The Seismic Stability of Earth Dams", Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1960, Vol. 3, pp. 1345-1363.

Ambrasseys, N. e Sarma, S., "The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes", Géotechnique, 1967, Vol. 17, pp. 181-213.

Amini, F, "Dynamic Soil Properties Using Improved Transfer Function Methods", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 6, 1990, pp. 274-278.

Ansal, A., Bazant, Z., Blazquez, R. e Krizek, R., "Application of Endochronic Theory to the Analysis of an Earth Dam", Department of Civil Enginering, The Technological Institute Northwestern University, Evanston, Illinois, 1977.

Ansal, A., Krizek, J. e Bazant, Z., "Seismic Analysis of an Earth Dam Based on Endochronic Constitutive Law", Department of Civil Engineering, The Technological Institute Northwestern University Evanston, Illinois, 1979.

Ansal, A., Bazant, Z. e Krizek, R., "Viscoplasticity of Normally Consolidated Clays", ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, 105 (GT4), 1979, pp. 519-537.

Ansal, A., Krizek, R. e Bazant, Z., "Seismic Analysis of an Earth Dam Based on Endochrronic Theory", International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich, 1982, pp. 559-576.

Ansal, A., "An Endochronic Model for Cyclic Behavior", Istanbul Technical University, Turkey, 1983.

Atkinson, J., Lau, W. e Powell, J., "Measurement of Soil Stregth in Simple Shear Tests", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, 1991, pp. 255-262.

Baba, K. e Nagai, M., "Dynamic Failure Test of Model Embankment", International Symposium on Earthquakes and Dams, Beijing, China, Vol. 1, 1987, pp. 271-285.

Bazant, Z. e Krizek, R., "Saturated Sand as an Inelastic Two-Phase Medium", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 101, No. EM4, 1975, pp. 317-332.

Bazant, Z., Ansal, A. e Krizek, R., "Endochronic Models for Soils", Soil Mechanics Transient and Cyclic Loads, John Wiley & Sons Ltd, 1982.

Bazant, Z., "Imbricate Continuum and Its Variational Derivation", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 110, No. 12, 1984, pp. 1693-1712.

Belytschko, T., Bazant, Z., Hyun, Y. e Chang, T., "Strain-Softening Materials and Finite-Element Solutions", Computers & Structures, Vol. 23, No. 2, 1986, pp. 163-180.

Belytschko, T., Wang, X., Bazant, Z. e Hyun, Y., "Transient Solutions for One-Dimensional Problems with Strain Softening", Journal of Applied Mechanics, Vol. 54, 1987, pp. 513-518.

Bilé Serra, J. , "Interacção Dinâmica Solo-Estrutura", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, 1989.

Bilé Serra, J., "Análise Sísmica de Estruturas Geotécnicas. Programa Dinaplano", Relatório /93 - NF, LNEC, 1993.

Blázquez, R., "Endochronic Model for Liquefaction of Sand Deposits as Inelastic Two-Phase Medium", Ph.D. Dissertation, Nothwestern University, Evanston, Illinois, 1978.

Bolton, M. e Wilson, J., "An Experimental and Theoretical Comparison Between Static and Dynamic Torsional Soil Tests", Geotechnique, Vol. 39, No. 4, 1989, pp. 585-599.

Britto, A. e Gunn, "Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements", Ellis Horwood Limited, Chichester, England, 1987.

Budhu, M. e Wood, D., "A Study of Simple Shear Tests", Report sibmitted to Building Research Establishment, Cambridge University, Cambridge, 1979.

Budhu, M., "The Mechanism of Failure Under Cyclic Simple Shear Strain", Soils and Foundations, Vol. 28, No. 4, 1988, pp. 119-129.

Caldeira, L., Ansal, A. e Seco e Pinto, "Modelo Interpretativo de Ensaios de Corte Simples e Triaxiais pela Teoria Endocrónica", 4° Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 3, 1991, pp. 125-137.

Câmara, R., "Modelos para Estudo do Comportamento Dinâmico de Barragens de Betão pelo Método dos Elementos Finitos", Tese de Especialista, LNEC, 1989.

Casagrande, A., "Liquefaction and Cyclic Deformations on Sands - A Critical Review", Harvard Soil Mechanics Series, No. 88, Harvard University, Cambridge, Mass., 1976.

Cheney, J., Shen, C. e Ghrayed, F., "Fault Movement: Its Potential Damage to

Embankment Dams", 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. III, pp. 341-348.

Clough, R, e Chopra, A., "Earthquake Stress Analisys in Earth Dams", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 92, No. EM2, 1966, pp. 197-211.

Clough, R. e Penzien, J., "Dynamics of Structures", McGraw-Hill International Book Company, Tokyo, Japan, 1975.

