

UNIVERSIDADE DO PORTO

FACULDADE DE ENGENHARIA

**MODELAÇÃO DO COLAPSO
E DA FLUÊNCIA EM ATERROS**

João Manuel Marcelino Mateus da Silva

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, Julho de 1996

AGRADECIMENTOS

O autor deseja expressar o seu reconhecimento ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) na pessoa do seu Director, Professor Arantes e Oliveira, por todos os meios e facilidades postos à disposição.

Em particular gostaria de agradecer,

Ao Professor Doutor Engenheiro Emanuel Maranha das Neves que, para além de ter orientado o presente trabalho com grande espírito de abertura e constante incentivo, nunca deixou de ser um grande amigo e líder desde o início da minha carreira no LNEC. Mesmo agora que foi designado para outras funções, mantém o espírito de colaboração e orientação científica que, de forma ímpar, sabe dar;

Ao Professor Doutor David Naylor que em todos os contactos que mantivemos, e foram bastantes, sempre me transmitiu algo de novo, nomeadamente a sua visão simples mas certa em muitas das matérias abordadas neste trabalho;

Ao Professor Doutor Manuel Matos Fernandes pela leitura crítica do trabalho;

Ao colega Engenheiro Bilé Serra pelas longas horas de discussão cientificamente acesa e por isso interessantes, que tivemos ao longo dos anos, especialmente naqueles que antecederam a conclusão deste trabalho. Há que louvar a paciência que teve para me aturar;

Uma palavra especial ao Experimentador Timóteo da Silva que realizou a maioria dos ensaios da presente tese. Neste caso, foi não só a excelente qualidade de execução, como também as valiosas sugestões que influenciaram alguns dos aspectos inovadores apresentados no trabalho;

Ao colega José Alberto Reis que embora não tenha estado directamente envolvido no trabalho, conferiu-me ao longo dos anos, alguma sensibilidade e experiência especialmente nos aspectos ligados com as componentes experimentais das actividades que desenvolvemos conjuntamente;

Aos restantes colegas do Núcleo de Fundações que, pelos mais diversos motivos, me auxiliaram.

Ao sector de Artes gráficas do LNEC pelo cuidado e qualidade com que produziram os exemplares deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho visa fundamentalmente apresentar novas propostas na modelação de determinados efeitos característicos de aterros, especialmente quando se trata de aterros de enrocamento. Os efeitos visados, o colapso e a fluência manifestam-se pelo aumento das deformações dos aterros nomeadamente de barragens. No primeiro caso, as deformações são provocadas pela molhagem do material e ocorrem de forma súbita, podendo implicar importantes perdas de folga das barragens. No segundo, as deformações ocorrem de forma diferida no tempo e, por vezes, representam uma parcela significativa da deformação total.

Passa-se em revisão os modelos de comportamento mecânico habitualmente utilizados na descrição do comportamento dos materiais geotécnicos em modelos matemáticos, bem como as técnicas e métodos numéricos, indispensáveis para a abordagem dos problemas específicos das barragens.

Propõe-se uma nova abordagem para modelar o colapso baseada na variação progressiva dos parâmetros das leis constitutivas. Apresenta-se ensaios de determinação das características de comportamento de materiais de enrocamento permitindo simultaneamente o estudo da deformação de colapso. Desenvolvem-se técnicas ensaio que possibilitam nomeadamente, o estudo do comportamento do material à repetição de ciclos de molhagem-secagem e as implicações que estes ciclos podem ter na deformação de colapso.

Considera-se que a fluência pode ser tratada de forma análoga ao colapso excluindo a escala de tempo do fenómeno. Realizam-se ensaios que, à luz do modelo adoptado, permitem aferir os parâmetros que controlam a deformação de fluência no tempo.

Os modelos desenvolvidos são aplicados ao estudo de dois casos reais de grandes aterros de enrocamento. No primeiro caso, apresenta-se uma retroanálise do comportamento da barragem de Beliche, concluindo-se haver uma boa concordância entre os valores resultantes da observação da barragem e os resultados dos modelos propostos. O segundo caso, refere-se a um aterro de estrada com altura máxima de 40 m que está compreendido na empreitada de construção da barragem de Odeleite. Neste caso não se dispõe ainda dos resultados da observação dos deslocamentos e, por esse motivo, os valores apresentados constituem uma previsão de comportamento.

ABSTRACT

This work deals with the modelling of certain effects characteristic of the behaviour of fills, especially those made of rockfill. Therefore new proposals to handle its consequences are presented. Those effects, named collapse shrinkage and creep, result in an increase in the displacements of fills particularly in dam fills. In the first case, the deformations are caused by the presence of water and occur suddenly when a wetting process takes place. The consequences can be for instance the loss of the design chamber. The latter effect is characterised by being deferred in time and sometimes can represent a considerable amount of the total deformation.

The material models commonly used to describe geotechnical materials are revised together with the numerical methods used to deal with the specific problems in dam fills.

A new method to handle collapse based on the progressive change in the material parameters is presented. A specific testing program makes it possible the determination of parameters for the models and for the study of the collapse deformation. Some new testing techniques allow the detailed study of the behaviour of the repetition of saturation and its consequences in collapse settlement.

Although in different time scales, it is concluded that creep effects can be modelled in the same fashion as collapse. By using this approach, some creep tests allow the determination of the parameters used to describe the transient behaviour of the material.

To illustrate the application of the models, two case studies are presented. The first, is related with the back analysis of Beliche dam and a reasonable agreement between the monitoring and the model results is achieved. The second case is a 40 m high rockfill road embankment belonging to Odeleite dam. In this case, monitoring data is not available yet, so the results presented here are a prediction.

RESUME

L'objectif essentiel de ce travail est de présenter de nouvelles méthodes de modélisation de certains effets spécifiques de remblais, spécialement quand il s'agit de remblais d'enrochement. Ces effets, l'effondrement et le fluage, résultent de l'augmentation des déformations des remblais nommément de barrages. Dans le premier cas, les déformations sont provoquées par le mouillage des matériaux et arrivent subitement. Une des conséquences peut être la perte de revanche des barrages. Dans le deuxième cas, les déformations sont produites d'une forme différée et parfois elles représentent une partie considérable de la déformation totale.

Les modèles de comportement mécanique normalement utilisés pour la description des matériaux géotechniques sur des modèles mathématiques sont révisés simultanément avec les techniques et les méthodes numériques indispensables pour l'approche des problèmes spécifiques des barrages.

Une nouvelle méthode de modélisation de l'effondrement basée sur la variation progressive des paramètres des matériaux est présentée. Des essais pour la détermination des caractéristiques du comportement de matériaux d'enrochement sont aussi présentés tout en permettant d'étudier la déformation de l'effondrement. De nouvelles techniques d'essai sont développées. Ces techniques permettent d'effectuer d'essais pour la détermination du comportement des matériaux soumis à la répétition de cycles mouillage - séchage et pour la détermination des effets de ces cycles sur la déformation de l'effondrement.

Bien qu'à différentes échelles de temps, on considère que le fluage peut être envisagé d'une manière semblable à l'effondrement. Ainsi, des essais de fluage sont effectués permettant de déterminer l'évolution des paramètres qui contrôlent la déformation et le fluage.

Les modèles développés sont appliqués à l'étude de deux cas de grands remblais d'enrochement. Le premier cas concerne la rétroanalyse du comportement du barrage de Beliche et une concordance raisonnable entre les résultats de l'observation du barrage et ceux des modèles proposés a été obtenue. Le second cas concerne un remblai d'une route avec une hauteur maximum de 40 m intégré dans la construction du barrage de Odeleite. Dans ce cas, les résultats de l'observation des déplacements ne sont pas encore disponibles, donc, les valeurs présentées ne sont qu'une prévision de comportement.

Simbologia

O significado dos símbolos usados é explicitado ao longo do texto, devidamente enquadrado nas matérias expostas. No entanto julga-se ser conveniente apresentar a lista dos símbolos mais importantes.

Atendendo a que se procurou identificar as grandezas através dos símbolos habituais na bibliografia de cada uma das especialidades abordadas podem, por vezes, surgir símbolos com significados múltiplos.

Símbolo	Significado
$[B]$	matriz da derivada das funções de forma
c	coesão
C_c	coeficiente de consolidação
d	parâmetro do modelo hiperbólico
$[D]$	matriz deformação - tensão
D_{ijkl}	tensor deformação - tensão de 4ª ordem
e	índice de vazios
$\{E\}$	vector de erro de uma camada de neurónios
E	módulo de elasticidade
E_i	módulo de elasticidade inicial
f	parâmetro do modelo hiperbólico
f	força de corte aplicada a uma unidade de fluxo
$\{F\}$	vector de forças nodais
F	função de cedência
F_0	parâmetro de uma lei de fluxo viscoso
G	módulo de distorção
G	peso específico das partículas sólidas
G_0	parâmetro do modelo K-G

Símbolo	Significado
G_{ur}	módulo de distorção em descarga-recarga
h	altura
h	constante de Plank
I	impulso recebido por um neurónio artificial
I_D	densidade relativa
IP	índice de plasticidade
k	constante de Boltzman
[K]	matriz de rigidez
K	módulo de compressibilidade volumétrica
K	parâmetro do modelo hiperbólico
K_0	parâmetro do modelo K-G
K_p	módulo de compressibilidade volumétrica das partículas sólidas
K_{ur}	módulo de compressibilidade volumétrica em descarga-recarga
K_w	módulo de compressibilidade volumétrica da água
m	parâmetro de fluência
n	parâmetro do modelo hiperbólico
n	porosidade
N	parâmetro de uma lei de fluxo viscoso
N	número de Avogadro
N_i	funções de forma ou interpolação de elementos finitos isoparamétricos
OCR	grau de sobreconsolidação
p'	invariante isotrópico de tensão em tensões efectivas
p'_0	invariante de tensão, valor de referência
p'_c	tensão de pré-consolidação
p'_{cr}	tensão isotrópica correspondente à intersecção da linha dos estados críticos com a superfície de cedência
Pa	pressão atmosférica
\bar{P}	força de contacto entre as partículas em materiais granulares

Símbolo	Significado
q	invariante distorcional de tensão
Q	função de potencial plástico
R	constante universal dos gases
R_f	parâmetro do modelo hiperbólico
S	número de unidades de fluxo
$\{T\}$	vector de resultados pretendidos para a camada final de uma rede neuronal
T	temperatura absoluta
$\{u\}$	vector de deslocamentos
u	pressão intersticial
v	volume específico ($v=1+e$)
v_κ	ordenada na origem de uma linha de descarga - recarga (linha κ) diagrama $\ln(p')$ - v
v_λ	ordenada na origem de uma linha λ num diagrama $\ln(p')$ - v
v^p	deformação volumétrica plástica
w	teor em água
w_i	peso da ligação entre os neurónios da camada i e os neurónios da camada $i+1$
W_L	limite de liquidez
W_P	limite de plasticidade
x_i	sinal transmitido entre os neurónios da camada i para os neurónios da camada $i+1$
$\{Y\}$	vector de resultados estimados de uma camada de neurónios
α	ângulo
α	parâmetro de fluência
α	coeficiente de aprendizagem “ <i>momentum</i> ”
α_G	parâmetro do modelo K-G
α_K	parâmetro do modelo K-G
β	relação entre a deformação volumétrica de colapso e tensão de confinamento
β_G	parâmetro do modelo K-G

Símbolo	Significado
δ_j	erro do neurónio j , diferença entre o resultado de um neurónio e o valor pretendido
Δ_i	coeficiente correctivo do peso w_i
$\Delta\phi$	parâmetro do modelo hiperbólico que relaciona a variação do ângulo de atrito interno com a tensão de confinamento
ΔF	barreira de energia
$\dot{\epsilon}$	velocidade de deformação
ϵ	deformação
ϵ_{ij}	tensor de deformações
ϵ^p	deformação distorcional plástica
ϕ	ângulo de atrito interno
$\phi(F)$	função de fluxo viscoso
$\dot{\gamma}$	velocidade de deformação distorcional
γ_{col}	peso volúmico de colocação
γ_{sat}	peso volúmico saturado
Γ	ordenada na origem da linha dos estados críticos no diagrama $\ln(p')-v$
η	coeficiente de velocidade de aprendizagem
η	razão entre os invariantes isotrópico e distorcional de tensão
κ	declive da linha de descarga - recarga (linha κ) diagrama $\ln(p')-v$
λ, λ_1	distância entre unidades de fluxo
λ	declive da linha de consolidação virgem (linha λ) num diagrama $\ln(p')-v$
μ	parâmetro de viscosidade
M	declive da linha dos estados críticos no diagrama $p'-q$
ν	coeficiente de poisson
ν_i	coeficiente de Poisson inicial
N	ordenada na origem da linha de consolidação virgem num diagrama $\ln(p')-v$
Ω	função complementar de energia
σ	tensão

Símbolo	Significado
σ_{3i}	tensão mínima de activação do efeito de colapso
σ_c	tensão de préconsolidação
σ_d	invariante distorcional de tensão
σ_{ij}	tensor de tensões
σ_s	invariante isotrópico de tensão
τ	tensão tangencial
W	função de energia de deformação
χ	parâmetro do modelo dos estados críticos
e^x	exponencial de x
$\ln(x)$	logaritmo natural de x
$\log(x)$	logaritmo decimal de x
∂	derivada parcial
\int	integral
$ $	norma de vector
$[]$	matriz
$\{ \}$	vector

ÍNDICE DE TEXTO

1	- INTRODUÇÃO.....	1
1.1	- GENERALIDADES	1
1.2	- ORGANIZAÇÃO	3
2	- MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SOLOS	5
2.1	- INTRODUÇÃO	5
2.2	- ELASTICIDADE	8
2.2.1	- <i>Modelo elástico linear</i>	8
2.2.2	- <i>Modelos Elásticos não lineares</i>	9
2.2.2.1	- Modelo K-G	13
2.2.2.2	- Modelo hiperbólico	14
2.3	- PLASTICIDADE	19
2.3.1	- <i>Generalidades</i>	19
2.3.2	- <i>Conceitos fundamentais da plasticidade</i>	22
2.3.3	- <i>Funções de cedência</i>	31
2.3.4	- <i>Visco-elastoplasticidade</i>	37
2.3.5	- <i>Modelos elastoplásticos dos estados críticos</i>	41
2.3.5.1	- <i>Introdução</i>	41
2.3.5.2	- <i>Modelo Cam-clay</i>	43
2.3.5.3	- <i>Algumas limitações e extensões dos modelos tipo Cam-clay</i>	53
2.3.5.4	- <i>Determinação de parâmetros</i>	55
2.4	- <i>MODELOS BASEADOS NA UTILIZAÇÃO DE REDES NEURONAIS</i>	62
2.4.1	- <i>Introdução - conceitos gerais e definição</i>	62
2.4.2	- <i>Funções de transferência não lineares</i>	67
2.4.3	- <i>Estrutura de uma rede neuronal</i>	68
2.4.4	- <i>Lei de aprendizagem</i>	70
2.4.5	- <i>Métodos estatísticos</i>	76
2.4.6	- <i>Patologias na aprendizagem</i>	78
2.4.7	- <i>Programa de redes neuronais</i>	79
2.4.8	- <i>Exemplos de aplicação</i>	80
2.4.9	- <i>Algumas considerações sobre a utilização de redes neuronais</i>	85
2.5	- <i>CONSIDERAÇÕES FINAIS</i>	86
3	- MODELAÇÃO DOS EFEITOS DO COLAPSO E DA FLUÊNCIA.....	87
3.1	- <i>MODELAÇÃO DO COLAPSO</i>	87
3.1.1	- <i>Introdução</i>	87
3.1.2	- <i>Alguns casos históricos</i>	88
3.1.3	- <i>Fenomenologia</i>	93

3.1.4	- <i>Modelação do colapso. Revisão sumária dos métodos existentes</i>	97
3.1.5	- <i>Modelação do efeito do colapso. Método proposto</i>	104
3.1.6	- <i>Ensaio de laboratório para o estudo do colapso de enrocamentos</i>	113
3.1.6.1	- Ensaio triaxiais.....	115
3.1.6.2	- Ensaio edométricos.....	129
3.1.6.3	- Resultados dos ensaios - Interpretação.....	132
3.1.7	- <i>Ensaio in situ para o estudo do colapso</i>	142
3.1.8	- <i>Estudos de sensibilidade</i>	144
3.1.8.1	- Influência de N e λ	145
3.1.8.2	- Influência do estado de tensão.....	147
3.1.8.3	- Influência de M	149
3.1.9	- <i>Conclusões</i>	150
3.2	- MODELAÇÃO DA FLUÊNCIA	153
3.2.1	- <i>Introdução</i>	153
3.2.2	- <i>Natureza da fluência em solos</i>	154
3.2.3	- <i>Caracterização da fluência</i>	156
3.2.4	- <i>Interpretação fenomenológica da fluência</i>	158
3.2.5	- <i>Interpretação termodinâmica da fluência - Teoria Cinética</i>	165
3.2.6	- <i>Ensaio de fluência</i>	174
3.2.7	- <i>Modelação da fluência no modelo de cálculo de elementos finitos</i>	180
3.3	- CONSIDERAÇÕES FINAIS	186
4	- MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	187
4.1	- INTRODUÇÃO	187
4.2	- FORMULAÇÃO	188
4.3	- MÉTODOS DE ANÁLISE NÃO LINEAR	192
4.3.1	- <i>Método da iteração directa</i>	192
4.3.2	- <i>Método de Newton-Raphson</i>	194
4.3.3	- <i>Método incremental</i>	196
4.3.4	- <i>Método viscoelastoplástico</i>	197
4.4	- TÉCNICAS DE MODELAÇÃO APLICADAS AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	199
4.4.1	- <i>Introdução</i>	199
4.4.2	- <i>Modelação da construção</i>	200
4.4.3	- <i>Modelação de escavações</i>	204
4.4.4	- <i>Análise drenada e não drenada. Tensões totais e tensões efectivas</i>	207
4.4.4.1	- <i>Introdução</i>	207
4.4.4.2	- <i>Análise de comportamento não drenado em tensões efectivas</i>	210
4.4.4.3	- <i>Solos parcialmente saturados</i>	212
4.4.5	- <i>Modelação do enchimento da albufeira</i>	213
4.5	- VALORES INICIAIS	215
4.6	- COLAPSO E FLUÊNCIA - IMPLEMENTAÇÃO	219

4.6.1	- Descrição do programa CC.....	219
4.6.2	- Considerações sobre a implementação do colapso e da fluência	223
4.7	- CONSIDERAÇÕES FINAIS	225
5	- APLICAÇÃO DOS MODELOS DESENVOLVIDOS	227
5.1	- GENERALIDADES	227
5.2	- BARRAGEM DE BELICHE	229
5.2.1	- Introdução	229
5.2.2	- Quantificação dos parâmetros do modelo.....	231
5.2.3	- Sequência de cálculo	240
5.2.4	- Análise de resultados	245
5.2.4.1	- Cálculo considerando os efeitos da fluência e do colapso nos maciços de montante e de jusante ..	245
5.2.4.2	- Comparação com os valores observados.....	255
5.2.4.3	- Efeito da fluência	260
5.2.5	- Estimativa das deformações a longo prazo	263
5.2.6	- Comentários aos resultados obtidos.....	264
5.3	- ATERRO DE ESTRADA DA BARRAGEM DE ODELEITE.....	266
5.3.1	- Descrição.....	266
5.3.2	- Construção do aterro e enchimento da albufeira	269
5.3.3	- Construção do aterro, fluência e enchimento da albufeira	272
5.3.4	- Alguns comentários aos resultados obtidos.....	276
5.4	- CONSIDERAÇÕES FINAIS	278
6	- CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	279
6.1	- ALGUMAS CONCLUSÕES	279
6.2	- DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	282

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Ambiguidade na definição de carga e descarga para carregamentos bidimensionais	12
Fig. 2.2 - Transformação de coordenadas para determinação dos parâmetros da curva hiperbólica.....	16
Fig. 2.3 - Andamento típico da relação tensão-deformação de um solo	23
Fig. 2.4 - Representação da lei de endurecimento em função da deformação plástica	24
Fig. 2.5 - Endurecimento isotrópico e cinemático	25
Fig. 2.6 - Modelo com dupla superfície de endurecimento.....	25
Fig. 2.7 - Superfície de potencial plástico do modelo de Lade (Santos Pereira, 1992)	26
Fig. 2.8 - Superfície de potencial plástico e vector de incremento de deformação.....	27
Fig. 2.9 - Representação da superfície do critério de Tresca no espaço de tensões.....	33
Fig. 2.10 - Representação da superfície do critério de von-Mises.....	33
Fig. 2.11 - Critério de Mohr-Coulomb no espaço tridimensional.....	35
Fig. 2.12 - Superfície de cedência do critério de Druker-Prager	35
Fig. 2.13 - Comparação de critérios de rotura no plano octaédrico	36
Fig. 2.14 - Modelo analógico uniaxial de comportamento visco-elastoplástico e diagrama de deformação - tempo.....	38
Fig. 2.15 - Comportamento tensão-deformação-tempo no caso uniaxial (Naylor, 1981)	39
Fig. 2.16 - Linha de consolidação virgem e curva de descarga-recarga	45
Fig. 2.17 - Definição geométrica da linha dos estados críticos.....	45
Fig. 2.18 - Pontos finais de ensaios triaxiais em condições drenadas e não drenadas (Parry, 1960).....	46
Fig. 2.19 - Representação comparativa dos modelos Cam-clay original e modificado	48
Fig. 2.20 - Representação planificada da LEC e identificação dos comportamentos super e sub-críticos	49
Fig. 2.21 - Superfície de cedência - Cam-clay original e modificado.....	50

Fig. 2.22 - Determinação da tensão de préconsolidação	52
Fig. 2.23 - Comparação entre os modelos Cam-clay e Cam-clay modificado: a) coincidência no estado crítico e b) <input type="checkbox"/> coincidente	54
Fig. 2.24 - Trajectórias de consolidação a η constante	60
Fig. 2.25 - Relação entre o índice de liquidez e a resistência não drenada de diversos solos	61
Fig. 2.26 - Fotografia de neurónios ao microscópio electrónico.....	63
Fig. 2.27 - Neurónio artificial	64
Fig. 2.28 - Exemplos de neurónios e respectivas ligações.....	65
Fig. 2.29 - Função de transferência sigmoidal	68
Fig. 2.30 - Diagrama da função $\tanh(x)$	68
Fig. 2.31 - Rede neuronal com 2 camadas intermédias.....	69
Fig. 2.32 - Notação matricial para os pesos	72
Fig. 2.33 - Derivadas das funções de transferência.....	73
Fig. 2.34 - Rede com neurónios de output constante e alteração no andamento da função de transferência	75
Fig. 2.35 - Analogia física do treino de redes neuronais.....	77
Fig. 2.36 - Fluxograma do programa BNN	79
Fig. 2.37 - Fluxograma da rotina de treino.....	80
Fig. 2.38 - Rede neuronal (7-5-3) para a simulação de ensaios triaxiais drenados.....	83
Fig. 2.39 - Resultados da simulação de um ensaio triaxial	84
Fig. 2.40 - Rede neuronal com controlo de tensões e diagramas de resultados.....	85
Fig. 3.1 - Perfil transversal tipo da barragem de El Infiernillo	89
Fig. 3.2 - Deslocamentos horizontais no núcleo central da barragem de El Infiernillo durante o 1º enchimento.....	90
Fig. 3.3 - Barragem de Paradela. Vista de jusante e perfil transversal tipo	90
Fig. 3.4 - Perfil transversal-tipo da barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1983).....	91
Fig. 3.5 - Fendas longitudinais junto à guarda de montante (Barragem de Beliche).....	91

Fig. 3.6 - Barragem de Canales. Perfil transversal tipo e assentamento entre o núcleo (à direita) e o filtro de jusante (Justo, 1991)	92
Fig. 3.7 - Relação da tensão superficial e viscosidade com a deformação de colapso para diversos líquidos	94
Fig. 3.8 - Comportamento tensão-deformação em ensaios de compressão unidimensional de colapso	98
Fig. 3.9 - Comparação de ensaios de compressão unidimensional da Barragem de Beliche	98
Fig. 3.10 - Algoritmo de colapso aplicado ao ensaio de corte em compressão triaxial	100
Fig. 3.11 - Relação entre a tensão hidrostática e a deformação volumétrica de colapso (Nobari e Duncan, 1972)	102
Fig. 3.12 - Simulação do colapso no MEF	102
Fig. 3.13 - Generalização do algoritmo de colapso (Naylor et al., 1989)	103
Fig. 3.14 - Contração da superfície de cedência devida ao colapso	107
Fig. 3.15 - Algoritmo proposto para simulação do colapso	107
Fig. 3.16 - Lei de variação dos parâmetros do material durante o colapso	108
Fig. 3.17 - Fluxograma sintético do programa COLTRI	110
Fig. 3.18 - Fluxograma da subrotina de cálculo das deformações viscoelastoplásticas	111
Fig. 3.19 - Trajectórias de tensão para o material no estado seco	112
Fig. 3.20 - Comparação dos resultados do modelo COLTRI com o método de Naylor	113
Fig. 3.21 - Equipamento para ensaios triaxiais de enrocamento	117
Fig. 3.22 - Determinação dos parâmetros <input type="checkbox"/> - Enrocamento seco. Ensaio T1	119
Fig. 3.23 - Determinação dos parâmetros <input type="checkbox"/> - Enrocamento saturado. Ensaio T1	119
Fig. 3.24 - Diagrama completo do ensaio e intervalos para a determinação de M . Ensaio T1	121
Fig. 3.25 - Diagrama das deformações axial e volumétrica no decorrer do colapso. Ensaio T1	121
Fig. 3.26 - Diagramas dos ensaios nos estados seco e saturado. Ensaio T1	122



Fig. 3.27 - Comparação dos resultados do ensaio T1 com o modelo de colapso COLTRI	124
Fig. 3.28 - Aspecto final do provete do ensaio triaxial T1	124
Fig. 3.29 - Trajectória p-v para o ensaio de colapso T2.....	125
Fig. 3.30 - Determinação dos parâmetros  - Enrocamento seco. Ensaio T2	126
Fig. 3.31 - Diagrama completo do ensaio e intervalos para a determinação de 	127
Fig. 3.32 - Colapso da amostra no diagrama p'-v. Ensaio T2	128
Fig. 3.33 - Comparação entre o modelo COLTRI e os resultados do ensaio T2	128
Fig. 3.34 - Representação esquemática do dispositivo dos ensaios edométricos de colapso	131
Fig. 3.35 - Vista da montagem empregue nos ensaios edométricos	131
Fig. 3.36 - Fluxo de ar durante o processo de secagem do provete	134
Fig. 3.37 - Ensaio de colapso. Diagrama p'-v referentes à amostra "7"	135
Fig. 3.38 - Ensaio de colapso. Velocidades de deformação referentes à amostra "7" ...	136
Fig. 3.39 - Granulometria das amostras dos ensaios "7"	136
Fig. 3.40- Ensaio cíclico de colapso. Diagrama p'-v referentes às amostras "10" e "11"	140
Fig. 3.41- Ensaio cíclico de colapso. Velocidades de deformação referentes às amostras "10" e "11"	140
Fig. 3.42 - Evolução da deformação axial durante a secagem e 2ª saturação dos provetes	141
Fig. 3.43 - Representação esquemática de um ensaio de colapso in situ	144
Fig. 3.44 - influência de N e λ na deformação de colapso	146
Fig. 3.45 - Deformação de colapso em função da variação de λ e N - Caso 1	148
Fig. 3.46 - Deformação de colapso em função da variação de λ e N - Caso 2	148
Fig. 3.47 - Influência de η/M e p'/p'_c na deformação de colapso	149
Fig. 3.48 - Influência da variação de M na deformação de colapso: a) $M_{sec} \neq M_{sat}$ b) $M_{sec} = M_{sat}$	150
Fig. 3.49 - Caracterização geral dos diversos estágios de fluência.....	157

Fig. 3.50 - Comportamento de fluência em função da tensão distorcional.....	158
Fig. 3.51 - Variação da taxa de deformação no tempo em função da tensão distorcional (Singh et al., 1968).....	159
Fig. 3.52 - Ensaio de fluência de outros materiais.....	160
Fig. 3.53 - Andamento genérico da velocidade de deformação em função do nível de tensão	161
Fig. 3.54 - Variação da velocidade de deformação com a tensão distorcional	162
Fig. 3.55 - Modelos reológicos para a fluência.....	164
Fig. 3.56 - Ensaio edométrico de fluência de um argilito (Parkin 1985).....	165
Fig. 3.57 - Representação das barreiras de energia segundo a teoria cinética	167
Fig. 3.58 - Efeito da variação de temperatura na fluência de amostras de silte em compressão triaxial (Mitchell et al., 1968)	169
Fig. 3.59 - Velocidade de deformação em função de 1/T (Silte da Baía de S. Francisco, Mitchell et al., 1968).....	170
Fig. 3.60- Variação da energia experimental de activação com a tensão distorcional (amostras de ilite, Mitchell et al., 1968)	171
Fig. 3.61 - Variação da velocidade de deformação com a tensão distorcional (amostras de ilite, Mitchell et al., 1968)	173
Fig. 3.62- Diagrama esquemático do dispositivo para os ensaios de fluência em compressão triaxial	177
Fig. 3.63 - Montagem para ensaios triaxiais de fluência.....	177
Fig. 3.64 - Diagrama de tensão e deformação - tempo para os ensaios triaxiais de fluência.....	178
Fig. 3.65 - Variação da velocidade de deformação nos ensaios triaxiais de fluência	179
Fig. 3.66 - Diagrama para a determinação de α e A	180
Fig. 3.67 - Comparação dos valores observados com os valores calculados a) com $m=1$; b) com $m=0,84$	181
Fig. 3.68 - Modelo de fluência das "linhas de tempo" (Bjerrum, 1967)	183
Fig. 3.69 - Variação do parâmetro N no tempo nos ensaios triaxiais de fluência.....	185

Fig. 4.1- Elementos finitos isoparamétricos quadrangular e triangular nos referenciais local e global	192
Fig. 4.2 - Método da iteração directa	194
Fig. 4.3 - Método de Newton-Raphson, original e modificado	195
Fig. 4.4 - Método incremental.....	196
Fig. 4.5 - Adição de camadas de elementos para simulação da construção - método da malha variável	202
Fig. 4.6 - Representação do método dos elementos “fantasma”	202
Fig. 4.7 - Cálculo de deslocamentos para a construção de aterros.....	204
Fig. 4.8 - Escavação em 4 fases - Deslocamentos e isolinhas de deslocamento horizontal	206
Fig. 4.9 - Escavação numa fase - Deslocamentos e isolinhas de deslocamento horizontal	206
Fig. 4.10 - Zonas em plastificação. a) 4 fases; b) 1 fase	207
Fig. 4.11 - Deformação de uma porção de solo saturado em condições não drenadas ...	211
Fig. 4.12 - Algumas condições de carga resultantes do enchimento da albufeira	214
Fig. 4.13 - Determinação da pressão intersticial de sucção (Naylor, 1991).....	218
Fig. 4.14 - Programa CC - módulo principal.....	220
Fig. 4.15 - Fluxograma da rotina FASES.....	222
Fig. 4.16 - Modelação da fluência.....	225
Fig. 5.1 - Localização das barragens de Beliche e Odeleite.....	228
Fig. 5.2 - Perfil transversal da barragem de Beliche - Zona do ensaio de colapso	233
Fig. 5.3 - Malha de elementos finitos e pontos de referência	234
Fig. 5.4 - Comparação entre os valores medidos e calculados em função de N	234
Fig. 5.5 - LCV para o material constituinte do núcleo (Veiga Pinto, 1983).....	237
Fig. 5.6 - Ensaio edométrico do solo arenoso representativo do material do filtro	239
Fig. 5.7 - Cotas do aterro e nível da albufeira durante a construção da barragem. Correspondência com os patamares de construção das camadas da malha de elementos finitos	242
Fig. 5.8 - Malha de elementos finitos para a barragem de Beliche	242

Fig. 5.9 - Registos de precipitação	243
Fig. 5.10 - Sequência de aplicação do efeito de colapso no maciço de jusante	246
Fig. 5.11 - Isolinhas de deslocamento vertical em metros, fases 2,4,6,8,10 e 12	247
Fig. 5.12 - Isolinhas de deslocamento vertical em metros, fases 14,16,18,20,22 e 24 ...	248
Fig. 5.13 - Isolinhas de deslocamento vertical em metros, fases 30,32,35,37,39 e 41 ...	249
Fig. 5.14 - Fase 30, deslocamentos verticais e horizontais	251
Fig. 5.15 - Fase 34, deslocamentos verticais e horizontais	251
Fig. 5.16 - Fase 41, deslocamentos verticais e horizontais	251
Fig. 5.17 - Deslocamentos ocorridos entre as fases 24 e 30	253
Fig. 5.18 - Deslocamentos ocorridos entre as fases 34 e 41	253
Fig. 5.19 - Isolinhas de pressão intersticial	253
Fig. 5.20 - Tensões principais. Fases 24, 32 e 41	254
Fig. 5.21 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B1	256
Fig. 5.22 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B2	256
Fig. 5.23 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B3	256
Fig. 5.24 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B4	257
Fig. 5.25 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B5	257
Fig. 5.26 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B6	257
Fig. 5.27 - Deslocamentos horizontais internos. Inclínometro I2 - Valores estimados e medidos	259
Fig. 5.28 - Acréscimo de deslocamento por efeito da fluência - Fase 24	261
Fig. 5.29 - Acréscimo de deslocamento por efeito da fluência - Fase 41	261
Fig. 5.30 - Deslocamentos horizontais internos. Inclínometro I2 - valores observados e estimados no cálculo sem fluência	262
Fig. 5.31 - Vectores de deformação. Componente devida à fluência - Fase 41	262
Fig. 5.32 - Diagrama de deslocamentos horizontais e verticais para o ano de 2035	264
Fig. 5.33 - Deslocamentos de fluência entre 1985 e 2035	264

Fig. 5.34 - Fotografia do aterro de estrada e zona de construção da barragem de Odeleite	267
Fig. 5.35 - Perfil longitudinal do aterro da margem direita	267
Fig. 5.36 - Perfil transversal tipo.....	268
Fig. 5.37 - Malha de elementos finitos do aterro de estrada	269
Fig. 5.38 - Deslocamentos verticais e horizontais - fase construtiva	270
Fig. 5.39 - Assentamentos durante a fase construtiva.....	270
Fig. 5.40 - Tensões principais, final de construção.....	271
Fig. 5.41 - Deslocamentos no aterro de estrada devidos ao enchimento da albufeira	271
Fig. 5.42 - Zonas em cedência e mecanismo (provável) de deslocamento	272
Fig. 5.43 - Sequência construtiva (hipotética) para o aterro de estrada	273
Fig. 5.44 - Deslocamentos para a fase construtiva.....	273
Fig. 5.45 - Deslocamentos correspondentes a 1 ano de fluência	274
Fig. 5.46 - Deslocamentos no aterro de estrada devidos ao enchimento da albufeira	275
Fig. 5.47 - Variação volumétrica de colapso com e sem fluência.....	276
Fig. 5.48 - Zona submersa do aterro de estrada	277
Fig. 5.49 - Deslocamentos devidos ao colapso - Secção B.....	277

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Parâmetros do modelo K-G	14
Quadro 2.2 - Parâmetros do modelo hiperbólico	19
Quadro 2.3 - Parâmetros do modelo Cam-clay	56
Quadro 2.4 - Relação $\frac{\kappa}{\lambda}$ para enrocamentos de xisto	58
Quadro 3.1 - Colapso verificado numa areia fina em presença de diversos líquidos	94
Quadro 3.2 - Forças de contacto entre partículas (Marsal, 1965).....	96
Quadro 3.3 - Características do equipamento para ensaios triaxiais.....	116
Quadro 3.4 - Resumo dos parâmetros do modelo Cam-clay para o enrocamento de xisto - Ensaio T1	120
Quadro 3.5 - Resumo dos parâmetros do modelo Cam-clay para o enrocamento de xisto -Ensaio T2	129
Quadro 3.6 - Características do equipamento para ensaios edométricos de colapso.....	130
Quadro 3.7 - Parâmetros dos ensaios de colapso - Amostras "7"	138
Quadro 3.8 - Cronologia dos ensaios cíclicos de colapso	139
Quadro 3.9 - Parâmetros dos ensaios cíclicos de colapso. Amostras 10 e 11.....	142
Quadro 3.10 - Relação entre os parâmetros no estado seco e saturado.....	147
Quadro 3.11 - Energias de activação na fluência de diversos materiais (Mitchell et al. 1968; Andersland et al., 1970).....	170
Quadro 5.1 - Materiais do perfil - tipo da barragem de Beliche	232
Quadro 5.2 - Parâmetros do material de enrocamento alterado	236
Quadro 5.3 - Comparação dos parâmetros obtidos com os valores considerados em análises anteriores	236
Quadro 5.4 - Parâmetros para o material argiloso constituinte do núcleo central	238
Quadro 5.5 - Parâmetros para o material do filtro	238
Quadro 5.6 - Parâmetros para o enrocamento são.....	239
Quadro 5.7 - Resumo dos parâmetros para a barragem de Beliche	240

Quadro 5.8 - Coeficientes de fluência (Método da família de curvas)	240
Quadro 5.9 - Fases de cálculo da barragem de Beliche	244
Quadro 5.10 - Correspondencia entre as campanhas de observação e as fases de cálculo	258

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - Generalidades

O presente trabalho visa essencialmente contribuir para o melhor conhecimento do comportamento dos materiais de aterro. No seu desenvolvimento, foi dada especial incidência às estruturas constituintes das barragens de aterro, quer porque a elas se aplicam com mais generalidade as acções e os efeitos que este trabalho se propõe a abordar, quer porque sendo estruturas caras são também, em geral, aquelas em que uma rotura pode acarretar consequências mais catastróficas. Além destes aspectos, que por si só poderiam justificar o interesse no seu conhecimento detalhado, as estruturas em aterro apresentam um vasto campo de aplicação nomeadamente para a construção de vias de comunicação, barragens, diques e plataformas para fundação das mais diversas estruturas. De entre as várias estruturas de aterro, o presente trabalho trata especialmente aquelas que incorporam enrocamento como material de construção, dado que, é neste tipo de materiais que os efeitos de colapso por molhagem se mostram de maior importância.

A importância das estruturas de aterro justifica que se procure efectuar análises de comportamento detalhadas e complexas, desde que estas se aproximem razoavelmente da realidade, e que se possa daí obter algum benefício prático no que respeita ao projecto e ao dimensionamento, ou no que respeita aos métodos de construção e às especificações construtivas.

As análises de comportamento de modelos podem seguir basicamente as metodologias que recorrem aos modelos físicos em escala reduzida, ou aos modelos matemáticos. Ambas apresentam virtudes e defeitos. Os modelos reduzidos, com os quais o Laboratório Nacional de Engenharia Civil ganhou um grande prestígio em especial no estudo de barragens de betão e de portos e estuários, são normalmente de custo elevado já que implicam a utilização de materiais especiais de modo a poder satisfazer as leis de semelhança e requerem mecanismos complexos para simular as diversas acções que normalmente se pretende estudar. A utilização de modelos físicos em escala reduzida conheceu grande aplicação especialmente na década de 60, tendo ganho mais recentemente nova vitalidade com o advento das centrifugadoras em que, pela variação da aceleração induzida no modelo, se pode instalar no modelo o mesmo estado de tensão do protótipo e assim, reduzir um grau de liberdade nas condições de semelhança física, deixando conseqüentemente maior flexibilidade nas outras variáveis em estudo.

Os modelos matemáticos, especialmente no que concerne aos modelos baseados no método dos elementos finitos, têm apresentado, também desde a década de 60, grandes desenvolvimentos sustentados pelo espectacular aumento de capacidade e velocidade, a par da redução de custos, que se tem registado nos meios informáticos. Por estes motivos, a utilização de modelos mais ou menos complexos e algoritmos de cálculo sofisticados, deixou em boa medida de estar condicionada pelas limitações de memória dos equipamentos ou pelos tempos de cálculo em resolução de sistemas de equações e processos iterativos, apresentando como única limitação, a capacidade humana na concepção dos modelos matemáticos.

Mas esta facilidade de utilização de cálculo automático, pode ter também efeitos nocivos pois o entusiasmo desmesurado pode levar ao desenvolvimento de modelos que, apesar de muito completos carecem de aplicabilidade pela dificuldade que muitas vezes existe na determinação de parâmetros de comportamento realistas. É generalizadamente reconhecido que a solução mais equilibrada passa pela consideração de modelos suficientemente complexos, de forma a contabilizar as características específicas e mais marcantes do comportamento do meio particulado e multifásico dos solos, mas em que simultaneamente seja possível obter os parâmetros do modelo por ensaios exequíveis em laboratório, de uma forma suficientemente precisa e ajustada à validade do modelo.

Mais recentemente generalizou-se o uso dos meios informáticos na aquisição de dados e no controlo de ensaios aumentando muito as possibilidades dos ensaios tradicionais, nomeadamente ensaios triaxiais e edométricos, o que permite de certa forma a validação de modelos e algoritmos de cálculo, para além de possibilitar uma caracterização mais detalhada dos materiais em laboratório.

O título escolhido para o presente trabalho: "Modelação do colapso e da fluência em aterros", visa focar metodologias de abordagem dos fenómenos que se processam ao longo do tempo e que habitualmente se manifestam exteriormente como deformações nos diversos tipos de obras de aterro. Procurar-se-á separar, pelo menos para facilitar respectivo o tratamento, os diversos tipos de efeitos que se considera englobados no título. Conforme se verá, o tratamento em modelo matemático de alguns dos efeitos pode ser semelhante, muito embora as suas causas sejam diferentes.

Duas grandes vertentes podem ser distinguidas ao longo da exposição das matérias: a modelação numérica e a caracterização dos materiais através de ensaios em laboratório. No presente trabalho não será perfeito o equilíbrio entre as duas vertentes assinaladas, provavelmente por dois motivos. O primeiro pelo empenho do autor nos aspectos relativos à modelação numérica e o segundo pela necessidade de confinar o trabalho que, a incluir com grande detalhe alguns dos aspectos relativos aos ensaios, poderia com facilidade alongar-se excessivamente.

1.2 - Organização

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos. O primeiro procura justificar a motivação do trabalho, seus objectivos fundamentais e uma breve explanação sobre a sua composição.

O segundo capítulo descreve com alguma generalidade os modelos e métodos que podem ser usados na análise dos problemas de tensão - deformação - tempo, dando-se especial incidência aos modelos elásticos e elastoplásticos tendo em vista a sua aplicação ao método dos elementos finitos. Ainda neste capítulo, procura-se introduzir a modelação do comportamento de materiais através de modelos baseados no uso de redes neuronais.

A abordagem específica dos efeitos do colapso e fluência é feita em detalhe no terceiro capítulo. Procura-se explicar e (ou) interpretar os fenómenos envolvidos, rever os métodos existentes mais relevantes, concluindo-se pela apresentação de uma nova proposta de modelação do colapso e da fluência passível de aplicação ao método dos elementos finitos.

No quarto capítulo descrevem-se os fundamentos do método dos elementos finitos e os aspectos específicos inerentes à modelação de aterros e barragens de aterro por este método, incluindo especialmente os aspectos relativos à fluência e ao colapso. Discute-se a aplicação do modelo Cam-clay no âmbito deste método.

O quinto capítulo apresenta a aplicação dos modelos desenvolvidos para a simulação dos efeitos da fluência e do colapso analisando-se em detalhe dois casos reais onde a consideração dos efeitos do colapso e da fluência facilita a interpretação dos resultados observados.

O sexto e último capítulo procura fazer uma revisão crítica da globalidade do trabalho apontando-se os objectivos atingidos e perspectivando-se desenvolvimentos futuros.

2 - MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SOLOS

2.1 - Introdução

A importância dos solos como material de construção, ou mais genericamente como material de engenharia civil, é equivalente à do aço ou do betão. Todas as estruturas, exceptuando as que voam ou flutuam, apoiam-se directa ou indirectamente em solos ou rochas, podendo até ser exclusivamente constituídas por estes materiais, (Atkinson e Bransby, 1978). Esta razão justificaria por si só a necessidade de conhecer em detalhe o comportamento dos materiais naturais como os acima indicados mas, para estes, deve-se ainda adicionar a complexidade do seu comportamento conferida pela sua natureza de material particulado e multifásico.

O tipo de problemas envolvidos na engenharia de estruturas de solos pode ser tratada com base nas mesmas grandezas físicas - tensões e deformações - que habitualmente se utilizam na engenharia de estruturas de outros materiais. As leis de comportamento podem, no entanto, ser encaradas numa perspectiva macro - estrutural, acentuadamente fenomenológica, dando origem a modelos que assimilam materiais particulados a corpos contínuos, ou numa perspectiva micro - estrutural que considera explicitamente natureza particulada e multifásica dos solos.

São relativamente reduzidas, pelo menos comparativamente, as aplicações da micro-reologia no estabelecimento de leis constitutivas que possam ser directamente aplicáveis a modelos numéricos salientando-se no campo teórico, os trabalhos de Cundall et al. (1979) onde, com base

em estudos micro-mecânicos de meios particulados sujeitos a acções de corte, se procura derivar relações constitutivas aplicáveis ao meio contínuo equivalente e, num campo mais prático, a determinação da resistência ao esmagamento de materiais de enrocamento através da análise estatística da distribuição das forças de contacto interpartículas.

É portanto na abordagem fenomenológica (macro-reológica) que se baseiam a maioria das aplicações das leis constitutivas a meios particulados, muito embora seja de reter que é ao nível do comportamento microestrutural que se podem estudar os fenómenos físicos que determinam de facto a resposta do material.

Nesta perspectiva a descrição do comportamento pela observação da resposta deformacional às forças aplicadas ao corpo de prova, resulta no estabelecimento de um conjunto de relações matemáticas cujas variáveis e constantes traduzem grandezas ou fenómenos físicos mensuráveis ou dedutíveis. As relações resultantes, designadas por leis constitutivas, traduzem as dependências entre tensões e deformações e podem ser divididas em dois grandes grupos, um correspondente à formulação secante das relações tensão-deformação e outro correspondente a uma formulação incremental.

Por outro lado os ensaios constituem e constituirão sempre a base de modelação do comportamento dos materiais geotécnicos, devendo-se procurar utilizar modelos que apoiados na caracterização de laboratório possam ser aplicáveis a situações mais complexas, como aquelas que se verificam nos casos reais.