Cooke, B., "Selection of Operative Centrifuge Radius To Minimize Stress Error in Calculations", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, 1991, pp. 160-161.

CORAL83, "Informe y Recomendaciones de la Visita de Inspecion a las Instalaciones de Cadafe, Zona de Uribante-Caparo, Com Motivo de los Temblores del 21 y 25 de Febrero de 1988", 1988.

CORAL83, "Peligro Sismico y Espectros de Diseño. Presa Las Cuevas. Sistema Uribane-Caparo. Informe Final", Caracas, 1989.

Cuellar, V., Bazant, Z., Krizek, R. e Silver, M., "Densification and Hysteresis of Sand Under Cyclic Shear", Journal of Geotechnical Division, ASCE, Vol. 103, No. GT5, 1977, pp. 399-416.

De Alba, P., Chan, C. e Seed, H., "Determination of Soil Liquefaction Characteristics by Large-Scale Laboratory Tests", Report No. UCB/EERC 75-14, University of California, Berkeley, 1975.

Díaz-Rodríguez, J. e Armijo-Palacio, G., "Liquefaction Potential of Fine Cohesionless Soils Using The CPT", Soils and Foundations, Vol. 31, No. 3, 1991, pp. 111-119.

Drucker. D. e Prager, W., "Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design", Quarterly of Applied Mathematics, Vol. 10, No. 2, 1952, pp. 157-165.

Dyvik, R., Berre, T., Lacasse, S. e Raadim, B., "Comparison of Truly Undrained and Constant Volume Direct Shear Tests", Geotechnique, Vol. 37, No. 1, 1987, pp. 3-10.

Edil, T. e Luhn, G., "Dynamic Modulus and Damping Relationship for Sands", Proceedings of the Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Geotechnical Engineering Division, ASCE, Pasadena, 1978.

Fialho Rodrigues, L., "Métodos de Prospecção Sísmica Em Geologia de Engenharia. A Importância da Onda de Corte", Tese para especialista, LNEC, 1979.

Finn, W., Pickering, D. e Bransby, P., "Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM4, 1971, pp. 639-659.

Fish, J. e Belytschko, T., "Elements with Embedded Localization Zones for Large Deformation Problems", Computers & Structures, Vol. 30, No. 1/2, 1988, pp. 247-256.

Fish, J. e Belytschko, T., "A Finite Element with a Unidirectionally Enriched Strain Field for Localization Analysis", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 78, 1990, pp. 181-200.

Franke, E., Kiekbusch, M. e Schuppener, B., "A New Direct Simple Shear Device", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 2, No. 4, 1979, pp. 190-199.

Funvisis, "Estudios de Riesgo Sísmico. Proyecto Uribante-Caparo. Informe Final", Vol. II, 1983.

Funvisis, "Estudios de Riesgo Sísmico. Proyecto Uribante-Caparo. Informe Final", Vol. III, 1983.

Funvisis, "Actividad Sismica de la Region Uribante-Caparo", Reporte Tecnico No. 6, 1986.

Funvisis, "Los Temblores del 21 y 25 de Febrero de 1988 en la Region de Uribante-Caparo", 1988.

Goto, S., Syamoto, Y. e Tamaoki, K., "Dynamic Properties of Undisturbed Gravel Samples Obtained by the In-Situ Freezing Method", 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Kyoto, 1987, pp. 223-236.

Greenberg, M., "Foundations of Applied Mathematics", Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 1978.

Griffiths, D. V., "Theoretical Observations of Conical Failure Criteria in Principal Stress Space", International Journal of Solids and Structures, Vol. 22, 1986, pp. 553-565.

Griffiths, D. e Prevost, J., "Two- and Three-Dimensional Dynamic Finite Element Analyses of the Long Valley Dam", National Center for Earthquake Enginnering and Research, Technical Report NCEER-88-0015, Princeton University, Princeton, 1988.

Griffiths, D. e Prevost, J., "Two- and Three-Dimensional Dynamic Finite Element Analyses of the Long Valley Dam", Géotechnique, Vol. 38, No.3, 1988, pp. 367-388.

Griffiths, D. V. e Prevost, J. H., "The Properties of Anisotropic Conical Failure Surfaces in Relation to The Mohr-Coulomb Criterion", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 12, 1988, pp. 497-504.

Griffiths, D., "Failure Criteria Interpretation Based on Mohr-Coulomb Friction", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 16, No. 6, 1990, pp. 986-999.

Guedes de Campos, "Corte simples cíclico", Tese de mestrado, LNEC, 1988.

Hadamard, J., "Leçons sur La Propagation des Ondes et Les Équations de L'Hydrodynamique", Chelsea Publishing Company, New York, 1949.

Han, C. e Vardoulakis, G., "Plane-Strain Compression Experiments on Water-Saturated Fine-Grained Sand", Geotechnique, Vol. 41, No. 1, 1991, pp. 49-78.

Han, G. e Kong, X., "Studies on Dynamic Experiments of Embankments Dam Models", International Symposium on Earth and Dams, Beijing, China, Vol. 1, pp. 471-485.

Hardin, B. e Black, W., "Vibration Modulus of Normally Consolidated Clays", Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM2, 1968, pp. 353-369.

Hardin, B. e Black, W., closure to "Vibration Modulus of Normally Consolidation Clays", Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM6, 1969, pp. 1531-1537.

Hardin, B. e Drnevich, V., "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves", Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, 1972, pp. 667-692.

Hatanaka, M., "Three Dimensional Consideration on Vibration of Earth Dams", Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Tokyo, Vol. 37, No. 10, 1952, pp. 1-6

Hatanaka, M., "Fundamental Considerations on the Earthquake Resistant Properties of the Earth Dam", Disaster Prevention Research Institute, Bulletin No. 11, Kyoto University, Japan, 1955, pp. 1-36.

Hayashi, M., Komada, H. e Fujiwara, Y., "Three Dimensional Dynamic Response and Earthquake Resistant Design of Rock Fill Dam against Input Earthquake in Direction of Dam Axis", Proseedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973, Vol. 2, No. 189.

Hettler, A. e Vardoulakis, I., "Behaviour of Dry Sand Tested in a Large Triaxial Apparatus", Geotechnique, Vol. 34, No. 2, 1984, pp. 183-198.

Hill, R., "The Mathematical Theory of Plasticity". Claremond Press, Oxford, England, 1950.

Hill, R., "Acceleration Waves in Solids", Journal of the Mechanics and Physics of Solids, Vol. 10, 1962, pp. 1-16.

Hoadley, P., "Measurement of Dynamic Soil Properties", Analysis and Design of Foundations for Vibrations, 1985, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 349-420.

Hong, W. e Lade, P., "Strain Increment and Stress Directions in Torsion Shear Tests", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 10, 1989, pp. 1388-1401.

Hughes, T. J. e Liu, W. K., "Implicit-Explicit Finite Elements in Transient Analysis: Stability Theory", Journal of Applied Mechanics, Vol. 45, 1978, pp. 371-378.

Hughes, T. J., "Generalization of Selective Reduced Integration Procedures to Anisotropic Nonlinear Media", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 15, 1980, pp. 1413-1418.

Hughes, T. J., "The Finite Element Method - Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis", Englewood Cliffs, N. J., Prentice-Hall, Inc., 1987.

Humar, J. e Xia, H., "Dynamic Response Analysis in The Frequency Domain", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.22, 1993, pp. 1-12.

Idriss, I. e Seed, H., "Seismic Response of Horizontal Soil Layers", Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, No. SM4, 1968, pp. 1003-1031.

Imai, T., "P and S Wave Velocities of The Ground in Japan", Proceedings of the 9th International Conference Soil Mechanics and Foundation Rngineering, Tokyo, Japan, 1977.

Imazu, M. e Fukutake, T., "Dynamic Deformation Characteristics of Sandy Materials", 21st Annual Conference of JSSMFE, 1986, pp. 509-512.

Inarconsult Caracas, Venezuela, "Presa "Las Cuevas". Proyecto Uribante - Caparo. Desarrollo Doradas Camburito", Informe de Diseño, Apendice G, Analysis de Riesgo Sismico, 1982.

Ishihara, K., "Soil Response in Cyclic Loadind Induced by Earthquakes, Traffic and Waves", Proceedings of the Seventh Asian Regional Conference in Soil Mechenics and Foundation Engineering, Vol.2, Haifa, Israel, pp. 42-66.

Ishihara, K., "Dynamic Properties of Soils and Gravels From Laboratory Tests", Seminar on Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering, Lisbon, 1992.

Ishizaki, H. e Hatakeyama, N., "Considerations on the Vibrational Behaviours of Earth Dams", Disaster Prevention Research Institute, Bulletin No. 52, Kyoto UNiversity, Japan, 1962.

Iwasaki,T. e Tatsuoka, F., "Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands", Soils and Foundations, Vol.17, No. 3, 1977, pp. 19-35.

Iwasaki, T., Tokida, K., Kimata, T., "Studies on Estimation of Sand Liquefaction During Earthquakes and Their Application to Earthquake-Resistant Design", Technical Memorandum of The Public Works, Research Institute, No. 1729, 1981.

Katayama, I., Fukui, F., Goto, M., Makihara, Y. e Tokimatsu, K., "Comparison of Dynamic Deformation Characteristics of Dense Sand Between Undisturbed Samples", 21st Annual Conference of JSSMFE, 1986, pp. 583-584.