O dimensionamento de uma obra geotécnica deixou há já algum tempo de ser limitado pela verificação exclusiva das situações correspondentes aos estados limites últimos, em particular de rotura, passando actualmente pela verificação simultânea das deformações resultantes do funcionamento estrutural.

Nesta perspectiva é já vulgar a utilização, em projecto, de análises tensão-deformação em adição à verificação da estabilidade. No entanto, a dificuldade de incluir nas análises normalmente efectuadas efeitos dependentes do tempo ou mesmo, para o caso de materiais colapsíveis, o efeito da retracção volumétrica por molhagem, faz com que não seja ainda corrente a sua consideração.

Não é fácil perspectivar o futuro no que respeita aos aspectos acima apontados, mas a história recente tem mostrado que os desenvolvimentos no âmbito das actividades que dependem directa ou indirectamente do cálculo automático têm tendência para superar as expectativas mais

optimistas. Seguindo esta linha, interessa portanto investir em duas frentes: uma de continuação dos desenvolvimentos ao nível da caracterização em laboratório dos materiais, tendo sempre em vista a possibilidade de utilização de modelos mais poderosos (nem sempre mais complexos), e outra que permita o desenvolvimento desses modelos, procurando o equilíbrio entre a sua complexidade e a fiabilidade dos resultados da sua aplicação.

No que respeita à complexidade dos modelos deve-se procurar o compromisso entre a sua capacidade de resposta e o número de parâmetros necessários para a definir. Naylor (1981) considera que certos modelos, onde se inclui o hiperbólico (Kondner, 1963), necessitam de demasiados parâmetros pelo que se tornam pouco práticos na sua utilização. No entanto, e no caso particular do modelo hiperbólico, a vasta experiência acumulada, por vezes complementada e validada por resultados de observação de obras, torna-o muito importante e apreciado.

Os trabalhos da escola de Cambridge marcaram positivamente a implementação da prática de utilização dos modelos elastoplásticos na Mecânica dos Solos. O conceito de estado crítico, que se refere mais à frente neste capítulo, abriu um novo leque de aplicações de cálculo e até de interpretação de ensaios. O modelo concebido em Cambridge, designado por “Cam-clay”, integra diversos conceitos clássicos da Mecânica dos Solos: o conceito de estado crítico, o conceito de volume específico (ou de índice de vazios), de deformação elastoplástica e o critério de rotura. Permite também uma descrição unificada do comportamento dos solos no que respeita à resistência e à variação volumétrica.

Considerando outra linha radicalmente diferente, começam a verificar-se tentativas de aplicação de sistemas de Inteligência Artificial, nomeadamente com redes neuronais artificiais, na modelação do comportamento de estruturas. A aplicação tem, por agora, incidido mais na vertente do estudo da resposta de obras ou de ensaios sem, no entanto, se procurar substituir os modelos clássicos baseados em relações matemáticas e (ou) estatísticas relacionadas com o fenómeno em estudo. As redes neuronais parecem, no entanto, poder vir a constituir uma importante ferramenta que poderá auxiliar, em certos casos, a aplicação e a interpretação dos resultados de ensaios de laboratório ou de campo e por este motivo se considera oportuna a sua inclusão neste trabalho. Desta forma, no final deste capítulo descreve-se, no essencial, a teoria subjacente a este assunto e procura-se fazer a sua aplicação prática.

2.2 - Elasticidade

2.2.1 - Modelo elástico linear

O modelo elástico linear foi, desde o momento em que se iniciaram as preocupações relacionadas com a deformação dos solos, o modelo mais utilizado. Neste modelo define-se uma relação biunívoca entre a tensão e a deformação, pelo que não há dependência entre a história de tensão ou deformação e a resposta do material. No caso geral, o modelo pode ser traduzido matematicamente por:

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl} + \sigma_{ij}^0 \quad (2.2)$$

onde σ_{ij} representa o tensor das tensões, σ_{ij}^0 o tensor das tensões iniciais, ε_{kl} o tensor das deformações e D_{ijkl} o tensor que caracteriza o comportamento elástico do material.

O tensor de quarta ordem D_{ijkl} tem no caso mais geral $3 \times 3 \times 3 \times 3 = 81$ constantes elásticas independentes. Admitindo-se a reversibilidade das deformações, o tensor D_{ijkl} passa a ser simétrico e o número de constantes independentes reduz-se para 21. Se além disso o material for transverso - isótropo o número de constantes reduz-se para 5 e, no caso de comportamento isótropo, para 2. Neste último caso, as constantes independentes habitualmente consideradas são o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) ou o módulo de deformação volumétrica (K) e o módulo de deformação distorcional (G). Considerando as constantes E e ν , e em notação matricial, a expressão (2.2) passa a escrever-se:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

No caso particular, e frequentemente aplicável, de se tratar de um estado plano de deformação, por exemplo no plano xy, tem-se $\varepsilon_z = 0$ e a tensão σ_z depende apenas das componentes segundo xy ficando:

$$\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y) \quad (2.6)$$

e a expressão (2.4) simplifica-se para:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K + \frac{4}{3}G & K - \frac{2}{3}G & 0 \\ K - \frac{2}{3}G & K + \frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.8)$$

onde $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$ é o módulo de compressibilidade volumétrica e $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ é o módulo de distorção, constantes usadas frequentemente em Mecânica dos Solos, em alternativa ao módulo de elasticidade E e ao coeficiente de Poisson ν , mais característicos da Teoria da Elasticidade.

2.2.2 - Modelos Elásticos não lineares

O comportamento dos solos ou enrocamentos afasta-se consideravelmente da linearidade, mesmo para pequenas deformações, surgindo por isso a necessidade de considerar modelos de comportamento mais complexos, que permitam contemplar o comportamento típico destes materiais. Dentro desta tendência surgiram os modelos em que a relação tensão - deformação passa a ser dependente do nível de deformação ou do nível de tensão e (ou) dos incrementos de qualquer uma destas grandezas.

As relações tensão - deformação não lineares podem ser consideradas utilizando módulos secantes, correspondendo a uma caracterização finita do material, ou utilizando uma formulação tangencial correspondendo a uma técnica incremental. No primeiro caso o meio designa-se por elástico de Cauchy e a sua equação constitutiva é do tipo:

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{ij}) \quad (2.10)$$

o que traduz um comportamento reversível e independente das trajectórias de tensão e de deformação. Este tipo de lei constitutiva pode, para certas formas de F_{ij} , traduzir um comportamento termodinâmico não conservativo, podendo conseqüentemente gerar energia em ciclos de descarga - recarga.

Uma abordagem termodinamicamente mais aceitável, corresponde à consideração de duas funções Ω e W tais que:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\partial \Omega}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.12)$$

e

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad (2.14)$$

As funções Ω e W são designadas por função complementar de energia e função de energia de deformação, respectivamente. A existência destas funções implica que a lei constitutiva é conservativa, dado que existe independência das tensões relativamente à trajectória de deformação e que existe reversibilidade. Um modelo nestas condições é designado por hiperelástico. Na prática é difícil obter expressões satisfatórias para Ω e W , sendo também necessário dispor de um elevado número de ensaios de caracterização para as concretizar.

Uma das mais marcantes limitações impostas pelos modelos acima apresentados é a independência do comportamento relativamente às trajectórias de tensão ou de deformação. Esta particularidade, bastante restritiva na aplicação a modelos de materiais geotécnicos, é implícita às formulações secantes.

Uma maneira de contornar as limitações acima referidas consiste na consideração de uma formulação hipoeelástica, na qual as leis constitutivas são expressas em termos de incrementos de tensão e deformação e as constantes elásticas são dependentes do estado de tensão ou deformação. A equação seguinte expressa matematicamente este comportamento:

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl}(\sigma_{mn}) \dot{\varepsilon}_{kl} \quad (2.16)$$

A integração desta expressão ao longo da história de deformações permite obter as tensões e indica claramente a influência dessa trajectória no valor da tensão:

$$\sigma_{ij} = \int_0^{\tau} D_{ijkl}(\sigma_{mn}) \frac{\partial \varepsilon_{kl}}{\partial \tau} d\tau + \sigma_{ij}^0 \quad (2.18)$$

A análise da equação (2.16), permite verificar a existência de reversibilidade em termos infinitesimais o que, justifica o termo de hipoelasticidade como traduzindo elasticidade num domínio limitado ou elasticidade mínima.

A utilização dos modelos de elasticidade não linear tem tido predomínio sobre os outros tipos de modelos, mormente sobre os elastoplásticos porque, regra geral, se considera que se trata de modelos mais simples, mais económicos em tempo de cálculo, com mais antecedentes de utilização e, em alguns casos, de melhor percepção física. Embora alguns destes argumentos possam ser discutíveis, é certo que a economia em tempo de cálculo e a existência de uma vasta bibliografia sobre estes modelos pode ter sido decisiva. Actualmente o panorama tende a mudar e começa-se também a privilegiar a utilização dos modelos elastoplásticos.

Um dos aspectos fundamentais no comportamento dos materiais prende-se com a definição das trajectórias de tensão que correspondem a carga ou a descarga. Neste contexto, a carga sucede nas trajectórias cujo estado de tensão se aproxima de uma envolvente de rotura. A necessidade de definir correctamente carga e descarga está relacionada com a importância destas situações na determinação das deformações irreversíveis ou, por outras palavras, no estabelecimento do comportamento plástico.

Ora, sucede ainda que na situação de compressão uniaxial é simples a definição de carga e descarga, mas para uma situação de tensão generalizada surgem ambiguidades nessa definição. A importância deste factor é tanto maior quanto mais variada for a história de tensões como se verifica, por exemplo, numa barragem. Neste caso, o enchimento da albufeira provoca no talude de montante, uma redução importante das tensões efectivas, conduzindo invariavelmente a situações de descarga, nas quais é bastante relevante o conhecimento dos valores mais aproximados dos correspondentes módulos, sem o que se podem cometer erros grosseiros no cálculo de deformações.

A Fig. 2.1 ilustra graficamente situações de ambiguidade na interpretação de carga. A trajectória 1, por exemplo, no diagrama $(\sigma_1 - \sigma_3) - (\varepsilon_1)$ aparenta ser uma trajectória de carga. No entanto, quando interpretada no diagrama $(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_3)$ onde se encontra representado um critério de rotura, verifica-se que se trata de uma trajectória de afastamento da envolvente de rotura e, por

isso, será uma trajetória de descarga. A trajetória 3 no primeiro diagrama aparenta corresponder a uma situação de descarga mas, na verdade, a par da redução de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ há também uma diminuição de (σ_3) pelo que na verdade o material se encontra mais próximo da situação de rotura tratando-se, portanto, de uma carga.

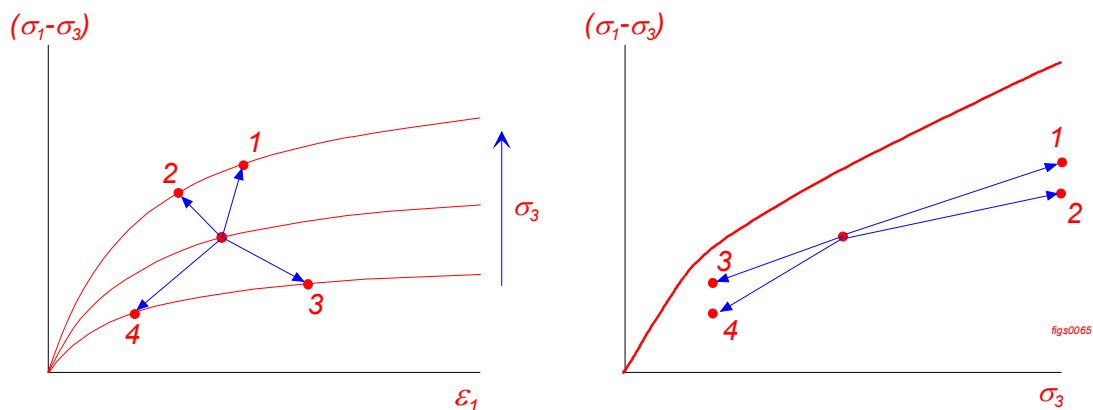


Fig. 2.1 - Ambiguidade na definição de carga e descarga para carregamentos bidimensionais

Não obstante este tipo de limitações e problemas os modelos baseados na hipoelasticidade são, ou foram, os mais correntemente usados. Diversos modelos, frequentemente citados na bibliografia como o modelo hiperbólico proposto por Kondner (1963) ou o modelo K-G, Naylor (1975), apresentam-se adequados para a modelação de uma gama razoável de problemas. Nos parágrafos seguintes descrevem-se sucintamente estes dois modelos.

A incapacidade dos modelos hipoeásticos de modelarem intrinsecamente as situações de descarga-recarga dos materiais geotécnicos pode levar a que seja necessário adoptar, nesses casos, valores aproximadamente arbitrários para os coeficientes elásticos, conduzindo à obtenção de condições que termodinamicamente não são aceitáveis. No caso do modelo hiperbólico, em que a formulação é feita em termos de um módulo de elasticidade tangencial (E_t) e dum coeficiente de Poisson tangencial (ν_t), o comportamento próximo da rotura não é adequadamente descrito.

Em geral, deve-se confinar a utilização deste tipo de modelos a condições aproximadas daquelas que foram empregues nos ensaios que serviram para a determinação dos seus parâmetros.

2.2.2.1 - Modelo K-G

Neste modelo, como se depreende pelo seu nome, as constantes elásticas empregues na descrição do comportamento são o módulo de deformação volumétrica (K) e o módulo de distorção (G). A formulação deste modelo pode ser feita para situações generalizadas de tensão ou para estados planos. Neste último caso e para deformação plana segundo xy, o modelo pode ser descrito pelos invariantes $\sigma_s = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ e $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ e o carácter não linear é conferido pela variação de K e G com estes invariantes de acordo com as seguintes leis:

$$K = K_0 + \alpha_K \sigma_s \quad (2.20)$$

$$G = G_0 + \alpha_G \sigma_s + \beta_G \sigma_d \quad (2.22)$$

Ao todo, o modelo necessita de cinco parâmetros. Dois definem os módulos iniciais K_0 e G_0 ¹ e os restantes a variação dos módulos com a tensão média σ_s e com a tensão distorcional σ_d . Com alguma simplificação imposta pelas trajectórias de tensão implícitas nos diversos tipos de ensaios, os parâmetros correspondentes à componente volumétrica podem ser determinados através de ensaios edométricos e os correspondentes ao módulo distorcional em ensaios de corte em compressão triaxial.

Na rotura o módulo de distorção tende a anular-se e, da equação (2.22) virá:

$$\sigma_d = \frac{G_0}{-\beta_G} + \frac{\alpha_G}{-\beta_G} \sigma_s \quad (2.24)$$

Admitindo o critério de rotura de Mohr-Coulomb escrito em termos dos mesmos invariantes

$$\sigma_d = 2c \cos(\phi) + 2 \sigma_s \sin(\phi) \quad (2.26)$$

e atendendo à equação (2.24) ter-se-á na rotura

¹ Os módulos K_0 e G_0 das equações deste modelo não devem ser confundidos com outros habitualmente empregues em Mecânica dos Solos, como K_0 para o coeficiente de impulso em repouso e G_0 para o módulo de distorção determinado em ensaios “cross-hole”. Os símbolos são mantidos para respeitar a formulação do autor.

$$\frac{\alpha_G}{-\beta_G} = 2 \sin(\phi) \quad (2.28)$$

$$\frac{G_0}{-\beta_G} = 2c \cos(\phi) \quad (2.30)$$

Conforme se pode verificar pelas expressões (2.28) e (2.30), das cinco constantes envolvidas apenas três são independentes, pelo que é mais frequente utilizar-se como parâmetros do modelo K-G os valores dos parâmetros que se resumem no quadro seguinte:

Quadro 2.1 - Parâmetros do modelo K-G

Parâmetro	Tipo
K_0, α_K	Deformação volumétrica
β_G	Deformação distorcional
c, ϕ	Resistência ao corte

No que respeita à aplicação deste modelo ao cálculo automático, é necessário verificar para cada variação dos módulos, se K, G e E são positivos e se o coeficiente de Poisson ν se encontra compreendido entre 0 e 0,5. Na prática, estas verificações têm de ser bastante restritivas para que se garanta a convergência e a estabilidade dos métodos numéricos envolvidos.

Este modelo tem como atractivos a sua extrema simplicidade, no que respeita à formulação e respectiva implementação num programa de cálculo automático pelo método dos elementos finitos, bem como o reduzido número de parâmetros necessários para definir o modelo.

2.2.2.2 - Modelo hiperbólico

O modelo hiperbólico, baseado numa proposta de Kondner (1963), é um dos modelos mais usados para simular o comportamento dos materiais constituintes de aterros. Em grande parte a adaptação deste modelo ao método dos elementos finitos foi originalmente feita por Duncan e Chang (1970), sendo por isso designado, com alguma frequência, pelo método de Duncan-Chang.

As principais particularidades e vantagens deste modelo sintetizam-se seguidamente:

- ajuste razoável a situações de carregamento monotónico;
- vasta experiência na sua aplicação, havendo na bibliografia inúmeros exemplos de aplicações bem sucedidas;
- possibilidade de modelar o comportamento de descarga e recarga (não obstante os problemas que possa gerar do ponto de vista energético);
- facilidade de implementação num programa de elementos finitos;
- facilidade de obtenção de parâmetros pela realização de ensaios triaxiais convencionais ou pela consulta da bibliografia.

Toda a formulação do modelo se baseia no ajuste das curvas tensão - deformação e variação volumétrica - deformação, resultantes dos ensaios de corte em compressão triaxial, a curvas hiperbólicas do tipo:

$$y = \frac{x}{a + bx} \quad (2.32)$$

A obtenção dos parâmetros a e b pode ser efectuada pela linearização das curvas hiperbólicas e pela aplicação do método dos mínimos quadrados ou de qualquer outro processo matemático ou gráfico equivalente. A linearização é feita rescrevendo a relação hiperbólica da equação (2.32) por:

$$\frac{x}{y} = a + bx \quad (2.34)$$

Assim, para a relação entre a tensão distorcional e a deformação principal máxima ε_1 tem-se:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b \varepsilon_1} \quad (2.36)$$

e para a relação entre as deformações principais máxima e mínima:

$$\varepsilon_1 = \frac{\varepsilon_3}{f + d \varepsilon_3} \quad (2.38)$$

A interpretação do significado físico dos parâmetros das curvas correspondentes às equações (2.36) e (2.38) é facilitada por uma transformação de coordenadas em que no novo referencial as curvas ficam linearizadas. Na Fig. 2.2, apresenta-se um exemplo da transformação indicada, que no caso corresponde a um diagrama tensão - deformação aproximadamente descrito pela equação (2.32).

O parâmetro “a”, ordenada na origem no diagrama transformado, é o inverso do módulo de elasticidade da parte inicial da curva de tensão - deformação, enquanto que o parâmetro “b”, declive da recta no diagrama transformado, é a assíntota da hipérbole no diagrama original.

Partindo das duas relações básicas para as curvas de tensão e de deformação volumétrica, das relações básicas da elasticidade, do critério de rotura de Mohr-Coulomb e das propostas de alguns autores, obtém-se o conjunto de relações que definem na globalidade o modelo hiperbólico. Essas expressões são seguidamente descritas e comentadas.

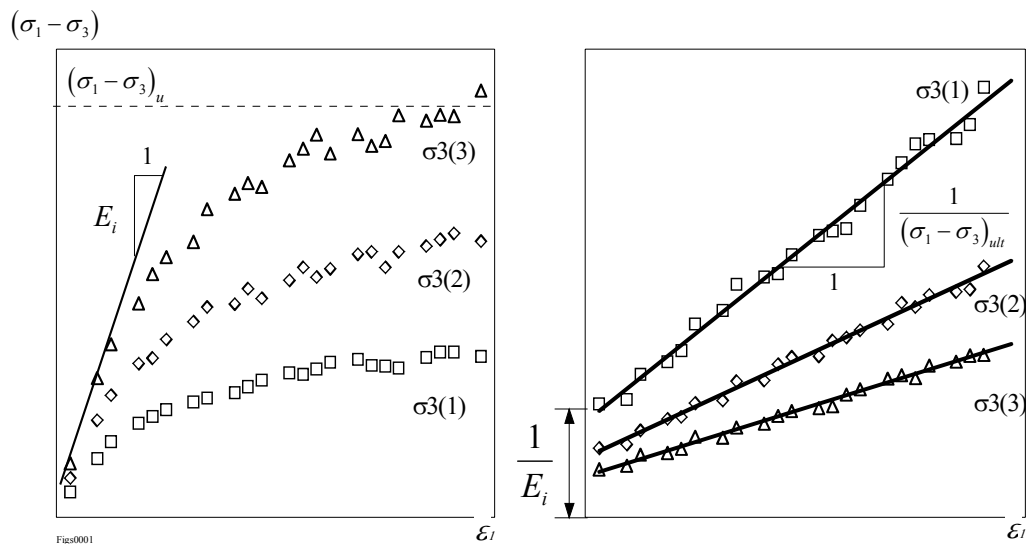


Fig. 2.2 - Transformação de coordenadas para determinação dos parâmetros da curva hiperbólica

Para a variação do módulo de elasticidade inicial com a tensão de confinamento, Janbu (1963) propõe o uso de uma relação exponencial com a tensão de confinamento expressa pela equação:

$$E_i = K Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (2.40)$$

onde P_a simboliza o valor da pressão atmosférica no sistema de unidades escolhido o que permite adimensionalizar as expressões e tornar os parâmetros independentes desse sistema de unidades.

A relação entre a assíntota da hipérbole $(\sigma_1 - \sigma_3)_u$ e a tensão de rotura do material $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ é definida pelo coeficiente de rotura R_f :

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{(\sigma_1 - \sigma_3)_u} \quad (2.42)$$

Este parâmetro define implicitamente o grau de aproximação à curva do modelo e é habitualmente considerado como a média dos valores obtidos para as várias tensões de confinamento utilizadas nos ensaios de corte em compressão triaxial.

A tensão de rotura pode ser obtida pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb, habitualmente usado na descrição dos ensaios de solos ficando:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_r = \frac{2c \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (2.44)$$

Para a maioria dos solos este critério conduz a resultados satisfatórios, embora segundo Veiga Pinto (1983), para materiais do tipo dos enrocamentos, a curva intrínseca se afaste bastante da linearidade obtida para os solos. Com efeito naqueles materiais ocorre uma redução do valor do ângulo de atrito com o nível de tensão de confinamento σ_3 . Aparentemente o decréscimo que se verifica está associado à variação granulométrica que os materiais exibem quando sujeitos a tensões muito elevadas. Tal variação deve-se a uma fracturação apreciável dos fragmentos rochosos constituintes do material e, em consequência, uma alteração das suas propriedades de resistência mecânica e de uma forma geral do seu comportamento. Verifica-se, na prática, que o decréscimo parece ser mais acentuado para granulometrias mais grosseiras e quando o material original é de pior qualidade o que atesta, de algum modo, a explicação adiantada. Uma lei possível para descrever este decréscimo pode ser obtida considerando que, para materiais granulares, a envolvente passa pela origem. Nestas condições pode-se determinar o valor do ângulo de atrito ϕ para diversos valores da tensão de confinamento σ_3 de modo a avaliar o grau de dependência entre as duas variáveis. Veiga Pinto (op. cit.) propõe a utilização de uma variação logarítmica em σ_3 , resultando:

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right) \quad (2.46)$$

Considerando esta expressão para a variação de ϕ , os valores de $\Delta\phi$ podem oscilar entre 5° para uma areia e 15°-20° para um enrocamento de xisto, sendo de esperar que o valor aumente com o grau de alteração do material e com a dimensão das partículas cujos contactos, sujeitos a maiores tensões, apresentem maior fracturação.

Dado que o modelo hiperbólico é usado normalmente numa formulação incremental, interessa conhecer o valor do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson em função da tensão. Assim, para a primeira grandeza tem-se:

$$E_t = \left[1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_u} \right]^2 E_i \quad (2.48)$$

De uma forma análoga à empregue para o diagrama de tensão - deformação, é possível interpretar os parâmetros da curva hiperbólica da equação (2.38), podendo-se então substituir esta expressão por:

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_3}{\nu_i + \frac{1}{\varepsilon_{1u}} \varepsilon_3} \quad (2.50)$$

Para a variação do coeficiente de Poisson inicial com a tensão de confinamento, pode-se seguir uma proposta de Kulhawy et al. (1969), onde se estabelece uma relação logarítmica com a tensão de confinamento σ_3 , ficando:

$$\nu_i = G - F \log\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right) \quad (2.52)$$

A determinação do coeficiente de Poisson tangente fica então definida pela expressão:

$$\nu_t = \frac{\nu_i}{\left[1 - \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_i \left[1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_u} \right]} \right]^2} \quad (2.54)$$

Na sua globalidade, o modelo hiperbólico, tal como foi apresentado, necessita de oito ou nove parâmetros, consoante ϕ for constante ou variável, resumindo-se no Quadro 2.2 a sua simbologia e correspondente finalidade no modelo.

Quadro 2.2 - Parâmetros do modelo hiperbólico

Parâmetro	Tipo
K,n	Deformação distorcional
G,F,d	Deformação volumétrica
c, ϕ , $\Delta\phi$, R_f	Resistência ao corte

Além dos parâmetros resumidos no quadro anterior, para fazer face às múltiplas situações que se verificam na história de tensões no corpo de uma barragem, por exemplo, é necessário especificar o comportamento em descarga ou recarga. Embora segundo diversos autores se devam usar critérios diferentes, provavelmente associados aos diversos materiais, é frequente adoptar uma relação constante entre o módulo inicial em carga e o módulo nos ciclos de descarga - recarga (K_{ur}). Assim, podem resultar relações variando entre 2 ($K_{ur} = 2K$) e 6 ($K_{ur} = 6K$). Se a relação entre os módulos for considerada como variável, esta relação pode ser considerada como um parâmetro adicional para o modelo.

2.3 - Plasticidade

2.3.1 - Generalidades

A necessidade de considerar, nos problemas de Mecânica dos Solos, comportamentos mais realistas, associada à incapacidade de os modelos elásticos descreverem convenientemente o comportamento dos materiais, especialmente nas situações próximas da rotura, conduz invariavelmente à formulação de modelos mais completos, que considerem algumas características básicas do comportamento observadas nos materiais reais. Mesmo os modelos elásticos não lineares não permitem, por exemplo, descrever de forma correcta as deformações permanentes, que ocorrem quando uma estrutura é descarregada após ter sido carregada acima de determinado limite. Por outro lado, os modelos elásticos falham na descrição do comportamento para níveis de tensão distorcional elevados, próximos da rotura,

invalidando a sua aplicação para análises do comportamento no estado limite último, mesmo que esta situação se verifique apenas localmente. Nestes casos, os problemas podem verificar-se basicamente de duas formas: ou as tensões e deformações calculadas são irrealistas, porque o foram com base em módulos estabelecidos de forma mais ou menos arbitrária; ou os métodos numéricos utilizados são incapazes de convergir para uma solução única.

Os modelos plásticos ou elastoplásticos incorporam características de comportamento que se aproximam bastante mais do que se verifica nos materiais, ultrapassando além disso os inconvenientes acima apontados para os modelos elásticos. Convém no entanto manter sempre presente dois aspectos. O primeiro relaciona-se com o facto de os modelos elásticos disporem de um vasto potencial, conferido pela experiência acumulada de muitas aplicações e o segundo com o facto de que um modelo de comportamento nunca é mais do que apenas *um modelo*, sendo por isso apenas uma tentativa de descrição simplificada do comportamento de algo muito complexo. A própria utilização do método dos elementos finitos, para descrever um meio com infinitos graus de liberdade através de um número finito de graus de liberdade concentrado em determinadas porções do espaço, constitui uma restrição importante numa tentativa de modelação dum protótipo. Mantendo estes aspectos sempre presentes e ponderando o campo de aplicação dos dois tipos de modelos, elásticos e elastoplásticos, a escolha do mais adequado para descrever o comportamento dos materiais, nomeadamente quando se pretende incluir a descrição dos efeitos diferidos, deve pender para os modelos que considerem a plasticidade como componente fundamental do comportamento.

A complexidade conceptual dos modelos elastoplásticos pode não ser muito maior do que a de certos modelos elásticos e, no entanto, é por vezes mais intuitiva. Compare-se, por exemplo, o modelo hiperbólico e o modelo Cam-clay (Roscoe et al., 1958). O primeiro é um modelo elástico não linear, que se baseia na semelhança matemática das curvas tensão - deformação a curvas do tipo hiperbólico, conforme foi descrito anteriormente. Este modelo, necessita habitualmente de oito ou nove parâmetros para descrever completamente o comportamento do material. A determinação dos valores numéricos para esses parâmetros pode ser relativamente simples, deriva de ensaios triaxiais correntes, sendo passível de ser automatizada, mas o seu número elevado e a falta de significado físico directo de alguns deles, dificulta a sua interpretação e pode introduzir significativas fontes de erro.

No modelo Cam-clay, descrito seguidamente, são necessários cinco parâmetros para descrever o comportamento tensão - deformação do material, incluindo as componentes de comportamento plástico. A adicionar ao menor número de parâmetros, há ainda que referir que estes derivam directamente de ensaios correntes em Mecânica dos Solos, tendo também significado físico directo. Adicionalmente, e como adiante será referido, os modelos elastoplásticos dos estados críticos, nos quais se enquadram os modelos do tipo Cam-clay, podem até servir de base de interpretação e interligação de diversos ensaios e conceitos de Mecânica dos Solos que são tradicionalmente tratados de forma separada, mas que se encontram profundamente ligados.

A própria ideia de "simplicidade na aplicação" dos modelos elásticos comparativamente aos plásticos, muito referida por Chen e Baladi (1985), tem um peso relativo em face dos meios informáticos actualmente existentes e que, previsivelmente, virão a existir. Refira-se também que o crescimento da capacidade desses meios é acompanhado por uma maior sistematização e organização na tarefa de elaboração de programas de cálculo automático permitindo aumentar muito as potencialidades dos programas.

É importante salientar que a plasticidade surge na sequência da abordagem sistemática dos problemas de estabilidade em Mecânica dos Solos. Nestes casos, e na abordagem original em que se assimila o solo a um corpo de comportamento rígido - plástico (não se consideram deformações nos estados anteriores à rotura), determina-se a capacidade de carga correspondente à rotura do solo como corpo rígido perfeitamente plástico ou, alternativamente, determina-se o coeficiente de segurança expresso como o quociente entre a capacidade resistente e as cargas actuantes. Este tipo de soluções permitiu e permite ainda a determinação da capacidade de carga de fundações e a verificação da segurança de estruturas de suporte de terras. Uma aplicação típica deste tipo de formulação é a verificação da estabilidade através dos métodos de equilíbrio limite, onde se admite uma distribuição de tensões correspondentes à plastificação numa superfície potencial de deslizamento e se determina a carga de rotura através do equilíbrio estático das forças do sistema.

A resistência e a deformação eram encarados como fenómenos distintos e a determinação das deformações era efectuada por duas vias consoante o tipo de problema. Na consolidação seguiam-se os princípios enunciados por Terzaghi na década de 20, enquanto que nos restantes problemas as deformações eram determinadas recorrendo a soluções elásticas baseadas na lei de Hooke cuja validade, em solos, se limita a deformações muito pequenas.

A unificação dos conceitos de deformação e resistência deve-se em boa medida aos trabalhos desenvolvidos pela Universidade de Cambridge (Roscoe et. al., 1958), de que derivou a formulação dos modelos que incorporam o conceito dos estados críticos, que traduzem o comportamento característico de uma boa parcela dos materiais granulares.

Os modelos dos estados críticos, resultantes dos desenvolvimentos supracitados, derivam de uma formulação energética de natureza axiomática (Maranha das Neves, 1991) e a plasticidade é considerada de forma incremental, contabilizando o historial de tensões e deformações que actuaram no material. Naylor (1981) refere ainda que o modelo unifica diversos conceitos aceites na Mecânica dos Solos que habitualmente são encarados de forma desconexa, nomeadamente o conceito de estado crítico, das relações entre a tensão efectiva média e o índice de vazios e o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

É com base nos modelos dos estados críticos que no presente trabalho se abordam as questões relativas à plasticidade, começando-se por referir em primeiro lugar os aspectos principais em plasticidade, particularizando-se então os aspectos relativos aos modelos dos estados críticos.

2.3.2 - Conceitos fundamentais da plasticidade

Os solos apresentam geralmente comportamentos que correspondem em boa medida aos padrões descritos pelos modelos elastoplásticos, verificando-se nomeadamente, que exibem características de resposta não linear mesmo para pequenos níveis de carregamento, as deformações permanentes superam muitas vezes as recuperáveis, e aumentam ou diminuem a resistência consoante o índice de vazios exibido no início do carregamento.

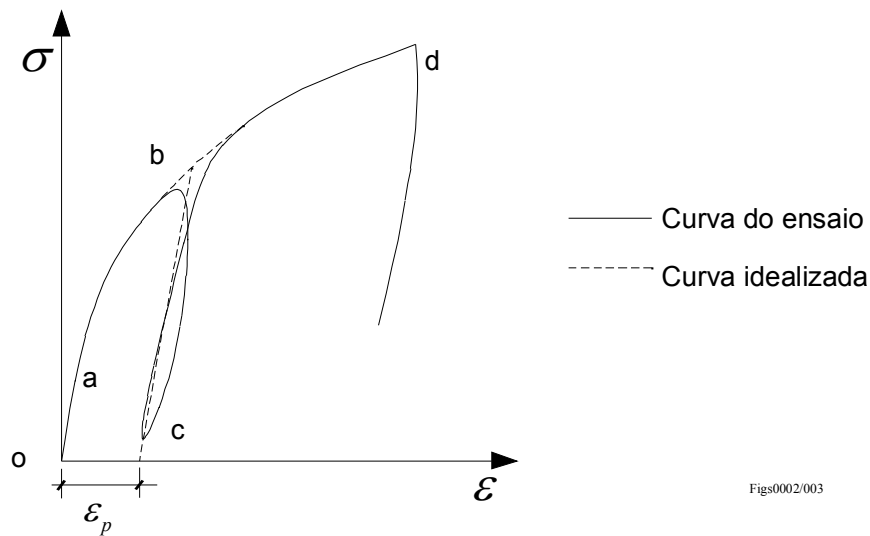
A formulação de uma teoria de comportamento elastoplástico assenta em três conceitos fundamentais: *cedência*, *endurecimento* e *fluxo*.

A *cedência* verifica-se quando num processo de deformação de um corpo é atingido um estado em que surgem deformações irreversíveis designadas por deformações *plásticas*. A resposta característica de um material granular exhibe, em geral, um trecho inicial que pode ser considerado como linear, no qual há reversibilidade total da deformação após ser retirada a carga e um segundo trecho onde deixa de haver proporcionalidade entre a carga aplicada e a deformação resultante. Este segundo trecho identifica a zona onde deixa de haver recuperação total da deformação, correspondendo assim à existência de *cedência*.

Até ao momento em que se iniciam as deformações plásticas, o comportamento do material pode ser rígido (rígido - plástico) ou elástico, podendo ainda ser linear ou não linear.

A constatação prática da cedência pode ser obtida em diversos ensaios de resistência e (ou) deformabilidade em que se aplica uma tensão ao corpo e se medem as deformações resultantes. Verifica-se que após a cedência se iniciar, se o corpo for submetido a um processo de descarga - recarga, na recarga e até ao estado de tensão para o qual anteriormente se verificou a cedência, as deformações exibidas são inteiramente elásticas. Na Fig. 2.3 ilustra-se o comportamento que anteriormente se descreveu no espaço tensão - deformação com um só grau de liberdade.

Em o) inicia-se a carga do material e a sua resposta é sensivelmente elástica até ao ponto a). Após este ponto inicia-se a cedência, surgindo deformações irreversíveis (plásticas) isto é, há uma resposta elastoplástica. No ponto b) a amostra é descarregada até c) após o que se aumenta novamente a tensão aplicada. À descarga partindo de b) não corresponde a recuperação total das deformações verificadas até ao momento, verificando-se existir uma parcela de deformação plástica ϵ_p . Desde o momento em que se inicia a descarga em b) até se voltar a atingir o mesmo ponto na recarga, o comportamento é aproximadamente elástico exceptuado-se uma ligeira histerese da curva. A cedência só é reiniciada após ser atingida a tensão máxima que havia sido instalada no ciclo anterior, ponto b), o que significa que houve uma alteração do estado do material que originou uma subida da tensão de cedência. Voltando a realizar uma descarga em d) o comportamento é semelhante ao anteriormente descrito.

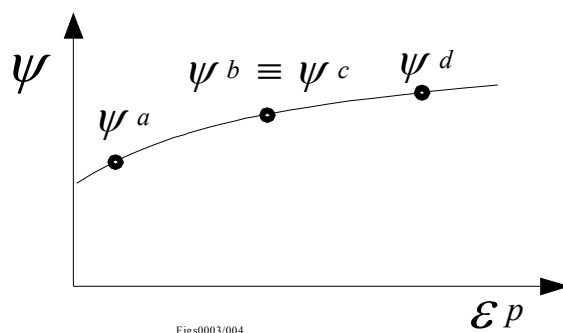


O início da cedência é determinado através duma função de cedência que, em resultado do estado de tensão e , eventualmente, das histórias de tensão e deformação, determina o início das deformações plásticas.

A cedência provoca alterações ao nível microestrutural que macroscopicamente se traduzem por alterações nas variáveis mensuráveis, nomeadamente na combinação de tensões que determina o início do processo de cedência. O fenómeno que conduz à alteração daquela combinação chama-se *endurecimento*².

Se for $\psi = \psi(\varepsilon_p)$ a função que traduz o aumento da tensão de cedência, o endurecimento pode-se traduzir graficamente como se representa na Fig. 2.4.

A cada um dos pontos a), b) e d) corresponde um valor da função de cedência ψ . Os pontos c) e b) são coincidentes porque no percurso c-b-c de descarga-recarga não se verifica, no exemplo, cedência.



Figs0003/004

Fig. 2.4 - Representação da lei de endurecimento em função da deformação plástica

Este fenómeno está normalmente associado à forma como pode ser dissipada a energia necessária a um processo de deformação. O *endurecimento* é frequentemente provocado nos metais, nomeadamente no aço, durante o seu fabrico para aumentar a tensão limite de proporcionalidade isto é, a tensão máxima para a qual se considera o comportamento do metal como elástico. Também nos solos, o endurecimento traduz um aumento da zona onde a resposta é elástica e,

² do inglês "hardening". Alguns autores propõem o termo "enrigeimento" como mais adequado à língua portuguesa; no entanto, por razões históricas utilizar-se-á o termo *endurecimento* salientando-se que se pretende traduzir o fenómeno de aumento do "espaço elástico" que define a combinação de tensões que conduz ao início de deformações plásticas

nesse sentido, traduz uma alteração do seu comportamento que, em certas circunstâncias, pode ser benéfica.

Podem-se considerar fundamentalmente três tipos distintos de endurecimento consoante a forma como este se processa (Owen et. al. 1980). O endurecimento isotrópico, no qual a superfície que define os estados onde se verifica cedência se expande sem variar de forma ou sem sofrer translação; o endurecimento cinemático onde, pelo contrário, a forma e a dimensão da superfície são mantidas mas há translação e, naturalmente, o endurecimento misto, onde se combinam os tipos anteriores. A Fig. 2.5 representa esquematicamente o movimento associado à superfície de cedência durante os endurecimentos isotrópico e cinemático.

No endurecimento misto (Fig. 2.6) pode-se, por exemplo, considerar duas superfícies: uma exterior, com endurecimento isotrópico e outra interior, com endurecimento cinemático.

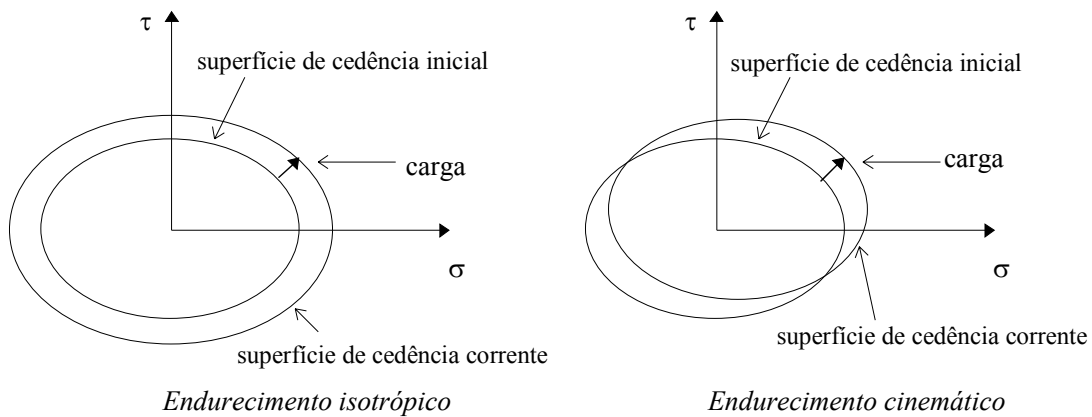


Fig. 2.5 - Endurecimento isotrópico e cinemático

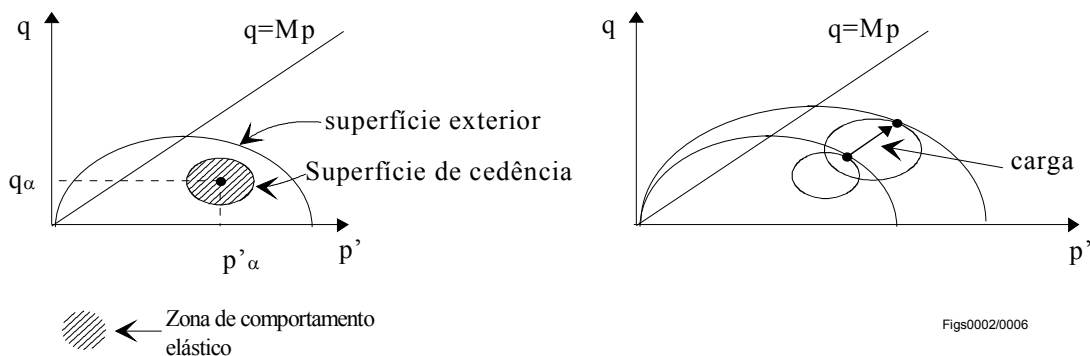


Fig. 2.6 - Modelo com dupla superfície de endurecimento

Neste modelo, proposto por Al-Tabba (1987), as duas superfícies encontram-se relacionadas e são mesmo homotéticas. A superfície de cedência é expressa por:

$$(p' - p'_\alpha)^2 + \frac{(q - q_\alpha)^2}{M} = R^2 p_0^2 \quad (2.56)$$

onde p' e q são os invariantes de tensão, M o declive da linha dos estados críticos e os restantes símbolos se relacionam com a geometria do modelo. Mais à frente são apresentados mais em pormenor o conceitos em que se baseiam este e outros modelos.

Podem ainda ser consideradas combinações de diferentes superfícies de cedência. Por exemplo, no modelo de Lade (1977) que tem tido uma certa divulgação, no qual se consideram dois tipos de superfícies, ambas com endurecimento isotrópico. No plano triaxial a representação do critério de cedência apresenta o aspecto ilustrado na Fig. 2.7.

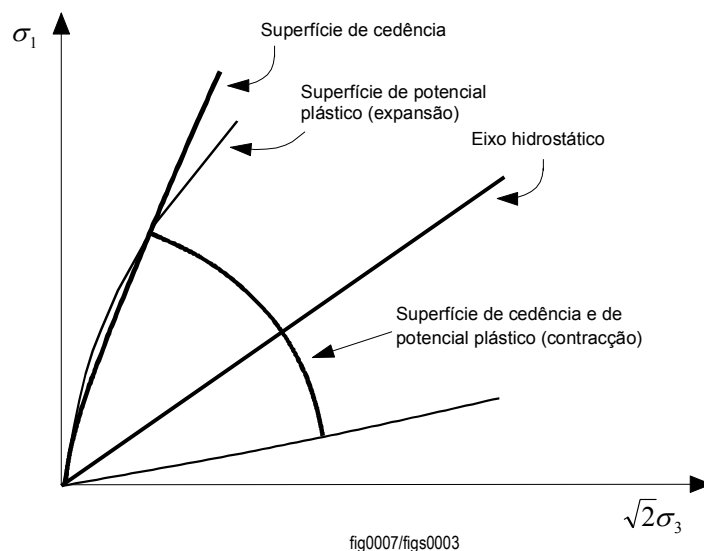


Fig. 2.7 - Superfície de potencial plástico do modelo de Lade (Santos Pereira, 1992)

A lei de *fluxo* determina a orientação dos incrementos de deformação plástica que ocorrem no material quando se inicia a sua cedência num determinado estado de tensão. O cálculo de deformações plásticas depende, portanto, da lei de fluxo que, matematicamente, pode ser escrita da seguinte forma:

$$d \varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (2.58)$$

onde $\delta \varepsilon^p$ são os incrementos de deformação plástica, Q é a função de potencial plástico, σ as tensões e $\delta \lambda$ o multiplicador plástico. A função Q é uma função escalar dependente do estado de tensão $Q = Q(\sigma)$, cujas derivadas em ordem à tensão definem direcções normais à superfície, conforme se representa na Fig. 2.8.

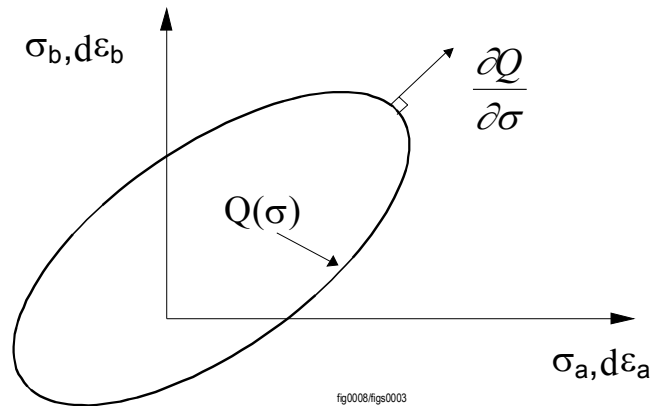


Fig. 2.8 - Superfície de potencial plástico e vector de incremento de deformação

A necessidade de adoptar os modelos que incluem a plasticidade na descrição do comportamento dos materiais geotécnicos deriva da constatação prática de que este tipo de leis descreve de forma melhorada o seu comportamento. Em solos, a elastoplasticidade permite um tratamento racional das capacidades de carga em fundações, na rotura de taludes, em escavações e em túneis. Permite, além disso, descrever o comportamento deformacional até ao momento de rotura e, em alguns modelos, permite mesmo essa descrição pós rotura, constituindo esta possibilidade uma das principais vantagens.