Koga, Y. e Matsuo, O., "Shaking Table Tests of Embankments Resting on Liquefiable Sandy Ground", Soils and Foundations, Vol. 30, No. 4, 1990, pp. 162-174.

Kokusho, T. e Esashi, Y., "Cyclic Triaxial Test on Sands and Coarse Materials", 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 1, 1981, pp. 673-676.

Kondner, R., "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils", Journal of The

Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM1, 1966, pp. 65-91.

Kramer, R., MacDonald, R. e Viksne, A., "Dynamic Analysis of Tsengwen Dam, Taiwan, Republic of China", United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1975.

Krieg, R. D. e Krieg, D. B., "Accuracies of Numerical Solution Methods for the Elastic-Perfectly Plastic Model", Journal of Pressure Vessel Technology, ASME 99, 1977, pp. 510-515.

Kulhawy, F., Duncan, J. e Seed, H, "Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Embankments During Construction", Report No. TE-69-4, Geotechnical Engineering, University of California, Berkeley, 1969.

Lacy, S., "Numerical Procedures for Nonlinear Transient Analysis of Two-Phase Soil System", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, Princeton University, Princeton, 1986.

Lacy, S. e Prevost, J., "Nonlinear Seismic Response Analysis of Earth Dams", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 6, No. 1, 1987, pp. 48-63.

Lacy, S. J. e Prevost, J. H., "Flow Through Porous Media: a Procedure for Locating The Free Surface", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 11, 1987, pp. 585-601.

Ladd, C. e Edgers, L., "Consolidated-Undrained Direct-Simple Shear Tests on Saturated Clays", Report R72-82, Massachusetts Institute of Technology, Soils Publication 284, Cambridge, Massachusetts, 1972.

Lade, P. e Duncan, J., "Elasto-Plastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soils", Proc. American of Civil Engineers, Vol 101, No. 10, 1975, pp. 1037-1053.

Leroy, Y. e Ortiz, M., "Finite Element Analysis of Strain Localization in Frictional Materials", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 13, 1989, pp. 53-74.

Leroy, Y. e Ortiz, M., "Finite Element Analysis of Transient Strain Localization Phenomena in Frictional Solids", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 14, 1990, pp. 93-124.

Lin, J., "On Engineering Equivalent Linear Analysis of Soils in the Frequency Domain", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 22, 1993, PP. 75-88.

Loret, B. e Prevost, J. H., "Accurate Numerical Solutions for Drucker-Prager Elastic-Plastic Models", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 54, 1986, pp. 259-277.

Loret, B., Prevost, J. H. e Harireche, O., "Loss of Hyperbolitiсy in Elastic-Plastic

Solids With Deviatoric Associativity.", European Journal of Mechanics, A/Solids, Vol. 9, No. 3, 1990, pp. 225-231.

Loret, B. e Prevost, J., "Dynamic Strain Localization in Elasto-(Visco-)Plastic Solids - Part 1: General Formulation and One-Dimensional Examples", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 83, 1990, pp. 247-273.

Loret, B. e Prevost, J., "Dynamic Strain Localization in Elasto-(Visco-)Plastic Solids - Part 2: Plane Strain Examples", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 83, 1990, pp. 275-294.

Loret, B., "Acceleration Waves in Elastic-Plastic Porous Media: Interlacing and Separation Properties", International Journal of Engineering Science, Vol. 28, No. 12, 1990, pp. 1315-1320.

Loret, B. e Prevost, J. H., "Dynamic Strain Localization in Water- Saturated Porous Media", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 117, No. 4, 1991, pp. 907-922.

Loret, B. e Prevost, J. H., "On The Existence of Solutions in Layered Elasto-(Visco-)Plastic Solids with Negative Hardening", European Journal of Mechanics: A/Solids,

Loret, B., "Does Deviation From Deviatoric Associativity Lead to The Onset of Flutter Instability?",

Lucks, A., Christian, J., Brandow, G. e Hoeg, K., "Stress Conditions in NGI Simple Shear Test", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM1, 1972, pp. 155-160.

Makdisi, F. e Seed, H., "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, 1978, pp. 849-867.

Makdisi, F. e Seed, H., "Simplified Procedure for Evaluating Embankment Response", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT12, 1979, pp. 1427-1434.

Makdisi, F., Kagawa, T. e Seed, H., "Seismic Response of Earth Dams in Triangular Canyons", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT10, 1982, pp. 1328-1337.

Maranha das Neves, E., "Previsão das Deformações e Critérios de Dimensionamento de Barragens de Aterro". Programa de Investigação para o Concurso de Investigador Coordenador do LNEC, 1983.

Maranha das Neves, E., "Comportamento de Barragens de Terra - Enrocamento", Tese de doutoramento, Lisboa, 1991.

Marcuson, W. e Wahls, H., "Time Effects on Dynamic Shear Modulus of Clays",

ASCE, Vol.98, No. SM12, 1972, pp. 1359-1373.

Martinez, B. e Bielak, J., "On the Three-Dimensional Seismic Response of Earth Structures", Proceedings of 7th World COnference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, Vol.8, pp. 523-530.

Mateus da Silva, J., "Programa MBE - Programa de Cálculo Automático de Barragens de Aterro pelo Método dos Elementos Finitos", Relatório 20/92-NF, LNEC, 1992.

Matsuoka, H., "A Microscopic Study on Shear Mechanism of Granular Materials", Soils and Foundations, Vol. 14, No. 1, 1974, pp. 29-43.

Matsuoka, H., "Stress-Strain Relationships of Clays Based on The Mobilized Plane", Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, 1974, pp. 77-87.

Matsuoka, H., "Stress-Strain Relationships of Sands Based on The Mobilized Plane", Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, 1974, pp. 47-61.

Matsuoka, H., "Dilatancy Characteristics of Soil", Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3, 1974, pp. 13-24.

Matsuoka, H. e Nakai, T., "Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil Under Three Different Principal Stresses", Proc. of JSCE, No. 232, 1974, pp. 59-70.

Matsuoka, H., "On The Significance of The "Spatial Mobilized Plane"", Soils and Foundations, Vol. 16, No. 1, 1976, pp. 91-100.

Matsuoka, H. e Nakai, T., "Stress-Strain Relationship of Soil Based on the "SMP"", S9, pp. 1-10.

Matsuoka, H. e Nakai, T., "Relationship Among Tresca, Mises, Mohr-Coulomb and Matsuoka-Nakai Failure Criteria", Soils and Foundations, Vol. 25 , No. 4, 1985, pp. 123-128.

Mejia, L., Seed, H. e Lysmer, J., "Dynamic Analysis of Earth Dams in Three Dimensions", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT12, 1982, pp. 1586-1604.

Mejia, L. e Seed, H., "Comparison of 2-D and 3-D Dynamic Analyses of Earth Dams", Jorunal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. GT11, 1983, pp. 435-443.

Mineiro, A., "Dinâmica dos Solos Frágeis - Aplicação à Microzonagem Sísmica e ao Dimensionamento de Barragens de Terra", Instituto Superior Técnico, 1975.

Mineiro, A., "Comportamento Sísmico de Barragens de Terra - Previsão do Deslocamento Permanente", Geotecnia, No. 24, 1978, pp. 89-130.

Mineiro, A., "Seismic Safety Criteria", Proceedings of the International Conference on Safety of Dams, Closure Conference, Coimbra, Vol. 2, 1984, pp. 565-574.

Mitchell, R., "Centrifuge Modelling as a Consulting Tool", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 28, 1991, pp. 162-167.

Mononobe, N., Takata, A. e Matumura, M., "Seismic Stability of Earth Dam", Proceedings of the 2nd Congress on Large Dams, Washington, D. C., 1936, Vol. 4, pp. 435-443.

Mroz, Z., "On the Description of Anisotropic Workhardening", Journal of the Mechanics and Physics of Solids, Vol. 15, 1967, pp. 163-175.

Muhlhaus, H. B. e Vardoulakis, I., "The Thickness of Shear Bands in Granular Materials", Geotechnique, Vol. 37, 1987, pp. 271-283.

Naylor, D. e Pande, G., "Finite Elements in Geotechnical Engineering", Pineridge Press, Swansea, U.K., 1981.

Newland, D., "An Introduction to Random vibrations and spectral analysis", Longman Group Limited, London, 1975.

Newmark, N., "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Géotechnique, Vol. 15, No. 2, 1965, pp. 139-160.

Nishio, S. e Tamaoki, K., "Stress Dependency of Shear Wave Velocities in Diluvial Gravel Samples During Triaxial Compression Tests", Soils and Foundations, Vol. 30, No. 4, 1990, pp. 42-52.

Nobari, E. e Duncan, J., "Effect of Reservoir Filling on Stresses and Movements in Earth and Rockfill Dams", Report No. TE-72-1, Geotechnical Engineering, University of California, Berkeley, 1972.

Ohmachi, T., "Analysis of Dynamic Shear Strain Distributed in Three-Dimensional Earth Dam Models", Proceedings of the 1st International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, St. Louis, 1981, pp. 459-464.

Ohmachi, T. e Tokimatsu, K., "Simplified Method for Three-Dimensional Dynamic Analysis of Embankment Dams", Proceedings of the 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Vol. I, 1982, pp. 411-419.