As idealizações de comportamentos plásticos em Mecânica dos Solos são já antigas e constituem a base dos cálculos de estabilidade de taludes nos quais é assumido um comportamento rígido-plástico. Nestes casos, como normalmente apenas se pretende conhecer a tensão de rotura para determinar um coeficiente de segurança, não é relevante a determinação de deformações, pelo que o modelo rígido-plástico é adequado.

Para descrever totalmente as relações tensão-deformação para um material elastoplástico é necessário considerar e especificar cinco condições:

- o comportamento elástico, ou seja as constantes elásticas que permitem descrever a parcela elástica do comportamento tensão - deformação;

- a função de *cedência* do material, ou seja a função que permite estabelecer o momento em que esta se inicia;
- a relação entre as direcções dos vectores dos incrementos de deformação plástica e as tensões principais;
- a lei de *fluxo*;
- a lei de *endurecimento*.

Em alguns modelos poderá não ser necessário especificar integralmente (ou explicitamente) as condições anteriores, como por exemplo num modelo rígido - perfeitamente plástico, em que não existe parcela elástica nem endurecimento. Trata-se evidentemente de uma particularização do caso geral, já que, ao especificar que não existe endurecimento, considera-se automaticamente definida a lei de endurecimento e, ao definir o comportamento como rígido, fica implícita a lei de comportamento antes da cedência. Nestes casos, os conceitos de cedência e rotura são equivalentes.

A formulação de leis constitutivas com base na teoria da plasticidade pode ser efectuada sob o ponto de vista de extensão incremental (teoria do escoamento) ou de extensão total (teoria da deformação).

No primeiro caso a deformação é considerada como a soma de duas parcelas sendo a primeira, elástica e a segunda plástica conforme a expressão seguinte:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (2.60)$$

A componente elástica da deformação pode ser obtida através das relações da teoria da elasticidade já anteriormente descritas, do tipo:

$$d\varepsilon_{ij}^e = C_{ijkl}^e d\sigma_{kl} \quad (2.62)$$

e a componente plástica por:

$$d\varepsilon_{ij}^p = C_{ijkl}^p d\sigma_{kl} \quad (2.64)$$

onde os tensores de 4ª ordem C_{ijkl}^e e C_{ijkl}^p relacionam as componentes elástica e plástica dos incrementos de deformação com os incrementos de tensão. Combinando as expressões (2.62) e (2.64) com a expressão (2.60) e resolvendo em ordem ao incremento de tensão, obtém-se:

$$d\varepsilon_{ij} = (C_{ijkl}^e + C_{ijkl}^p) d\sigma_{kl} \quad (2.66)$$

ou de forma mais compacta:

$$d\varepsilon_{ij} = C_{ijkl}^{ep} d\sigma_{kl} \quad (2.68)$$

onde C_{ijkl}^{ep} é o tensor de deformação - tensão elasto-plástico. Invertendo a expressão anterior, obtém-se:

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^{ep} d\varepsilon_{kl} \quad (2.70)$$

Como as relações anteriores são incrementais, D_{ijkl}^{ep} representa o tensor de rigidez tangencial do material.

De acordo com a lei de fluxo, os incrementos de deformação plástica podem ser calculados pela expressão (2.58) que, pode então ser reescrita por:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.72)$$

onde Q é a função de potencial plástico. Se esta função coincidir com a função de cedência F , a lei de fluxo diz-se associada e, no caso contrário, a lei é não associada.

A determinação do multiplicador plástico $d\lambda$, é feita para a situação de cedência tendo em consideração as expressões (2.60) e (2.72) e que do incremento de tensão $d\sigma_{ij}$ terá de resultar sempre uma condição de $F = 0$, uma vez que o estado de tensão não pode ser exterior à superfície de cedência.

Assim, em cedência, tem-se por definição, $dF = 0$, pelo que:

$$dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0 \quad (2.74)$$

A relação tensão deformação, ou a sua inversa, podem ser escritas em termos do invariante I_1 e do tensor distorcional s_{ij} :

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{dI_1}{9K} \delta_{ij} + \frac{ds_{ij}}{2G} + d\lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.76)$$

onde δ_{ij} é o símbolo de Kronecker. Por outro lado, atendendo à definição do tensor das tensões distorcionais:

$$ds_{ij} = d\sigma_{ij} - \frac{1}{3} I_1 \delta_{ij} \quad (2.78)$$

Resolvendo (2.76) em ordem a ds_{ij} e substituindo o resultado em (2.78) obtém-se, após simplificação:

$$d\sigma_{ij} = 2Gd\varepsilon_{ij} + \frac{3K-2G}{9K} dI_1 \delta_{ij} - 2Gd\lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.80)$$

Eliminando I_1 através da equação (2.76) resolvida para $i=j$ e substituindo em (2.80) fica:

$$d\sigma_{ij} = 2Gd\varepsilon_{ij} + \frac{3K-2G}{9K} \left[3K \left(d\varepsilon_{kk} - d\lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{mn}} \delta_{mn} \right) \right] \delta_{ij} - 2Gd\lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (2.82)$$

Finalmente, substituindo $d\sigma_{ij}$ dado pela expressão anterior em (2.74) e explicitando em ordem ao multiplicador plástico $d\lambda$ obtém-se:

$$d\lambda = \frac{d\varepsilon_{ij} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} + \left(\frac{3K-2G}{6G} \right) d\varepsilon_{kk} \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \delta_{ij} \right)}{\left(\frac{3K-2G}{6G} \right) \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma_{mn}} \delta_{mn} \right) \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \delta_{ij} \right) + \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}} \quad (2.84)$$

atendendo ainda que $d\varepsilon_{kk} = d\varepsilon_{ij} \delta_{ij}$ tem-se:

$$d\lambda = \frac{\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} + \left(\frac{3K-2G}{6G} \right) \delta_{ij} \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \delta_{ij} \right)}{\left(\frac{3K-2G}{6G} \right) \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma_{mn}} \delta_{mn} \right) \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \delta_{ij} \right) + \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}} d\varepsilon_{ij} \quad (2.86)$$

A expressão (2.86) permite conhecer o valor do escalar $d\lambda$ em função do valor do incrementos de extensão $d\varepsilon_{ij}$. A expressão foi deduzida para o caso mais geral de lei de fluxo não associada bastando, no caso de associatividade fazer $Q = F$ para obter o correspondente multiplicador plástico.

2.3.3 - Funções de cedência

Uma discussão mais alargada das funções de cedência apresenta algum interesse pois, estas por si só, constituem um dos pontos fundamentais dos modelos plásticos. Na discussão que se segue considera-se que o material exhibe isotropia podendo pois limitar-se a representação dos estados de tensão ao espaço tridimensional das tensões principais $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$.

Os lugares geométricos das funções de cedência são habitualmente definidos por funções das tensões principais ou de alguns dos seus invariantes:

$$\begin{aligned} F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) &= 0 \\ F(I_1, J_2, J_3) &= 0 \end{aligned} \tag{2.88}$$

onde os invariantes referidos são definidos por:

$$\begin{cases} I_1 = \sigma_{ii} \\ J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ji} \\ J_3 = \frac{1}{3} s_{ij} s_{jk} s_{ki} \end{cases} \tag{2.90}$$

e as tensões distorcionais s_{ij} são dadas por $s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij}$ onde δ_{ij} é o símbolo de Kronecker.

Por vezes há vantagem em usar outros invariantes, nomeadamente os que se definem no plano octaédrico, sendo:

$$\begin{cases} \sigma_{oct} = \frac{1}{3} I_1 \\ \tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3}} J_2 \\ \cos(3\theta) = \frac{\sqrt{2} J_3}{\tau_{oct}^3} \end{cases} \quad (2.92)$$

e, nestes casos, a superfície de cedência define-se por:

$$F(\sigma_{oct}, \tau_{oct}, \cos(3\theta)) = 0 \quad (2.94)$$

Basicamente há que distinguir as funções de cedência do tipo coesivo e as do tipo friccional. As primeiras adequam-se, como o nome indica, a materiais cujo comportamento na cedência possa ser considerado como puramente coesivo, e apenas dependem de um parâmetro. É tipicamente o caso dos metais e também dos solos saturados em resposta não drenada. Na segunda categoria de funções consideram-se os materiais cujo comportamento exhibe também uma parcela atrítica. No caso friccional a função de cedência tem dois parâmetros.

A representação de um estado de tensão no espaço tridimensional $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ resulta na definição da posição de um ponto. Define-se o vector de tensão desse ponto como sendo o vector que une a origem do espaço ao ponto. Neste espaço existem diversos elementos notáveis que convém explicitar no sentido de melhor esclarecer a discussão referente às funções de cedência. Assim, o eixo hidrostático é definido como o lugar geométrico do espaço onde $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ resultando numa recta que passa na origem e está igualmente espaçada de cada um dos eixos. Qualquer plano perpendicular a este eixo é um plano distorcional ou octaédrico. Destes, destaca-se o plano π que sendo um plano octaédrico passa pela origem dos eixos de tensão principal e define os estados de tensão correspondentes à situação de corte puro.

No espaço de tensões as funções de cedência do tipo coesivo, de um só parâmetro, apresentam-se como superfícies centradas no eixo hidrostático assumindo, por exemplo, a forma prismática de base hexagonal para o critério de Tresca (Fig. 2.9) ou cilíndrica para o critério de von Mises (Fig. 2.10). A forma destas superfícies revela a independência da tensão de cedência relativamente à tensão hidrostática marcando por isso o seu carácter puramente coesivo. Matematicamente o critério de Tresca é traduzido por:

$$\text{Max}(|\sigma_1 - \sigma_2|, |\sigma_2 - \sigma_3|, |\sigma_3 - \sigma_1|) - 2k = 0 \quad (2.96)$$

e, no caso do critério de von Mises tem-se:

$$J_2 - k^2 = 0 \quad (2.98)$$

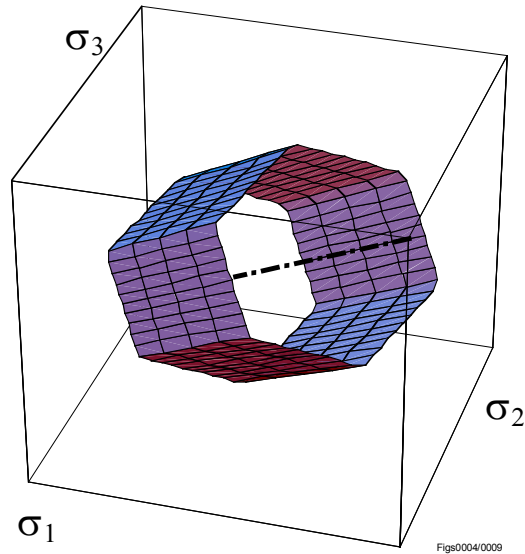


Fig. 2.9 - Representação da superfície do critério de Tresca no espaço de tensões

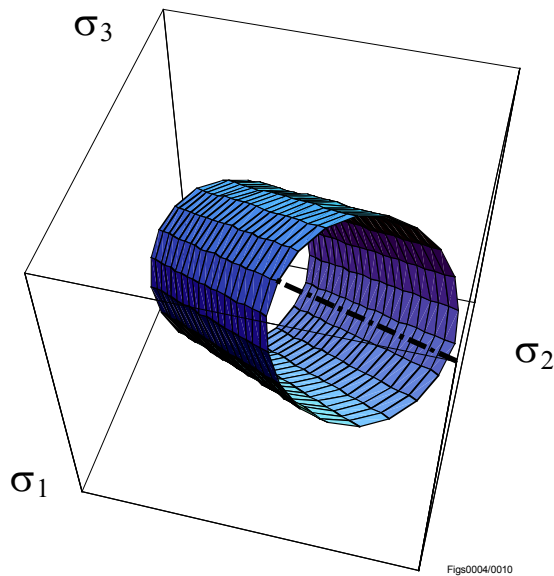


Fig. 2.10 - Representação da superfície do critério de von-Mises

A determinação dos parâmetros k para cada critério pode, por exemplo, ser feita através de um ensaio de compressão simples, obtendo-se no primeiro caso:

$$\sigma_2 = \sigma_3 = 0, \sigma_1 = 2k \quad (2.100)$$

e no segundo,

$$\sigma_2 = \sigma_3 = 0, \sigma_1 = 3k \quad (2.102)$$

A análise dos critérios acima apresentados permite deduzir a máxima diferença entre as duas superfícies. O valor resultante é obtido no ponto médio das arestas da superfície de Tresca e a

diferença é de $\sqrt{\frac{2}{3}}k - \frac{k}{\sqrt{2}}$.

Nos materiais com comportamento atrítico, os critérios de Mohr-Coulomb e de Druker-Prager são aqueles que mais habitualmente se usam para estabelecer o critério de cedência.

O critério de Mohr-Coulomb define que a cedência ocorre quando o círculo de Mohr representativo do espaço de tensão é tangente à recta de Coulomb definida por:

$$|\tau| = c + \sigma \operatorname{tg}(\phi) \quad (2.104)$$

Para um estado de tensão tridimensional, com $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ o critério expresso pela equação (2.104) pode ser escrito por:

$$\sigma_1 \frac{1 + \operatorname{sen}(\phi)}{2c \cos(\phi)} - \sigma_3 \frac{1 - \operatorname{sen}(\phi)}{2c \cos(\phi)} = 1 \quad (2.106)$$

A expressão (2.106) manifesta claramente uma das limitações do critério de Mohr-Coulomb onde não é possível considerar a influência da tensão intermédia σ_2 na definição da tensão tangencial máxima. A representação tridimensional deste critério encontra-se na Fig. 2.11.

As angulosidades representadas na figura traduzem uma dificuldade que pode existir nos casos em que se aplica este critério a estados tridimensionais de tensão pois, matematicamente, existe uma descontinuidade nestas zonas. Para obviar estas situações, Drucker e Prager (1952) propuseram um critério de cedência alternativo em que é contabilizada a influência da tensão intermédia σ_2 na definição da tensão tangencial, resultando na generalização do critério de von-Mises através de uma superfície cónica de base circular de equação (Fig. 2.12):

$$J_2 - (k + \alpha I_1)^2 = 0 \quad (2.108)$$

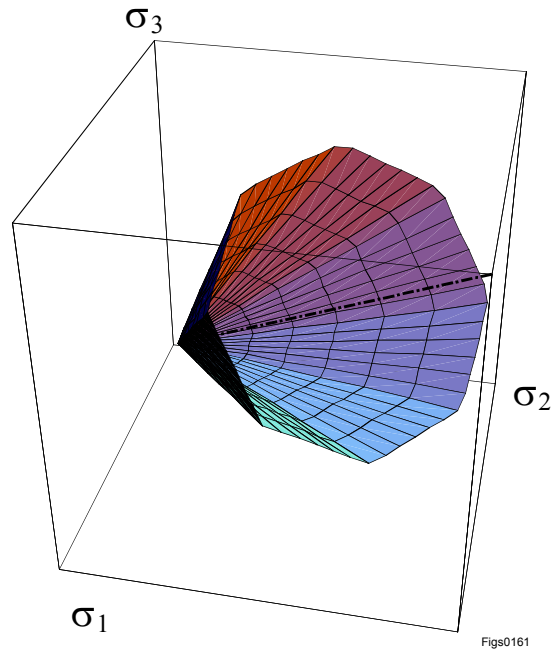


Fig. 2.11 - Critério de Mohr-Coulomb no espaço tridimensional

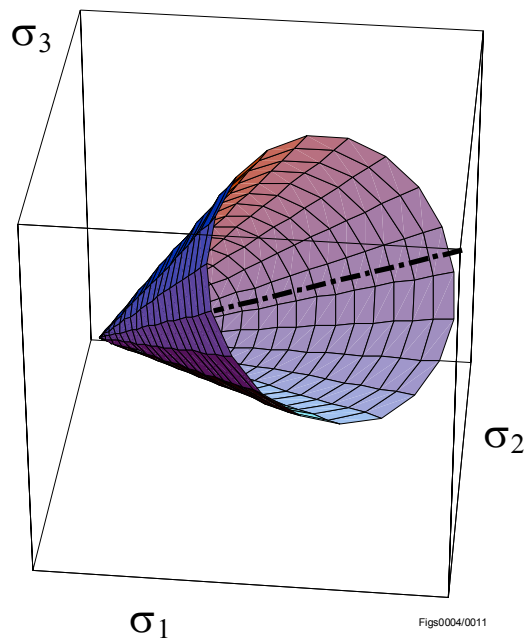


Fig. 2.12 - Superfície de cedência do critério de Druker-Prager

Os critérios de Mohr-Coulomb e de Druker-Prager podem degenerar nos de Tresca ou von-Mises, para determinados valores dos parâmetros envolvidos nas expressões.

A representação de todos os critérios apresentados num plano octaédrico permite a melhor visualização das suas diferenças encontrando-se a comparação ilustrada na Fig. 2.13.

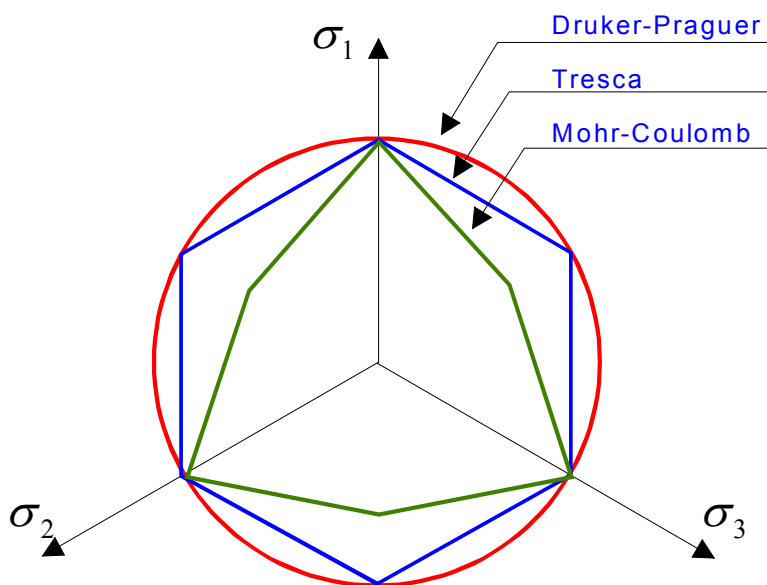


Fig. 2.13 - Comparação de critérios de rotura no plano octaédrico

Além destes critérios foram formulados outros, mais completos, que permitem descrever de forma mais conveniente os estados de cedência. De entre estes, destacam-se os critérios de Lade-Duncan e de Matsuoka. O primeiro critério foi deduzido com base em resultados de ensaios procurando-se reproduzir uma superfície de cedência suave que permitisse descrever a plastificação de solos não coesivos, tendo-se obtido a equação:

$$\frac{I_1^3}{I_3} - k = 0 \quad (2.110)$$

No critério de Matsuoka, a definição do critério de cedência resulta do estudo da distribuição das forças de contacto entre as partículas nos meios granulares, resultando o critério expresso por:

$$\frac{I_1 I_2}{I_3} - k = 0 \quad (2.112)$$

Generalizando para qualquer tipo de solo, pode-se incluir uma parcela que contabilize a componente coesiva, ficando:

$$\left(I_1 - \frac{3c}{\text{tg}(\phi)} \right) \frac{I_2}{I_3} - k = 0 \quad (2.114)$$

2.3.4 - Visco-elastoplasticidade

Em toda a sequência de apresentação das leis de comportamento elástico ou elastoplástico dos parágrafos anteriores, tem sido assumido implicitamente que o tempo não interfere no processo de deformação dos solos. Na verdade, isso não se verifica e todas as deformações se processam no tempo.

Na abordagem da plasticidade, quando se considera o comportamento dos materiais como viscoso (dependente do tempo), assume-se que as deformações instantâneas, isto é, que se processam no instante de tempo subsequente à carga, são elásticas. A parcela plástica das deformações processa-se no tempo (Naylor, 1981).

A analogia reológica do comportamento visco-elastoplástico (Fig. 2.14) permite esclarecer melhor o sentido das afirmações anteriores.

A deformação instantânea provocada pela aplicação da carga é comandada pelo elemento de Hooke “M”, em seguida, se a carga aplicada provocar o movimento do elemento de S. Venant “F” (se for excedida a função de cedência desse elemento), inicia-se o movimento comandado pelo elemento de Newton “A”. O diagrama de deformação - tempo apresentará então duas partes distintas: um troço vertical para o início da contagem dos tempos, correspondendo à deformação instantânea e um troço ascendente, provavelmente não linear, correspondente à deformação diferida.

Neste modelo reológico simples de comportamento visco-elastoplástico, considera-se que a deformação total resulta da soma de duas parcelas, uma elástica e instantânea e outra viscoplástica variável no tempo:

$$d\varepsilon_{(t)} = d\varepsilon_{(t=0)}^e + d\varepsilon_{(t)}^{vp} \quad (2.116)$$

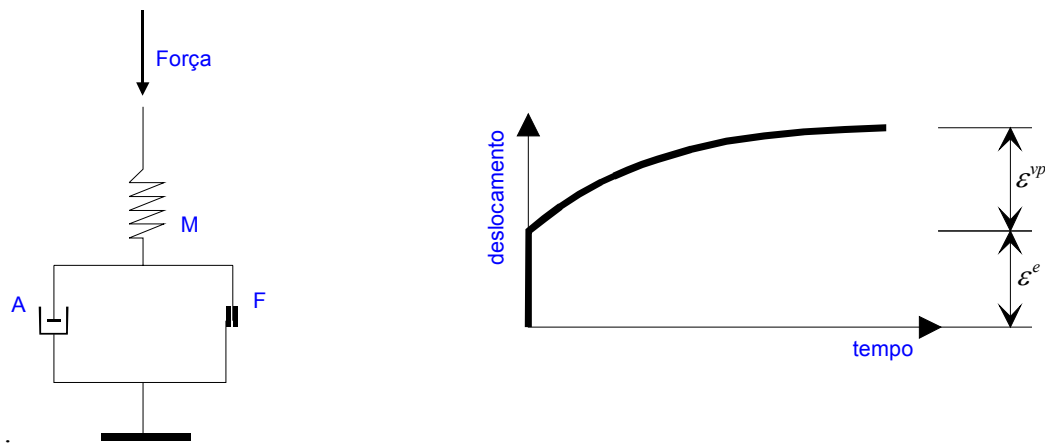


Fig. 2.14 - Modelo analógico uniaxial de comportamento visco-elastoplástico e diagrama de deformação - tempo

A componente elástica das deformações é determinada pelas relações da teoria da elasticidade já referidas, sendo apenas necessário concretizar a definição das deformações viscoplásticas. A deformação viscoplástica total depende do intervalo de tempo decorrido desde o instante de aplicação da carga, sendo dada por:

$$\varepsilon^{vp} = \int_{t_0}^t \dot{\varepsilon}^{vp} dt \quad (2.118)$$

A velocidade de deformação plástica deve depender do “excesso” de tensão relativamente à função de cedência do material e, em particular, deve ser nula para estados de tensão interiores a esta superfície. Aqui reside uma das maiores diferenças dos modelos elastoplásticos para os visco-elastoplásticos pois, enquanto que nos primeiros, não são admissíveis estados de tensão exteriores à superfície de cedência do material, nos visco-elastoplásticos, esses estados são admissíveis desde que temporários. Tais estados de tensão desencadeiam um fluxo viscoso que altera a distribuição de tensões, até se verificar novamente uma condição de não cedência ($F = 0$). Esta situação encontra-se representada na Fig. 2.15 para a situação de carregamento uniaxial num material sem endurecimento.

A deformação viscosa tem, no caso mais geral, dependências múltiplas, sendo do tipo:

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = f(\sigma, \eta, T, \lambda_1, \dots, \lambda_n) \quad (2.120)$$

onde os diversos parâmetros dentro dos parêntesis no segundo membro da equação indicam a dependência de, respectivamente, estado de tensão, parâmetro de endurecimento, temperatura e outras variáveis de estado.

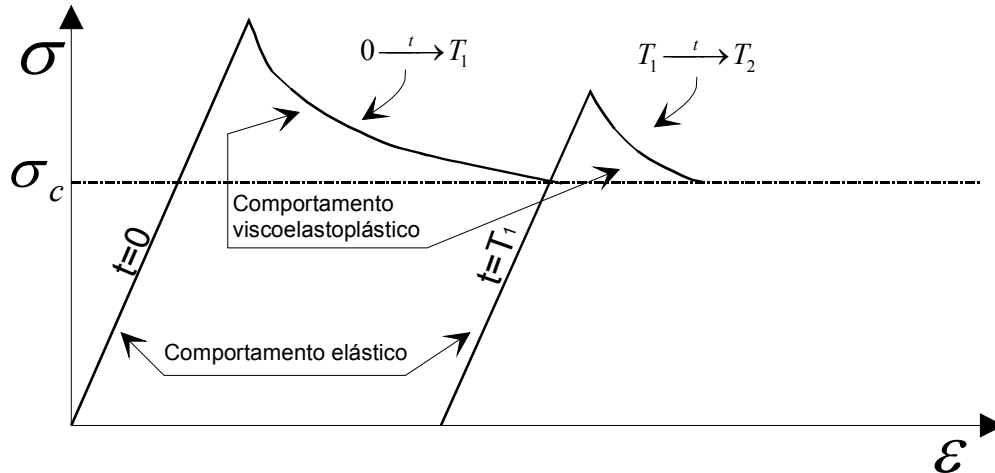


Fig. 2.15 - Comportamento tensão-deformação-tempo no caso uniaxial (Naylor, 1981)

Uma das relações específicas, correntemente aplicada, que deriva do estudo do comportamento de vigas metálicas submetidas a cargas cíclicas, deve-se a Perzyna (1963) e apresenta a seguinte forma:

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (2.122)$$

onde:

μ - parâmetro de viscosidade do material;

$\Phi(F)$ - função de fluxo dependente da função de cedência sendo positiva e monotónica crescente;

$Q = Q(\sigma, \varepsilon^{vp}, \eta)$ - função de potencial plástico.

Os símbolos $\langle \rangle$ denotam a função de *heavyside* para a qual se tem:

$$\langle u \rangle = \begin{cases} u & \text{se } u > 0 \\ 0 & \text{se } u \leq 0 \end{cases} \quad (2.124)$$

Diversas propostas podem ser consideradas para a função de fluxo viscoso devendo, em geral, ser escolhida uma que se ajuste aos resultados dos ensaios efectuados. De entre as relações mais habituais destacam-se as seguintes:

$$\Phi(F) = \frac{F}{F_0} \quad (2.126)$$

$$\Phi(F) = e^{M\left(\frac{F-F_0}{F_0}\right)^{-1}} \quad (2.128)$$

$$\Phi(F) = \left(\frac{F-F_0}{F_0}\right)^N \quad (2.130)$$

A expressão (2.126) pode ser aplicada nos casos em que apenas se pretenda conhecer a solução correspondente ao regime estacionário, e os resultados obtidos são equivalentes à abordagem tradicional da plasticidade. Nesta hipótese o parâmetro F_0 poderá ser unitário servindo apenas para homogeneizar a equação, ficando simplesmente $\Phi(F) = F$. As soluções traduzidas pelas expressões (2.128) e (2.130) implicam a determinação dos parâmetros M, F_0 e N sendo usadas nos casos em que, ao contrário do anterior, seja relevante a consideração mais correcta da evolução das tensões e deformações plásticas no tempo.

Os conceitos de função de cedência, endurecimento (e amolecimento), e de função de potencial plástico da teoria da plasticidade são perfeitamente aplicáveis aos modelos visco-elastoplásticos, o que corrobora a possibilidade de utilizar uma formulação deste tipo em alternativa à formulação elastoplástica. Uma das vantagens desta via reside no facto de os incrementos de deformação viscoplástica serem explicitamente determinados, por exemplo, pela equação (2.122), enquanto que na plasticidade é necessário determinar o multiplicador plástico $d\lambda$.

A deformação total é, como se referiu, considerada como a soma de duas parcelas correspondendo a primeira à deformação instantânea e elástica e a segunda à deformação viscoplástica e irreversível, isto é:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^{vp} \quad (2.132)$$

A componente elástica pode ser determinada pela expressão (2.62):

$$d\varepsilon_{ij}^e = C_{ijkl}^e d\sigma_{kl} \quad (2.134)$$

e a componente plástica por:

$$d\varepsilon_{ij}^{vp} = \dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} dt \quad (2.136)$$

Combinando as expressões (2.132), (2.134) e (2.136) e introduzindo a definição explícita da velocidade de deformação de Perzyna (equação (2.122))obtem-se:

$$d\varepsilon_{ij} = C_{ijkl}^e d\sigma_{kl} + \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{kl}} dt \quad (2.138)$$

ou, explicitando em ordem ao incremento de tensão:

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^e d\varepsilon_{kl} - \mu \langle \Phi(F) \rangle D_{ijkl}^e \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{kl}} dt \quad (2.140)$$

A integração no tempo da expressão anterior permite conhecer, de forma directa, as tensões para o comportamento visco-elastoplástico que pode, nas condições acima indicadas, degenerar no comportamento elastoplástico.

2.3.5 - Modelos elastoplásticos dos estados críticos

2.3.5.1 - Introdução

Foi em resultado dos trabalhos do denominado Grupo de Mecânica dos Solos da Universidade de Cambridge que se começou a generalizar a aplicação dos conceitos de plasticidade na análise conjunta de problemas de tensão - deformação - resistência na Mecânica dos Solos. Desses trabalhos, liderados por Roscoe entre 1950 e 1960, derivam os modelos dos estados críticos (MEC) que foram desenvolvidos no sentido de incorporar as características fundamentais de, pelo menos, solos argilosos remoldados. O conceito de estado crítico foi inicialmente apresentado por Casagrande (1936) e Rendulic (1936) tendo estes autores verificado que antes da rotura, as curvas com igual índice de vazios constituem um conjunto de superfícies de revolução (Maranha das Neves, 1991). Também Hvorslev (1936) verificou que em ensaios de corte directo de argilas saturadas, para diferentes índices de vazios iniciais, os índices de vazios na rotura se agrupavam segundo uma “superfície de estado”.

O conceito de estado crítico determina que em determinadas condições de tensão e de volume específico, o solo exhibe um comportamento semelhante ao de um fluido friccional caracterizado por uma relação constante entre a componente isotrópica e distorcional das tensões. Este conceito foi originalmente formulado por Casagrande (1936) em areias como sendo o índice de vazios para o qual acções de corte em condições drenadas não causam variação de volume.

Verifica-se, na verdade, que os MEC são aplicáveis a mais materiais que não apenas os argilosos e também que constituem uma potente base de raciocínio para o desenvolvimento de teorias de comportamento de diversos tipos de solos. Apresentam, além disso, a particularidade de associar diversos conceitos básicos da Mecânica dos Solos e integrar de forma subtil os resultados de diversos ensaios que normalmente são considerados de forma desconexa. Resumidamente, os modelos dos estados críticos unificam as seguintes ideias ou conceitos (Naylor, 1981):

- o estado crítico;
- relações índice de vazios - tensão efectiva (ou seja curvas de consolidação e a sua generalização a estados de tensão distorcionais);
- características de deformação plástica;
- critério de rotura de Mohr-Coulomb;
- critério de rotura de Hvorslev.

Nas abordagens anteriores, os conceitos de rotura, carga e potencial plástico encontravam-se apenas associados a espaços de tensão não havendo qualquer indicação ou relação no que concerne à variação volumétrica. Uma das principais inovações introduzida pelos MEC é facultada pelo conceito de “estado” que se encontra, por sua vez, associado ao volume específico e às relações de volume específico - tensão efectiva (Maranha das Neves, 1991).

2.3.5.2 - Modelo Cam-clay

Consideram-se como modelos dos estados críticos todos os modelos de comportamento que incorporam o conceito com o mesmo nome. Dentro destes, o modelo Cam-clay, desenvolvido inicialmente para antecipar os resultados de ensaios de compressão triaxial com simetria axial em amostras reconstituídas de caulino, apresenta as características mais relevantes destes modelos.

A descrição do comportamento dos solos nos modelos dos estados críticos é feita num espaço tridimensional, em que dois dos eixos representam os invariantes de tensão nas suas componentes isotrópica e distorcional e o restante representa as variações do volume específico ou do índice de vazios. Assim, verifica-se que o comportamento do solo encontra-se associado não só à tensão, como também às deformações volumétricas. A resposta do solo é condicionada pelo terno de valores (p', q, v) que definem o seu estado.

Os ensaios de consolidação unidimensional (ensaios edométricos) de diversos materiais argilosos permitem verificar a existência de características comuns na variação do volume específico com a tensão média. O andamento do volume específico em função da tensão média em compressão isotrópica segue, aproximadamente, uma linha de equação:

$$v = v_{\lambda} - \lambda \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad (2.142)$$

onde v é o volume específico, λ o coeficiente de compressibilidade, p' o invariante isotrópico em tensões efectivas e v_{λ} o volume específico para a tensão de referência p'_0 . Comparando a expressão (2.142) com a equação da teoria da consolidação verifica-se que o parâmetro λ se relaciona com o índice de compressibilidade C_c por meio da equação:

$$\lambda = \frac{1}{\ln 10} C_c \quad (2.144)$$

A equação (2.142) descreve o lugar geométrico no diagrama $v - p'$ designado por curva de consolidação virgem ou, na designação habitual do modelo Cam-clay, linha λ .

Em trajectórias de descarga - recarga a deformação volumétrica segue uma curva (linha κ) definida por:

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad (2.146)$$

neste caso o coeficiente de proporcionalidade κ é o coeficiente de compressibilidade elástica. O valor de p'_0 das equações (2.142) e (2.146) serve para adimensionalizar as equações e é normalmente considerado igual à unidade sendo, por isso, frequentemente omitido.

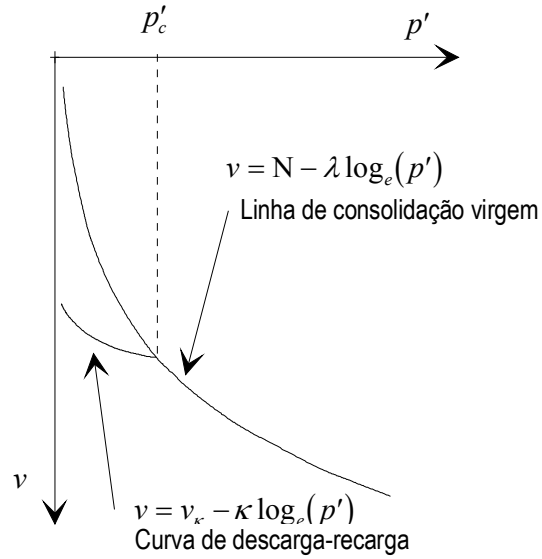
Para a linha λ , correspondente à linha de consolidação virgem (LCV), convencionou-se que $v_{(p'=1)} = v_\lambda = N$, em que N é um parâmetro intrínseco do material. Esta linha corresponde à posição do espaço $p' - v$ que determina as variações de volume permanentes (plásticas) nos ensaios de consolidação. Cada ponto desta linha, definido por um valor particular de p' , designado por p'_c (tensão de préconsolidação) determina uma trajectória definida pela linha κ que passa nesse ponto, onde as deformações volumétricas são reversíveis (elásticas) e posiciona neste espaço as trajectórias que o provete experimentará se for sujeito a uma operação de descarga (Fig. 2.16). O valor da tensão de préconsolidação é o valor máximo de p' que seria atingido se a consolidação do provete fosse isotrópica ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$).

Estendendo o espaço $p' - v$ e considerando também a componente de tensão distorcional $q = \sigma_1 - \sigma_3$, as trajectórias de deformação volumétrica elástica correspondem a planos perpendiculares ao plano definido por $q = 0$, esses planos designados por "parede elástica" determinam a zona (plana em escala logarítmica) onde reside o ponto representativo do estado do espécime que está em comportamento elástico. Ao abandonar a parede elástica, o espécime experimenta sempre deformações plásticas (irreversíveis).

O estado crítico atrás definido como aquele que determina o comportamento de fluido distorcional é atingido quando o terno (p', q, v) representativo do estado de um espécime verifica simultaneamente as seguintes relações:

$$q = Mp' \quad (2.148)$$

$$\Gamma = v + \lambda \ln(p') \quad (2.150)$$



figs0003/0015

Fig. 2.16 - Linha de consolidação virgem e curva de descarga-recarga

As relações anteriores definem uma linha no espaço resultante da intersecção dos dois planos conforme a representação da Fig. 2.17 e, na prática, resultam do posicionamento dos pontos representativos da situação de rotura de ensaios triaxiais de diversos tipos de materiais nas modalidades drenada e não drenada, conforme se pode constatar na Fig. 2.18.

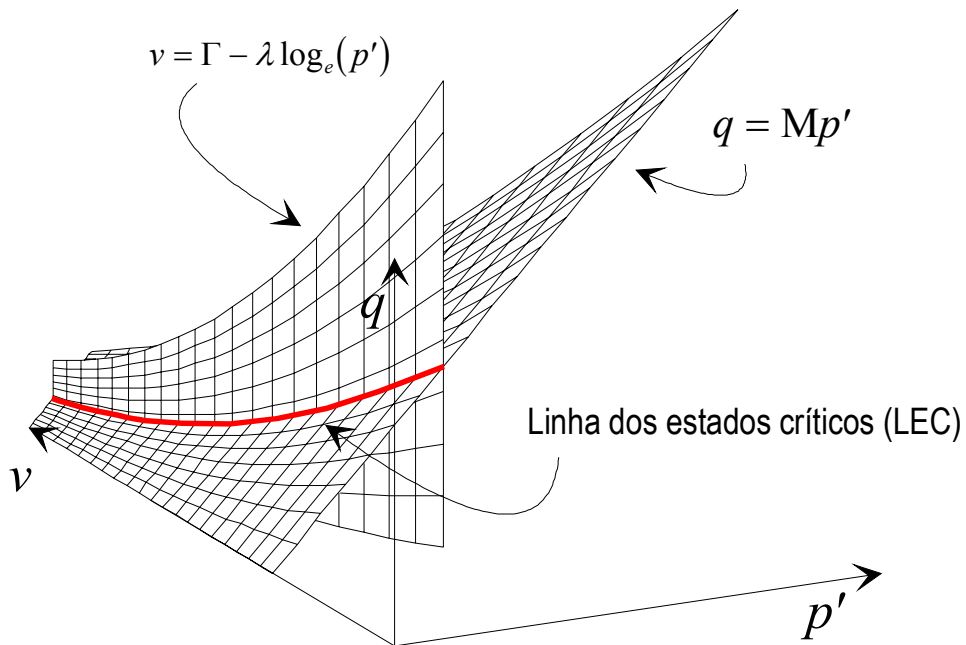


Fig. 2.17 - Definição geométrica da linha dos estados críticos

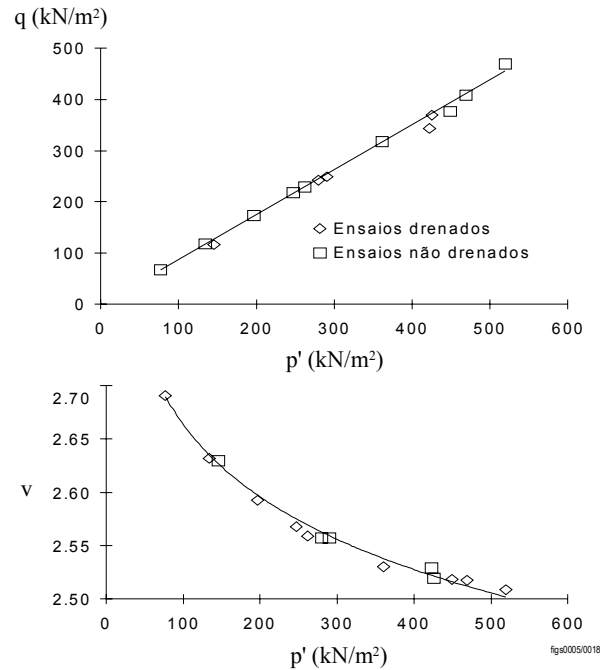


Fig. 2.18 - Pontos finais de ensaios triaxiais em condições drenadas e não drenadas (Parry, 1960)

Transformando o eixo p' em escala logarítmica pode-se verificar que o estado crítico é representado em $v - \ln(p')$ por uma linha aproximadamente paralela à LCV. Por ser muito conveniente do ponto de vista do modelo e de toda a formulação envolvida, considera-se que a LCV e a LEC são realmente linhas paralelas com declive λ . Os parâmetros M e Γ representam características intrínsecas do solo, sendo o primeiro um parâmetro friccional e o segundo a intersecção da LEC com o eixo $\ln(p') = 0$, representando o volume específico crítico (fictício) para $p' = 1$.

A linha dos estados críticos representa o local do espaço onde permanece o ponto representativo do estado de um provete num ensaio triaxial, quando as deformações distorcionais crescentes não corresponderem qualquer incremento de tensão ou de deformação volumétrica. Estas condições podem ser matematicamente representadas por:

$$\frac{\partial v}{\partial \varepsilon} = 0; \quad \frac{\partial q}{\partial \varepsilon} = 0; \quad \frac{\partial p'}{\partial \varepsilon} = 0 \quad (2.152)$$

Igualando o trabalho realizado pelas forças interiores ao trabalho dissipado no estado crítico, obtém-se, no caso do modelo Cam-clay:

$$p' dv^p + q d\varepsilon^p = Mp' d\varepsilon^p \quad (2.154)$$

Rescrevendo a equação (2.154) obtém-se:

$$\frac{dv^p}{d\varepsilon^p} = M - \eta \quad (2.156)$$

onde $\eta = \frac{q}{p'}$. A relação anterior exprime a lei de fluxo para o modelo Cam-clay.

A condição de normalidade implica que as direcções dos incrementos de deformação plástica são normais à superfície de cedência ou:

$$\frac{d\varepsilon^p}{dv^p} \cdot \frac{dq}{dp'} = -1 \quad (2.158)$$

Combinando as equações (2.156) e (2.158) e integrando obtém-se:

$$\frac{q}{Mp'} + \ln(p') = k \quad (2.160)$$

onde k é uma constante de integração, cuja determinação pode ser feita conhecendo a geometria do modelo atendendo a que a superfície de cedência contém um ponto pertencente ao estado crítico, onde $q_{cr} = Mp'_{cr}$. Substituindo esta igualdade em (2.160) e resolvendo em ordem a k obtém-se a equação da curva de cedência do modelo:

$$\frac{q}{Mp'} + \ln\left(\frac{p'}{p'_{cr}}\right) = 1 \quad (2.162)$$

Em alternativa à expressão anterior, onde intervém o termo p'_{cr} , pode-se optar por substituir esta variável pela máxima tensão de préconsolidação p'_c , obtendo-se a expressão mais usual e adoptada no presente trabalho, expressa por:

$$q = Mp' \ln\left(\frac{p'}{p'_c}\right) \quad (2.164)$$

Algumas das limitações e insuficiências do modelo Cam-clay, que adiante se referem, foram parcialmente ultrapassadas por uma formulação alternativa que constitui o modelo Cam-clay

modificado, no qual a definição de trabalho plástico inclui um termo relativo à dissipação de energia na deformação volumétrica plástica, ficando:

$$p' dv^p + q d\varepsilon^p = p' \sqrt{(dv^p)^2 + (Md\varepsilon^p)^2} \quad (2.166)$$

obtendo-se, nestas condições, a lei de fluxo por meio da equação:

$$\frac{dv^p}{d\varepsilon^p} = \frac{M - \eta}{\eta} \quad (2.168)$$

cuja integração resulta numa elipse, centrada em $\frac{p'_c}{2}$, com a equação:

$$q = M \sqrt{p' p'_c - p'^2} \quad (2.170)$$

conforme se ilustra na Fig. 2.19.

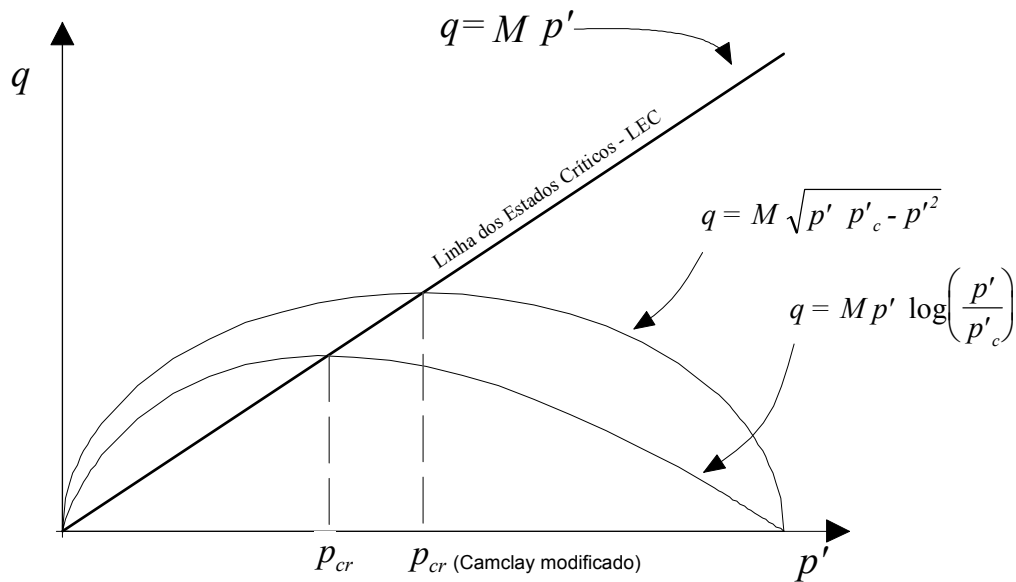


Fig. 2.19 - Representação comparativa dos modelos Cam-clay original e modificado

Para além de definir um comportamento particular dos materiais geotécnicos a LEC separa as zonas do espaço (p', q, v) em que as amostras de solos apresentam comportamentos distintos.

Assim, na representação planificada da LEC e no diagrama (p', q) podem-se distinguir os comportamentos super-críticos e sub-críticos, designados na literatura inglesa por “dry” e “wet”³, respectivamente. A distinção é feita por dois comportamentos volumétricos distintos. Assim, na zona super-crítica as amostras aumentam de volume à medida que se aproximam do estado crítico, apresentando tendência para absorver água, resultando por este facto, o termo “dry”. Este comportamento é característico das amostras sobreconsolidadas (OC) que exibem comportamento frágil na rotura coincidente precisamente com a expansão volumétrica. Também se diz por vezes, que os materiais com este tipo de comportamento são “mais resistentes que no estado crítico”.

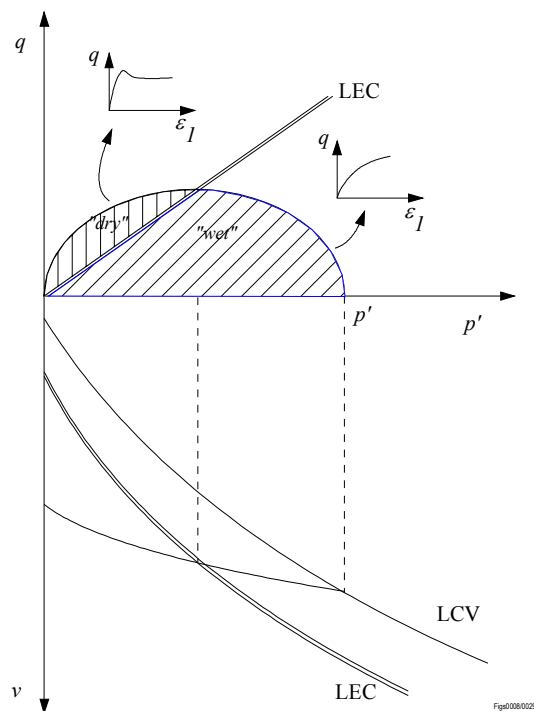


Fig. 2.20 - Representação planificada da LEC e identificação dos comportamentos super e sub-críticos

Pelo contrário, na região sub-crítica a amostra exibe tendencialmente uma redução de volume, expulsando água, sendo o seu comportamento “wet”. Neste caso a resistência do material sobe gradualmente até à rotura, caracterizando o comportamento dos materiais normalmente

³ A designação de “wet” aplica-se aos materiais cuja deformação volumétrica implica expulsão de água enquanto que o termo “dry” aplica-se para o caso contrário.

consolidados (NC) e subconsolidados. Nestes casos verificam-se normalmente deformações elevadas antes de ser exaurida a capacidade resistente.

Rendulic (1938) verificou experimentalmente que existe uma superfície no espaço definido pelos invariantes de tensão e pelo volume específico (p, q, v), que delimita os estados possíveis para os espécimes de um determinado solo submetido a um particular estado de tensão. Essa superfície é a superfície de cedência.

Os estados possíveis para o solo são representados por pontos interiores, ou seja, contidos entre o plano $q=0$ e a superfície de cedência. Consoante a forma desta superfície resultam as diversas variantes do modelo dos estados críticos como acima se referiu.

A representação tridimensional das superfícies de cedência do modelo Cam-clay original e modificado é a que se ilustra na Fig. 2.21.

O espaço compreendido entre as superfícies representadas e o plano $q = 0$ define a zona em que o comportamento do material é, pelo menos aproximadamente, elástico. Os estados de tensão e volume exteriores à superfície não são admissíveis na teoria da plasticidade exceptuando-se, como se refere no parágrafo 2.3.4, os casos em que se recorre à visco-elastoplasticidade como modelo de comportamento ou como algoritmo de cálculo, em que se admite que temporariamente seja ultrapassada a superfície de cedência, até que se verifique a estabilização das deformações.

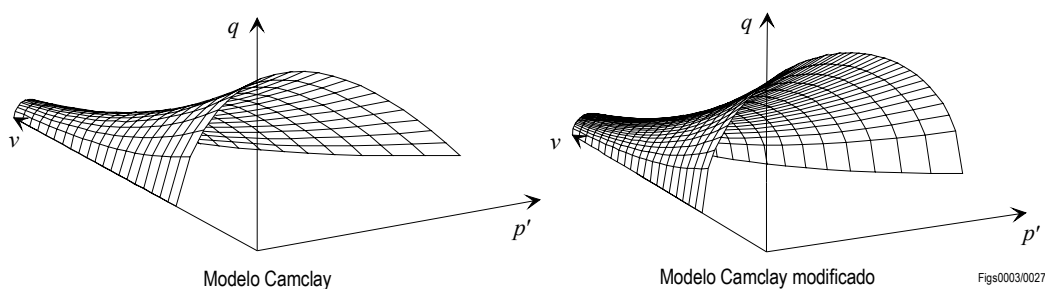


Fig. 2.21 - Superfície de cedência - Cam-clay original e modificado

O comportamento do material é determinado pelos valores dos parâmetros intrínsecos do modelo, pelas variáveis que definem a sua capacidade de memorização e pela posição do ponto representativo do estado de tensão e deformação dentro (ou sobre) da superfície de cedência. A memorização do historial de tensão e deformação do material é expressa no modelo Cam-clay por uma única variável designada por tensão de préconsolidação “ p'_c ” enquanto que,

habitualmente, a posição no interior da superfície de cedência é definida com base nas variáveis correspondentes aos eixos p', q, v .

A tensão de préconsolidação tem um significado físico muito preciso, representando uma medida do endurecimento do material em função do seu historial de tensões. O valor de p'_c determina a posição da “parede elástica” (Naylor, 1981) que determina o lugar geométrico, no espaço do modelo, em que ocorrem as deformações elásticas descritas pela equação (2.146).

A tensão de préconsolidação está relacionada com o índice de vazios (ou com o volume específico), pelo que a lei de endurecimento pode ser expressa em termos da variação plástica de volume, resumindo-se então à lei que estabelece essa variação em função da tensão num processo de consolidação isotrópica. O valor da tensão de préconsolidação pode ser obtido de acordo com a representação geométrica da Fig. 2.22 por uma função do tipo $p'_c = f(p', q, v, N, \lambda, \kappa)$.

O volume específico no ponto c (Fig. 2.22) pode ser obtido pela equação da linha de compressão virgem ou pela equação da linha de descarga - recarga, obtendo-se para cada uma das linhas:

$$v_c = N - \lambda \ln(p'_c) \quad (2.172)$$

$$v_c = v_\kappa - \kappa \ln(p'_c) \quad (2.174)$$

Por outro lado, o valor do volume v_κ pode ser expresso em termos do volume específico do ponto (p', q, v) ficando:

$$v_\kappa = v + \kappa \ln(p') \quad (2.176)$$

Combinando as equações (2.172), (2.174) e (2.176) e explicitando em ordem à tensão de préconsolidação obtém-se:

$$p'_c = e^{\frac{N - v + \kappa \ln(p')}{\lambda - \kappa}} \quad (2.178)$$

expressão que permite estabelecer o valor da tensão de préconsolidação em função das variáveis de estado (p', q, v) e dos parâmetros de comportamento do material no modelo Cam-clay.

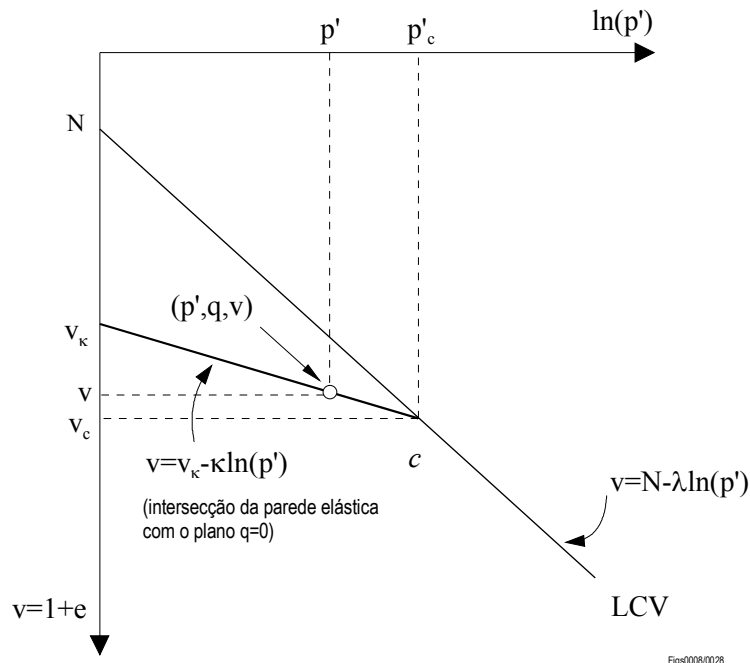


Fig. 2.22 - Determinação da tensão de préconsolidação

Para completar a definição do modelo elastoplástico dos estados críticos falta ainda especificar a lei de fluxo para definir a orientação dos vectores dos incrementos de deformação plástica.

Tal como noutros modelos elastoplásticos pode-se considerar para o fluxo uma lei associada ou não associada. A lei de fluxo pode ser representada, de acordo com a lei da normalidade, como um vector normal a uma função de potencial plástico. As formulações originais do modelo Cam-clay e Cam-clay modificado consideram leis associadas, pelo que sendo F a função de cedência e Q a função de potencial plástico se tem $Q \equiv F$. Os vectores de incremento de deformação plástica são normais à função de potencial plástico ou, o que é o mesmo no caso de lei associada, à função de cedência.

Nos modelos dos estados críticos, pelo menos nos que se baseiam numa formulação apoiada no Cam-clay, há ainda que salientar que existe uma separação (total ou parcial) entre a superfície de cedência e o critério de rotura. Este último é integralmente definido pelas relações $q = Mp'$ e $\Gamma = v + \lambda \ln(p')$ enquanto que a função de cedência assume, por exemplo no caso dos modelos Cam-clay a forma indicada nas equações (2.164) e (2.170).

Outros modelos mais recentes, no sentido de melhorar a previsão de deformações obtidas por intermédio de modelos dos estados críticos, adoptam como superfície de cedência uma superfície

mista. Pretende-se ultrapassar a limitação do modelo no que respeita às previsões de variação volumétrica plástica especialmente na zona super-crítica. No modelo descrito por Naylor (1981) a função de cedência apresenta-se como se segue:

- zona sub-crítica:

$$F = \sigma_d - S \sigma_s - (1 - S) \sigma_c = 0 \quad (2.180)$$

- zona super-crítica:

$$F = \frac{\sigma_d^2 - \sigma_s(2\sigma_c - \sigma_s)}{\sigma_d + \sigma_c} = 0 \quad (2.182)$$

onde σ_d e σ_s representam a tensão média e distorcional, respectivamente, S um parâmetro friccional e σ_c a tensão de préconsolidação.

2.3.5.3 - Algumas limitações e extensões dos modelos tipo Cam-clay

Os modelos de comportamento elastoplástico baseados no conceito dos estados críticos apresentam, como se tem comprovado pela prática, um elevado interesse. Uma das suas mais importantes virtudes é a de descrever convenientemente algumas características do complexo comportamento dos solos sem perder a simplicidade de formulação e de apresentação, resultando num modelo que envolve reduzido número de parâmetros e de relativa simplicidade de determinação por meio dos ensaios tradicionais em Mecânica dos Solos.

Existem, no entanto, algumas limitações nas formulações originais desta classe de modelos. Do ponto de vista energético é importante referir que a componente elástica dos modelos dos estados críticos que admitem variação dos módulos de compressibilidade volumétrica K e do módulo de distorção G com o volume específico geram trajectórias de tensão-deformação não conservativas ou, o que é o mesmo, o estado de tensão não deriva de uma função potencial do tipo $F = F(\sigma, \varepsilon)$. Assim, para um mesmo estado de tensão no domínio elástico, a unicidade de solução não está garantida. A importância deste facto não é puramente académica e pode ser relevante especialmente nos casos em que a componente elástica da deformação é importante quando comparada com a deformação total, ou (e muito particularmente nestes casos) quando se está perante uma situação de carregamento cíclico (havendo ainda outras limitações a apontar) onde em cada ciclo de carga-descarga se gera uma quantidade de energia não dissipada.

A necessidade de alterar a formulação original do modelo Cam-clay foi apresentada por Burland (1965) e Roscoe e Burland (1968), no sentido de permitir previsões mais realistas para os valores do coeficiente de impulso em repouso (K_0) previstos pelo modelo e de ultrapassar a indefinição nas deformações plásticas resultante da discontinuidade das derivadas da função de cedência para $q=0$ e $p'=p'_c$ onde a superfície de cedência apresenta uma angulosidade.

A comparação entre as superfícies de cedência das duas variantes do modelo Cam-clay permite duas possibilidades. Uma correspondente à coincidência do estado crítico nos dois modelos e a outra à igualdade da tensão de préconsolidação p'_c . Estas duas hipóteses representam-se graficamente na Fig. 2.23.

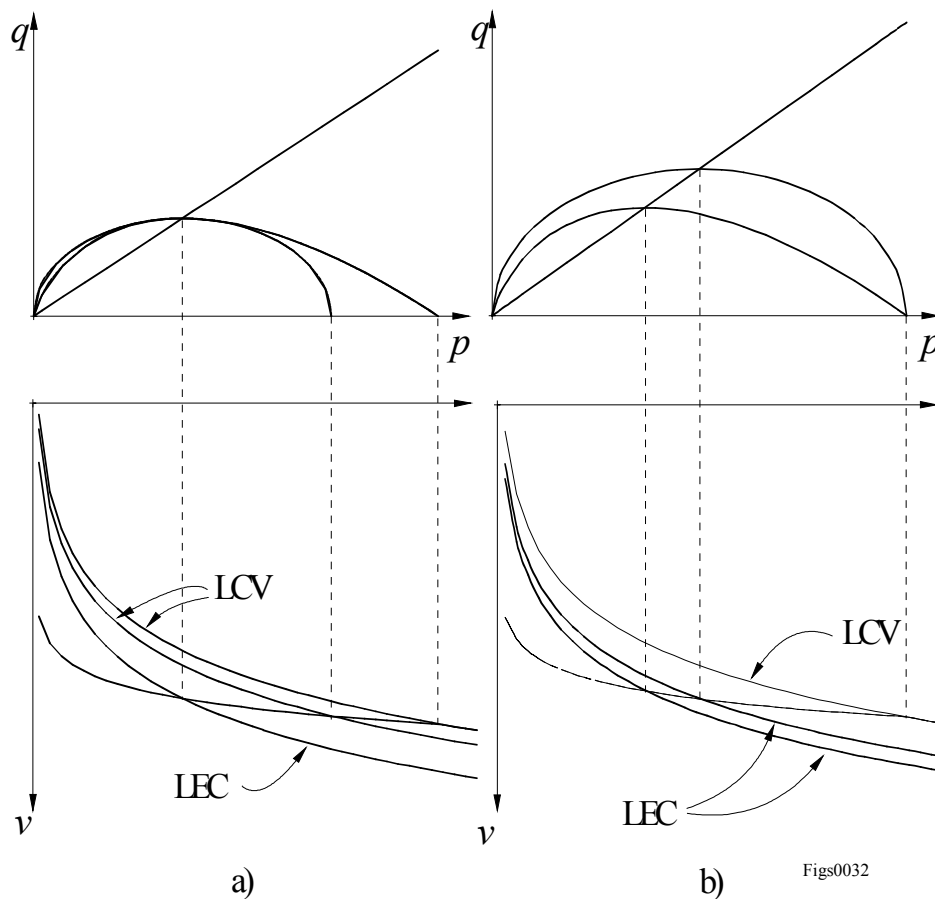


Fig. 2.23 - Comparação entre os modelos Cam-clay e Cam-clay modificado: a) coincidência no estado crítico e b) p'_c coincidente

A hipótese a), mais corrente, obtém-se quando se determina o valor do índice de vazios no estado crítico (no caso de amostras saturadas basta determinar o teor em água) sendo a LEC a

mesma para os dois modelos. A outra hipótese consiste na determinação de N partindo da linha de consolidação virgem e na dedução dos valores de Γ partindo das relações $N = \Gamma + (\lambda - \kappa)$ para o modelo Cam-clay ou $N = \Gamma + (\lambda - \kappa) \ln(2)$ para o modelo Cam-clay modificado. Os resultados correspondentes às duas hipóteses são diferentes e podem, por vezes, ser relevantes dependendo da trajectória de tensões em análise.

Para além das duas variantes do modelo Cam-clay apresentadas existem muitas outras que potenciam ainda mais ao campo de aplicação dos modelos dos estados críticos. Citam-se, por exemplo, os modelos de plasticidade contínua de Naylor (1985) ou os modelos com superfícies de cedência internas que exibem características de endurecimento cinemático e isotrópico.

Dentro dos modelos dos estados críticos, mas bastante mais desenvolvido merece especial menção o modelo de Lade. No entanto, a complexidade adicional e, em especial, a dificuldade em concretizar os valores dos parâmetros necessários, torna-o de aplicação menos generalizada. De um modo geral, verifica-se que a maioria das aplicações bem sucedidas não se afasta muito da simplicidade exibida pelo modelo Cam-clay associada ao reduzido número de parâmetros necessários para o utilizar.

2.3.5.4 - Determinação de parâmetros

O modelo Cam-clay foi desenvolvido para representar correctamente o comportamento de amostras remoldadas de caulino. Posteriormente, diversos autores verificaram que se tratava de um modelo com maior generalidade sendo aplicável não só a “materiais finos” mas também a materiais de granulometria mais grosseira entre os quais se incluem naturalmente os materiais arenosos.

O modelo descreve adequadamente o comportamento de amostras em ensaios de consolidação e em ensaios de compressão triaxial. Aliás, apesar de frequentemente se separar estes tipos de ensaios e mesmo na modelação matemática se empregarem modelos diferentes consoante os parâmetros tenham sido determinados por um ou outro tipo de ensaio, na verdade representam apenas duas faces distintas do mesmo comportamento. A interpretação desse comportamento pode então ser efectuada pelos modelos dos estados críticos onde tal separação não existe.

O ensaio que por excelência permite determinar os parâmetros do modelo Cam-clay é o ensaio de corte em compressão triaxial. Refira-se ainda que apesar de muitas vezes se empregar o modelo para descrever situações generalizadas de tensão, em particular em estados planos de deformação, os autores do modelo não estabelecem de imediato a possibilidade e validade dessa generalização.

Outros ensaios correntes em Mecânica dos Solos podem também ser empregues na caracterização dos parâmetros do modelo, o que aliás constitui um dos pontos fortes do modelo (Atkinson e Bransby, 1978 e Britto e Gunn, 1987). Destacam-se neste âmbito os ensaios de consolidação em edómetro e os ensaios de determinação dos limites de Atterberg, estes últimos no caso particular de solos finos para os quais este tipo de ensaio seja exequível. De um modo geral, é necessário garantir uma muito boa qualidade na execução dos ensaios dado que a determinação de alguns dos parâmetros requer a correcta aferição das deformações plásticas e elásticas e os ensaios menos rigorosos podem introduzir importantes fontes de erro na determinação destas grandezas.

A utilização do modelo Cam-clay requer um conjunto de cinco parâmetros intrínsecos que se resumem na tabela seguinte onde também se apresenta o seu significado físico.

Quadro 2.3 - Parâmetros do modelo Cam-clay

Parâmetro	Significado
M	Relação entre q e p' no estado crítico
κ	declive das curvas de compressão recompressão no diagrama $\ln(p')-v$. Parâmetro de deformação volumétrica elástica
λ	declive da curva de compressão virgem no diagrama $\ln(p')-v$. Parâmetro de deformação volumétrica elastoplástica
ν	Coefficiente de Poisson = ϵ_3/ϵ_1
N	Volume específico para $p'=1 \text{ kN/m}^2$

O parâmetro M relaciona-se com o ângulo de atrito ϕ , mais habitual em Mecânica dos Solos, em função da definição dos invariantes p', q . Assim, em compressão triaxial $\sigma_2 = \sigma_3$ e para um material puramente friccional (Atkinson e Bransby, 1978):

$$M = \frac{q}{p'} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}} = \frac{3(1 + \text{sen}(\phi') - 1 + \text{sen}(\phi'))}{1 + \text{sen}(\phi') + 2 - 2\text{sen}(\phi')} = \frac{6\text{sen}(\phi')}{3 - \text{sen}(\phi')} \quad (2.184)$$

Quanto ao parâmetro κ este permite a definição directa do coeficiente de compressibilidade volumétrica $K = \frac{dp'}{d\varepsilon_v}$.

Diferenciando a equação (2.146) obtém-se:

$$dv = -\kappa \left(\frac{dp'}{p'} \right) \quad (2.186)$$

A extensão volumétrica é, por definição, dada por:

$$d\varepsilon_v = -\frac{dv}{v} \quad (2.188)$$

Substituindo (2.186) em (2.188) e explicitando em ordem a $\frac{dp'}{d\varepsilon_v}$ obtém-se:

$$K = \frac{vp'}{\kappa} \quad (2.190)$$

Para além dos parâmetros acima referidos, que são intrínsecos ao material, é necessário outro que traduza o historial de tensão e deformação. Esse parâmetro pode ser, como acima se referiu, a tensão de préconsolidação p'_c ou, embora menos usualmente, o volume específico v_k correspondente à parede elástica corrente.

A fase de consolidação da maioria dos ensaios triaxiais com simetria radial é adequada para determinar os parâmetros λ e N do modelo. Nestes casos tem-se $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ e a tensão média efectiva é:

$$p' = \sigma_{cam} - u \quad (2.192)$$

onde σ_{cam} é a tensão de confinamento aplicada à amostra e u a pressão intersticial medida no provete.

No caso de amostras sobreconsolidadas poderá ser possível definir a inclinação do troço de recompressão e assim determinar o parâmetro κ . Em amostras NC pode-se proceder a um ciclo de descarga-recarga e, assim, determinar a inclinação da curva de recompressão. Em alternativa pode-se recorrer à razão que habitualmente se verifica entre as inclinações das linhas de descarga-recarga e a LCV. Essa relação é, segundo diversos autores (Naylor op. cit.; Britto e Gunn, op. cit.):

$$\frac{1}{5} \leq \frac{\kappa}{\lambda} \leq \frac{1}{3} \quad (2.194)$$

Embora estas relações sejam puramente experimentais servem para estabelecer uma ordem de grandeza para κ quando não é possível determinar este parâmetro directamente dos resultados dos ensaios. No caso dos enrocamentos ensaiados no âmbito deste trabalho (descritos no próximo capítulo) obtiveram-se relações próximas do valor máximo acima especificado. As relações obtidas encontram-se resumidas abaixo:

Quadro 2.4 - Relação $\frac{\kappa}{\lambda}$ para enrocamentos de xisto

Material	$\frac{\kappa}{\lambda}$
Enrocamento de xisto (seco)	$\frac{1}{2,9}$
Enrocamento de xisto (sumberso)	$\frac{1}{2,7}$

A importância da relação escolhida prende-se fundamentalmente com a importância que as deformações elásticas podem assumir relativamente às deformações plásticas. Nos materiais geotécnicos o comportamento é na maioria dos casos predominantemente plástico pelo que se pode assumir que, em princípio, o erro resultante da escolha de um valor menos correcto de κ/λ tem um peso diminuto. Além disso, as relações inferiores (1/5) são esperadas para materiais mais finos, enquanto que as relações superiores (1/3) são características de materiais

mais grosseiros. A argila de Santa Clara, por exemplo, apresenta uma relação próxima de 1/10, (Maranha das Neves, 1975).

A determinação do parâmetro friccional pode ser efectuada através do ângulo de atrito interno ϕ' e da expressão (2.184), desde que se garanta que a sua determinação é feita para deformações suficientemente elevadas para que tenha sido atingido o estado crítico. Em ensaios drenados é necessário aferir com precisão as variações de volume para que, quando se verificar a sua estabilização, se possa definir o estado crítico. Em ensaios não drenados ter-se-á de acompanhar a variação da pressão intersticial e definir o estado crítico na situação de estabilização dessa variação.

A deformação necessária para se verificar a condição de remeximento total (estado crítico) pode ser bastante restritiva, nomeadamente para materiais mais grosseiros, e por isso pode-se recorrer à definição de fluxo para determinar o valor de M de forma indirecta. Para tal, partindo da deformação total verificada no ensaio e dos parâmetros que identificam as deformações elásticas determinam-se as componentes plásticas da deformação distorcional e volumétrica e, com base na lei de fluxo (expressão (2.156) ou (2.168), consoante o modelo) determinam-se os valores de M .

O declive da LCV pode ser determinado através do traçado da variação do volume específico em função do logaritmo da tensão média na consolidação isotrópica em ensaios triaxiais ou na consolidação K_0 de ensaios edométricos. De acordo com o modelo, as curvas obtidas devem ser sensivelmente paralelas (em escala semi-logarítmica). Aliás a determinação de λ pode ser feita em qualquer processo de consolidação em que se mantenha a relação η entre os invariantes distorcional e isotrópico, constante.

A consolidação isotrópica corresponde a $\eta = 0$ enquanto que no ensaio edométrico a relação é:

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} \quad (2.196)$$

O valor do volume específico para $p'=1$ determinado a partir de ensaios edométricos relaciona-se facilmente com o valor de N em consolidação isotrópica. Seja N_η o valor de N

para uma qualquer trajectória com η constante. De acordo com a Fig. 2.24 os valores de N e N_η podem ser relacionados por:

$$N_\eta = N - \lambda \ln(p'_c) + \kappa \ln(p'_c) - \kappa \ln(p'_\eta) + \lambda \ln(p'_\eta) \quad (2.198)$$

Ainda de acordo com a mesma figura, em particular com a equação da superfície de cedência, p'_η pode-se relacionar com a tensão de préconsolidação p'_c , obtendo-se:

$$p'_\eta = \frac{M^2}{\eta^2 + M^2} p'_c \quad (2.200)$$

Substituindo (2.200) em (2.198) e rescrevendo a equação obtém-se finalmente a relação pretendida:

$$N_\eta = N + (\lambda - \kappa) \ln\left(\frac{M^2}{\eta^2 + M^2}\right) \quad (2.202)$$

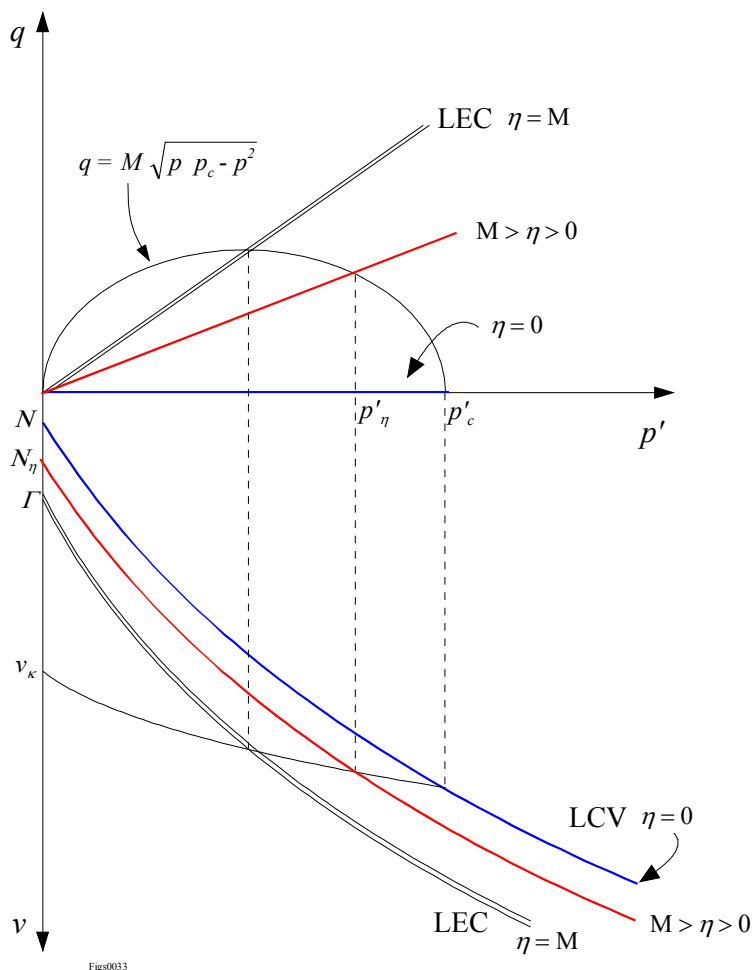


Fig. 2.24 - Trajectórias de consolidação a η constante

Nos ensaios edométricos a determinação do parâmetro de recompressão elástica só é possível no caso de ser conhecida a variação da tensão horizontal (ou de K_0) nas trajectórias de descarga-recarga o que implica uma instrumentação bastante rigorosa da célula edométrica.

Para os materiais finos nos quais seja possível determinar os limites de Atterberg, pode-se ainda recorrer a estes resultados para determinar o declive da LCV. A determinação do limite de liquidez e do limite de plasticidade é feito em condições tais que o solo se encontra no estado crítico (remeximento total) nas condições do ensaio e que a resistência das amostras é a mesma para a mesma situação limite. Apenas difere o teor em água correspondente a essa situação limite. Skempton e Northey (1953) determinaram a resistência não drenada de amostras de diversos materiais argilosos para os teores em água correspondentes aos limite de liquidez e ao índice de plasticidade. Traçando os resultados da resistência contra o índice de liquidez definido por:

$$I_L = \frac{w - I_P}{w_L - w_P} \quad (2.204)$$

obtiveram a representação da Fig. 2.25.

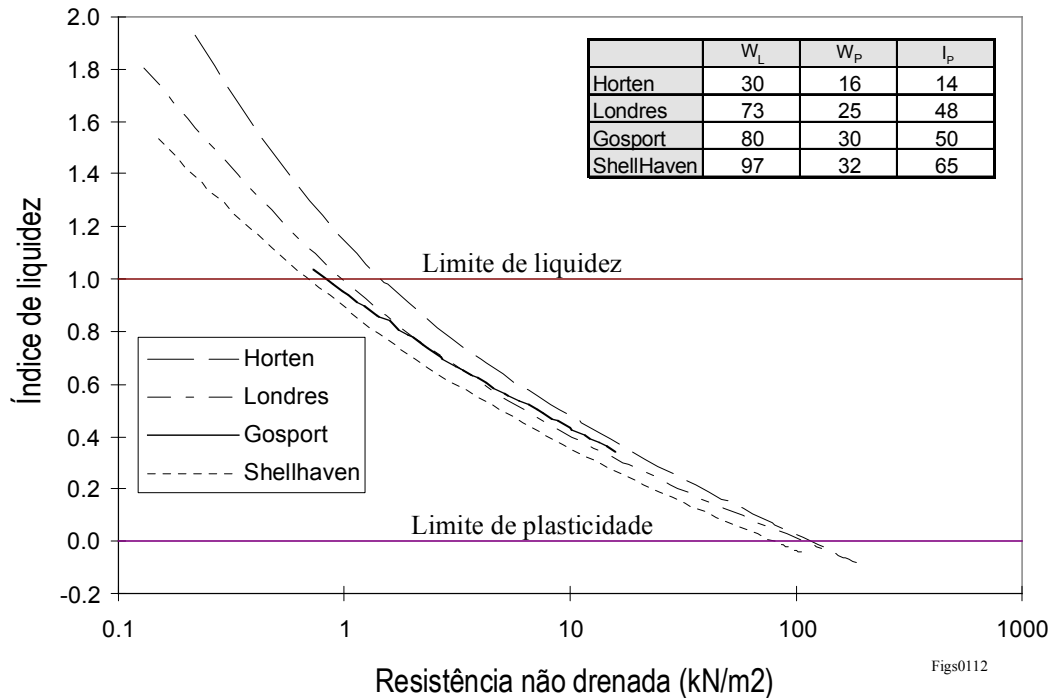


Fig. 2.25 - Relação entre o índice de liquidez e a resistência não drenada de diversos solos

As diversas amostras exibiram valores muito próximos da resistência não drenada e, para além disso, os valores correspondentes às condições de determinação do w_P apresentaram-se, em média, como 100 vezes superiores aos respeitantes condições de teor em água do w_L .

Com base nestes resultados e nas equações que definem a linha dos estados críticos nas duas condições de teor em água é possível chegar à equação que relaciona os resultados dos ensaios de determinação dos limites de Atterberg com o declive da LCV, obtendo-se (Atkinson e Bransby, 1978):

$$\lambda = \frac{G \times I_P}{461} \quad (2.206)$$

Onde G é o peso específico das partículas sólidas do solo em causa,

Para o valor habitual de 2,7 para G obtém-se finalmente :

$$\lambda = \frac{I_p}{171} \quad (2.208)$$

Com base nesta relação é possível, pelo menos em primeira aproximação, estimar um dos parâmetros necessários à aplicação do modelo Cam-clay.

2.4 - Modelos baseados na utilização de redes neuronais

2.4.1 - Introdução - conceitos gerais e definição

No presente parágrafo introduz-se uma nova classe de métodos de modelação do comportamento de materiais que se considera apresentarem potencialidades para, num futuro próximo, desempenhar um papel importante na modelação matemática de um vasto leque de fenómenos. As redes neuronais, que seguidamente se descrevem, são já aplicadas em variadas disciplinas que abrangem a Bio-química, Economia, Medicina, e outras áreas científicas. Em Portugal são escassas as aplicações deste tipo de métodos mas é previsível que num futuro próximo a situação tenda a inverter, pelas potencialidades que apresentam.

As redes neuronais artificiais (RNA) são sistemas computacionais constituídos por elementos de processamento simples (neurónios), fortemente interligados e que produzem informação pela alteração do seu estado dinâmico em resposta a estímulos exteriores (Hecht-Nielsen, 1989). Em termos práticos, trata-se na verdade, de um sistema computacional bastante potente e diferente dos sistemas convencionais. Nestes últimos as instruções elementares (entendidas como as que são executadas ao nível da unidade de processamento central - CPU) são sequenciais e a resposta do sistema (a esse mesmo nível) é determinística, ou seja, para um mesmo conjunto de instruções e um mesmo conjunto de dados a resposta é sempre a mesma. As redes neuronais, pelo contrário, são essencialmente sistemas de processamento paralelo em que a resposta é função do conhecimento acumulado ao longo de uma fase de aprendizagem. Por isso, a sua resposta não é determinística ou, por outras palavras, para um mesmo conjunto de dados os resultados podem variar consoante a aprendizagem anterior.

A estrutura e funcionamento das redes neuronais é inspirada no funcionamento do cérebro dos mamíferos e na mecânica da aprendizagem pelo exemplo. Estruturalmente, as RNA são representações muito modestas do cérebro humano. Este pode, muito simplificada, ser

considerar-se como sendo composto por cerca de cem biliões de neurónios ligados por fibras nervosas totalizando provavelmente, cerca de 100 triliões de ligações chamadas sinapses. Esta complexa estrutura é responsável por todas as capacidades de aprendizagem, conhecimento, raciocínio e memória que são características dos seres humanos. A Fig. 2.26 apresenta uma fotografia onde se representa a ampliação de um tecido do cérebro. São visíveis nesta figura os neurónios e respectivas ligações que formam a “rede”.

Fig. 2.26 - Fotografia de neurónios ao microscópio electrónico

Os elementos que compõem uma rede neuronal artificial são também os neurónios (dos quais deriva o nome) e as ligações ou interconexões entre eles. À semelhança dos neurónios reais, os neurónios artificiais são unidades de processamento simples que recebem pelas suas ligações sinais ou estímulos e, com base nestes, geram através de uma função de transformação outros sinais que são transmitidos aos neurónios seguintes. A cada ligação entre neurónios está associado um peso que determina a intensidade (e importância) da ligação entre esses neurónios. Na Fig. 2.27 apresenta-se um neurónio artificial segundo a simbologia habitual no estudo de redes neuronais, indicando-se esquematicamente as operações envolvidas no processamento dos sinais de entrada.

Os diversos tipos de redes são definidos pela associação topológica dos neurónios, pela organização das ligações e pela lei que define a resposta dos neurónios (também designada por função de activação ou função de transferência) em função dos sinais recebidos e, finalmente, pela lei de aprendizagem.

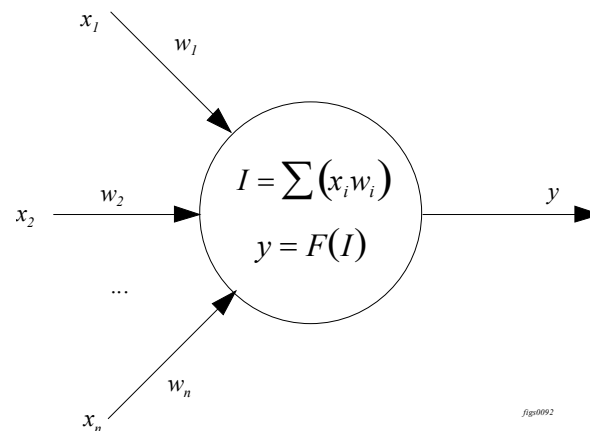


Fig. 2.27 - Neurónio artificial

Existem vários tipos de RNA com campos de aplicação distintos e a divisão entre esses tipos pode ser encarada segundo diversos prismas. Por exemplo, pode-se dividir os tipos de redes neuronais pela lei de aprendizagem que confere o conhecimento à rede.

Assim, existem dois grandes grupos de leis, as que se aplicam à aprendizagem assistida (ou pelo exemplo) e as que correspondem à aprendizagem não assistida. No primeiro grupo encontram-se as redes em que são conhecidos dados e resultados que podem ser utilizados para calibrar a rede. Durante o treino são apresentados à rede neuronal tanto os dados (*inputs*) como os resultados (*outputs*) e, em função destes últimos, são ajustadas as intensidades de ligação entre neurónios. No segundo caso, apenas são conhecidos os *inputs* e, em função destes, a rede deve ter capacidade de se auto-ajustar de forma a dar uma resposta correcta aos estímulos recebidos.

Embora em aplicações de engenharia seja mais útil a utilização de redes de aprendizagem assistida, refere-se que um exemplo de aprendizagem não assistida é o que ocorre nos seres humanos quando, após o nascimento, aprendem a focar os olhos sem necessidade de conhecerem a resposta correcta ao estímulo da visão.

A investigação no domínio das redes neuronais associada às suas potencialidades conhece actualmente grandes incrementos na aplicação às mais variadas disciplinas sendo conveniente referir que se trata de uma matéria pluridisciplinar, com fortes ligações à medicina e, em particular à psicologia, especialmente no que respeita à sua origem.

O conceito mais importante nas redes neuronais é o de neurónio que constitui a unidade elementar de processamento de informação (ou sinal). O neurónio é constituído pelos canais de recepção de sinal, pela unidade de processamento e pelo canal de saída de sinal. Em redes neuronais artificiais cada neurónio pode ter várias entradas, mas tem apenas uma saída. Se, numa rede, a saída de um neurónio estiver ligada a vários neurónios, cada um destes recebe uma cópia de um só sinal emitido pelo canal de saída do neurónio anterior.

A Fig. 2.28 ilustra dois tipos de neurónios, o primeiro tem entradas para três sinais e uma saída, o segundo tem uma entrada adicional que se baseia na comparação da sua saída com o resultado pretendido. O segundo neurónio, se possuir uma função de activação linear, é designado na literatura por ADALINE (de ADAPTative LINear Element).

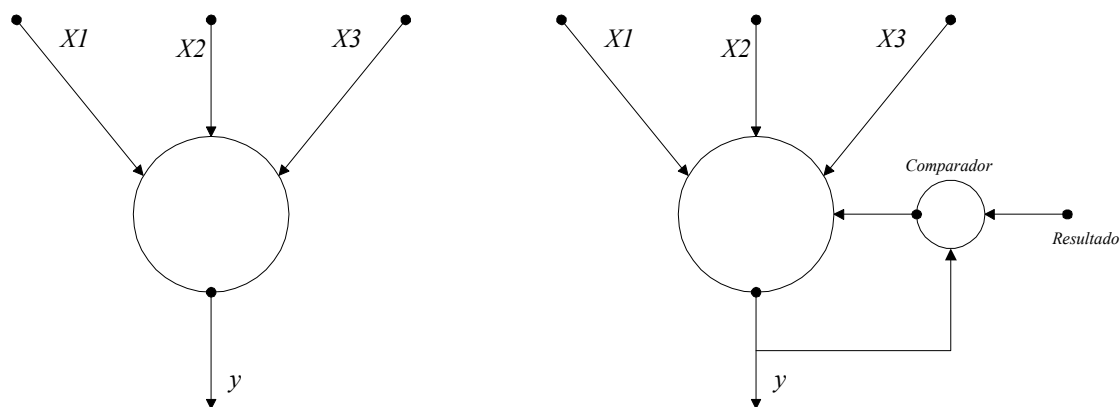


Fig. 2.28 - Exemplos de neurónios e respectivas ligações

A forma como são concebidas e o modo como funcionam as redes neuronais implicam necessariamente que no seu funcionamento não exista nenhuma ligação com um campo específico. Por exemplo uma rede neuronal que seja empregue para simular a resposta de um ensaio de compressão triaxial não tem uma única equação ou parâmetro que tenha qualquer relação com os modelos de comportamento tensão-deformação entendidos no sentido tradicional. No entanto, isso não impede que a resposta da rede não possa ser perfeitamente adequada ao ensaio em causa. A utilização deste tipo de sistemas implica uma certa capacidade de abstracção no que respeita ao seu funcionamento e, por outro lado, uma capacidade de sistematização dos dados e resultados relevantes no funcionamento da rede neuronal.

De um modo geral, pode-se dizer que as redes neuronais são vocacionadas para tarefas semelhantes às que a mente humana pode resolver com facilidade e são menos vocacionadas para cálculos matemáticos ainda que relativamente simples.

As aplicações mais adequadas para estes sistemas parecem ser as que se relacionam com o reconhecimento de padrões ou tendências e desempenhar outras tarefas que são difíceis de realizar em computação normal. Exemplos de aplicação são, por exemplo, o reconhecimento de padrões de voz (digitalizada), o reconhecimento de imagem, a compressão de dados digitalizados, etc.

No campo da Geotecnia admite-se que as redes neuronais venham a ser empregues com êxito no domínio da reologia e na observação de obras. No primeiro caso são conhecidas já algumas aplicações (embora não sejam todas no ramo da Geotecnia), por exemplo ao comportamento de provetes de betão sujeitos à compressão uniaxial, (Ghaboussi et al., 1991) ou na previsão da

capacidade de carga de estacas ensaiadas por métodos sónicos, (Chow et. al, 1995). Outra aplicação de grande interesse consiste no estabelecimento de um campo de coeficientes de permeabilidade com base num número restrito de ensaios de campo, para aplicação directa ao cálculo de percolação pelo método dos elementos finitos (Ohnishi, et al., 1995).

No campo da observação de obras prevê-se que as redes neuronais possam ser úteis na previsão da evolução das grandezas observadas, na implementação de dispositivos de alarme e na validação de dados e resultados das actividades de observação. A capacidade de previsão destes sistemas parece aliás ter na observação de obras um campo de aplicação privilegiado.

A utilização de redes neuronais não é totalmente aceite pela generalidade dos autores. Segundo Warren (1994), o funcionamento de alguns tipos de redes é comparável aos métodos estatísticos, particularmente aos de regressão linear e não linear, além de que, segundo o mesmo autor, apresentam desvantagens relativamente a estes, nomeadamente, no que respeita ao tempo necessário para se produzirem resultados aceitáveis em função do processo de aprendizagem. Noutros casos, designadamente em redes com mais de duas camadas escondidas (para além das de *input* e *output*), é reconhecida a boa capacidade de ajuste das redes neuronais, especialmente quando a lei funcional do fenómeno em estudo não é conhecida.

2.4.2 - Funções de transferência não lineares

Os sinais recebidos através das ligações de entrada são ponderados pelos pesos das respectivas ligações e somados, obtendo-se o impulso que chega ao neurónio através de:

$$I = \sum_i x_i w_i \quad (2.210)$$

onde os termos x_i são os sinais recebidos por cada ligação e os termos w_i são os pesos das ligações. A operação realizada pelo neurónio consiste, muito simplesmente, na transformação do sinal I através de uma função de transferência, F . Esta função assume habitualmente (mas não obrigatoriamente) uma de entre três formas.

Uma hipótese para a função de transferência consiste numa função do tipo “interruptor” expressa por:

$$F = \begin{cases} 1 & \text{se } I > k \\ 0 & \text{se } I \leq k \end{cases} \quad (2.212)$$

onde k é, no caso geral, uma função escalar que define a resposta pretendida para o neurónio e pode ser simplesmente uma constante.

Mais frequentemente utilizam-se funções contínuas do tipo sigmoidal (em forma de s) especialmente adequadas para lidar com problemas de saturação de sinal (Wasserman, 1989 e Grossberg, 1973). Uma destas funções, cujo andamento se apresenta na Fig. 2.29, é expressa matematicamente por:

$$F = \frac{1}{1 + e^{-I}} \quad (2.214)$$

Finalmente, outra função bastante utilizada é a tangente hiperbólica cujo diagrama, tendo o mesmo andamento que o da função anterior, apresenta uma resposta entre +1 e -1 e está centrado no eixo dos xx (Fig. 2.30).

Esta função pode ser expressa por:

$$F = \frac{e^I - e^{-I}}{e^I + e^{-I}} \quad (2.216)$$

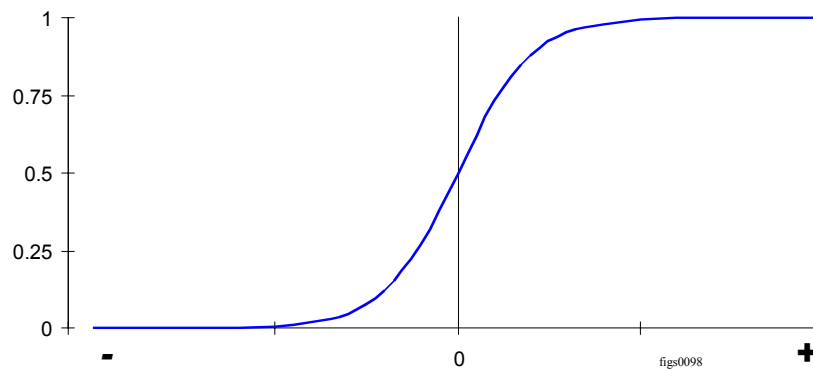


Fig. 2.29 - Função de transferência sigmoidal

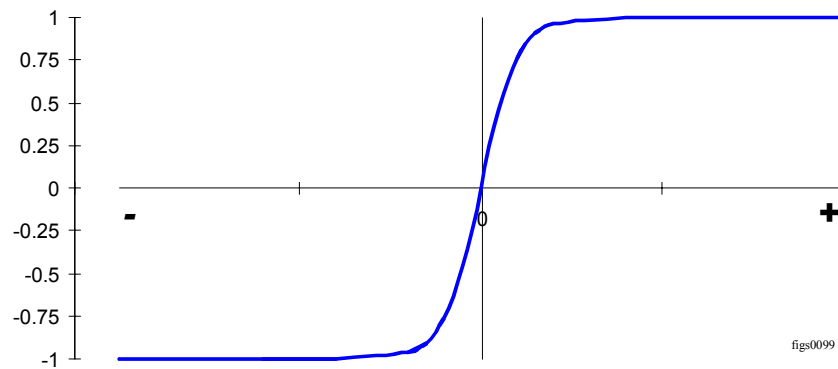


Fig. 2.30 - Diagrama da função $\tanh(x)$

2.4.3 - Estrutura de uma rede neuronal

Dos diversos tipos de redes actualmente utilizadas as que se têm mostrado mais adequadas em aplicações de modelos de comportamento são as redes de retropropagação de erro. Como o nome sugere, neste tipo de RNA o controlo da aprendizagem é conseguido à custa da propagação do erro das camadas de saída de resultados para as camadas anteriores e, da correcção das intensidades das ligações entre neurónios em conformidade.