Omachi, T. e Soga, S., "Practical Method for Dynamic Interaction Analysis of Three-Dimensional Dam-Foundation System", 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, 1984, Vol. 3, pp. 1065-1072.

Ohsaki, Y., "Niigata Earthquake, 1964 Building Damage and Conditions", Soils and Foundations, Vol. 6, No. 2, 1966, pp. 14-37.

Ohta, Y. e Goto, N., "Empirical Equation of Shear Wave Velocity in Terms of Characteristic Indexes of Soil", Department of Arquitectural Engineering, Hokkaido

University, Japan, 1976.

Ortiz, M., Leroy, Y. e Needleman, A., "A Finite Element Method for Localized Failure Analysis", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 61, 1987, pp. 189-214.

Prager, W., "The Theory of Plaasticity: A Survey of Recent Achievements", Proceedings Inst. Mechanics Engineering, London, England, 1955, pp. 41-57.

Prange, B., "Parameters Affecting Damping Properties", Proceedings of Dynamical Methods in Soil and Rock Mechanics, Karlsruhe, Germany, Vol. 1, 1977, pp. 61-78.

Prevost, J. e Hoeg, K., "Effective Stress-Strain-Strength Model for Soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT3, 1975, pp. 259-278.

Prevost, J. e Hoeg, K., "Analysis of Pressumeter in Strain-Softening Soil", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, GT8, 1975, pp. 717-732.

Prevost, J. e Hoeg, K., "Reanalysis of Simple Shear Soil Testing", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13, 1976, pp. 418-429.

Prevost, J. e Hoeg, K., "Undrained Stress-Strain-Time Behavior of Clays", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, GT12, 1976, pp. 1245-1259.

Prevost, J., "Mathematical Modelling of Monotonic and Cyclic Undrained Clay Behaviour", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 1, 1977, pp. 195-216.

Prevost, J., "Anisotropic Undrained Stress-Strain Behavior of Clays", Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol. 104, No. GT8, 1978, pp. 1075-1090.

Prevost, J., "Mechanics of Continuous Porous Media", International Journal of Engineering Science, Vol. 18, 1980, pp. 787-800.

Prevost, J. H. e Hughes, T. J., "Finite-Element Solution of Elastic-Plastic Boundary-Value Problems", Journal of Applied Mechanics, ASME, Vol. 48, 1981, pp. 69-74.

Prevost, J., "Two-Surface Versus Multi-Surface Plasticity Theories: A Critical Assessment", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 6, 1982, pp. 323-338.

Prevost, J., "Nonlinear Transient Phenomena In Saturated Porous Media", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 20, 1982, pp. 3-18.

Prevost, J. H., Abdel-Ghaffar, A. M. e Elgamal, A. M., "Nonlinear Hysteretic Dynamic Response of Soil Systems", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 111, No. 5, 1985, pp. 696-713.

Prevost, J., "A Simple Plasticity Theory for Frictional Cohesionless Soils", Soil

Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 1, 1985, pp. 9-17.

Prevost, J. H., "Wave Propagation in Fluid-Saturated Porous Media: An Efficient Finite Element Procedure", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 4, 1985, pp. 183-202.

Prevost, J., "Dynamics of Porous Media", Nonlinear Soil Mechanics and Dynamic Soil-Structure Interaction Course, Lausanne, 1987.

Prevost, J. H., "Modeling The Behavior of Geomaterials", Department of Civil Engineering, Princeton University, 1989.

Prevost, J. H., "DYNA1D A Computer Program for Nonlinear Seismic Site Response Analysis Technical Documentation", National Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report NCEER-89-0025, 1989.

Prevost, J. e Keane, C., "Multimechanism Elasto-Plastic Model for Soils", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 116, No. 9, 1990, pp. 1924-1944.

PSN Ingenieria S.C., "Presa de Borde Seco. Espectros de Repuesta para el Analisis Sismico. Sistema Hidroelectrico Uribante-Caparo", 1990.

Qian, X., Gray, D. e Woods, R., "Resonant Column Tests on Partially Saturated Sands", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 14, No. 3, 1991, pp. 266-275.

Richart, F., "Field and Laboratory Measurements of Dynamic Soil Properties", Proceedings of Dynamical Methods in Soil and Rock Mechanics, Karlsruhe, Germany, Vol. 1, 1977, pp. 3-36.

Reif, F., "Fundamentals os Statistical and Thermal Physics", Mcgraw-Hill International Book Company, Japan, 1983.

Robertson, P. e Campanella, R., "Liquefaction Potential of Sands Using CPT", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111, No. GT3, 1985, pp. 384-403.

Rossato, G. e Simonini, "Stress-Strain Behaviour of Sands in Triaxial and Direct Simple Shear Tests", Canadian Geothecnical Journal, Vol. 28, 1991, pp. 276-281.

Rowe, P., "The Relation Between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear", Geotechnique, Vol. 19, No. 1, 1969, pp. 75-86.

Saxena, S. e Reddy, R., "Mechanical Behavior of Cemented Sand", Report to The National Science Foundation, Department of Civil Engineering, Illinois Institute of Technology, Chicago, Report IIT-CE-8701, 1987.

Saxena, S. e Reddy, R., "Dynamic Properties of Sand at Low Strain Amplitudes", Proceedings of Pacific Conference on Earthquake Engineering, Wairakei, New Zealand, Vol.

3, 1987, pp. 61-72.

Schofield, A. e Wroth, P., "Critical State Soil Mechanics", Mcgraw-Hill, London, 1968.

Schreyer, H. e Chen, Z., "One-Dimensional Softening With Localization", Journal of Applied Mechanics, Vol. 53, 1986, pp. 791-797.

Seco e Pinto, P., "Fracturação Hidráulica em Barragens de Aterro Zonadas", Tese para especialista, LNEC, 1983.

Seco e Pinto, P., Caldeira, L. e Bilé Serra, J., "Barragem de Borde Seco. Ensaios cíclicos de Laboratório", Relatório 37/90 - NF, LNEC, 1990.

Seco e Pinto, P., Caldeira, L. e Bilé Serra, J., "Barragem de Las Cuevas. Ensaios Cíclicos de Laboratório", Relatório 80/90 - NF, LNEC, 1990.

Seco e Pinto, P., "Análise Dinâmica de Barragens de Aterro. Novos Desenvolvimentos", Programa de Investigação para Investigador-Coordenador, LNEC, 1991.

Seco e Pinto, P. e Portugal, J., "Barragem do Maranhão. Reforço do Plano de Observação.", Relatório 187/91 - NF, LNEC, 1991.

Seed, H., "A Method for Earthquake Resistant Design od Earth Dams", Jornal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM1, 1966, pp. 13-41.

Seed, H. e Martin, G., "The Seismic Coefficient in Earth Dam Design", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM3, 1966, pp. 25-58.

Seed, H. e Idriss, I., "Influence of Soil Conditions on Ground Motions During Earthquakes", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM1, 1969, pp. 99-137.

Seed, B. e Peacock, W., "Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM8, 1971, pp. 1099-1119.

Seed, H., Makdisi, F. e De Alba, P., "Performance of Earth Dams During Earthquakes", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, 1978, pp. 967-994.

Seed, H., "Considerations in Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams", Géotechnique, Vol. 29, No. 3, 1979, pp. 215-263.

Seed, H., Idriss, I. e Arango, I., "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", Journal of the Geotechnical Engineeering Division, ASCE, Vol. 109, No. GT3, 1983, pp. 458-482.

Seed, H., Wong, R., Idriss, I. e Tokimatsu, K., "Moduli and Damping Factors for

Dynamic Analyses of Cohesionless Soils", Report No. UCB/EERC-84/14, 1984.

Seed, H., Takimatsu, K., Harder, L. e Chung, R., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111, No. GT12, 1985, pp. 1425-1445.

Seed, H., Wong, R., Idriss, I. e Tokimatsu, K., "Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 11, 1986, pp. 1016-1032.

Seed, H., "Design Problems in Soil Liquefaction", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, No. 8, 1987, pp. 827-845.

Sener , C., "An Endochronic Nonlinear Constitutive Law for Cohesionless Soils Subjected to Dynamic Loading", Ph.D. Dissertation, Northwestern University, Evanston, Illinois, 1979.

Shen, C., Sadigh, K. e Herrmann, L., "An Analysis of NGI Simple Shear Apparatus for Cyclic Soil Testing", American Society for Testing Materials, Dynamic Geotechnical Testing Symposium, Denver, Colorado, 1977, STP 654, pp. 148-162.

Sherif, A. e Ishibashi, I., "Dynamic Shear Moduli for Dry Sands", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT11, 1976, pp. 1171-1184.

Shewbridge, S. e Sousa, J., "Dynamic Properties of Reinforced Sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 9, 1991, pp. 1403-1422.

Silver, M. e Seed, H., "Deformation Characteristics of Sands Under Cyclic Loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM8, 1971, pp. 1081-1098.

Simo, J. C. e Hughes, T. J., "General Return Mapping Algorithms for Rate-Independent Plasticity", Constitutive Laws for Engineering Materials: Theory and Applications, Elsevier Science Publishing Co., Inc., 1987, pp. 221-231.

Sousa Oliveira, C., "Sismologia, Sismicidade e Risco Sísmico. Aplicações em Portugal", Relatório do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Proc. 36/11/4394, LNEC, 1977.