Uma rede neuronal de retropropagação de erro (RNRE) dispõe sempre de, pelo menos, três camadas de neurónios. Duas dessas camadas definem a entrada de dados e a saída de resultados (camadas de E/S). As restantes são camadas de processamento e designam-se por camadas "escondidas". Um exemplo de um diagrama de uma RN está ilustrado na Fig. 2.31 com as camadas de E/S e duas camadas intermédias.

O número de neurónios das camadas de E/S é determinado pelo problema em análise e pela estrutura de dados fornecida à rede, enquanto que o número de camadas escondidas e o número de neurónios de cada uma dessas camadas, não tem nenhuma forma rigorosa de dimensionamento. Existem porém algumas regras a ter em consideração no estabelecimento do número de camadas e de neurónios de uma RNRE. O aumento do número de neurónios das camadas intermédias (ou escondidas) aumenta a capacidade de memorização da rede diminuindo o número de iterações necessárias à aprendizagem mas retira capacidade de "raciocínio", isto é, a capacidade de reacção a conjuntos de dados que não fizeram parte da aprendizagem é diminuída. Pelo contrário, a redução do número de neurónios das camadas intermédias aumenta o custo da aprendizagem e retira a capacidade de memorização. No campo da investigação em RNA é

corrente a utilização de apenas uma camada intermédia cujo número de neurónios pode ser estabelecido por tentativas.

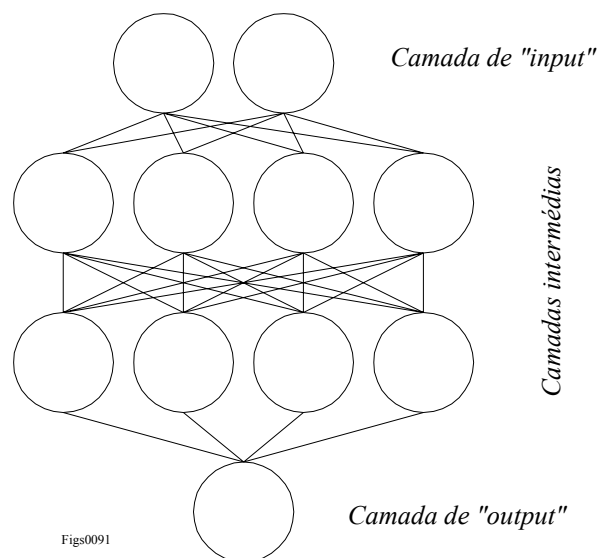


Fig. 2.31 - Rede neuronal com 2 camadas intermédias

Na verdade, uma RNA pode ter apenas duas camadas, uma de entrada e uma de saída. No entanto o campo de aplicação deste tipo de redes é muito limitado porque uma rede nestas condições não tem capacidade de gerar padrões que não existam já nos dados do problema. A adição da terceira ou mais camadas permite interpretar padrões mais complexos porque permite que a rede gere a sua representação interna dos dados introduzidos. As redes com três ou mais camadas são também chamadas de redes hierárquicas.

2.4.4 - Lei de aprendizagem

O processo pelo qual uma rede neuronal se adapta ao meio ambiente pretendido é designado por aprendizagem e consiste na modificação dos pesos (ou intensidade) das ligações entre neurónios. Existem diversas leis de aprendizagem que se associam aos diversos tipos de redes e, dentro de cada grupo de leis, existem variantes ou pormenores que possibilitam processos optimizados de aprendizagem. A apresentação que se segue restringe-se às redes neuronais de retropropagação de erro de múltiplas camadas com funções de activação não lineares por serem precisamente as que se procurou desenvolver na modelação da resposta dos materiais geotécnicos.

O processo de aprendizagem desenvolve-se em três fases. Na primeira, os sinais de entrada são propagados através das sucessivas camadas de neurónios até aos neurónios de saída, resultado num conjunto de valores que constituem a resposta da rede para um conjunto específico de dados. Na segunda fase, são calculados os erros que derivam da resposta hipoteticamente deficiente da rede, quando comparada com os resultados conhecidos. Na camada de saída os erros correspondem simplesmente à diferença entre os valores previstos e os observados enquanto que, nas restantes camadas, esse cálculo implica uma retropropagação do erro. Finalmente, conhecidos os erros de cada unidade de processamento, corrigem-se as intensidades de ligação entre neurónios de forma a melhorar a resposta global da rede aos dados e resultados apresentados. Este processo repete-se o número de vezes que for necessário para a globalidade dos dados de forma a atingir uma resposta considerada satisfatória. Interessa, portanto, salientar que a aprendizagem de uma rede multi-camada é um processo iterativo e, por vezes, lento.

O treino de um neurónio isolado (ver Fig. 2.27) é feito pela “regra delta⁴” em que se determinam as correcções Δ a aplicar a cada peso podendo ser resumida como abaixo se indica.

Para um conjunto de dados x_i que chegam ao neurónio através dos pesos w_i e para uma resposta do neurónio y seja então:

δ_j a diferença entre o resultado pretendido e a resposta da rede para cada neurónio j ;

$$\delta_j = (T_j - y_j) \quad (2.218)$$

η o coeficiente que define a “velocidade” de aprendizagem;

$\Delta_i = \eta \delta x_i$ define o coeficiente correctivo do peso “ i ” tal que os pesos a considerar na iteração seguinte serão:

$$w_i(n+1) = w_i(n) + \Delta_i \quad (2.220)$$

⁴ designada na literatura inglesa da especialidade por “delta rule”

A regra anterior, que deriva de uma generalização da aprendizagem para dados discretos (Wasserman, 1989), é a base para o treino das redes multi-camada.

Antes de se iniciar o treino de uma rede é necessário arbitrar o valor dos pesos para as ligações entre neurónios. Normalmente, e por questões de convergência⁵, interessa que os pesos iniciais sejam números aleatórios próximos de zero, por exemplo, no intervalo -0.1 a 0.1.

Para facilitar a sistematização da formulação associada às redes interessa introduzir uma notação vectorial para os diversos elementos que constituem as redes. Assim, considera-se que os pesos de ligação entre camadas de neurónios podem ser representados por uma matriz de pesos $[W]$ onde cada termo w_{ij}^k representa a intensidade da ligação entre o neurónio i da camada k para o neurónio j da camada $k+1$ (Fig. 2.32).

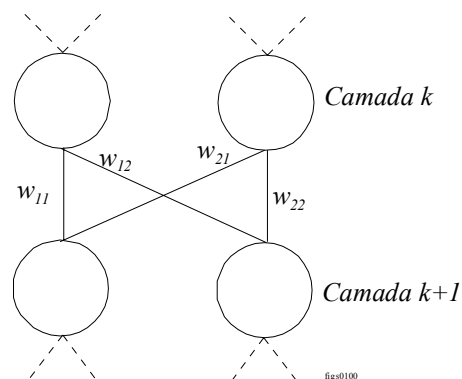


Fig. 2.32 - Notação matricial para os pesos

Os dados que chegam a cada camada de neurónios e os resultados produzidos por essa camada, podem ser representados por vectores que se designam por $\{X\}$ e $\{Y\}$, respectivamente. Os resultados pretendidos para a rede (na última camada) são representados pelo vector $\{T\}$.

Para cada camada os impulsos que excitam cada neurónio podem ser calculados por:

$$\{I\} = \{X\}^T [W] \tag{2.222}$$

⁵ se a ordem de grandeza não for esta a rede pode apresentar-se próxima da saturação (resultado dos termos $F(I)$ sempre 1 ou 0) e, nesse caso, a aprendizagem é muito lenta

e o resultado dessa camada será:

$$\{Y\} = F(\{I\}) = F(\{X\}^T [W]) \quad (2.224)$$

A primeira fase do treino consiste na aplicação repetida da equação (2.224) às diversas camadas da rede e em que os resultados de cada camada são os dados da camada seguinte até que, para a última camada, o vector de resultados constitui a estimativa da rede para o conjunto de dados que lhe foi apresentado.

A segunda fase consiste na propagação do erro da camada de saída para as camadas superiores. No caso particular da camada de saída, conhecido o vector de resultados para a rede $\{Y\}$ e o vector com os valores pretendidos $\{T\}$, o erro da solução é simplesmente definido pela diferença entre os vectores:

$$\{E\} = \{T\} - \{Y\} \quad (2.226)$$

O valor do erro é multiplicado pela derivada da função de transferência de forma a ajustar o ganho do neurónio, dando uma importância reduzida aos sinais elevados (positivos ou negativos) e uma importância maior aos sinais reduzidos. Interessa aqui salientar o interesse da utilização das funções expressas pelas equações (2.214) ou (2.216). É que estas funções têm uma derivada (Fig. 2.33) que satisfaz os critérios de ganho acima indicados, para além de que estas derivadas são extremamente simples de calcular não implicando praticamente nenhum esforço adicional de cálculo, o que pode ser importante quando a aprendizagem é lenta.

O valor de δ é então obtido pelo produto do erro pela derivada da função de transferência:

$$\{\delta\} = F'(I)(\{T\} - \{Y\}) \quad (2.228)$$

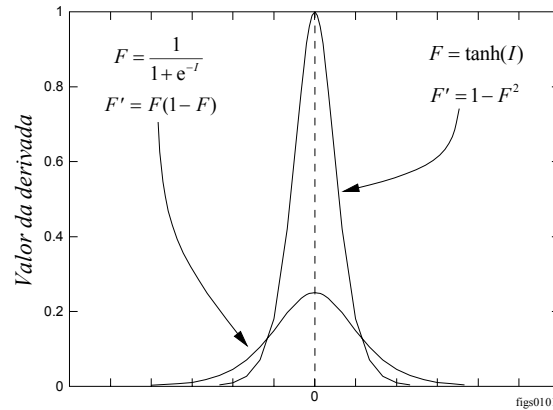


Fig. 2.33 - Derivadas das funções de transferência

Nas camadas de neurónios anteriores à de saída o valor do erro não pode ser calculado de forma directa já que, nestes casos, é desconhecido o vector de resultados correctos (que faz parte do conjunto de dados de treino e que apenas indica valores para os neurónios de entrada e saída da rede). Para estimar o erro nas camadas anteriores é necessário, em primeiro lugar, proceder ao ajuste dos pesos que convergem na camada de saída. Para tal procede-se de forma idêntica à indicada para um neurónio isolado. Resultando:

$$\Delta w_{ij}^k = \eta \delta_j^k y_i^{k-1} \quad (2.230)$$

onde:

Δw_{ij}^k - termo correctivo do peso da ligação entre o neurónio i (da camada k-1) e o neurónio j da camada k;

η - coeficiente de aprendizagem, tipicamente compreendido no intervalo]0,1[;

δ_j^k - valor de δ do neurónio j da camada k definido de acordo com a equação (2.218);

y_i^{k-1} - resultado (*output*) do neurónio i da camada k-1-

Os pesos corrigidos para a iteração n+1 serão:

$$w_{ij}^k(n+1) = w_{ij}^k(n) + \Delta w_{ij}^k \quad (2.232)$$

O valor do vector δ para a camada anterior (k-1) é:

$$\delta_i^{k-1} = F'(I_i^{k-1}) \left[\sum_j \delta_j^k w_{ij}^k \right] \quad (2.234)$$

o que traduz uma estimativa da contribuição de cada neurónio da camada k-1 para o erro que se verifica na camada k.

Com base nos valores de δ para esta ou outras camadas é possível ajustar os pesos das ligações com a camada anterior, bastando para tal aplicar as equações (2.230), (2.232) e (2.234) com os índices de camada corrigidos.

O processo acima descrito tem de ser repetido diversas vezes para todos os dados do conjunto de treino.

A eficiência dos algoritmos de treino pode ser melhorada através da introdução de pequenos artificios ou técnicas especiais de aprendizagem muitos dos quais se encontram ainda sob investigação. Um dos melhoramentos que mais facilmente se pode implementar consiste na introdução, em cada camada, de um neurónio adicional cujo “*output*” é constante e igual a +1. Na ligação deste neurónio constante encontram-se também pesos que são treináveis de forma idêntica aos neurónios normais. O resultado prático deste elemento adicional é o de permitir que a origem da função de transferência seja deslocada para onde, por conveniência dos dados introduzidos, for necessário. Na Fig. 2.34 apresenta-se o andamento da função de transferência nos casos em que o peso w correspondente ao neurónio adicional é positivo e negativo.

Como acima se referiu, uma das características mais importantes das funções de transferência e do funcionamento das redes é a de a sua resposta à aprendizagem ser mais rápida quanto mais os dados recebidos se aproximarem do máximo das derivadas das funções. No caso geral, o máximo de convergência oscila em torno do zero (ver Fig. 2.33) embora a introdução do neurónio de deslocamento possa alterar ligeiramente este cenário. Por outro lado, o resultado da camada de saída está restringida ao andamento da função de transferência que pode ser entre 0 e +1 ou -1 e +1 consoante a função adoptada.

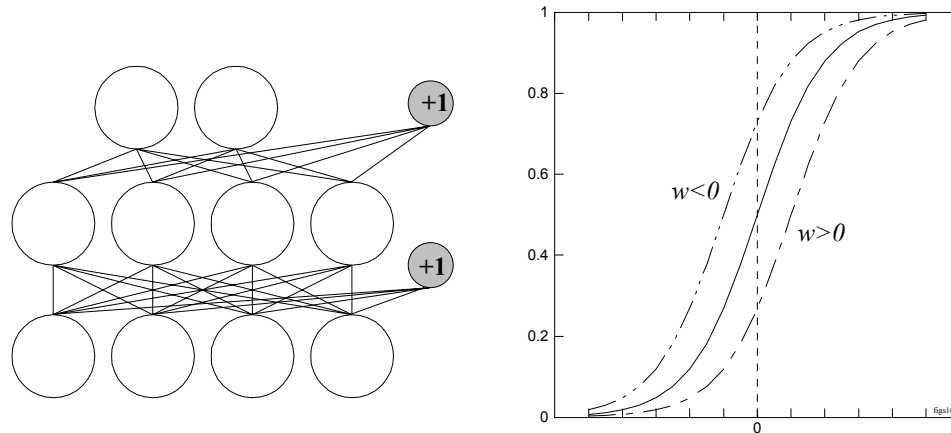


Fig. 2.34 - Rede com neurónios de output constante e alteração no andamento da função de transferência

Assim sendo, é bastante conveniente (na prática imprescindível) que os dados fornecidos à rede e resultantes desta estejam escalados de forma a que as funções trabalhem no intervalo de ganho máximo, permitindo assim otimizar a sua resposta. A prática corrente (que foi adoptada no decorrer deste trabalho) normaliza os *inputs* e *outputs* a intervalos da ordem de $[-3,+3]$ para os dados e $[0,+1.0]$ para os resultados no caso da função sigmoideal (equação (2.214)) ou, respectivamente, $[-3,+3]$ e $[-1.0,+1.0]$ para a função de tangente hiperbólica. Verificou-se que esta prática permite melhorar bastante a eficiência da resposta da rede ao processo de treino.

Outra técnica que tem demonstrado por vezes melhorar o comportamento da rede foi proposto por Rumelhart (1986) e consiste na adição à correcção dos pesos de cada iteração uma parcela da correcção anterior para o mesmo peso. A técnica proposta designa-se por *momentum* e o coeficiente que define a parcela a adicionar é designado pelo mesmo nome. Matematicamente este método consiste na alteração da equação (2.232) para:

$$\Delta w_{ij}^k(n+1) = \eta \delta_j^k y_i^{k-1} + \alpha [\Delta w_{ij}^k(n)] \quad (2.236)$$

assumindo o coeficiente α valores positivos inferiores a 0.9.

Outros métodos que envolvem a utilização de derivadas de segunda ordem da função de transferência são também utilizados, mas tornam a formulação mais complexa e, na maioria dos casos, essa complexidade pode não ser justificada.

2.4.5 - Métodos estatísticos

Um outro tipo de aprendizagem pode também ser empregue nas redes neuronais e consiste na aplicação de métodos estatísticos na variação dos pesos de ligação entre neurónios. O mais simples (e certamente menos eficiente) pode ser resumido como se segue:

1. para cada conjunto de dados determina-se a resposta da rede para a totalidade do conjunto;
2. com base nos resultados obtidos, determina-se o valor de uma função objectivo, por exemplo, a função de erro $f_o = \sum (T_i - o_i)^2$;
3. selecciona-se uma das ligações entre neurónios (de forma arbitrária) e introduz-se uma pequena variação (ou agitação) no seu valor;
4. repete-se o cálculo da função objectivo e, se o seu valor melhorar, a variação é retida e, no caso contrário, desprezada;
5. os passos anteriores repetem-se tantas as vezes quantas as necessárias para atingir a precisão desejada.

O processo anterior, se bem que extremamente simples, leva inevitavelmente a que um elevado número de iterações não seja aproveitado tornando-se assim pouco eficiente do ponto de vista de cálculo. Além disso, há que definir qual a ordem de grandeza da agitação introduzida. Valores muito reduzidos aumentam o tempo de cálculo e podem paralisar numa solução incorrecta enquanto que valores muito elevados podem não conduzir a qualquer solução. A analogia física deste processo é extremamente útil para entender o seu funcionamento (Fig. 2.35). Suponha-se que a função pretendida (função objectivo) pode ser representada por uma superfície irregular e que a resposta da rede é uma esfera que se move sobre essa superfície. A solução corresponde a posicionar a esfera no ponto de cota inferior e o processo de treino consiste em introduzir uma agitação à superfície o que provoca a movimentação da esfera. Se a agitação for demasiado elevada, a esfera dificilmente parará no mínimo pretendido, enquanto que, no caso contrário pode facilmente ficar retida numa depressão localizada.

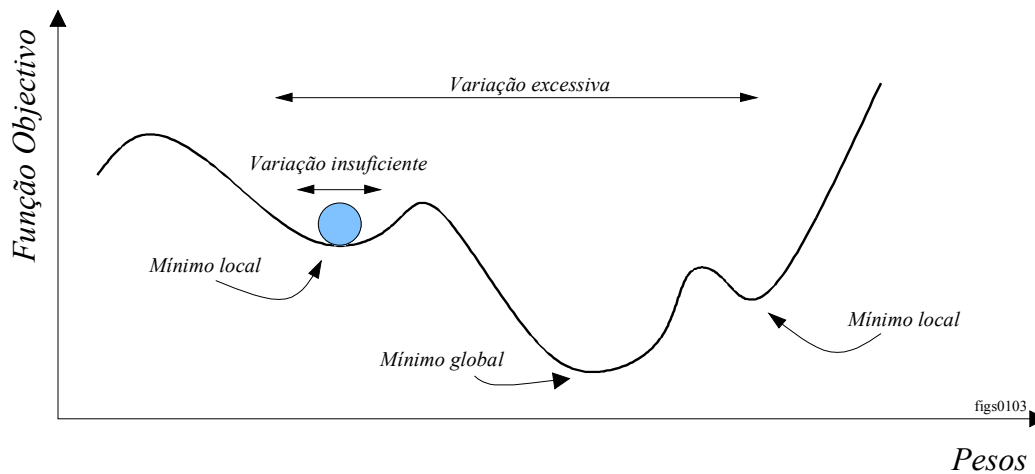


Fig. 2.35 - Analogia física do treino de redes neuronais

Outros processos de treino mais elaborados permitem que a grandeza da excitação introduzida na rede seja variável e diminua ao longo do processo de aprendizagem à medida que a função objectivo tende a aproximar-se do mínimo.

Mesmo seguindo um critério de diminuição da agitação no treino da rede pode, por vezes, ser necessário adoptar variações dos pesos que, temporariamente, não optimizem a função objectivo. O critério de aceitação ou rejeição destas variações pode ser determinado por uma função de densidade de probabilidade do tipo:

$$P(c) = e^{\frac{-c}{kT}} \quad (2.238)$$

onde,

$P(c)$ - função de probabilidade para uma variação de c na função objectivo;

k - constante análoga à constante de Boltzmann;

T - temperatura fictícia.

Em cada iteração, se a função objectivo não melhorar pela variação de um dos pesos, pode mesmo assim ser aceite desde que, dado um valor r de uma distribuição aleatória entre 0 e 1, se tenha $P(c) > r$. Quando no treino da rede se emprega a distribuição expressa pela equação (2.238) diz-se que se trata do treino de Boltzmann.

Este tipo de treino estatístico pode ser combinado com a regra Delta generalizada e constituir métodos híbridos de treino que conduzem, para certos casos, a melhores capacidades de aprendizagem, mas considera-se que por serem ainda motivo de investigação no domínio da Inteligência Artificial saem fora do âmbito desta apresentação.

2.4.6 - Patologias na aprendizagem

A aprendizagem das redes neuronais é um processo iterativo e, como tal, por vezes surgem situações em que não existe convergência ou que a solução encontrada não é a solução “correcta” ou pelo menos a solução pretendida.

Por exemplo, a consideração de um coeficiente de aprendizagem demasiado elevado pode conduzir a esta situação pois a variação dos pesos de ligação entre neurónios levará a que as funções de transferência trabalhem próximo da saturação e a rede pode não convergir. Nestas condições considera-se que a rede paralisou, já que as derivadas das funções de transferência são próximas de zero e as variações entre iterações não melhoram a resposta da rede.

Outra situação oposta corresponde a um coeficiente de aprendizagem demasiado baixo, verificando-se que o tempo de aprendizagem tende para infinito. A alternativa pode passar por um processo em que o incremento seja variável.

No presente trabalho as situações anteriores foram contornadas pela alteração dos coeficientes de aprendizagem por um processo automático e baseado na análise da variação do erro entre iterações. A solução empregue consiste, grosso modo, no aumento do coeficiente de aprendizagem sempre que o erro apresente tendência para diminuir ou estabilizar e na sua diminuição no caso contrário. O processo permite que, sem recorrer a uma grande elaboração, o coeficiente de aprendizagem corresponda sempre ao valor máximo que garante a descida da função de erro.

De acordo com opiniões várias (Kröse, et. al, 1993) o problema de paralisação da rede pode ser evitado aumentando o número de neurónios das camadas escondidas, embora também exista um limite no número de elementos escondidos a partir do qual este aumento passa a ser adverso. Os métodos estatísticos parecem, nesse aspecto, ser superiores à retropropagação de erro pois os mínimos locais podem ser facilmente evitados. Em aplicações práticas (ou seja, em programas de redes neuronais), é corrente prever para estes casos a aplicação de uma

agitação aleatória que pode alternativamente ser aplicada nos dados ou nos pesos e que permite ultrapassar mínimos locais.

2.4.7 - Programa de redes neuronais

Para aplicar as metodologias acima apresentadas e testar a respectiva adequabilidade decidiu-se elaborar um programa de cálculo automático para redes neuronais multicamada de retropropagação de erro. O programa foi desenvolvido com base em duas linguagens de programação, tendo-se usado o *Fortran 77* para as rotinas de cálculo e o *Visual Basic* para o interface com o utilizador. Os detalhes do programa BNN (*Backpropagation Neural Network*) não são relevantes para este trabalho, pelo que se apresenta apenas a sua estrutura geral.

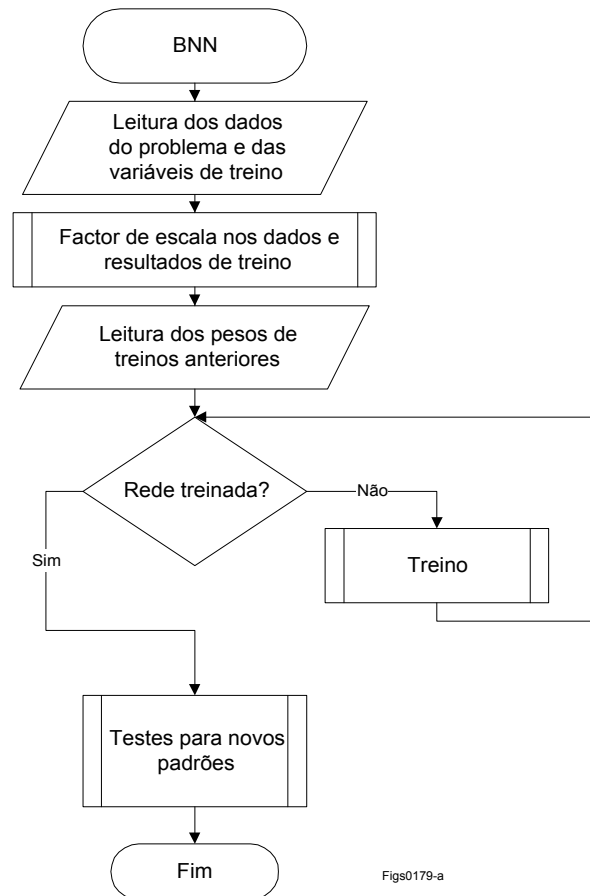


Fig. 2.36 - Fluxograma do programa BNN

Assim, na Fig. 2.36 ilustra-se o fluxograma do módulo principal do programa onde se incluem as referências às rotinas mais relevantes, de onde se destacam as que se referem ao treino e à aplicação dos factores de escala aos *inputs* e *outputs* de acordo com a descrição apresentada no parágrafo 2.4.4. Para além do módulo principal apenas interessa analisar com mais detalhe o algoritmo de treino, conforme se apresenta na Fig. 2.37.

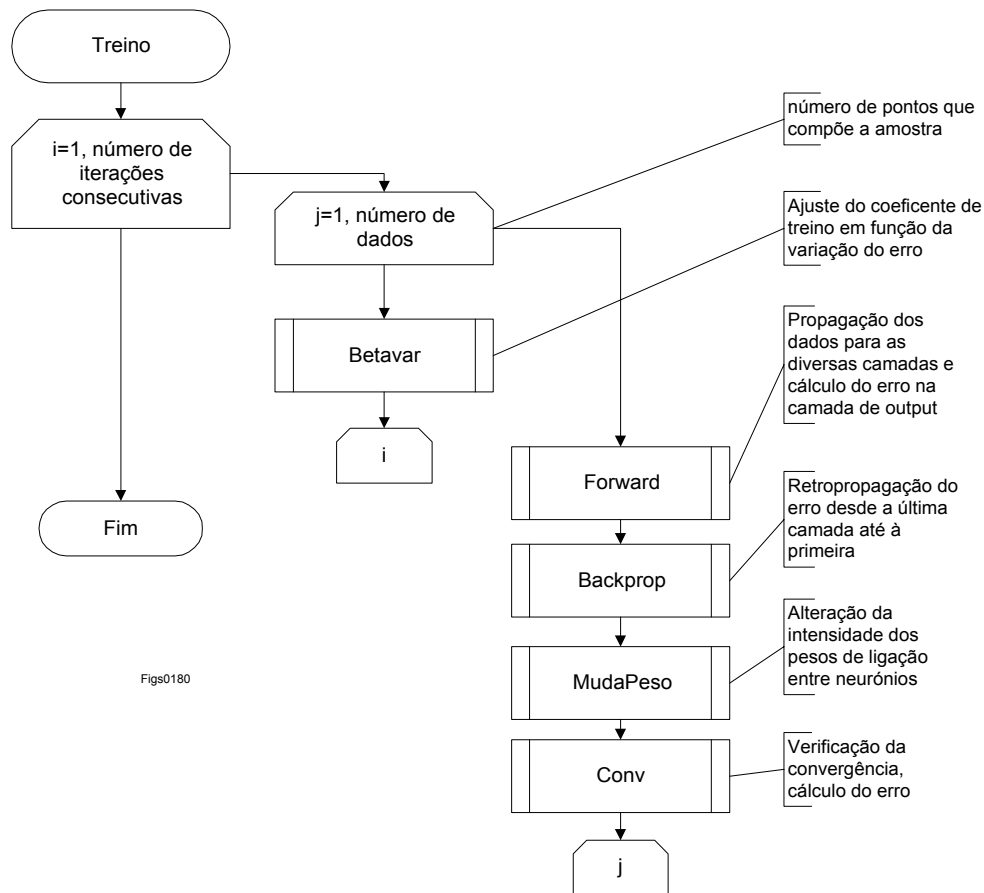


Fig. 2.37 - Fluxograma da rotina de treino

2.4.8 - Exemplos de aplicação

Para ilustrar a aplicação das RNA na modelação do comportamento de materiais apresenta-se seguidamente a simulação da resposta dos resultados de um ensaio triaxial consolidado drenado.

Como já foi referido, não existem leis ou regras muito precisas para dimensionar a rede que melhor se adequa a determinado tipo de problema. Há no entanto que atender ao equilíbrio entre a capacidade de generalização (um dos principais objectivos a atingir) e a capacidade de memorização. Uma rede de apenas 3 camadas (entrada+escondida+saída) com funções de transferência não lineares é um aproximador universal, dependendo a sua capacidade apenas do número de neurónios da camada intermédia (escondida) e da função de transferência. Em determinados casos parece haver vantagem em, para o mesmo número de neurónios, utilizar mais camadas com, evidentemente, menos neurónios por camada. No caso de funções de

transferência lineares o aumento do número de neurónios é irrelevante pois o resultado é sempre a combinação linear das funções individuais que, sendo lineares, resultam numa função também linear.

No que respeita aos tempos de cálculo e à capacidade de generalização parece haver vantagem em que no dimensionamento da se rede comece por um número reduzido de neurónios e, consoante a resposta medida após treino, se vá aumentando, no caso de ser necessário, a sua complexidade, quer pelo aumento do número de neurónios nas camadas, quer pelo aumento do número de camadas.

Colocando de parte o problema de estabelecimento da arquitectura da rede, pode-se considerar que o maior problema na aplicação prática de uma RNA é a definição da estrutura dos dados que a rede recebe e calcula. Atendendo à pouca experiência existente neste domínio é natural que se procure seguir, neste aspecto, a representação tradicional dos dados empregue nos modelos matemáticos correntemente utilizados (Ghaboussi, 1991).

Se em certos casos essa definição não é de forma alguma problemática, noutros casos implica uma ponderação cuidadosa do tipo de dados e da sua estrutura. É necessário compreender que para atingir um nível satisfatório de generalização a rede necessita de receber todos os dados que são relevantes e que podem, na formulação tradicional através de modelos matemáticos, não ser importantes. Por exemplo, para um modelo de rede que permita a simulação de um ensaio de corte em compressão triaxial, estão envolvidas as seguintes variáveis ou os seus incrementos:

- tensão distorcional $\sigma_1 - \sigma_3$
- tensão média $\sigma_1 + \sigma_3$
- deformação axial ε_1
- deformação volumétrica ε_v
- pressão intersticial u

No caso concreto da simulação da resposta de um ensaio, as variáveis independentes (ou *inputs*) devem ser o estado de tensão actual e o incremento de deformação enquanto que os resultados serão os incrementos de tensão, de pressão intersticial e de deformação

volumétrica. Alguns autores consideram que a rede pode beneficiar de uma certa redundância de dados. Por exemplo, no caso anterior pode-se fornecer como dado adicional a razão σ_1/σ_3 que, apesar de ser facilmente calculável através de $\sigma_1-\sigma_3$ e $\sigma_1+\sigma_3$ pode, do ponto de vista da rede, melhorar a sua resposta quer no que respeita à qualidade dos resultados, quer no que respeita ao tempo de aprendizagem.

Retomando a estruturação dos dados, interessa ainda referir que a adaptação da rede para aplicação num programa de elementos finitos pode implicar uma abordagem diferente. Nesse caso, interessa normalmente conhecer as deformações que resultam da aplicação de incrementos de tensão, tendo-se então como variáveis de *input* o estado de tensão e como variáveis de *output* as deformações resultantes. Ghaboussi (op. cit.) numa rede neuronal para a simulação do comportamento de provetes de betão à compressão biaxial usa como *inputs* os estados de tensão e deformação e os incrementos de tensão, resultando como *outputs* os incrementos de deformação. Neste caso concreto a rede continha ainda duas camadas escondidas de 40 neurónios cada.

No exemplo que se apresenta seguidamente, relativo à modelação do comportamento de um ensaio de corte em compressão triaxial na modalidade de ensaio drenado, decidiu-se compor os dados de aprendizagem como se segue:

Dados:

- Invariantes de tensão $(\sigma_1+\sigma_3)$, $(\sigma_1-\sigma_3)$
- Estado de deformação ε_1 , ε_v
- σ_1/σ_3
- Incrementos de deformação axial $\Delta\varepsilon_1$

Resultados

- Incrementos dos invariantes de tensão $\Delta(\sigma_1+\sigma_3)$ e $\Delta(\sigma_1-\sigma_3)$
- Incremento de deformação volumétrica $\Delta\varepsilon_v$

Com esta estrutura de dados pretende-se fornecer todos os valores necessários para caracterizar o comportamento marcadamente não linear do solo do ensaio já que se definem os incrementos de deformação e a variação de pressão intersticial em função dos incrementos de tensão para uma determinada combinação dos estados de deformação e de tensão. Para a simulação deste ensaio treinaram-se duas redes distintas, mas com um número muito mais reduzido de neurónios do que os utilizados por Ghaboussi. Uma representação esquemática da primeira rede encontra-se na Fig. 2.38.

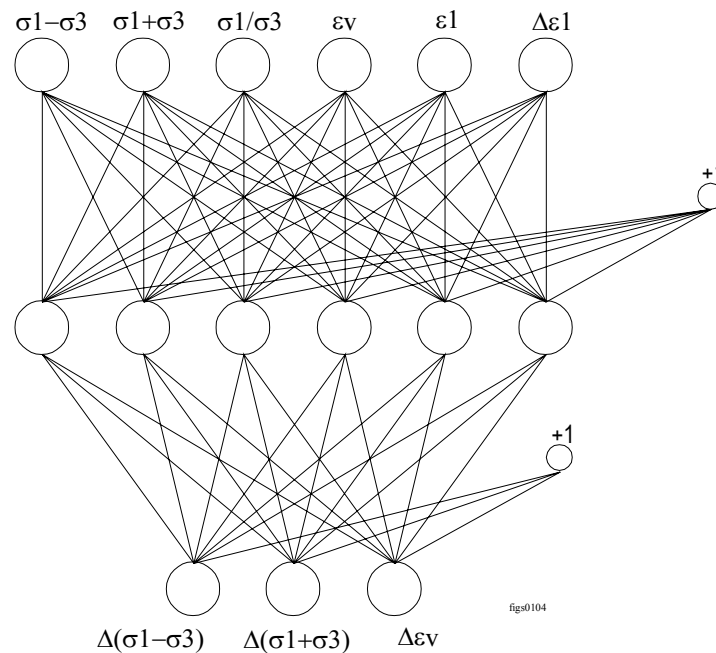


Fig. 2.38 - Rede neuronal (7-5-3) para a simulação de ensaios triaxiais drenados

O ensaio é composto, como habitualmente, por três conjuntos de curvas relativos a três níveis de tensão de confinamento σ_3 . O treino da rede foi efectuado para as tensões mais baixa e mais elevada e o teste da prestação da rede foi feito apresentando os dados relativos à curva correspondente à tensão de confinamento intermédia (desconhecida para a rede). Os resultados estão ilustrados na Fig. 2.39 sob a forma tradicional de diagramas tensão e de deformação volumétrica - deformação axial, bem como as trajectórias de tensão.

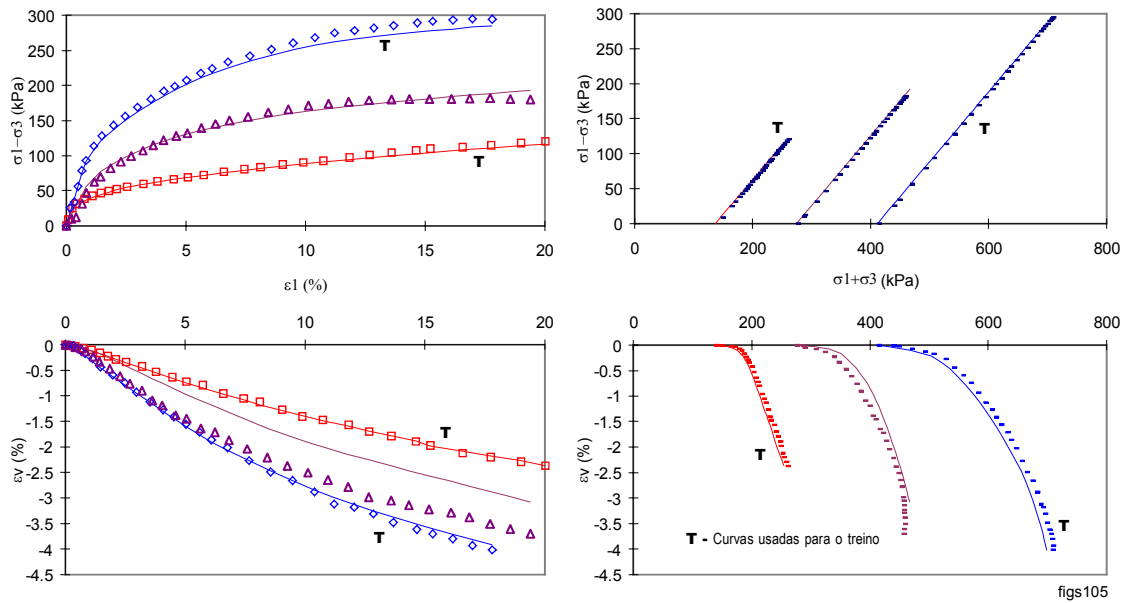


Fig. 2.39 - Resultados da simulação de um ensaio triaxial

A análise da resposta da rede permite concluir que a essência do comportamento não linear foi correctamente apreendida para os dados de treino e que a capacidade de generalização para outros conjuntos de dados também foi conseguida. No que respeita às tensões distorcionais e média a concordância é praticamente perfeita o que é visível nos diagramas $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon_1$ e $(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)$. No que respeita à variação volumétrica o andamento da resposta para o padrão de treino é bastante lógica, embora se afaste um pouco da resposta real obtida no ensaio. Para este tipo de ensaios também se testaram redes com maior complexidade (até $6 \times 20 \times 20 \times 3$) sem que se tivesse melhorado significativamente o ajuste ou a capacidade de generalização.

Para a utilização num programa de cálculo automático de elementos finitos pode ser mais vantajoso que a resposta do modelo seja estabelecida em função da aplicação de incrementos de tensão. Nesta hipótese ter-se-á a seguinte estrutura de dados e resultados:

Dados:

- Invariantes de tensão $(\sigma_1 + \sigma_3)$, $(\sigma_1 - \sigma_3)$
- Estado de deformação ϵ_1 , ϵ_v
- Incrementos dos invariantes de tensão $\Delta(\sigma_1 + \sigma_3)$, $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$

Resultados:

- Incremento de deformação axial $\Delta\varepsilon_1$
- Incremento de deformação volumétrica $\Delta\varepsilon_v$

Na Fig. 2.40 apresenta-se a rede utilizada bem como os resultados obtidos. No processo de treino, apresentaram-se à rede os dados e resultados das tensões de confinamento mais alta e mais baixa e o teste à resposta da rede foi feito com os dados referentes ao provete ensaiado à tensão de confinamento intermédia.

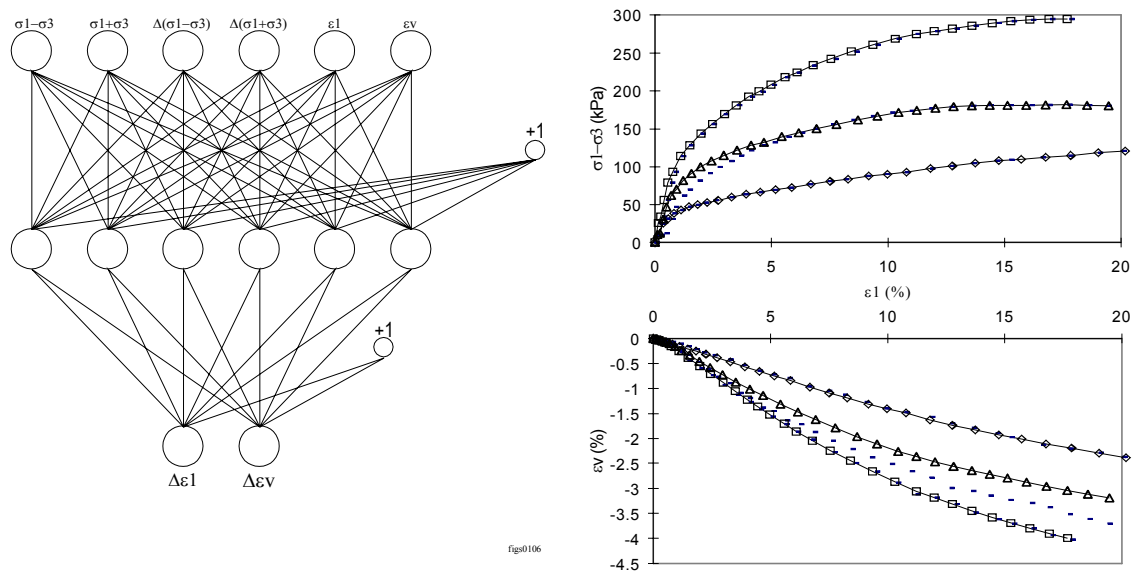


Fig. 2.40 - Rede neuronal com controlo de tensões e diagramas de resultados

2.4.9 - Algumas considerações sobre a utilização de redes neuronais

A utilização de redes neuronais artificiais, em particular as redes de retropropagação de erro para a modelação do comportamento de materiais naturais, para a interpretação de ensaios ou para a generalização de resultados, tem conhecido um razoável incremento nos últimos anos, especialmente após a apresentação de um algoritmo eficiente de treino deste tipo de redes (Rumelhart et al. 1986).

As possibilidades deste tipo de “estruturas de cálculo” são enormes e provavelmente ainda serão passíveis de importantes desenvolvimentos. Os méritos das RNA são globalmente reconhecidos e a sua aplicação é especialmente atractiva nos casos em que não existe uma lei

funcional que possa ser expressa num conjunto de equações mas que, em contrapartida, se dispõe de dados suficientemente fiáveis para que se possa treinar uma rede neuronal.

Um dos aspectos interessantes na utilização das RNA é o de poderem constituir modelos em que todas as variáveis fornecidas nos dados são tidas em consideração na obtenção dos resultados. A importância de cada variável é estabelecida na capacidade de organização interna da rede, maximizando o peso das mais importantes e minimizando as que não afectam os resultados.

Há no entanto que evitar a utilização das RNA como “caixas negras” na modelação matemática do comportamento dos diversos materiais de engenharia. As RNA não podem substituir a importância dos modelos tradicionais cuja aplicação é fundamentada nos princípios da termodinâmica, devendo pelo contrário, ser encaradas como métodos complementares que, apenas em certos casos, podem substituir os outros métodos. Um dos inconvenientes que resulta da utilização das RNA é o de, para cada rede, não existirem parâmetros que caracterizem a sua resposta, como existem em qualquer modelo de comportamento mecânico. Em vez disso existe apenas um conjunto de números que representam os pesos das ligações entre neurónios o que, evidentemente, não permite inferir nenhuma conclusão sobre o fenómeno estudado pela análise desses valores.

2.5 - Considerações finais

No presente capítulo apresentaram-se os aspectos relativos às leis constitutivas mais habituais em problemas de Mecânica dos Solos. De entre os modelos expostos, destacaram-se os de comportamento elástico não linear e os elastoplásticos. Nesta última classe foi dada especial atenção ao modelo elastoplástico dos estados críticos “Cam-clay”.

No capítulo seguinte abordam-se os aspectos referentes à modelação do colapso e da fluência, concluindo-se pela apresentação de uma nova proposta de modelação aplicada ao modelo Cam-clay.

3 - MODELAÇÃO DOS EFEITOS DO COLAPSO E DA FLUÊNCIA

3.1 - Modelação do colapso

3.1.1 - Introdução

No âmbito deste trabalho, entende-se por *colapso* o fenómeno que se verifica nos materiais de aterro quando, estando sujeitos a determinado estado de tensão para o qual as deformações se podem considerar como estabilizadas, ocorre um acréscimo pronunciado de deformação devido à molhagem do material. Os fenómenos envolvidos no processo genericamente designado por colapso são diversos consoante o material que está em consideração, pensando-se actualmente que podem variar entre a destruição de ligações electro-químicas para os materiais mais finos, até à fracturação mais ou menos pronunciada das partículas constituintes para os mais grosseiros. Independentemente do mecanismo envolvido, a molhagem dá origem normalmente a consideráveis acréscimos de deformação e a diminuição de resistência. O interesse do seu estudo no âmbito das deformações pós construtivas é por isso evidente, constituindo um efeito que se pode fazer sentir com grande importância e consequências, como aliás se pode inferir de diversos casos relatados na bibliografia.

As deformações de colapso não são um problema exclusivo da Mecânica dos Solos e na verdade assumem também grande importância na Mecânica das Rochas, muito particularmente no que respeita à exploração de petróleo. Neste caso, “colapso” refere-se a uma redução substancial de

volume de uma massa rochosa devido ao esvaziamento do seu conteúdo fluido e pressurizado estando, por isso, intimamente associado a uma variação de tensão efectiva.

Os materiais rochosos colapsíveis caracterizam-se por terem uma componente de resistência coesiva reduzida e elevada porosidade. Charlez (1995) define “colapso plástico” como sendo “uma redução irreversível da porosidade por implosão do material”. O mecanismo fundamental de colapso é, neste caso, a rotação e o deslocamento dos grãos da matriz rochosa (Rhett, 1995).

Embora a manifestação fenomenológica seja semelhante (uma redução substancial de volume) há que salientar que no caso de rochas as deformações podem ser muito elevadas podendo atingir uma deformação superior a 10% sem evidências macroscópicas de rotura, embora, ao contrário do colapso dos materiais granulares, não seja uma deformação súbita.

Por outro lado, as causas de colapso nos dois casos são distintas. Nos materiais rochosos porosos o colapso encontra-se associado ao aumento do nível de tensão efectiva acima de determinado limite, enquanto que nos solos e enrocamentos o colapso pode ocorrer para um nível de tensão constante, bastando para tal que exista um líquido, fundamentalmente a água, que active o mecanismo. Se tal não acontecer a deformação que se processa a tensão constante é habitualmente enquadrada dentro da fluência. Naylor (1989) introduz uma terminologia que, por si só, estabelece de forma concisa o fenómeno que se verifica nos solos. Os termos *saturation shrinkage* ou *wetting shrinkage* traduzem simultaneamente a causa (*saturation* ou *wetting*) e o efeito (*shrinkage*).

3.1.2 - Alguns casos históricos

Existem algumas referências clássicas no âmbito da observação dos fenómenos de colapso em barragens. Destas referem-se, por exemplo, os casos das Barragens de El Infiernillo, de Paradela, de Beliche e de Canales.

A primeira é a de El Infiernillo, com 148 metros de altura e finalizada em 1963 no México. Trata-se de uma barragem de enrocamento de um conglomerado silicioso, com núcleo central vertical argiloso, cujo perfil transversal tipo se apresenta na Fig. 3.1. Uma das características relevantes neste perfil é a de incorporar enrocamento lançado (material 5) o que acentua as deformações de colapso.

3- Modelação dos efeitos do colapso e da fluência

Durante o primeiro enchimento da albufeira, quando foi atingida a cota correspondente a 27% da altura máxima, a barragem exibiu deslocamentos horizontais do eixo central no sentido de montante. Com a continuação da subida do nível da albufeira e apenas 8 dias mais tarde, verificou-se ainda um acentuar destes deslocamentos. O mecanismo de deformação associado a este tipo de deslocamentos é contrário ao carregamento devido ao enchimento da albufeira e só é explicável por uma elevada redução de volume do maciço de montante que, em consequência, provoca deslocamentos neste sentido. Só quando se atingiu um nível próximo do pleno armazenamento é que se iniciou o deslocamento para jusante, devendo-se tal facto certamente ao elevado valor das resultantes das forças horizontais de impulsão sobre o núcleo central da barragem que para variações rápidas do nível da albufeira se comporta como impermeável. Na Fig. 3.2 exhibe-se o diagrama de deslocamentos horizontais internos no eixo central da barragem correspondente à descrição anterior. Neste caso sabe-se que os aterros de enrocamento foram colocados sem adição de água.

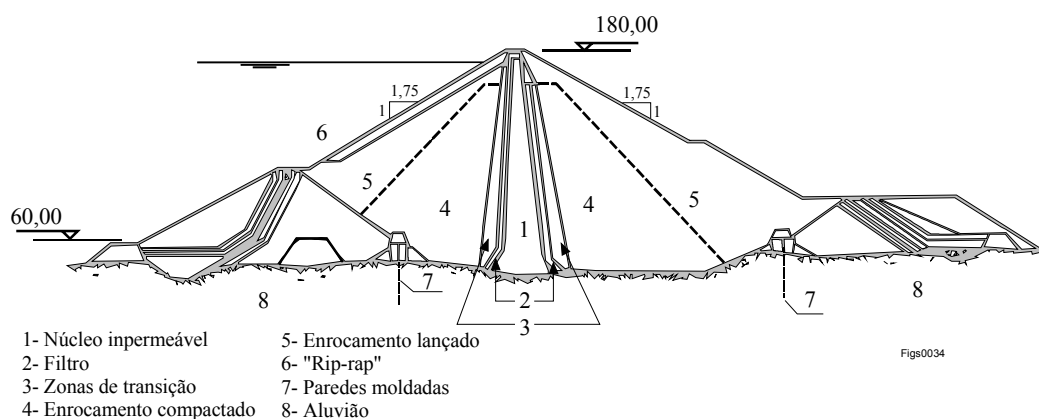


Fig. 3.1 - Perfil transversal tipo da barragem de El Infiernillo

Em Portugal a barragem de Paradela, situada no norte do país e destinada à produção hidroeléctrica constituía, à data da sua conclusão (1958), um marco no que respeita a barragens de enrocamento, pois era a mais alta (110 metros) construída com enrocamento lançado (Fig. 3.3).

Este método, empregue com sucesso em barragens de menor dimensão, viria a mostrar-se inadequado para alturas semelhantes às de Paradela pois os níveis de tensão induzidos nos contactos interpartículas, por serem elevados, acentuam a importância do colapso e também da fluência.

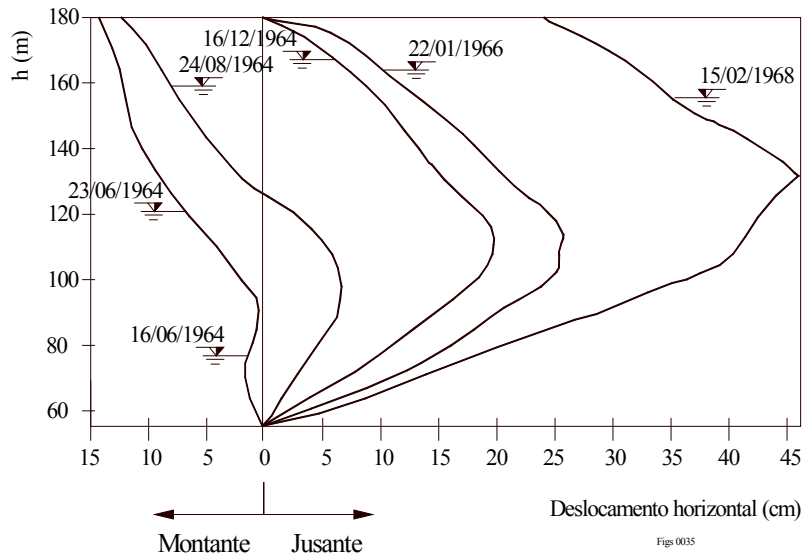


Fig. 3.2 - Deslocamentos horizontais no núcleo central da barragem de El Infiernillo durante o 1º enchimento

A impermeabilização da barragem era conseguida por uma cortina de betão sobre o paramento de montante, e a funcionalidade deste órgão veio a ser seriamente afectada pelos deslocamentos verificados. Em consequência, verificou-se uma elevada fendilhação da cortina e a consequente passagem de caudais elevados o que, para além do prejuízo inerente à perda de água, desencadeou o processo de colapso.

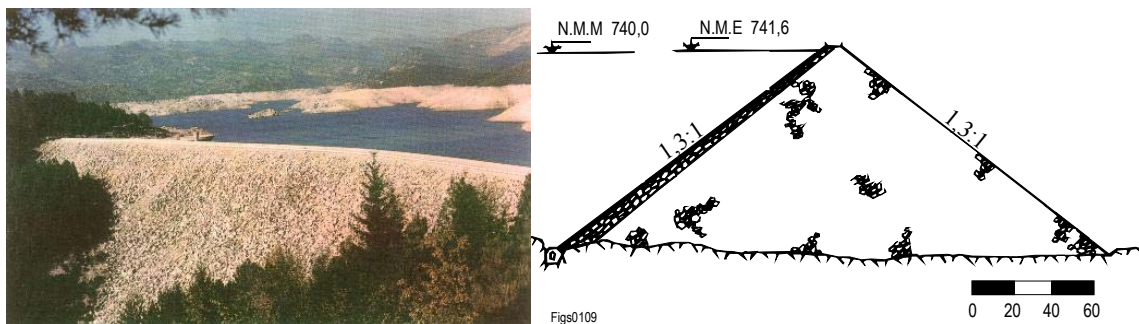


Fig. 3.3 - Barragem de Paradela. Vista de jusante e perfil transversal tipo

No outro extremo de Portugal situa-se a barragem de Beliche cujo perfil tipo se apresenta na Fig. 3.4 e cuja descrição mais detalhada se apresenta no Capítulo 5. Neste caso, procurou-se durante a construção aplicar medidas construtivas cuja finalidade era a de minorar os efeitos do colapso que, sabia-se à partida, teria elevada probabilidade de ocorrer durante o primeiro enchimento. Essas medidas de projecto basearam-se fundamentalmente em técnicas mais cuidadas de selecção

3- Modelação dos efeitos do colapso e da fluência

dos materiais (especialmente no que concerne à granulometria), de colocação em camadas de reduzida espessura (condicionadas à máxima dimensão dos blocos), de espalhamento e compactação com cilindro vibrador e sobretudo de abundante molhagem durante a construção.

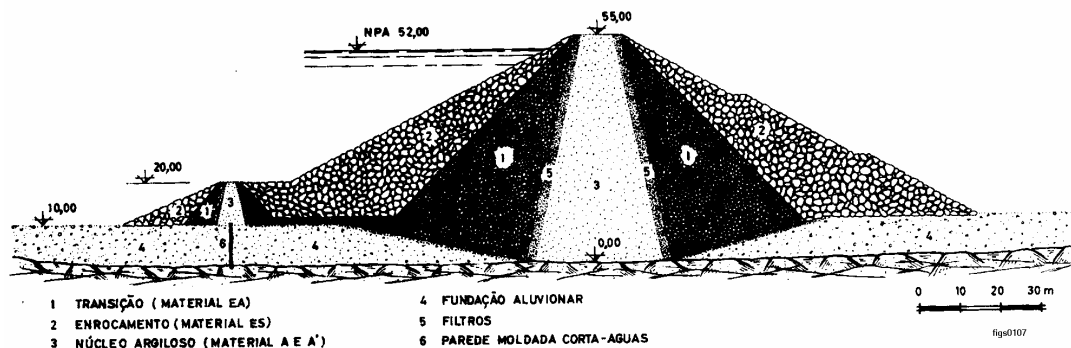


Fig. 3.4 - Perfil transversal-tipo da barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1983)

Por diversos motivos, mas principalmente por se terem verificado dificuldades na obtenção de água em quantidade suficiente e por o material empregue se ter mostrado mais alterável do que se supunha com base na caracterização de laboratório (Veiga Pinto, op. cit.), os objectivos não foram inteiramente alcançados e verificaram-se ainda assim deslocamentos importantes com as consequências habituais, nomeadamente, o surgimento de fendas transversais no coroamento, algumas com extensão de 20 metros, e um movimento global da barragem para montante devido à diminuição de volume e consequente "rotação" da barragem neste sentido. Em resultado deste assentamento diferencial resultaram fendas longitudinais significativas como se apresenta na Fig. 3.5. O estudo mais detalhado das deformações desta barragem é apresentado no Capítulo 5, onde se procura mostrar as diversas componentes da deformação total da barragem, com especial incidência nas deformações de colapso e de fluência.



Fig. 3.5 - Fendas longitudinais junto à guarda de montante (Barragem de Beliche)

O último exemplo que aqui se refere dos efeitos do colapso refere-se à barragem espanhola de Canales com 156 metros de altura máxima. Esta barragem de enrocamento com núcleo central como órgão impermeabilizante, encontra-se implantada num vale relativamente estreito onde são importantes os fenómenos de transferência de tensões para os encontros (Naylor, 1995). Como resultado dum primeiro enchimento parcial (mas que começou antes do final da construção) em Junho de 1990, o assentamento verificado a montante no coroamento já era cerca de 0,85 m superior ao deslocamento registado no mesmo perfil, na zona de jusante do coroamento (Fig. 3.6).

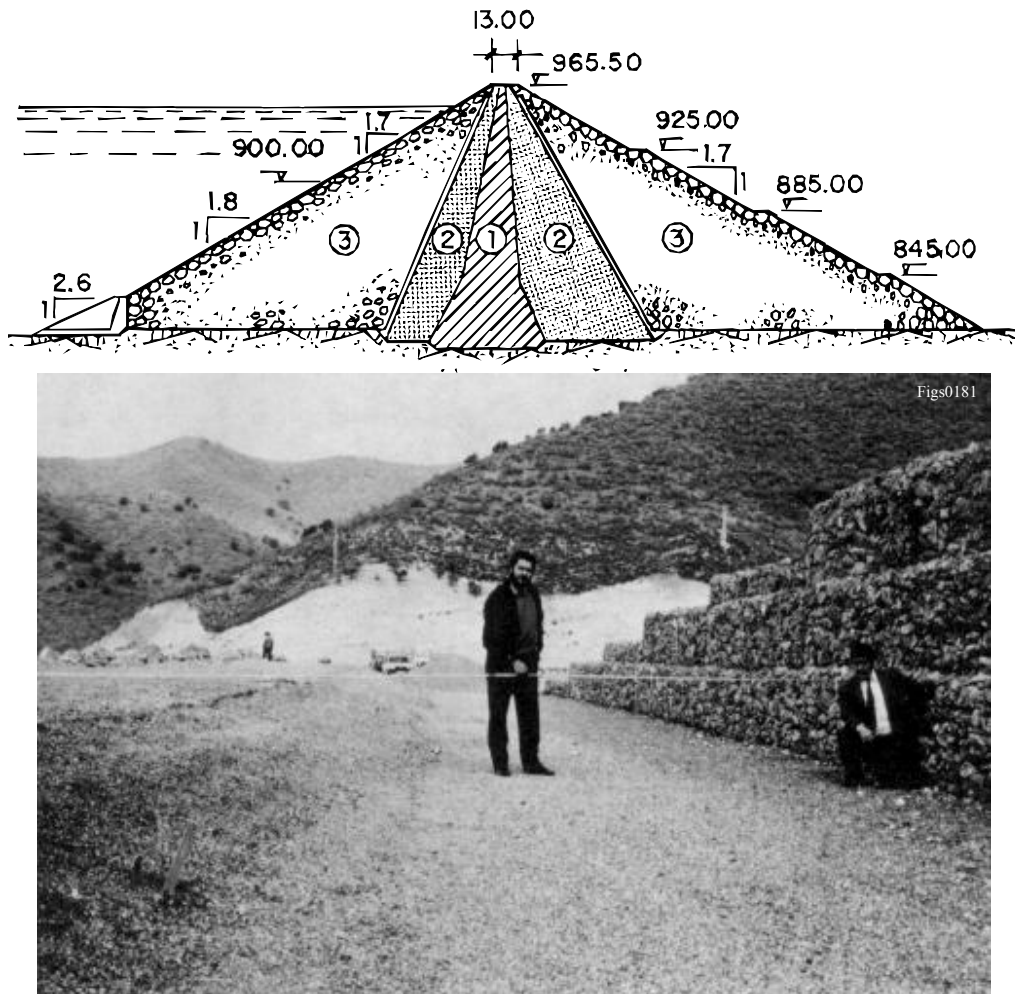


Fig. 3.6 - Barragem de Canales. Perfil transversal tipo e assentamento entre o núcleo (à direita) e o filtro de jusante (Justo, 1991)

Deve-se ainda salientar que outros tipos de aterros de enrocamento (nomeadamente de estradas) são também susceptíveis de sofrer colapso, bastando para tal, que se reünam as condições de

natureza do material, respectiva colocação com as de posterior molhagem. Os casos apresentados, não sendo de forma alguma exaustivos, justificam, como já se referiu, a importância do estudo dos fenómenos associados ao colapso dos materiais e por consequência implicam a sua consideração nos métodos de dimensionamento de aterros.

3.1.3 - Fenomenologia

Inicialmente associava-se o colapso ao efeito lubrificante da água na massa de rocha ou solo, o que proporcionaria um rearranjo estrutural das partículas para posições mais estáveis. No entanto, diversos ensaios permitem provar que esse não é, de facto, o fenómeno responsável pelas deformações observadas.

Diversos autores conduziram ensaios que procuravam investigar o mecanismo envolvido nas deformações de colapso. Justo (1968) considera que não se trata certamente de uma acção lubrificante devido ao facto de em materiais de enrocamento as superfícies de contacto serem, regra geral, muito rugosas e a água não conseguir provocar uma acção lubrificante. Em alguns casos, em rochas constituídas por minerais de cristalização tridimensional, o efeito da água é mesmo anti-lubrificante. Em outros casos, de minerais de estrutura bidimensional, verifica-se de facto um efeito lubrificante mas insuficiente por si só de provocar os efeitos observados.

Terzaghi (1960) adianta que a maior parte das deformações verificadas se ficam a dever ao enfraquecimento dos minerais quando molhados, especialmente na envolvente exterior (e portanto mais degradada) desses minerais. Esse enfraquecimento, associado às elevadas tensões de contacto entre blocos (o que é especialmente importante em materiais de granulometria mais grosseira), provoca a rotura dos contactos angulosos e o consequente rearranjo estrutural para um estado mais denso, provocando os assentamentos que se verificam macroscopicamente. Nos ensaios realizados por diversos autores, incluindo os descritos no parágrafo 3.1.6.3, verifica-se uma nítida alteração granulométrica, o que atesta a fracturação do material em resultado do colapso.

Verifica-se experimentalmente que a água é, de entre um conjunto relativamente vasto de líquidos, aquele que provoca maiores e mais rápidas deformações de colapso, conforme comprovam os ensaios de Martin (1970), cujos resultados parcialmente se transcrevem no Quadro 3.1.

Procurando relacionar as variáveis anteriores, traçou-se o gráfico da Fig. 3.7 onde se pode constatar existir alguma relação entre a tensão superficial e a deformação de colapso enquanto que, pelo contrário, a viscosidade do líquido parece não ter influência directa na deformação.

Quadro 3.1 - Colapso verificado numa areia fina em presença de diversos líquidos

Líquido	Viscosidade centiPoise	Tensão superficial mN/m	COLAPSO x 0,01 mm				
			Dias				
			1	2	6	25	50
Água	1	73	128	133	137		
Formamida	3.3	58	30	42	50	86	103
Metanol	0.6	23	32	40	50	78	82
Etanol	1.2	23	14	25	52	76	
Butanol	3	25	34				
Nitrobenzeno	2	44	25				
Benzeno	0.7	29	12	31	31		
Querozeno	2	28	7				
Xileno	0.7	30	23				
Etilenoglicol	20	48	22				

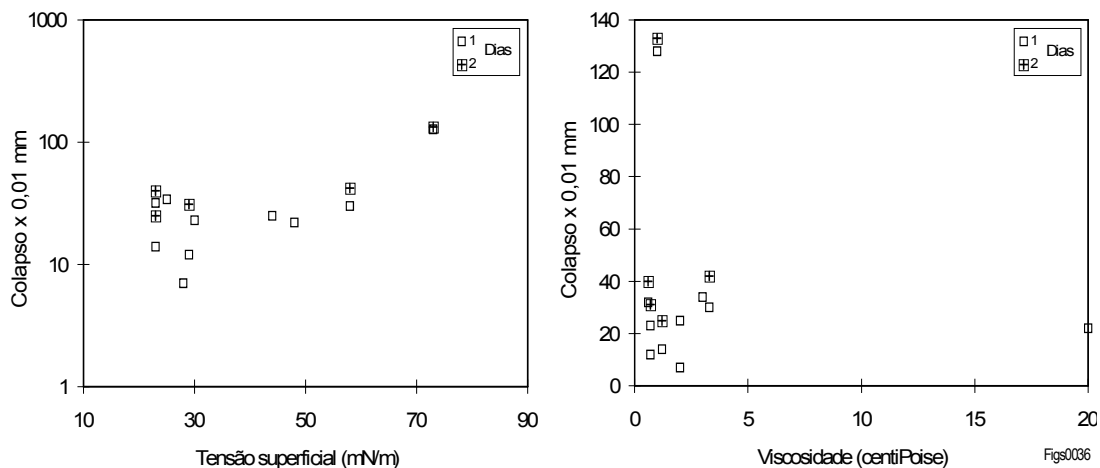


Fig. 3.7 - Relação da tensão superficial e viscosidade com a deformação de colapso para diversos líquidos

As considerações e exemplos apresentados permitem tentar sistematizar os diversos factores que influenciam a grandeza do fenómeno de colapso. Assim, e de acordo com Quintela (1991), os factores mais relevantes são:

- a composição mineralógica - compreensivelmente, a composição e o tipo de cristalização assumem um papel importante determinando a susceptibilidade de alteração dos minerais em presença da água;
- o nível de tensão - o estado de tensão determina a grandeza das tensões nos contactos interpartículas; como tem sido verificado experimentalmente, existe uma relação directa entre o aumento da tensão e a deformação de colapso verificada por molhagem nos diversos tipos de ensaios;
- a compacidade relativa - este factor afecta de diversas formas a susceptibilidade de colapso do material; primeiro a compacidade mede indirectamente a quantidade de contactos entre partículas e pelas razões acima apontadas afecta o fenómeno de colapso; por outro lado, a existência de vazios em maior ou menor quantidade, determina a possibilidade do material evoluir para estados mais compactos; finalmente, o rápido acesso da água às diversas partículas susceptíveis de colapsar é também facilitado por arranjos menos densos e com menor quantidade de finos;
- o teor em água - verifica-se que a presença de água, ou seja, a simples molhagem do material, é suficiente para provocar as deformações de colapso;
- a estrutura interna do material - especialmente em solos argilosos a estrutura interna pode, para o mesmo material, apresentar configurações a que correspondem diferentes índices de vazios;
- o historial de ciclos de molhagem-secagem - tem sido verificado que as deformações de colapso observadas em determinadas obras se verificam sempre que há um ciclo de molhagem-secagem e nomeadamente devido a períodos de chuvas intensas; como mais à frente se verá, os ciclos de secagem-molhagem reproduzidos em laboratório parecem não provocar acréscimos de deformação desde que se mantenham determinadas condições.

Dos diversos factores apresentados, o que se refere à compacidade relativa poderia também ser apresentado como um factor de minimização dos efeitos de colapso. De facto, verifica-se que adicionando água durante as operações de espalhamento e compactação do aterro (ou de preparação da amostra no caso de ensaio) se podem atingir maiores compacidades e eficiência na compactação, obtendo-se conseqüentemente o efeito de minimização do colapso a posteriori. Foi,

por exemplo, a metodologia que se procurou seguir na construção da barragem de Beliche. Por outro lado, atendendo ao mecanismo provável de colapso, que está associado ao esmagamento (e conseqüente rotura) dos contactos entre partículas, se a compactação produzir alguns desses esmagamentos, minimiza-se naturalmente o colapso que virá a ser registado posteriormente.

O mecanismo que parece descrever mais adequadamente as causas do colapso relaciona-se com o aumento da microfissuração nos contactos entre partículas. A microfissuração depende da composição mineralógica, do estado de alteração do material e da tensão instalada nos contactos. Esta última depende da granulometria do material apresentando, no caso de materiais monogranulares, uma variação exponencial com o diâmetro das partículas, D , expressa por (Maranha das Neves et al., 1977):

$$\bar{P} = aD^b \quad (3.2)$$

onde \bar{P} representa a força de contacto entre as partículas, e a e b são os parâmetros representativos para cada tipo de material.

A expressão apresentada evidencia claramente a relação entre a variação do diâmetro das partículas e a força máxima no respectivo contacto. O Quadro 3.2 apresenta as forças de contacto entre partículas para amostras granulares de materiais uniformes quando sujeitas a uma tensão hidrostática de 100 kN/m².

Quadro 3.2 - Forças de contacto entre partículas (Marsal, 1965)

Característica	Força
granulométrica do material	(N)
areia média	10 ⁻²
cascalho	10
enrocamento (D=700 mm)	10000

A presença da água enfraquece os pontos de contacto entre as partículas do material e, em virtude do nível de tensão instalado, dá-se a rotura localizada do material. Em consequência, verifica-se uma variação granulométrica e o sistema tende a estabilizar quando a área de contacto resultante da fracturação ocorrida permite uma tensão compatível com a resistência do material.

Uma das características mais marcantes do fenómeno de colapso é a de este se verificar de forma brusca, praticamente simultânea com a molhagem. A rapidez do fenómeno faz com que sejam muito vincadas as suas consequências, que se podem manifestar por depressões ou fendas nos aterros, perda apreciável de folga de barragens, etc.

3.1.4 - Modelação do colapso. Revisão sumária dos métodos existentes

Independentemente das causas e dos mecanismos do colapso, cujo interesse é fundamental na percepção do fenómeno, os efeitos macroestruturais são bem característicos e por isso é possível considerar, no que respeita à modelação numérica, procedimentos onde não se considera explicitamente o mecanismo real do colapso mas apenas a sua manifestação fenomenológica. Os algoritmos de modelação e previsão dos efeitos do colapso são normalmente baseados na comparação de comportamento entre amostras secas e saturadas submetidas a ensaios de consolidação unidimensional ou a ensaios de corte em compressão triaxial.

Esta abordagem resulta da constatação experimental, verificada por Nobari e Duncan (1972) e confirmada por outros autores (Veiga Pinto, 1983), que a deformação resultante da molhagem é muito semelhante à diferença entre as deformações de amostras ensaiadas no estado seco e no estado saturado, para a mesma tensão.

Como ilustra a Fig. 3.8, a adição de água à amostra a partir do ponto a) provoca uma deformação súbita à qual corresponde uma quebra de tensão atingindo-se o ponto b). Se, partindo deste ponto, se instalar a tensão verificada em a) e se se permitir a deformação, atingirá-se uma deformação superior e aproximadamente correspondente à deformação que se obteria se a amostra fosse inicialmente ensaiada no estado saturado.

Se em vez de se permitir a diminuição de tensão como se indicou anteriormente, se mantivesse a tensão constante, a amostra deformatar-se-ia até atingir a curva correspondente ao ensaio no estado saturado, trajectória a)-d). Esta trajectória representa a deformação máxima para o nível de tensão instalado. Em qualquer dos casos, o comportamento pós saturação é aproximadamente igual ao do ensaio saturado. Num aterro, onde pode haver alguma redistribuição de tensões, a deformação real seguirá uma trajectória um pouco diversa das anteriores e que, na figura, se representa por a)-c).

Este comportamento é reproduzido experimentalmente na Fig. 3.9 (Maranha das Neves, et al. 1988) onde se pode observar a razoável concordância entre as curvas do material no estado seco e as curvas do material no estado saturado, quer estas últimas tenham sido obtidas através de um ensaio com o material inicialmente seco e saturado no decorrer do ensaio, quer a saturação tenha sido feita previamente na preparação da amostra. O material utilizado na obtenção destas curvas é um enrocamento de xisto alterado empregue na construção da barragem de Beliche.

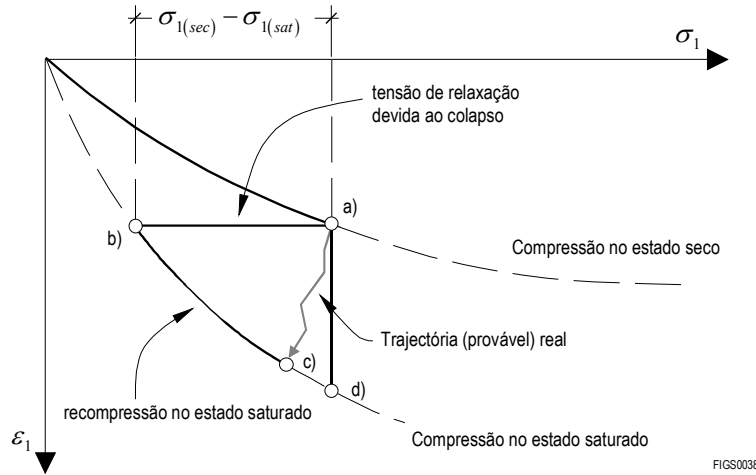


Fig. 3.8 - Comportamento tensão-deformação em ensaios de compressão unidimensional de colapso

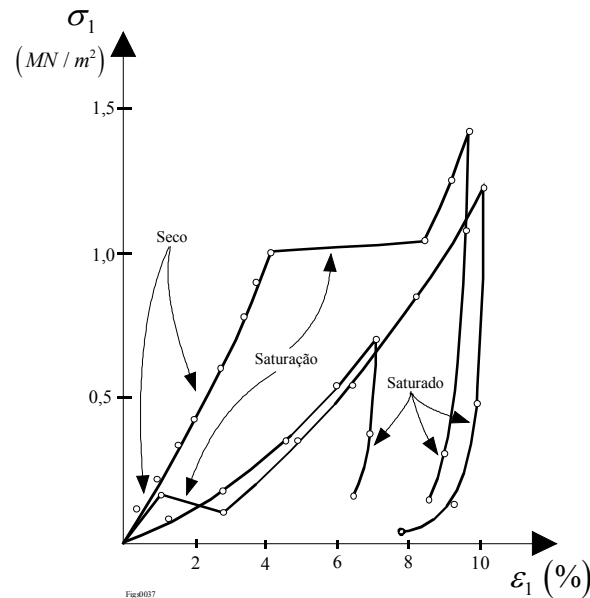


Fig. 3.9 - Comparação de ensaios de compressão unidimensional da Barragem de Beliche

Cabe ainda referir que o termo *saturação* anteriormente empregue não é totalmente correcto. Na verdade, a medição do grau de saturação de diversas amostras de enrocamento nos ensaios de colapso descritos mais à frente mostra que os valores obtidos para o grau de saturação

rondam os 70 a 80%. No entanto, em termos práticos, esse grau de saturação é suficiente para provocar a deformação de colapso.

No que respeita à modelação numérica, por exemplo numa análise pelo método dos elementos finitos, é necessário que em determinada fase do cálculo seja possível alterar as características tensão-deformação do material e, em simultâneo, contabilizar a alteração do estado de tensão (e de deformação) resultante dessa variação de comportamento, de forma a compatibilizar esses valores com as novas características dos materiais.

Em face dos resultados dos ensaios de compressão unidimensional, Nobari e Duncan (op. cit) propuseram um algoritmo que permite quantificar a deformação de colapso, aplicável a modelos de comportamento baseados neste tipo de ensaios. O algoritmo baseia-se na possibilidade de descrever os comportamentos do material nos estados seco e saturado por dois conjuntos de parâmetros e compreende basicamente dois passos, que podem ser descritos como se segue.

- 1) Em determinada fase do cálculo correspondente à situação de colapso, determinam-se as tensões de relaxação causadas pela mudança do material do estado seco para o estado “saturado” supondo fixas as deformações verificadas no momento. No diagrama da Fig. 3.8, tal corresponde a determinar a diferença entre as tensões dos pontos a) e b). Nesse momento não existe equilíbrio pois as tensões não correspondem às forças aplicadas;
- 2) Com base nas tensões de relaxação acima determinadas, aplicam-se as forças equivalentes à variação do estado de tensão libertando as deformações, e de acordo com o comportamento tensão-deformação do material saturado, determinam-se as deformações resultantes da aplicação das forças (trajectória b)-c) da Fig. 3.8).

Um raciocínio semelhante permite descrever as situações de tensão triaxial. Os mesmos autores deduziram o método de cálculo da tensão de relaxação para a aplicação ao modelo hiperbólico. Neste método contabiliza-se a deformação axial ε_1 e volumétrica ε_v (ou radial ε_3) de acordo com os passos seguintes:

- dadas as deformações ε_1 e ε_v correspondentes ao material no estado seco determinadas para o estado de tensão actuante $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{seco}}$

- determina-se a tensão principal mínima σ_{3sat} da amostra no estado saturado, supondo não haver deformação da amostra devida à saturação. Em resultado desta operação obtém-se a componente isotrópica da variação de tensão $\Delta\sigma_3 = \sigma_{3seco} - \sigma_{3sat}$
- conhecida a componente hidrostática da tensão para o material saturado e recorrendo ao comportamento do material nestas condições, determina-se a tensão distorcional no estado saturado $(\sigma_1 - \sigma_3)_{sat}$
- com base nos valores de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{seco}$, σ_{3seco} e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{sat}$, σ_{3sat} é então possível determinar as tensões de relaxação e consequentemente as forças equivalentes que permitem determinar a deformação correspondente ao colapso.

Esquematicamente o procedimento acima descrito pode ser representado como se ilustra na Fig. 3.10 onde se indica graficamente o resultado dos passos acima indicados.

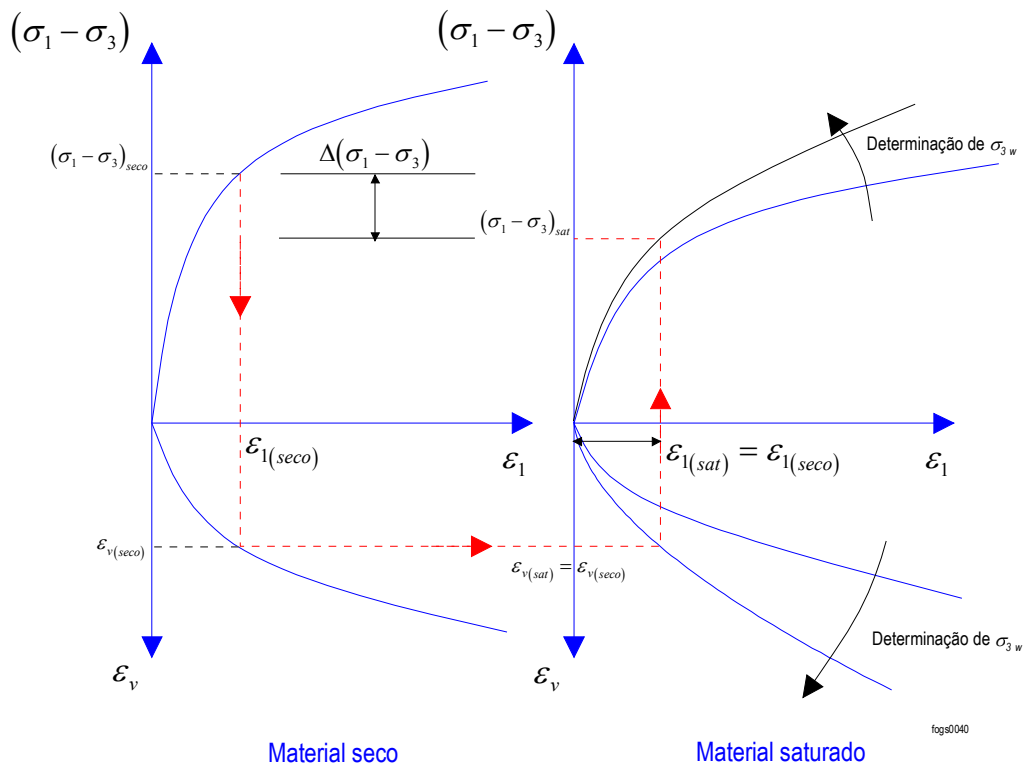


Fig. 3.10 - Algoritmo de colapso aplicado ao ensaio de corte em compressão triaxial

Em termos físicos, num ensaio edométrico, o estudo do colapso segundo a metodologia descrita corresponde a:

- 1) no momento anterior à saturação fixar o topo da amostra após o que se procede à saturação da mesma, resultando uma variação do estado de tensão por o material saturado ser mais deformável que o material seco e portanto para a mesma deformação (que foi hipoteticamente fixada) corresponde uma tensão inferior;
- 2) soltar o topo da amostra originando a recompressão até ao nível de tensão anterior, agora no material saturado; o acréscimo de deformação resultante corresponderá à deformação de colapso.

Em alguns materiais e para níveis de tensão elevados é necessário ainda contabilizar a deformação de colapso devida unicamente a tensões hidrostáticas (Veiga Pinto, 1983). Neste caso há que adicionar à deformação de colapso devida à tensão distorcional uma componente devida à tensão hidrostática, o que equivale a uma translação dos diagramas correspondentes ao material saturado.

Nobari e Duncan preconizam uma relação linear entre a tensão de confinamento σ_3 em ensaios triaxiais e a deformação volumétrica de colapso:

$$(\varepsilon_v) = \begin{cases} \beta(\sigma_3 - \sigma_{3i}) & \text{se } \sigma_3 > \sigma_{3i} \\ 0 & \text{se } \sigma_3 \leq \sigma_{3i} \end{cases} \quad (3.4)$$

onde β representa a relação entre a deformação volumétrica de colapso e a tensão de confinamento e σ_{3i} o valor limiar da tensão que provoca o efeito de colapso (Fig. 3.11). No modelo hiperbólico a necessidade desse valor limiar prende-se com a necessidade de definir a tensão mínima necessária para haver um comportamento distinto entre o material seco e o material saturado.

Num modelo de cálculo pelo método dos elementos finitos, a simulação do colapso corresponde à aplicação elemento a elemento do método acima exposto (Fig. 3.12).

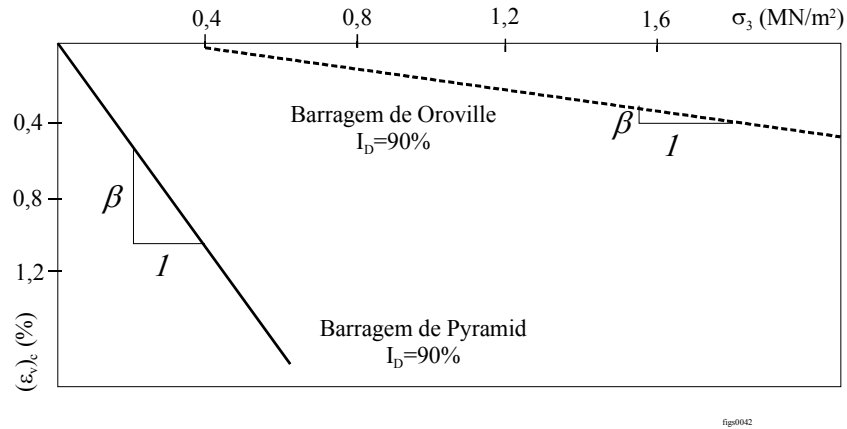


Fig. 3.11 - Relação entre a tensão hidrostática e a deformação volumétrica de colapso (Nobari e Duncan, 1972)

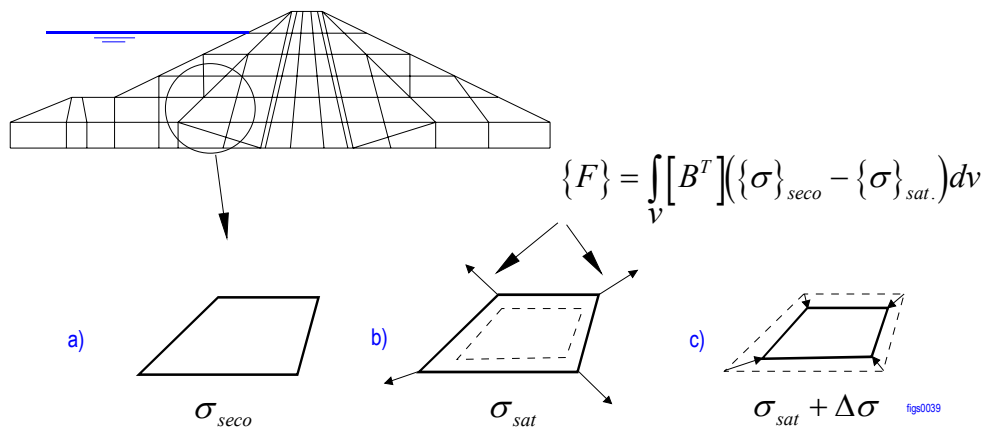


Fig. 3.12 - Simulação do colapso no MEF

Naylor et al. (1989) generalizam o método proposto por Nobari e Duncan no sentido de permitir a sua aplicação a qualquer modelo de comportamento mecânico e a qualquer trajectória de tensões. Como no método anterior, a determinação das tensões de relaxação depende da existência de dois conjuntos de parâmetros de comportamento, característicos das situações de material seco e de material saturado. A cada conjunto de parâmetros corresponde uma matriz tensão-deformação que expressa as relações constitutivas do material no respectivo estado. A diferença entre o método proposto por estes autores e o método original reside na forma de determinar a tensão correspondente ao estado saturado. Recorrendo a uma representação alternativa considere-se os diagramas apresentados na Fig. 3.13 e o estado de tensão $\{\sigma\}$ de uma qualquer zona do material no estado seco. Para atingir esse ponto pode-se seguir, no espaço de tensões, uma trajectória linear desde a origem. Esta trajectória é válida

para diversos tipos de modelos (elásticos não lineares e elastoplásticos) conforme ficou demonstrado por diversos autores (SCI-CT91-7555(TSTS), 1993 e SCI-CT91-7555(TSTS), 1994). Supondo uma divisão em n incrementos, a trajectória de deformações correspondente pode ser obtida pela soma dos incrementos de deformação dados por:

$$\Delta\{\varepsilon\}_i = [D_{seco}]^{-1} \Delta\{\sigma\}_{i(seco)} \quad (3.6)$$

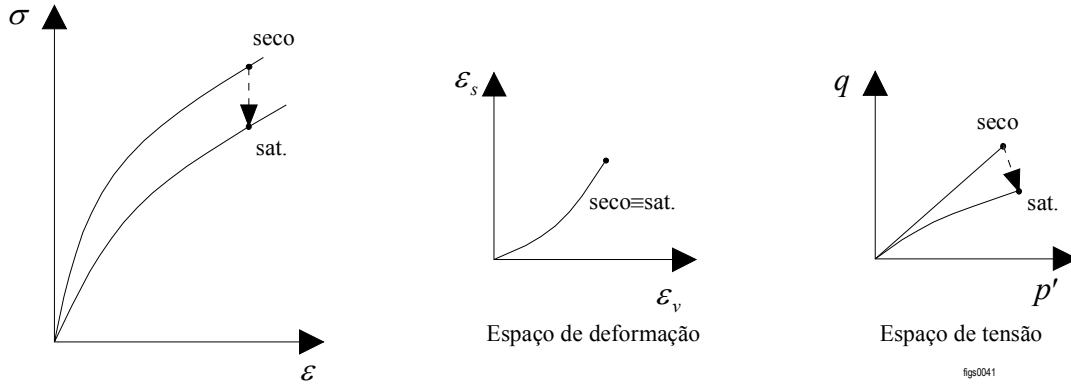


Fig. 3.13 - Generalização do algoritmo de colapso (Naylor et al., 1989)

Aplicando a mesma trajectória de deformações ao material no estado saturado, obtém-se a tensão do material supondo fixadas as deformações já que o estado de deformação final do estado saturado é o mesmo que o do estado seco ($\{\varepsilon\}_{seco} = \{\varepsilon\}_{sat}$). A trajectória de tensões para o material saturado pode ser determinada por:

$$\{\sigma\}_{(sat)} = \sum_i \Delta\{\sigma\}_{i(sat)} = \sum_i [D_{sat}] \Delta\{\varepsilon\}_i \quad (3.8)$$

Para determinar o estado de tensão final mantendo o equilíbrio é necessário aplicar as forças nodais equivalentes à diferença de tensão resultante do comportamento distinto nos dois estados. Essas forças são equivalentes às tensões de relaxação:

$$\{F\} = \int_v [B]^T (\{\sigma\}_{seco} - \{\sigma\}_{sat}) dv \quad (3.10)$$

Na generalização para qualquer estado de tensão e modelo constitutivo, Naylor propõe a utilização de uma trajectória linear entre a origem das tensões e o ponto representativo do estado de tensão no estado seco. Tal é possível e não introduz ambiguidade na tensão de relaxação porque este autor utiliza um modelo de elasticidade constante no interior da

superfície de cedência. No caso contrário, a trajectória de tensão seguida para a obtenção da trajectória de deformação pode apresentar alguma importância.

Os algoritmos de modelação do efeito do colapso que foram acima descritos de forma resumida são perfeitamente gerais e aplicáveis à descrição de outros fenómenos que se traduzam por uma alteração das características de comportamento dos materiais. Existirá sempre um estado inicial em que a um determinado estado de tensão e conjunto de características de comportamento se pode associar um campo de forças que equilibram as tensões. Existe depois um segundo conjunto de características mecânicas e um processo de passagem do primeiro para o segundo. A transição é feita mudando por um lado os parâmetros de comportamento e por outro corrigindo as tensões com aplicação simultânea dum campo de forças equivalente à correcção efectuada, para manter o equilíbrio. Da alteração do estado de tensão e da aplicação das forças nodais que restabelecem o equilíbrio, resulta uma redistribuição das tensões e uma deformação equivalente à deformação de colapso. O método proposto por Nobari e Duncan está intimamente associado ao ensaio que se utiliza para a caracterização do material e ao modelo de comportamento enquanto que o método proposto por Naylor é independente do modelo empregue.

3.1.5 - Modelação do efeito do colapso. Método proposto

O método de Nobari e Duncan parece ter constituído o primeiro tratamento racional do colapso. No entanto, por ter sido desenvolvido visando especificamente a sua aplicação a modelos elásticos não lineares (de grande divulgação na época), especialmente ao modelo hiperbólico, a sua validade é de certa forma condicionada a este tipo de modelos. A principal vantagem do trabalho destes autores é a verificação experimental de se poder considerar o colapso como um processo de transição entre dois comportamentos distintos e, mais ainda, que a caracterização do material que é ensaiado desde o início de ensaio no estado saturado constitui uma razoável aproximação do comportamento esperado para esse tipo de material mas em que a saturação é posterior ao carregamento.

Na prática, a aplicação do método pode ser problemática especialmente quando se verifica haver, para determinados níveis de tensão (normalmente reduzidos) uma pequena diferença no comportamento mecânico correspondente ao dois estados seco e saturado.

A generalização proposta por Naylor é, sob diversos aspectos, bastante mais atractiva e robusta numericamente. Na verdade, a sua implementação num programa de cálculo

automático pelo MEF é relativamente simples e pode ser aplicada a qualquer tipo de modelo comportamento mecânico. Fica apenas por estabelecer a validade da trajectória de tensão seguida na determinação da correspondente trajectória de deformação. A hipótese linear, do ponto de origem do espaço de tensões ao ponto representativo do estado de tensão corrente, poderá ser muitas vezes uma aproximação razoável e é certamente o caso em comportamento elástico linear, mas não se verifica o mesmo em comportamento elástico não linear ou mesmo em comportamento elastoplástico. Nestas últimas hipóteses a diversas trajectórias de tensão podem corresponder diversas trajectórias de deformação e assim, qual escolher?

Uma hipótese razoável consiste em aplicar a trajectória de tensão seguida por cada zona do aterro durante a construção ao material no estado saturado mas, ainda assim, não há nenhuma razão para que seja esta a trajectória mais correcta!

O método que se propõe recorre a outra possibilidade aplicável a modelos de comportamento dotados de um mecanismo de redistribuição de tensões baseado na teoria da viscoplasticidade. Com efeito, em viscoplasticidade é possível, como atrás se referiu, que estados de tensão violem temporariamente a superfície de cedência e, se tal acontecer, iniciar-se-á um fluxo viscoso que provocará a deformação do espécime em análise.