Sousa Oliveira, C., "Dados Existentes Sobre Actividade Sísmica Em Portugal Com Importância na Avaliação dos Riscos Sísmicos", Boletim de Informação Técnica, LNEC, No. 33, 1981, pp. 3-18.

Sun, J., Golesorkhi, R. e Seed, H., "Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohesive Soils", Report No. UCB/EERC-88/15, 1988.

Talesnick, M. e Frydman, S., "Simple Shear of an Undisturbed Soft Marine Clay in NGI and Torsional Shear Equipment", Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 14, No.

2, 1991, pp. 180-194.

Teixeira Duarte, R., "Oscilador Linear de 1 Grau de Liberdade. Aplicações em Engenharia Sísmica", Relatório preparado para o Curso de Especialização 113 - Engenharia Sísmica, LNEC, 1974.

Teixeira Duarte, R., "Uma Teoria Linear do Comportamento Dinâmico das Estruturas Sujeitas a Acções Sísmicas", Relatório do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Proc. 36/13/6151, LNEC, 1978.

Thomson, W., "Theory of Vibration With Applications", George Allen & Unwin, London, 1981.

Triantafyllidis, N. e Aifantis, E., "A Gradient Approach to Localization of Deformation. I. Hyperelastic Materials", Journal of Elasticity, Vol. 16, 1986, pp. 225-237.

Trifunac, M. e Westermo, B., "Duration of Strong Earthquake Shaking", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 3, 1982, pp. 117-121.

U. S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, "Dynamic Analysis of Embankments Dams", Engineering Research Center, Denver, Colorado, 1976.

Valanis, K., "A Theory of Viscoplasticity Without a Yield Surface; Part I. General Theory; Part II. Application of Mechanical Behavior of Metals", Archives of Mechanics, No. 23, 1971, pp. 517-555.

Vardoulakis, I., "Shear-Banding and Liquefaction in Granular Materials on the Basis of a Cosserat Continuum Theory", Ingenieur-Archiv, Vol. 59, 1989, pp. 106-113.

Veiga Pinto, A., "Previsão do Comportamento Estrutural de Barragens de Enrocamento", Tese para especialista, LNEC, 1983.

Vrymoed, J., "Dynamic FEM Model of Oroville Dam", Journal of the Geotechnical Enginneering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT8, 1981, pp. 1057-1077.

Vucetic, M. e Lacasse, M., "Specimen Size Effect in Simple Shear Test", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT12, 1982, pp. 1567-1585.

Watabe, M., Muroi, K. e Fukutake, K., "Dynamic Characteristics of Quaternary Sand-Gravel Deposits", Seminar..., 1992, pp. 1-22.

Wong, K. e Duncan, J., "Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Nonlinear Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses", Report No. TE-74-3, Geotechnical Engineering, University of California, Berkeley, 1974.

Wong, R., Seed, H. and Chan, C., "Liquefaction of Gravelly Soils Under Cyclic Loading Conditions", Report No. UCB/EERC- 74/11, University of California, Berkeley, 1974.

Woods, R., "Parameters Affecting Elastic Properties", Proceedings of Dynamical Methods in Soil e Rock Mechanics, Karlsruhe, Germany, Vol. 1, 1977, pp. 37-59.

Woods, R., "Measurement of Dynamic Soil Properties", Proceedings of Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Specialty Conference, Pasadena, Vol. I, 1978, pp. 91-178.

Wright, D., Gilbert, P. e Saada, A., "Shear Devices for Determinig Dynamic Soil Properties", Proceedings, Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, ASCE, Vol. 2, 1978, pp. 1056-1075.

Wroth, C., "The Interpretation of In Situ Soil Tests", Geotechnique, Vol. 34, No. 4, 1984, pp. 449-489.

Yiagos, A., "Two-Dimensional Two-Phase Elasto-Plastic Seismic Response of Earth Dams", Ph.D. Dissertation, Princeton University, 1990.

Yoshimi, Y., Richart, F., Prakash, S., Barkan, D. e Ilyichev, V., "Soil Dynamics and Its Application to Foundation Engineering", Proceedings of The 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977, Tokyo, Japan.

Xia, H. e Hu, T., "Effects of Saturation and Back Pressure on Sand Liquefaction", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 9, 1991, pp. 1347-1362.

Xie, J., "Empirical Criteria of Sand Liquefaction", Special Session on Earthquake Engineering in China, 2nd U. S. National Conference on Earthquake Engineering, Stanford University, 1979, pp. 22-24.

Zbib, H. M. e Aifantis, E. C., "On the Localization and Postlocalization Behavior of Plastic Deformation. I. On the Initiation of Shear Bands", Res Mechanica, Vol. 23, 1988, pp. 261-277.

Sector de Artes Gráficas, CDIT – LNEC


FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
BIBLIOTECA

0000005827