Este método baseia-se fundamentalmente em considerações semelhantes às dos algoritmos anteriores (semelhança das curvas tensão-deformação obtidas em ensaios secos e saturados com a curva dos ensaios inicialmente secos e saturados durante a aplicação de cargas), mas não postula qualquer processo de determinação de tensões de relaxação. Pelo contrário, apenas se recorre à variação gradual das características do material entre os dois estados como forma de aplicar a variação de comportamento. A deformação de colapso e (ou) a redistribuição de tensões a que haja lugar obtém-se da aplicação do modelo de comportamento.

Suponha-se então uma amostra de um material potencialmente colapsível, mas no estado seco (ou com um grau de saturação reduzido, por exemplo inferior a 5%, correspondente às condições de colocação em obra) cuja situação é caracterizada no espaço de tensão-deformação volumétrica pelo terno $(p, q, v)_s$ onde o índice "s" denota o estado seco. Se esse espécime for molhado, por exemplo por submersão resultante do enchimento da albufera, as suas características mecânicas alteram-se em conformidade. No caso do modelo Cam-clay, por exemplo, teremos dois conjuntos de parâmetros $(\kappa, \lambda, N, M, \Gamma)_s$ e $(\kappa, \lambda, N, M, \Gamma)_M$ característicos do material seco e molhado, respectivamente. A molhagem provocará uma evolução do material caracterizado pelo primeiro

conjunto de parâmetros para o segundo. Como este conjunto de parâmetros corresponde a um material mais deformável e menos resistente, a superfície de cedência contrai-se e verificar-se-á a condição de cedência $F > 0$, possível em viscoplasticidade, iniciando-se um processo de deformação viscosa. Esta situação encontra-se ilustrada na Fig. 3.14 onde se pode verificar que para um dado ponto (p, q, v) interior à superfície de cedência do material seco, corresponde uma situação de cedência (exterior à superfície) para o material saturado.

Nesta hipótese, os incrementos de deformação viscosa podem ser determinados por uma lei de fluxo viscoso. Por conveniência e por se demonstrar adequada, utiliza-se a expressão de Perzyna (1963) na determinação dos incrementos de deformação viscoplástica, tendo-se então:

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \neq \{ 0 \} \quad (3.12)$$

e de acordo com o comportamento de um material viscoso, para a situação indicada na Fig. 3.14, inicia-se um fluxo deformacional cuja intensidade é regida pela função $\Phi(F)$ que irá conduzir o sistema no sentido de se obter uma situação estável em que $F=0$, ou seja, dentro ou sobre a superfície de cedência.

Na Fig. 3.15 apresenta-se, na representação convencional para modelos dos estados críticos, o algoritmo proposto. A situação de $F=0$ pode ser atingida quer por uma alteração em (p, q) , quer por um endurecimento do material (agora no estado saturado), quer ainda por uma combinação de ambos os efeitos. A evolução da superfície de cedência vai provocar uma alteração no estado de tensão e de deformação do ponto em questão, de modo a compatibilizar esse estado com as características reológicas actuais do material.

A técnica de simulação dos efeitos de colapso proposta consiste muito simplesmente na alteração das características mecânicas do material e na activação do fluxo viscoso que repõe a compatibilidade entre as tensões instaladas e as características mecânicas do material.

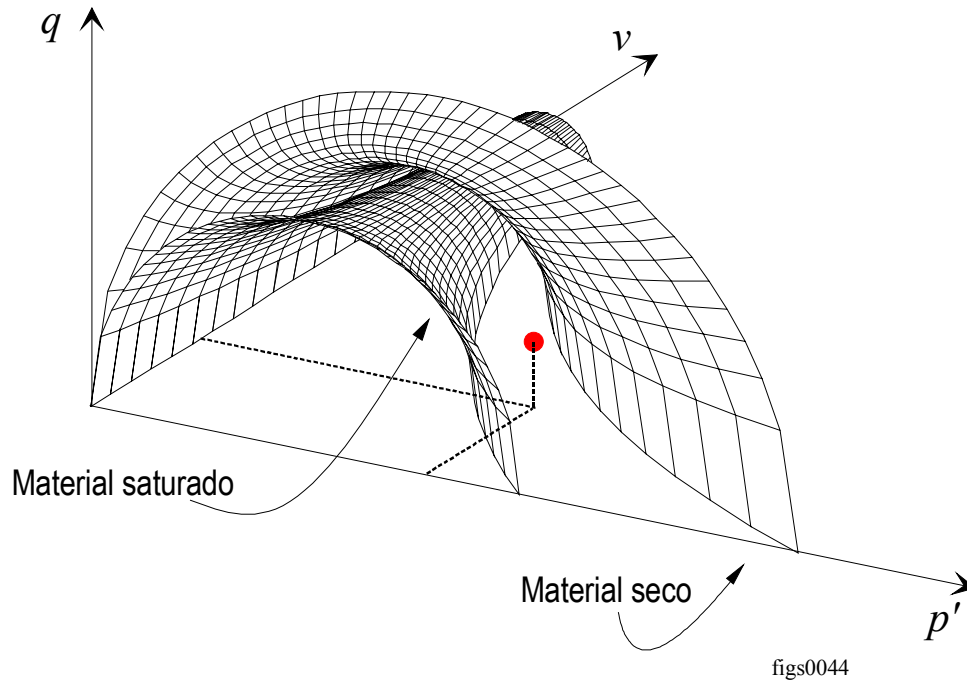


Fig. 3.14 - Contração da superfície de cedência devida ao colapso

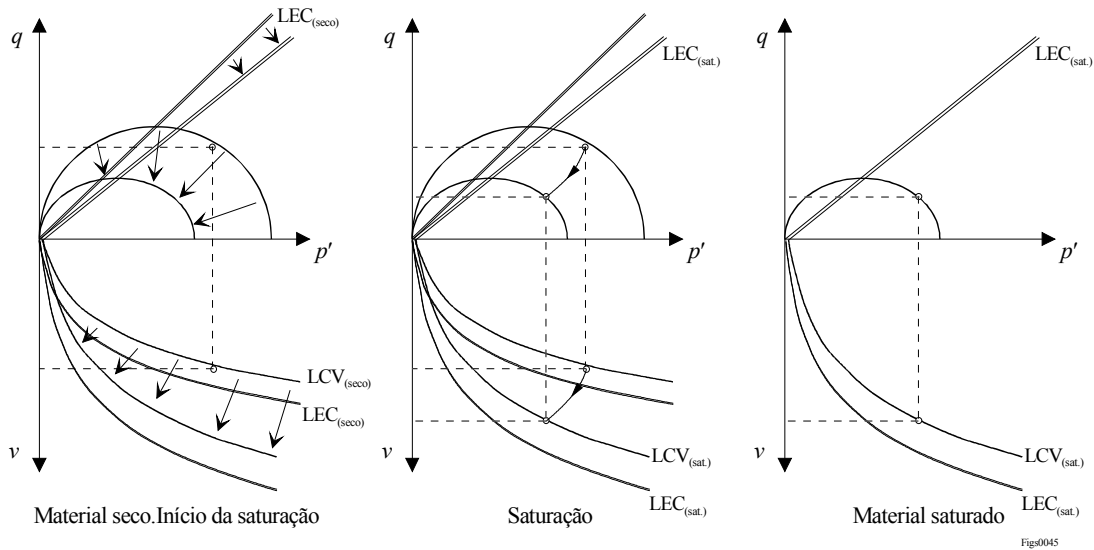


Fig. 3.15 - Algoritmo proposto para simulação do colapso

O processo utilizado é também adequado para qualquer tipo de fenómeno que implique uma mudança nas propriedades dos materiais. Torna-se necessário para proceder à sua aplicação conhecer as características do material entre dois estados limite que, no caso do colapso, correspondem aos estados seco e saturado. Para modelar o fenómeno num programa de cálculo automático, alteram-se incrementalmente essas características e, em cada incremento, caso seja

ultrapassada a condição de cedência, activa-se o processo iterativo que determina as deformações e as tensões correctivas.

Do ponto de vista conceptual este processo parece corresponder ao fenómeno que efectivamente se verifica. Ao contrário do algoritmo proposto por Nobari e Duncan ou mesmo pela generalização de Naylor, não há lugar à determinação de diferenças de tensão ou deformação entre os estados seco e saturado, havendo apenas uma mudança no comportamento do material e uma variação dos campos de deformação e tensão que evoluem em conformidade com essa mudança e com o modelo de comportamento elastoplástico expresso na função de cedência.

A mudança dos valores dos parâmetros dos materiais pode ser feita, em primeira análise, por uma lei linear e, percentualmente, a variação deve ser igual para todos os parâmetros garantindo-se assim uma homotetia igual para todas as grandezas (Fig. 3.16).

Não há qualquer razão que impeça outro tipo de lei de variação dos parâmetros do modelo mas, sendo a lei linear a mais simples e sendo os resultados satisfatórios, como mais à frente se verá, também não há razão para impor outro tipo de variação.

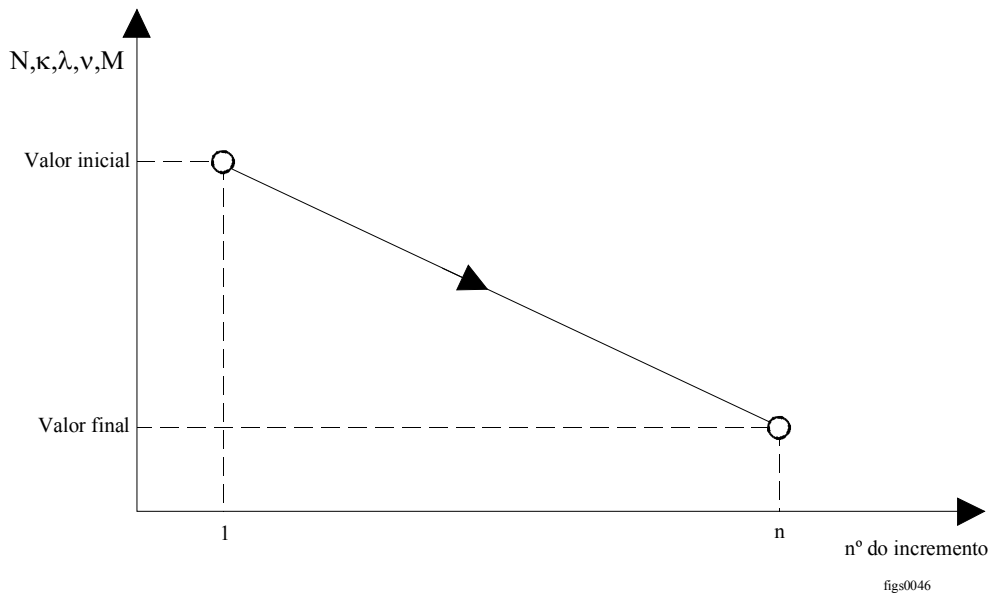


Fig. 3.16 - Lei de variação dos parâmetros do material durante o colapso

No sentido de apreciar a validade do método proposto, procurou-se realizar um conjunto de ensaios de colapso e modelar estes ensaios utilizando tal método.

Para facilitar a interpretação dos ensaios realizados e, simultaneamente, testar o funcionamento do algoritmo de colapso, elaborou-se um programa de computador cuja finalidade é a de simular os ensaios triaxiais e edométricos de colapso. O funcionamento do programa pode resumir-se do seguinte modo: dados os conjuntos de parâmetros que definem o comportamento do material nos estados seco e saturado e dadas as trajectórias de tensão de um dado ensaio, determinar as trajectórias de deformação correspondentes a esse ensaio.

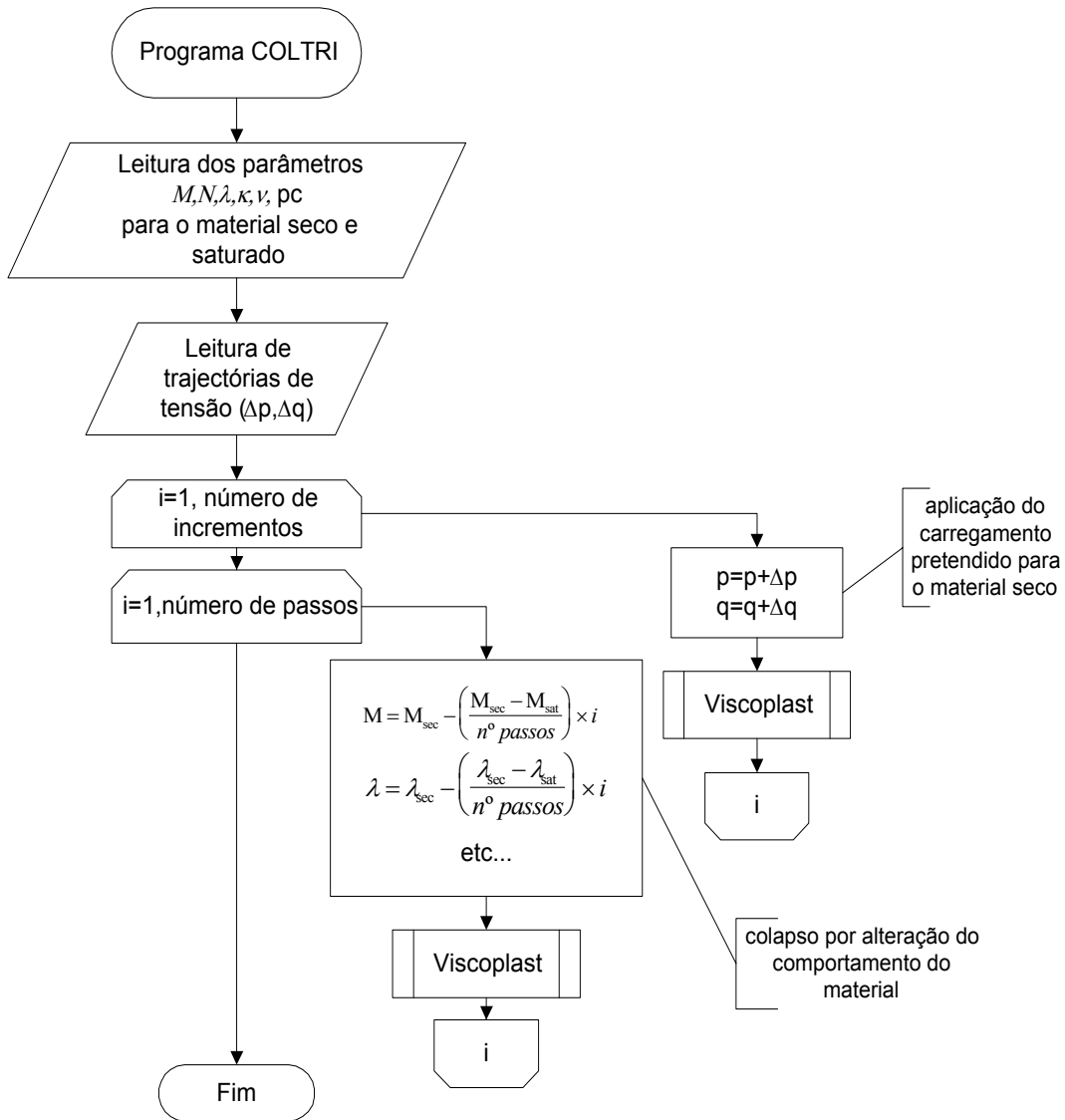
Para além de se verificar o funcionamento do método proposto através do procedimento acima indicado, procurou-se também comparar os resultados obtidos com o método de Naylor. Nesse sentido, para cada trajectória de tensão ensaiada no modelo numérico, registaram-se os incrementos de deformação resultantes do comportamento do material no estado seco. Conhecida a trajectória completa, e aplicada ao material saturado, obtém-se o estado de tensão correspondente ao comportamento saturado.

No fluxograma da Fig. 3.17 apresenta-se sucintamente o funcionamento do programa de simulação do colapso “COLTRP” de onde interessa distinguir basicamente os dois ciclos que condicionam o seu funcionamento. O primeiro ciclo refere-se ao ensaio do material no estado seco, aplicando-se a trajectória de tensões pretendida num número de escalões pré-determinado. No segundo ciclo processa-se o colapso.

Os parâmetros que definem as características do comportamento do material são sujeitas a uma lei de variação linear. Para cada passo de variação verifica-se na rotina “*Viscoplast*” se o material se encontra em cedência e, em caso afirmativo, corrigem-se as tensões e as deformações plásticas em conformidade.

Para contemplar as diversas modalidades de ensaio em compressão triaxial o programa COLTRI prevê também diversas possibilidades no cálculo das deformações e da variação da tensão de préconsolidação. Consideraram-se assim as hipóteses seguintes:

- σ_1 e σ_3 constantes;
- σ_3 constante e σ_1 variável;
- ε_3 constante;
- σ_1 e ε_3 constantes.



Figs0067

Fig. 3.17 - Fluxograma sintético do programa COLTRI

As modalidades acima indicadas permitem prever os diversos casos ensaiados quer em compressão triaxial (com simetria axial) quer em compressão edométrica.

A rotina “Viscoplast” que completa o processo de cálculo da deformação de colapso pode ser resumida como se indica no fluxograma da Fig. 3.18.

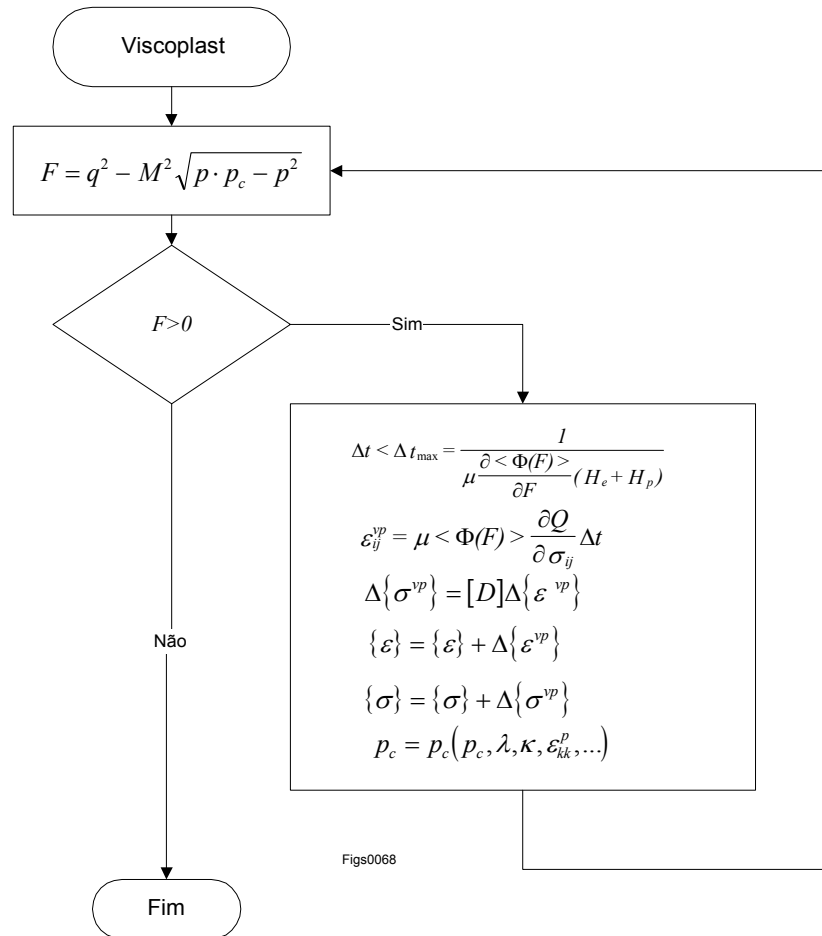


Fig. 3.18 - Fluxograma da subrotina de cálculo das deformações viscoelastoplásticas

De acordo com uma proposta de Naylor (EEC contract nº SCI-CT91-7555(TSTS), 1993) o estudo comparativo dos métodos de modelação de colapso foi efectuado para um conjunto restrito de trajectórias de tensão como as que se ilustram na Fig. 3.19. Em cada trajectória, o ponto final é definido pela razão:

$$n = \frac{q_{final}}{q_{crit}} \quad (3.14)$$

e os valores de n estudados foram: $n=0,5$, $0,8$ e 1.0 . Na prática não é conveniente atingir o valor $n=1,0$ já que correspondendo ao estado crítico, e quando o ensaio é controlado pela aplicação de incrementos de tensão, as deformações não estabilizam. Por esse motivo limita-se o valor de n a $0,98$ considerando-se que esta pequena diferença não afecta as conclusões que se pretende atingir.

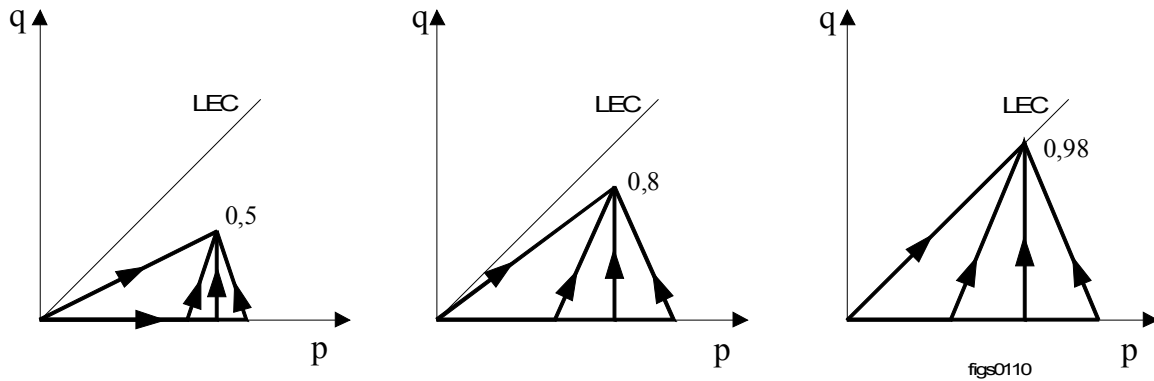


Fig. 3.19 - Trajectórias de tensão para o material no estado seco

Nos diagramas que se seguem apresentam-se as trajectórias de tensão e deformação volumétrica durante o colapso previstas pelo programa *COLTRI* bem como os pontos finais calculados pelo método de Naylor aplicado ao modelo Cam-clay.

Na comparação entre os modelos, para tornar compatíveis os resultados do método de Naylor e do modelo *COLTRI* apenas é mantida constante a tensão de confinamento σ_3 , podendo as restantes grandezas variar livremente, o que corresponde a uma modalidade de ensaio relativamente frequente, mas que é menos compatível com as condições reais em que normalmente o estado de tensão (σ_1 e σ_3) apenas sofre pequenas variações resultantes da redistribuição de tensões.

Na Fig. 3.20 a) apresentam-se as trajectórias obtidas para $n=0,98$ enquanto que o resumo das diversas trajectórias se encontra em Fig. 3.20 b). Da análise dos resultados é de salientar a boa concordância entre os dois processos de simulação do colapso e de referir que a pequena dispersão dos pontos finais obtidos pela aplicação do método de Naylor se deve exclusivamente à não linearidade elástica do modelo Cam-clay. Caso se considere, dentro da superfície de cedência, elasticidade constante os pontos finais serão coincidentes. Além disso interessa realçar a elevada diminuição das tensões, distorcional e média, em resultado do colapso, enquanto que o volume específico se mantém praticamente constante.

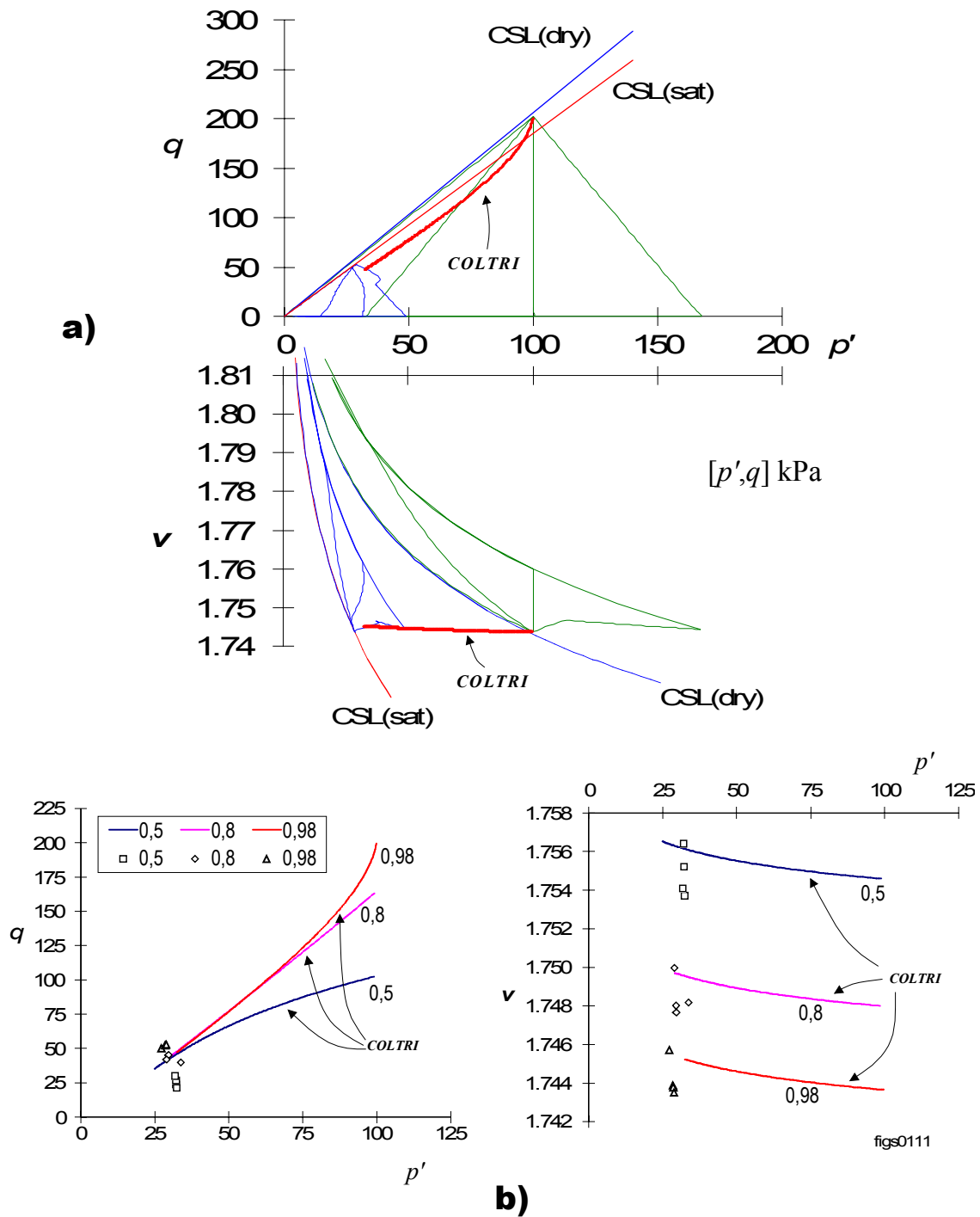


Fig. 3.20 - Comparação dos resultados do modelo COLTRI com o método de Naylor

3.1.6 - Ensaio de laboratório para o estudo do colapso de enrocamentos

Os ensaios de estudo do colapso em laboratório permitem uma aferição razoavelmente precisa do fenómeno de colapso pese embora a possível falta de representatividade, em virtude da

modelação (especialmente granulométrica) necessária, no caso de enrocamentos, para recriar as condições de campo no espaço limitado das câmaras de ensaio. Um dos aspectos que parece condicionar o colapso é a grandeza das tensões de contacto entre os fragmentos constituintes do material de enrocamento. Por esse motivo, verifica-se que materiais cuja granulometria inclui blocos de maiores dimensões apresentam maior colapso que materiais do mesmo tipo com uma distribuição granulométrica mais fina. Este aspecto pode, pois, condicionar a avaliação em laboratório do fenómeno e permite adiantar que, no protótipo, as deformações de colapso podem ser, na sua globalidade, superiores às obtidas em laboratório.

Apesar destas questões, considera-se que os ensaios de laboratório permitem um estudo válido sobre o colapso, e possibilitam ainda a sua previsão em função das respostas medidas nos equipamentos específicos para os enrocamentos. Além disso, permitem fundamentalmente obter parâmetros que tornam possível a modelação matemática do fenómeno, por exemplo, através do método dos elementos finitos.

Dentro dos ensaios de laboratório interessa distinguir dois grandes grupos, aqueles que se destinam a caracterizar o material pétreo constituinte dos blocos do enrocamento e aqueles que visam a caracterização do enrocamento por si, isto é, como material de construção.

Dentro do primeiro grupo enquadram-se os ensaios de determinação das propriedades índice cujo objectivo é o de determinar parâmetros característicos do material rochoso, permitindo assim, inferir sobre o comportamento mecânico do material (Delgado Rodrigues, 1991) e que, em particular, possam estar relacionados com o colapso. Exemplos típicos de ensaios que caracterizam directamente a degradação da resistência do material rochoso são os de determinação da tensão de rotura de provetes de rocha secos e saturados por submersão e a determinação da tensão de esmagamento em fragmentos secos e saturados. Outras propriedades índice que permitem de forma indirecta a avaliação da resistência e por isso do colapso são, por exemplo, os ensaios de absorção. A uma maior absorção corresponde um material mais poroso e, em princípio, uma maior degradação das características de resistência e de deformabilidade. A utilização dos resultados deste tipo de ensaios constitui, por si só, uma matéria vasta e importante mas uma discussão mais alargada sai fora do âmbito deste trabalho.

O segundo grupo de ensaios permite uma maior aplicabilidade dos resultados obtidos e o seu objectivo é a quantificação directa das características de comportamento do material de

enrocamento em presença da água. Esta quantificação parte normalmente do princípio, proposto por Nobari e Duncan (1972), baseado na observação experimental do comportamento de amostras de um mesmo material sujeitas a ensaios de corte em compressão triaxial nos estados seco e saturado. Estes autores verificaram que as curvas tensão-deformação de tais amostras reproduziam, em boa medida, o comportamento que se obtinha quando uma amostra era ensaiada inicialmente no estado seco e, durante o ensaio, era submetida à molhagem por submersão. Este princípio permite uma grande simplificação dos ensaios ao possibilitar que se testem separadamente amostras do material nos estados extremos no que respeita ao seu grau de saturação. Pode-se assim determinar os parâmetros que definem o comportamento do material para um determinado modelo nas duas situações e aplicar um algoritmo de cálculo que permita efectuar a transição entre os dois estados. Esta é a base do processo proposto por Nobari e Duncan (op. cit.) e por outros autores (Veiga Pinto, 1985; Naylor et. al., 1986; Naylor , 1990) e é também o princípio proposto neste trabalho embora o processo da sua aplicação seja, neste caso, radicalmente diferente.

Os ensaios deste grupo são basicamente ensaios de tensão-deformação-resistência, isto é, consistem na aplicação de forças a provetes de material representativo do enrocamento e na medição das deformações resultantes. Com base nos valores medidos pode-se quantificar os parâmetros que definem a deformabilidade, (p. ex. E, ν) e os que definem a resistência (p. ex. c', ϕ') para o material de enrocamento. Trata-se de ensaios do tipo triaxial e edométrico com dimensões de aparato adequados à granulometria de laboratório dos enrocamentos.

3.1.6.1 - Ensaio triaxiais

No sentido de validar o algoritmo proposto para a modelação do colapso que se baseia na alteração dos parâmetros que definem o comportamento do material, realizaram-se alguns ensaios triaxiais especiais que compreenderam diversas fases, de forma a permitir a determinação dos parâmetros de comportamento nos estados seco e saturado. Para além deste aspectos procurou-se realizar o estudo detalhado do comportamento do material durante o colapso, nomeadamente pelo acompanhamento minucioso das trajectórias de tensão e de deformação durante este processo.

Nos ensaios efectuados utilizou-se o equipamento de compressão triaxial de enrocamentos existente no LNEC e tirou-se partido da experiência acumulada neste tipo de ensaios, realizados no âmbito de estudos de investigação ou de estudos para aplicação a casos de obra.

As características gerais do equipamento são resumidas no Quadro 3.3

Na Fig. 3.21 apresenta-se uma fotografia do equipamento onde se destacam a câmara de ensaio e o sistema de aquisição de dados e de controlo do ensaio.

O sistema permite uma notável variedade de modalidades de ensaio o que confere uma grande flexibilidade nas trajectórias de tensão ou de deformação a aplicar.

Quadro 3.3 - Características do equipamento para ensaios triaxiais

<u>Dimensões da amostra</u>	<ul style="list-style-type: none">• altura máxima - 73 cm• diâmetro-30.8 cm (dimensão máxima dos blocos da amostra)=2''(aprox. 1/6 do diâmetro da câmara)
<u>Prensa</u>	<ul style="list-style-type: none">• Wykeham Farrance, Capacidade - 500 kN• Velocidade de aplicação da carga variável entre 1,5 e 0,0043 mm/min, velocidade utilizada - 0,14 mm/min;
<u>Sistema de aquisição/controlo do ensaio</u>	<ul style="list-style-type: none">• Microcomputador HP382• Unidade de aquisição HP-3852A• Linguagem de programação HPBASIC

Nos ensaios controlados por aplicação de tensões é necessário definir a trajectória de tensões a ser aplicada ao provete. Com base nesta trajectória e nos parâmetros de controlo definidos pelo utilizador o sistema estabelece a variação de σ_3 que permite cumprir as trajectórias pré-estabelecidas. Convém realçar a capacidade de efectuar ensaios segundo trajectórias diferentes da triaxial ($q/p = 3$), capacidade conferida pelo ajuste automático da tensão de confinamento σ_3 em função da tensão distorcional.

O controlo do equipamento durante a fase de consolidação é feito de forma totalmente automatizada sendo necessário definir o número de escalões de carga e respectivo incremento,

a variação volumétrica mínima que define o final de cada incremento e o intervalo de tempo que é utilizado na determinação da variação volumétrica.



Fig. 3.21 - Equipamento para ensaios triaxiais de enrocamento

Nos ensaios controlados por aplicação de deformações, com base nos registos de deformação obtidos num ensaio anterior ou, com base em objectivos (de deformação) definidos pelo utilizador, procede-se à aplicação de σ_3 e σ_1 que permitem atingir os valores pretendidos para as grandezas de controlo.

Para a realização dos ensaios seleccionou-se material de enrocamento proveniente da barragem de Odeleite que na data se encontrava em fase de construção. Este material caracteriza-se por ser um enrocamento de xisto alterado de baixa resistência mecânica semelhante também ao empregue na construção da barragem de Beliche situada nas proximidades de Odeleite. A principal vantagem que deriva da utilização deste material reside no facto de poder considerar-se que se trata de um material já bem estudado, sobre o qual se realizaram diversos tipos de ensaios que permitem de alguma forma auxiliar a interpretação dos resultados agora obtidos.

Atendendo às possibilidades do equipamento de ensaio e aos objectivos pretendidos programaram-se ensaios relativamente complexos, que compreenderam diversas fases.

Para o primeiro ensaio estabeleceu-se o seguinte programa:

- consolidação (embora se trate de uma amostra seca, e portando não haja expulsão de água durante a aplicação de σ_3 , designa-se esta fase por consolidação) até à tensão de 250 MPa;
- corte do provete em condições triaxiais até uma tensão distorcional de cerca de 50% do valor máximo previsto para o tipo de material;
- colapso por saturação da amostra forçando a passagem de água através do provete;
- consolidação do material após saturação até à tensão de 500 MPa;
- descarga até 250 MPa;
- corte por aumento da tensão distorcional.

Este ensaio visa permitir a caracterização do material no estado seco (consolidação mais corte), no estado saturado (consolidação mais corte) e permite ainda determinar as deformações devidas ao colapso por molhagem segundo uma trajectória de tensão do tipo triaxial, $q/p = 3$.

A determinação dos parâmetros N, λ correspondentes às características de deformação volumétrica plástica durante a consolidação isotrópica pode ser efectuada representando as variações da tensão efectiva média p' contra as variações de volume específico v , conforme se apresenta na Fig. 3.22. Na mesma figura pode-se ainda determinar o parâmetro κ correspondente às deformações volumétricas reversíveis e avaliar a tensão de préconsolidação induzida pela compactação da amostra.

Dado que o ensaio compreendeu uma fase de consolidação seguida de descarga após a saturação da amostra, torna-se possível seguir o mesmo procedimento para determinar os parâmetros correspondentes ao material de enrocamento saturado. As limitações do programa de controlo e aquisição à data de realização do ensaio não possibilitam que um mesmo ensaio tenha duas fases de consolidação controladas pelo programa. Assim, esta fase foi conduzida manualmente, isto é, com os incrementos de σ_3 aplicados pelo operador.

3- Modelação dos efeitos do colapso e da fluência

Embora o resultado final seja o mesmo, a riqueza dos dados resultantes é inferior, dispondo-se de menor quantidade de pontos (apenas se consideraram as leituras correspondentes ao final de cada incremento) e, conseqüentemente, de menor fiabilidade nos parâmetros obtidos. Apesar das considerações anteriores, os resultados obtidos parecem descrever convenientemente o material no estado saturado. Na Fig. 3.23 apresenta-se o diagrama p - v correspondente a esta fase do ensaio.

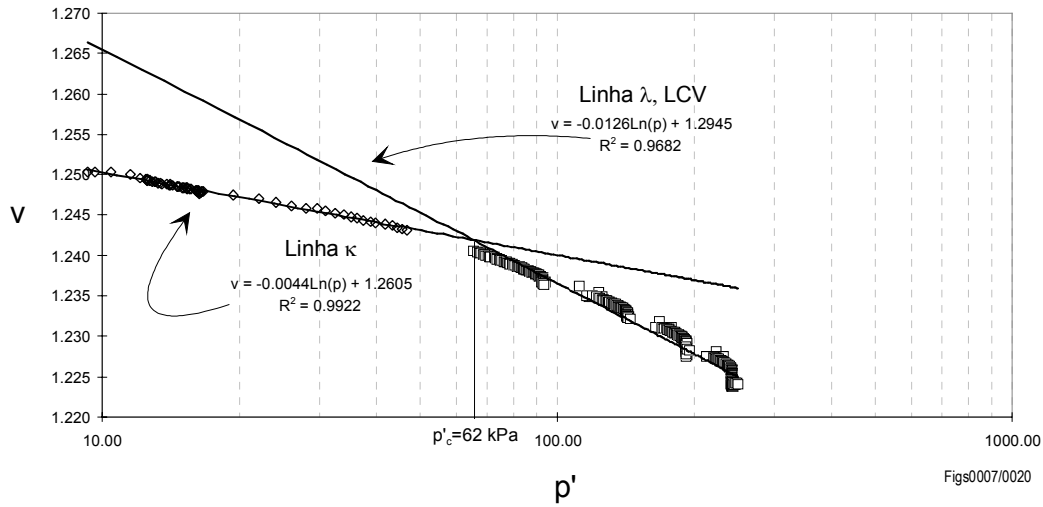


Fig. 3.22 - Determinação dos parâmetros N, λ, κ - Enrocamento seco. Ensaio T1

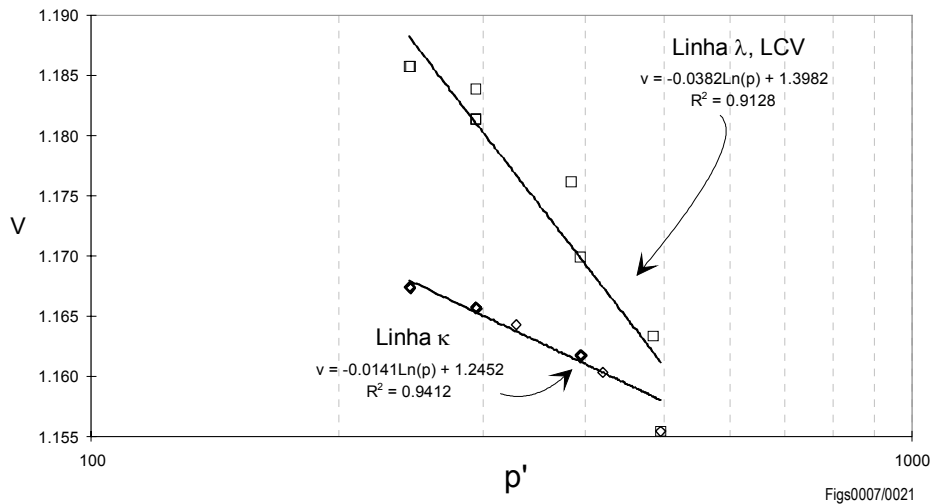


Fig. 3.23 - Determinação dos parâmetros N, λ, κ - Enrocamento saturado. Ensaio T1

A determinação do parâmetro friccional M é efectuada recorrendo à lei de fluxo expressa, no caso do modelo Cam-clay modificado, pela relação (Britto e Gunn, 1987):

$$\frac{\delta \varepsilon_v^p}{\delta \varepsilon_s^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{p'}\right)^2}{2\left(\frac{q}{p'}\right)} \quad (3.16)$$

A identificação das deformações plásticas no decorrer da aplicação da tensão distorcional, permite por aplicação directa da expressão (3.16) determinar o valor de M, sem ser necessário recorrer à relação entre esta grandeza e o ângulo de atrito interno ϕ' e usando apenas os resultados de um ensaio. Na Fig. 3.24 indica-se o diagrama tensão distorcional-deformação axial completo do ensaio e identificam-se os intervalos utilizados no cálculo do valor do coeficiente friccional M.

Para finalizar a determinação de parâmetros para o material é ainda necessário especificar o valor para o coeficiente de Poisson. Embora não correspondendo à verdade, admitiu-se que, neste caso, não havia variação deste parâmetro e adoptou-se um valor corrente para o tipo de material em causa (Maranha das Neves et al., 1989). Em face das características do modelo Cam-clay, a repercussão prática desta simplificação é pequena. Os parâmetros obtidos encontram-se resumidos no Quadro 3.4.

A fase de colapso do provete processou-se com tensão de confinamento constante e tensão distorcional variável correspondente à paragem do movimento do êmbolo da prensa durante esta fase. Esta tensão anulou-se em resultado da grande deformação sofrida pelo provete. O diagrama $\varepsilon_1 - \varepsilon_v$ obtido no decorrer do ensaio no troço correspondente ao colapso é o que se exhibe na Fig. 3.25. No total considerou-se que a deformação estabilizou ao fim de 22 horas, tempo superior ao estritamente necessário para completar a saturação.

Quadro 3.4 - Resumo dos parâmetros do modelo Cam-clay para o enrocamento de xisto - Ensaio T1

Material	M	$\phi = \phi(M)$	κ	λ	N	v	p'_c
Enrocamento Seco	1.809	44	0.0044	0.0126	1.2945	0.3*	61.6
Enrocamento submerso	1.507	37	0.0141	0.0382	1.3982	0.3*	-

*- Valor estimado

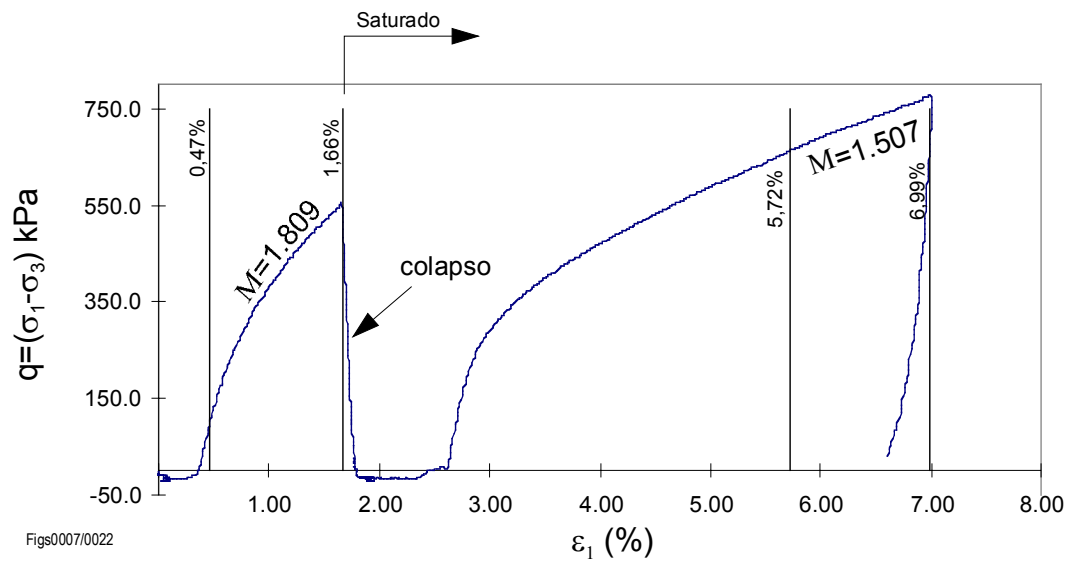


Fig. 3.24 - Diagrama completo do ensaio e intervalos para a determinação de M. Ensaio T1

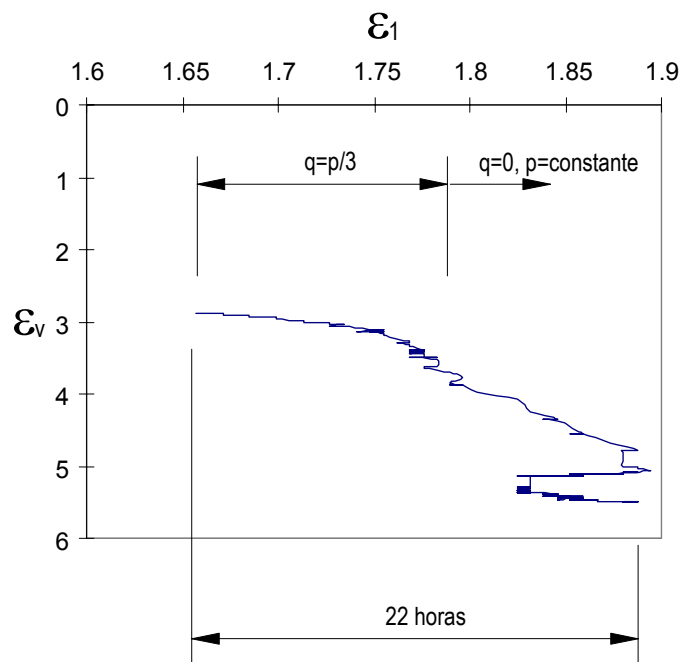


Fig. 3.25 - Diagrama das deformações axial e volumétrica no decorrer do colapso. Ensaio T1

Separando os diagramas tensão-deformação e deformação volumétrica-deformação axial das duas fases de ensaio (seco e saturado), e convertendo as curvas aos respectivos referenciais de deformação, é possível o traçado conjunto e comparativo desses diagramas. Esse traçado está ilustrado na Fig. 3.26. Estes diagramas permitem verificar que o material saturado aparenta exibir uma rigidez maior no troço inicial da curva (deformações $\epsilon_1 < 0,5\%$), mas é necessário atender a que a consolidação do material saturado foi feita a uma tensão média superior à do

estado seco, sendo portanto natural que na zona inicial do diagrama a resposta do material aparente maior rigidez.

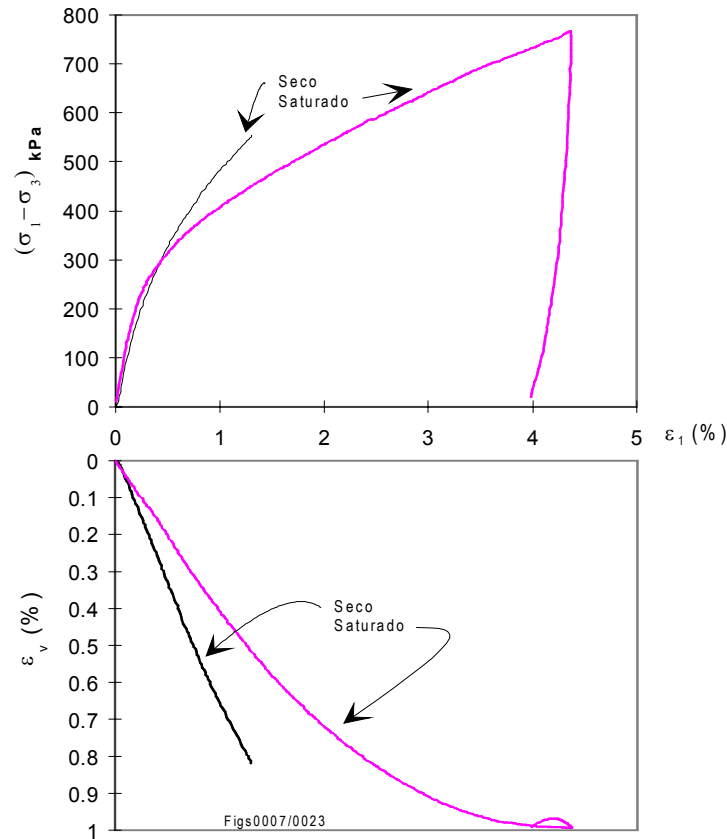


Fig. 3.26 - Diagramas dos ensaios nos estados seco e saturado. Ensaio T1

Com base nos parâmetros obtidos da interpretação do ensaio pode-se finalmente proceder à aplicação prática do método de simulação do colapso baseado na variação das características mecânicas dos materiais conforme se propôs na secção 3.1.5.

A simulação do ensaio triaxial é feita recorrendo ao programa *COLTRI* anteriormente descrito. O colapso corresponde à variação dos parâmetros entre os dois estados que definem os comportamentos extremos do material: $(M, N, \lambda, \kappa, \nu)_{\text{seco}} \rightarrow (M, N, \lambda, \kappa, \nu)_{\text{saturado}}$. Arbitrariamente efectuou-se a variação entre o estados seco e saturado em 200 intervalos, embora se possa demonstrar que, neste caso simples, 10 incrementos seriam suficientes sem alterar significativamente os resultados. As diferenças entre as soluções obtidas para diversos números de incrementos manifestar-se-iam apenas na zona intermédia da trajectória e nunca no ponto final dado que este depende exclusivamente das características do material no estado final (saturado).

A análise do diagrama obtido (Fig. 3.27) permite concluir que o comportamento do modelo *COLTRI* se ajusta bastante bem ao comportamento verificado no material de ensaio.

Note-se que o ajuste se verifica a dois níveis: em primeiro lugar, as deformações volumétricas plásticas são bem descritas pelo modelo Cam-clay adoptado e, além disso, as trajectórias de deformação volumétrica durante o colapso coincidem.

Na Fig. 3.28 apresenta-se o aspecto final do provete de ensaio.

No intuito de verificar a aplicabilidade do modelo em trajectórias diferentes da anterior programou-se outro ensaio de colapso (Ensaio T2) numa amostra semelhante (tipo de material, granulometria e condições de compactação) segundo o seguinte programa:

- consolidação até à tensão de 250 MPa (idêntico ao anterior);
- corte do provete em condições triaxiais até uma tensão distorcional de cerca de 50% do valor máximo para o tipo de material (idêntico ao anterior);
- colapso por saturação da amostra forçando a passagem de água através do provete mantendo o nível de tensão distorcional;
- consolidação do material após saturação até à tensão de 500 MPa;
- descarga até 250 MPa;
- corte por aumento da tensão distorcional.

Na prática, por motivos diversos, não foi possível cumprir inteiramente o programa pré-estabelecido. Um dos motivos prende-se com uma das características da deformação de colapso que, na fase inicial da saturação, se processa a um ritmo muito elevado, tornando impossível evitar uma descarga acentuada nesta fase, não obstante se ter accionado manualmente a prensa a uma velocidade muito superior à velocidade normal do equipamento. Por outro lado, procurou-se simplificar o procedimento de ensaio a fim de evitar um funcionamento intermitente da prensa de carga por períodos muito prolongados. A simplificação consistiu em permitir a descarga do provete numa fase adiantada do colapso mas antes da saturação total, após o que se procedeu à recarga e se determinou o que se considera ser o ponto final correspondente à totalidade da deformação de colapso. A Fig. 3.29 permite interpretar de forma mais precisa os objectivos pretendidos.

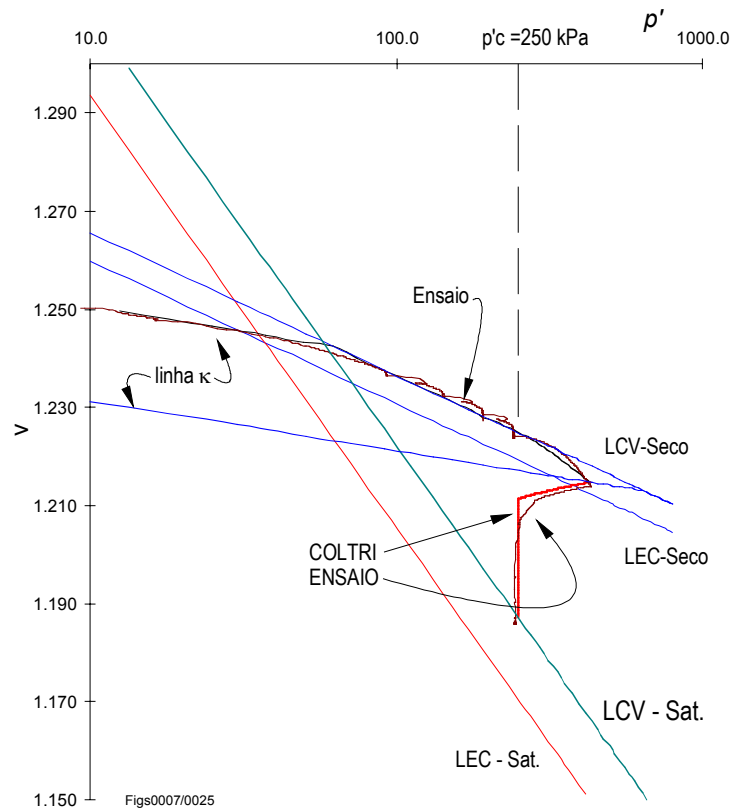


Fig. 3.27 - Comparação dos resultados do ensaio T1 com o modelo de colapso COLTRI



Fig. 3.28 - Aspecto final do provete do ensaio triaxial T1

3- Modelação dos efeitos do colapso e da fluência

A trajectória de colapso prevista pelo modelo *COLTRI* consiste muito simplesmente no troço 1-5 do diagrama mas, no ensaio, esta trajectória implica a manutenção da tensão distorcional durante um período considerável de tempo podendo haver uma certa sobreposição de alguma deformação devida à fluência. Seguindo a trajectória 1-3-4-2-5, permite-se que a fase final da submersão do provete se processe sem a acção de uma tensão distorcional constante e, por isso minimiza-se o efeito da deformação de fluência. Quando se atinge a estabilização da deformação e a saturação máxima (correspondente à saída de água da câmara triaxial, pelo seu topo) procede-se à recarga representada pelo troço 4-2. Ao atingir o estado de tensão p, q correspondente ao ponto 3, pode considerar-se que a deformação de colapso está finalmente determinada.

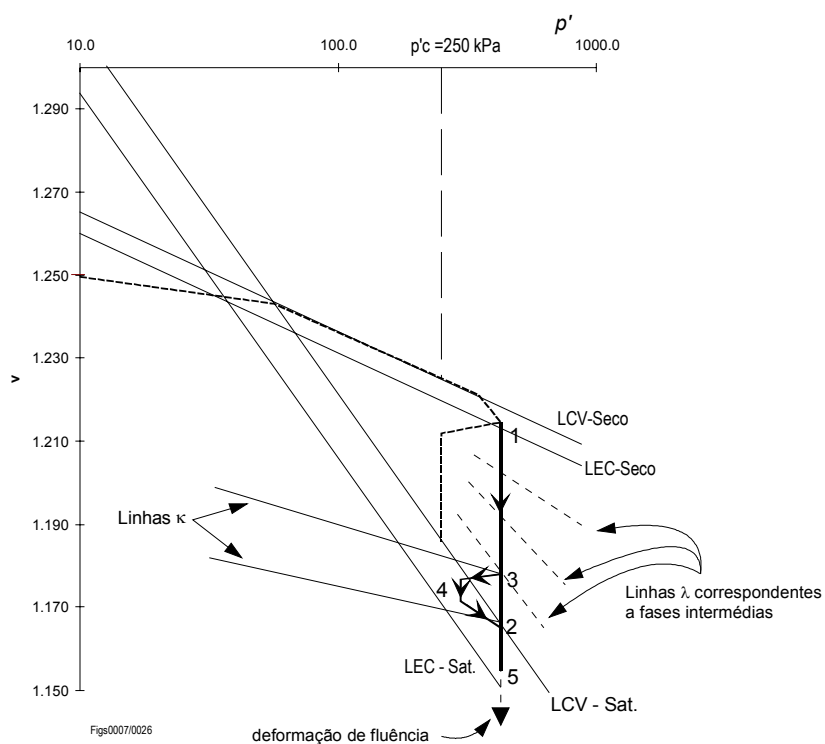


Fig. 3.29 - Trajectória $p-v$ para o ensaio de colapso T2

Neste raciocínio existe porém um erro! Na verdade, ao permitir a descarga do provete as condições em que se processa o colapso são bastante diferentes das iniciais (tensão média e distorcional inferior) o que implica necessariamente que o colapso ao fim da recarga seja também inferior. A descarga seguida de recarga não dispensa a necessidade de manter a tensão constante após ter sido atingida a tensão original, durante o tempo necessário à

completa estabilização das deformações de colapso. Por este motivo, a deformação de colapso obtida no final do ensaio foi inferior à tensão prevista pelo modelo.

A Fig. 3.30 descreve o digrama de $\ln(p')$ - v resultante da fase de consolidação do segundo ensaio triaxial. De forma idêntica à já referida para o ensaio anterior, determinaram-se os parâmetros das linhas de compressão virgem e de recompressão.

Para a determinação do declive da linha dos estados críticos recorreu-se novamente à lei de fluxo definida, para o modelo Cam-clay modificado de acordo com a expressão (3.16), tendo-se obtido os valores indicados na Fig. 3.31.

Ainda através desta figura é possível apreciar o comportamento, durante o colapso, da deformação da amostra. No momento em que se inicia a saturação não foi possível compensar a rápida deformação experimentada pelo provete e a carga aplicada teve um decréscimo súbito. As variações de tensão distorcional, especialmente marcadas para deformações superiores a 6% devem-se ao intervalos de tempo em que a prensa se encontrava parada.

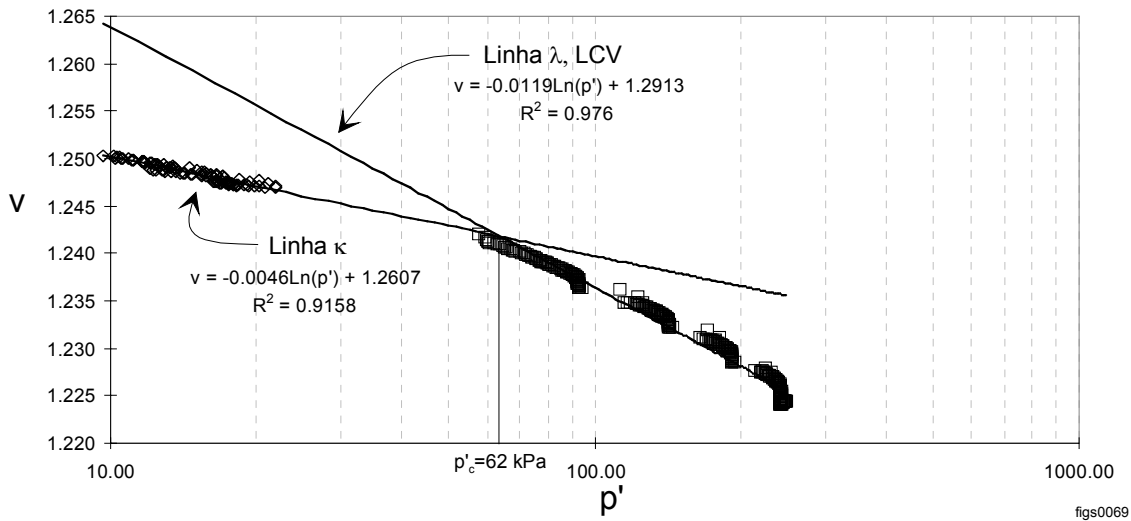


Fig. 3.30 - Determinação dos parâmetros N, λ, κ - Enrocamento seco. Ensaio T2

Na Fig. 3.32 apresenta-se ainda o diagrama p' - v relativo a este ensaio triaxial de colapso de onde se pode inferir a variação do volume específico da amostra durante o processo de deformação, tendo-se obtido $\Delta v = 1,214 - 1,176 = 0,038$. Este valor deve aproximar-se por defeito do valor “real” da deformação de colapso pelos motivos atrás apontados (Fig. 3.29).

A comparação entre as trajectórias do ensaio e as do modelo encontram-se sintetizadas na Fig. 3.33. Nesta figura, para além dos diagramas $p'-q$ e $p'-v$, apresenta-se ainda, ampliado, o diagrama $\ln(p')-v$ onde a interpretação dos diagramas se encontra simplificada.

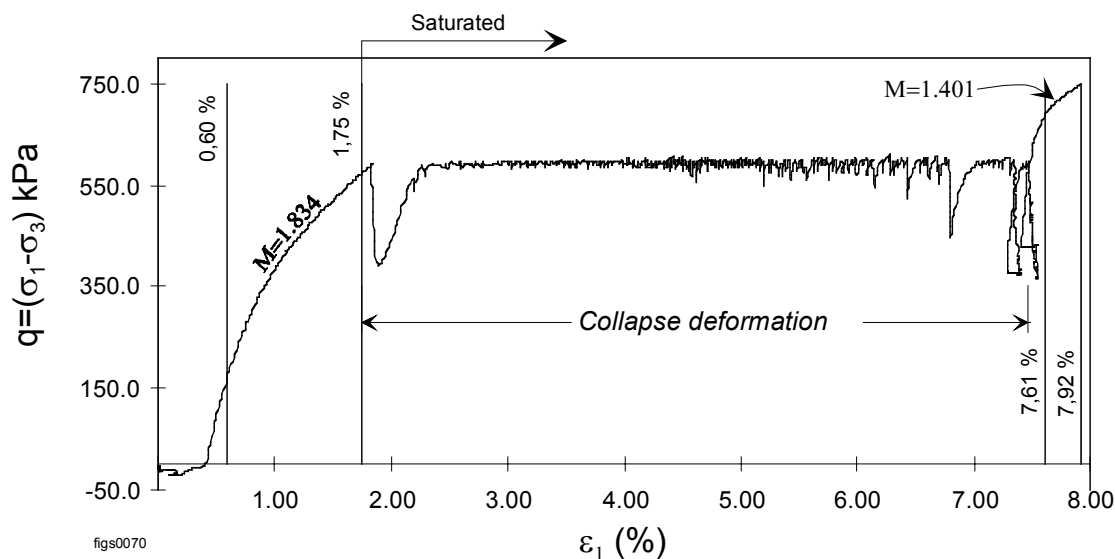


Fig. 3.31 - Diagrama completo do ensaio e intervalos para a determinação de M

Com os parâmetros para o modelo Cam-clay obtidos nos dois ensaios é então possível comparar o funcionamento do modelo com a resposta obtida no ensaio T2 que decorreu, na fase de colapso, sob tensão constante⁶. Considerando os parâmetros do ensaio T1 a deformação volumétrica é de $\Delta v=0,0989$ enquanto que considerando os parâmetros do ensaio T2 se obtém um valor mais próximo do resultante do ensaio, $\Delta v=0,0528$. Em qualquer dos casos e em particular no segundo ensaio (onde a correspondência entre os valores observados e calculados deveria ser exacta), há que salientar que alguns dos parâmetros utilizados para definir o comportamento do material não são totalmente correctos.

Da análise da Fig. 3.33 ressalta, uma vez mais, a boa concordância entre as trajectórias do ensaio e os resultados do modelo Cam-clay. Por outro lado, a trajectória de deformação durante o colapso é também bem descrita pelo modelo, não obstante durante o ensaio se terem verificado diversas descargas e conseqüente relaxação da tensão.

No Quadro 3.5 resumem-se os parâmetros resultantes deste ensaio.

⁶ Na verdade a tensão axial teve variações mais ou menos significativas com especial incidência nas fases inicial e final do ensaio conforme se descreveu acima.

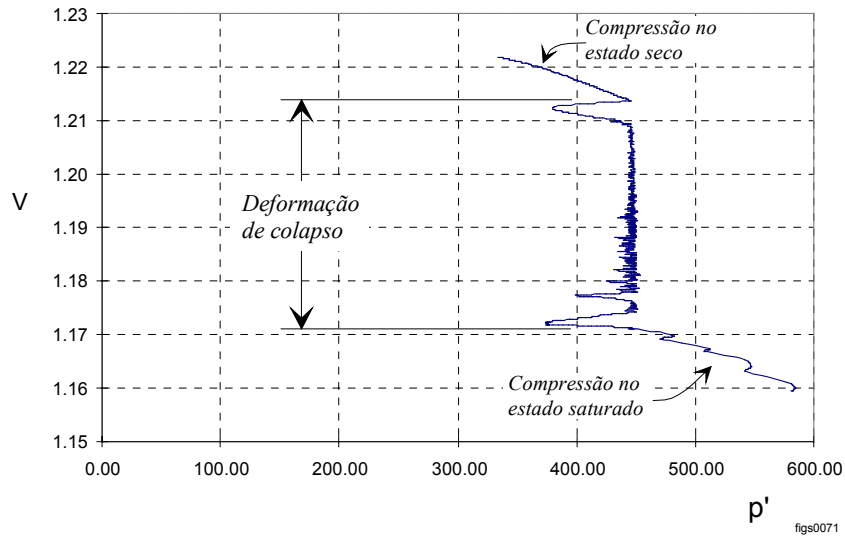


Fig. 3.32 - Colapso da amostra no diagrama p' - v . Ensaio T2

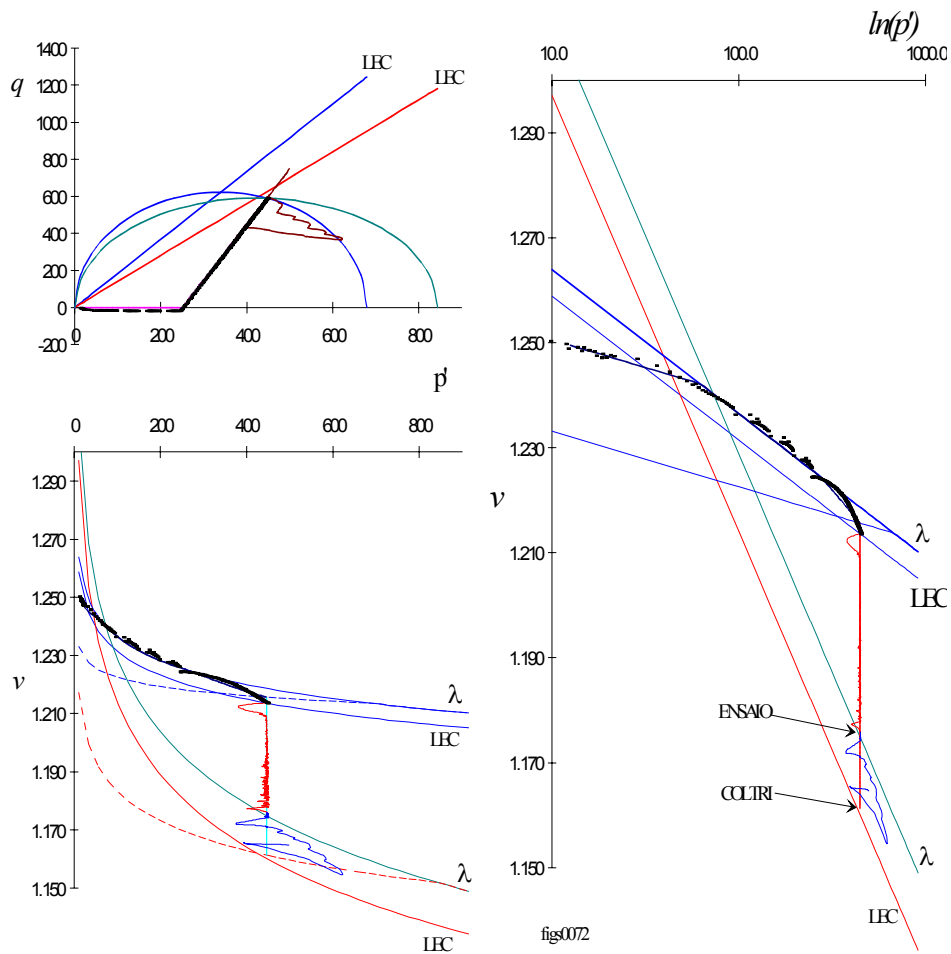


Fig. 3.33 - Comparação entre o modelo COLTRI e os resultados do ensaio T2

Quadro 3.5 - Resumo dos parâmetros do modelo Cam-clay para o enrocamento de xisto -Ensaio T2

Material	M	$\phi=\phi(M)$	κ	λ	N	v	p'_c
Enrocamento seco	1.834	44.6	0.0046	0.0119	1.2913	0.3 ^{***}	58.2
Enrocamento submerso	1.401	34.6	0.0147 [*]	0.0361 [*]	1.3950 ^{**}	0.3 ^{***}	-

* - Valor estimado com base na relação saturado/seco do ensaio T1

** - Valor estimado com base na relação saturado-seco do ensaio T1

*** - Valor estimado

3.1.6.2 - Ensaio edométricos

O estudo do colapso pode também, e com certas vantagens, ser feito através de ensaios edométricos. Uma das principais virtudes deste tipo de ensaios é a de os dispositivos empregues possibilitarem a manutenção da carga aplicada por longos períodos de tempo sem necessidade de accionar sistemas mecânicos que compensem a diminuição de carga provocada pela deformação, por vezes elevada, do corpo de ensaio. Por outro lado, o dispositivo de ensaio é mais simples, e a preparação das amostras torna-se também mais rápida.

A montagem utilizada nestes ensaios encontra-se esquematizada na Fig. 3.34, de onde se pode destacar o dispositivo pneumático de aplicação de cargas, a câmara de ensaio e o equipamento de aquisição de dados. As características principais do equipamento encontram-se no Quadro 3.6.

Na Fig. 3.35 apresenta-se uma vista parcial desta montagem de onde se destaca: a câmara de ensaio (a), a unidade de aquisição de dados DATALOG 2 (b) e os transdutores de deslocamento (c).

A estabilidade da tensão é garantida pelo funcionamento do redutor de pressão que, alimentado a cerca de 1 MPa, mantém constante a pressão pretendida à sua saída. A força máxima aplicável ao corpo de ensaio é de 12.05 kN o que, para uma área útil de 330,06 cm² permite uma tensão vertical máxima da ordem 380 kN/m².

A saturação do material é feita pelo orifício existente na base de forma a que o fluxo ascendente de água garanta uma saturação mais uniforme. Todo o sistema é mantido sob

temperatura constante, condição indispensável para minimizar as variações de leitura dos transdutores de deslocamento em resultado da oscilação térmica diária, facto que se veio a verificar ser importante nos valores registados com o sistema a funcionar em vazio. A temperatura dos diversos ensaios foi constante e sempre igual a 22°.

Quadro 3.6 - Características do equipamento para ensaios edométricos de colapso

Dimensões	Diâmetro = 20 cm Altura útil = 17 cm
Aplicação de cargas	Sistema pneumático manual com manómetro e redutor de pressão de 100 psi
Aquisição de dados	unidade de aquisição de dados Wykeham Farrance -DATALOG 2 célula de medição de pressão de 1 MPa transdutores lineares de deslocamentos de 10 mm de curso para a medição dos deslocamentos do provete

Para a determinação dos invariantes de tensão p, q necessários para o modelo utilizado é necessário conhecer a tensão σ_3 . Atendendo às limitações dos dispositivos empregues, nomeadamente pela não existência de instrumentação nas paredes da câmara de ensaio, optou-se por avaliar essa componente da tensão com base no coeficiente de impulso em repouso (deformação lateral impedida) para este tipo de materiais. Admitindo um coeficiente de impulso em repouso de 0,4 (valor concordante com os resultados de outros ensaios com o mesmo tipo de material onde foi efectuada a medição de σ_3) e a máxima tensão vertical aplicável com o dispositivo utilizado, obtém-se os seguintes invariantes de tensão:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1(1 + 2K_0)}{3} \approx 230 \text{ kPa}$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_1(1 - K_0) \approx 230 \text{ kPa}$$

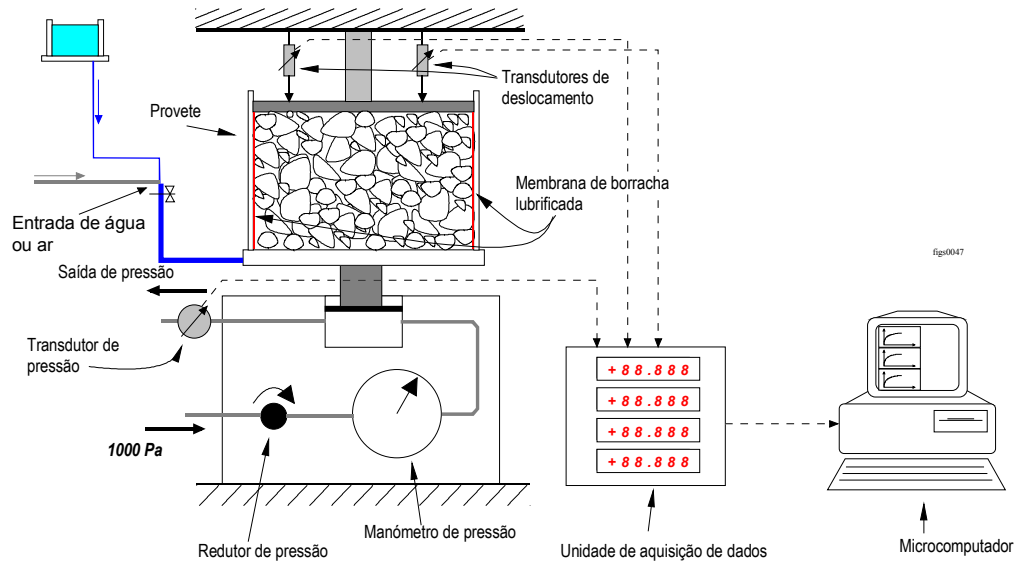


Fig. 3.34 - Representação esquemática do dispositivo dos ensaios edométricos de colapso

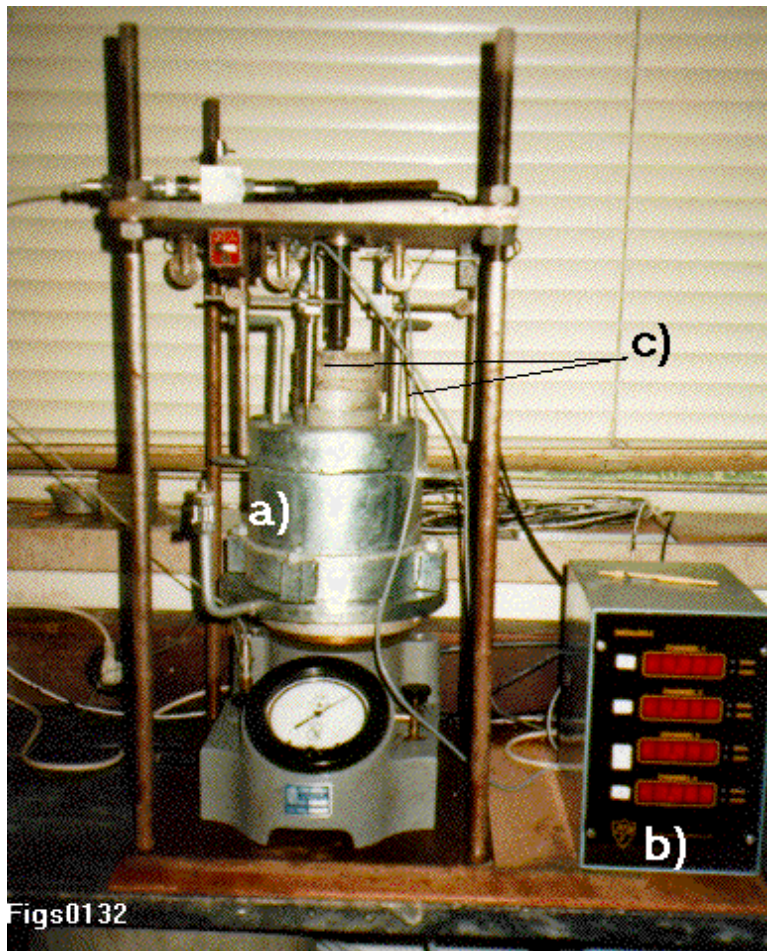


Fig. 3.35 - Vista da montagem empregue nos ensaios edométricos

3.1.6.3 - Resultados dos ensaios - Interpretação

No equipamento acima descrito realizaram-se diversos ensaios que permitiram, por um lado, conhecer melhor o funcionamento do colapso e, por outro, verificar a adequabilidade do modelo proposto para a sua simulação. O material ensaiado foi novamente um xisto de baixa resistência com a mesma proveniência e características do material que havia sido empregue na realização dos ensaios triaxiais, tendo-se apenas limitado a máxima dimensão em função da dimensão da câmara de ensaio.

Os resultados obtidos foram confrontados com as previsões resultantes do modelo numérico adaptado para as condições de deformação lateral impedida e os resultados obtidos foram, uma vez mais e de forma geral, bastante satisfatórios.

Dos ensaios realizados foi possível avaliar, embora muitas vezes apenas de forma qualitativa, os factores que parecem influenciar o comportamento de colapso dos materiais de enrocamento. Realizou-se um número considerável de ensaios, muito embora alguns não sejam referidos. A omissão deve-se, não ao encobrimento de resultados menos satisfatórios, mas apenas ao facto de esses ensaios terem servido para afinar metodologias, programas de computador e mesmo os próprios equipamentos. Por exemplo, um aspecto fundamental (e talvez óbvio) é o da necessidade de realizar ensaios em condições de controlo térmico muito rigoroso. A importância deste factor prende-se com o tipo de equipamentos de leitura analógico-digital (LVDT) empregue. Verifica-se que tanto os transdutores de deslocamento como a própria unidade de leitura e conversão analógico-digital são extremamente sensíveis às variações de temperatura. Os primeiros ensaios de colapso foram inutilizados devido à não consideração deste factor.

Os estudos realizados procuraram aferir a influência de aspectos normalmente menos esclarecidos mas que devem ser considerados na aferição da deformação de colapso das obras. Nesse sentido procurou-se quantificar, por exemplo, a influência da compacidade do material na deformação de colapso através do estudo para diversos valores da compacidade relativa D_r . Outro aspecto estudado que se pode considerar de grande importância, é o da eventual influência dos ciclos de secagem-molhagem na deformação que se pode vir a acumular pela existência desses ciclos.

Para o estudo deste último aspecto realizaram-se dois grupos de ensaios que se considera terem grande interesse e que não se encontraram referenciados na bibliografia. Genericamente, designaram-se por ensaios cíclicos de colapso para evidenciar o estudo do efeito repetitivo da secagem-molhagem.

No primeiro grupo de ensaios cíclicos de colapso o material constituinte de um provete foi submetido a diversos ciclos de carga-colapso-secagem realizando-se no final de cada ciclo de carga-colapso a desmontagem do provete, a correspondente análise granulométrica e a secagem em estufa a 40° durante 3 dias. Após a secagem o provete era novamente montado nas mesmas condições que havia sido empregues no primeiro provete, isto é, com a mesma compacidade relativa (que no caso foi de 100%) e o mesmo teor em água de colocação (cerca de 3%).

O segundo grupo de ensaios visou uma caracterização mais realista dos ciclos de secagem-molhagem, isto é, a secagem foi efectuada mantendo o provete montado e sob a acção da tensão instalada desde o primeiro ciclo. Este procedimento permite simular de uma forma mais adequada o comportamento de determinadas zonas dos aterros (especialmente as mais superficiais) onde se podem verificar estes ciclos. A secagem do material foi acelerada substituindo a alimentação de água para proporcionar o colapso pela circulação de ar a baixa pressão. Esta técnica inovadora apresenta, evidentemente, alguns pormenores que convém referir.

O primeiro é que se a pressão de ar não for suficientemente reduzida pode-se verificar-se um arrastamento do material mais fino para a superfície, alterando o arranjo interno do material e mesmo modificando a granulometria já que uma parte desse material fino pode ser perdido. Esta situação veio a verificar-se no primeiro provete seco com esta técnica, realizado especificamente para aferir a eficiência da mesma.

Outro aspecto importante, é que o provete pode não secar de forma homogénea, verificando-se uma tendência para que, no final do ciclo de secagem, o teor em água seja mais elevado sob a placa porosa superior. Tal fica a dever-se certamente à dificuldade em forçar a passagem do ar (em fluxo ascendente) nesta zona quando se criam caminhos preferenciais, conforme se representa na Fig. 3.36.

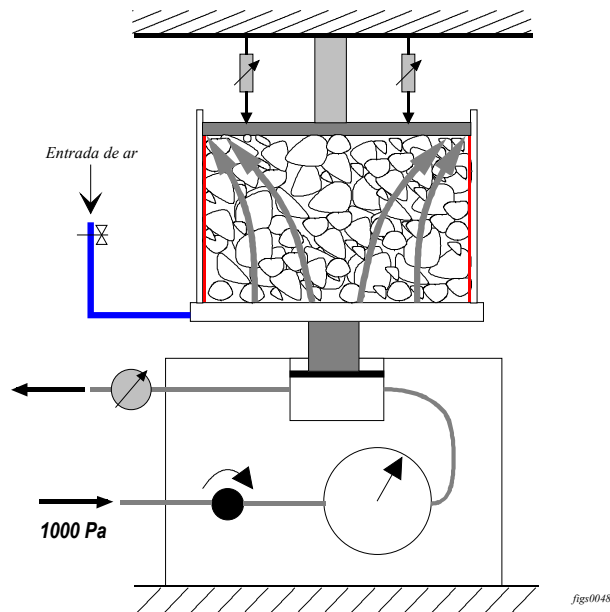


Fig. 3.36 - Fluxo de ar durante o processo de secagem do provete

No entanto, esta técnica acabou por ser comprovada experimentalmente, concluindo-se que em 3 dias, o grau de saturação final (verificado por secagem em estufa do material após o desmonte) era de cerca de 2%, valor que se considera bastante satisfatório já que é da mesma ordem de grandeza do empregue na preparação da amostra, que se considera como seca.

Os diagramas de deformação-tempo permitem verificar o comportamento característico da deformação de colapso. A deformação cresce de forma muito acentuada (praticamente simultânea com o início da molhagem progressiva do provete) e começa a estabilizar quando se atinge a saturação completa do material, embora ainda se mantenha por um certo período de tempo. Nos ensaios efectuados procurou-se sempre esperar um período alargado de tempo (cerca de 12 horas) para se verificar a completa estabilização das deformações embora se considere que a deformação ao fim deste tempo compreende também uma parcela de deformação de fluência.

Para destrinçar as duas componentes de deformação o diagrama de variação da taxa de deformação no tempo permite clarificar quando se deve considerar concluído o período correspondente ao colapso. De facto, a este fenómeno correspondem velocidades de deformação muito superiores, tornando-se então simples estabelecer o período e a deformação correspondentes ao colapso.

Tipicamente obtiveram-se intervalos de tempo entre 40 e 90 minutos, enquanto que a água chegava ao topo da amostra em períodos da ordem dos 15 a 30 minutos. O diferencial de tempo representa provavelmente o período necessário para que a água preencha completamente os vazios do material e se verifique na totalidade a fracturação correspondente ao colapso.

Na Fig. 3.37 encontram-se os diagramas $p'-v$ de um grupo de ensaios de colapso realizados sempre com o mesmo material. No total, realizaram-se cinco ciclos (7/0 a 7/4) com a seguinte sequência de operações: preparação do ensaio, compressão no estado seco, colapso, compressão no estado saturado, desmontagem da amostra, secagem do material e análise granulométrica.

As velocidades de deformação para a fase de colapso (a tensão constante) encontram-se no diagrama da Fig. 3.38 onde se normalizou a escala de tempo de todas as curvas de modo a que o instante inicial do gráfico fosse aquele em que se iniciou a molhagem do provete.

A amostra 7/4 revelou alguma dificuldade em ser saturada por deficiência no sistema de ligação à rede. Posteriormente instalou-se um pequeno depósito que, para além de permitir controlar a quantidade de água “absorvida” pela amostra permitiu ainda uniformizar a carga hidráulica aplicada às diversas amostras, situação que inicialmente não era controlada.

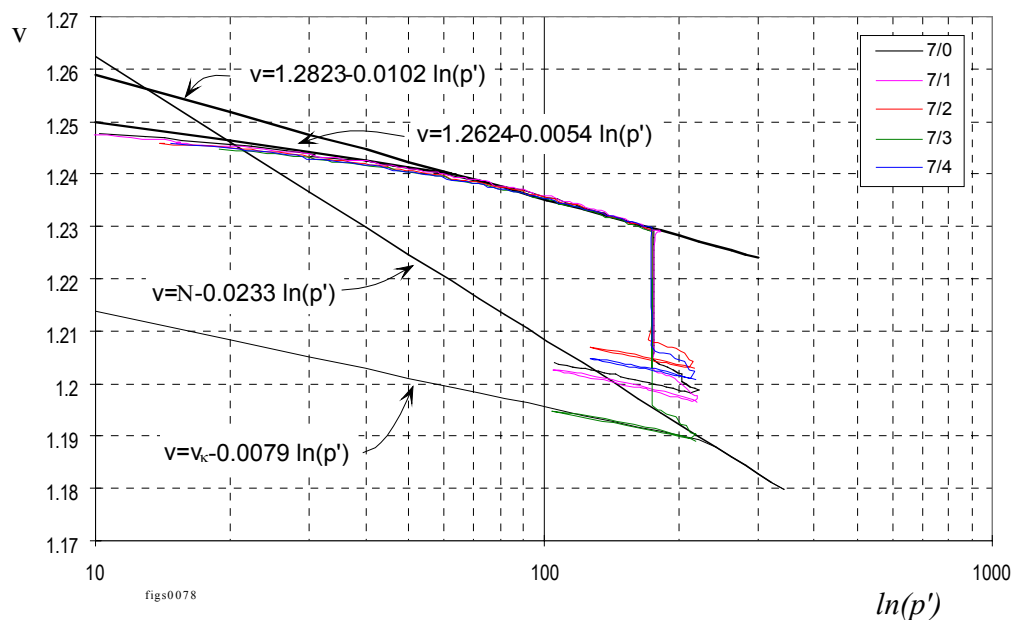


Fig. 3.37 - Ensaio de colapso. Diagrama $p'-v$ referentes à amostra "7"

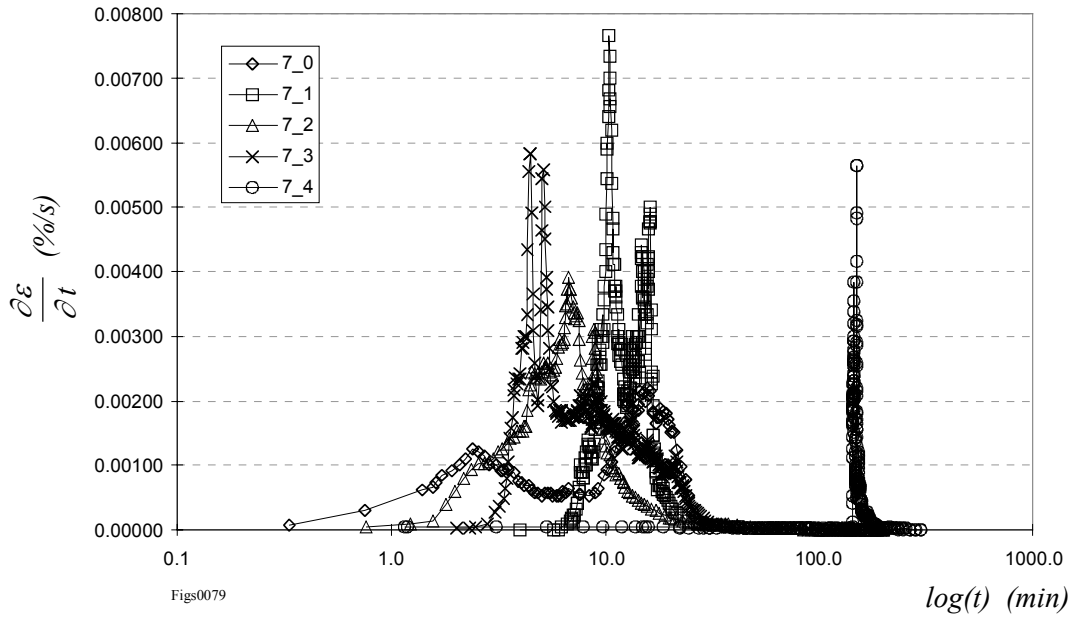


Fig. 3.38 - Ensaio de colapso. Velocidades de deformação referentes à amostra "7"

A evolução da granulometria das amostras ensaiadas encontra-se registada na Fig. 3.39 onde não encontra a curva referente ao último ensaio. A curva granulométrica referente ao ensaio 7/1 não apresenta uma evolução lógica, devendo-se tal facto a não se ter contabilizado algum material fino que se perdeu durante as operações do ensaio. Nas amostras seguintes corrigiram-se as curvas de forma a contabilizar esse facto e alteraram-se os procedimentos de ensaio.

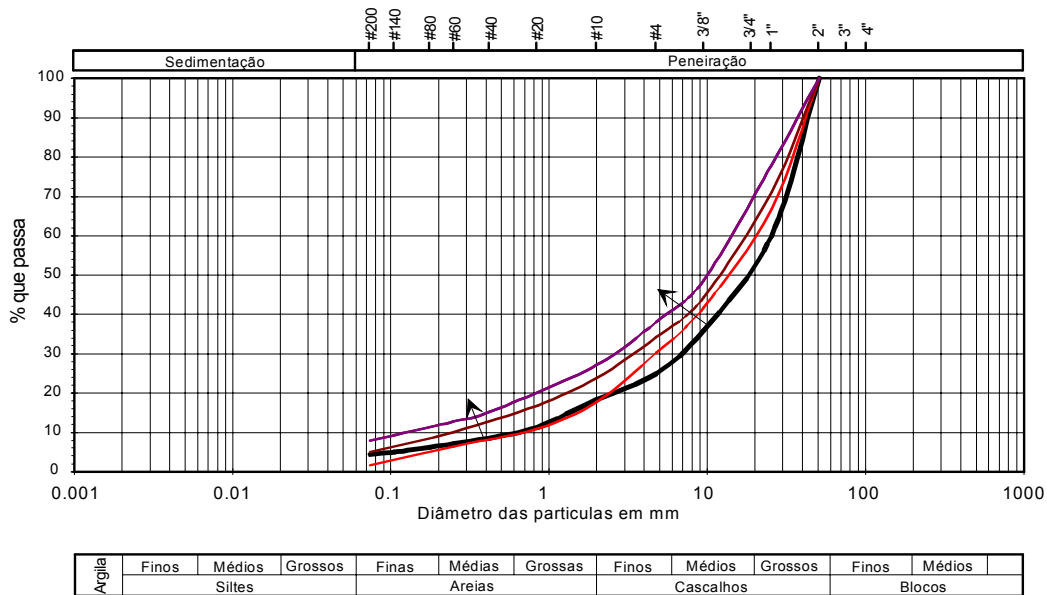


Fig. 3.39 - Granulometria das amostras dos ensaios "7"

A análise dos diagramas acima apresentados e dos resultados constantes do quadro-resumo apresentado mais à frente (Quadro 3.7) sugere os seguintes comentários:

- a deformação de colapso foi insensível ao ciclo de ensaio, isto é, não registou qualquer tendência lógica de variação (aumento ou diminuição);
- o comportamento do material após cada operação de secagem e compactação foi semelhante ao exibido no ensaio anterior, tal facto é comprovado pela semelhança dos parâmetros λ, κ e N de todos os ensaios, sendo as curvas praticamente coincidentes;
- o diagrama de velocidade de deformação de todas as amostras apresenta um padrão semelhante e a deformação de colapso processa-se num período de tempo ligeiramente superior ao necessário para saturar a amostra;
- a evolução granulométrica entre os diversos ensaios é bastante nítida para este tipo de material, mas nos cinco ciclos de ensaio não parece ter afectado de forma significativa os parâmetros de deformabilidade ou a deformação máxima de colapso;
- o diagrama da velocidade de deformação define com bastante nitidez o fenómeno de colapso permitindo a separação deste e doutros fenómenos;
- a degradação das características mecânicas do material, sendo diminuta, é mais notada na curva de consolidação virgem do que na curva de descarga-recarga, pelo que a componente elástica da deformação apresenta uma variação menor.

Os resultados obtidos nestes ensaios sugerem que a molhagem do material tem um efeito temporário no comportamento do material, ou seja, se as mesmas partículas constituintes de uma amostra forem secas e remoldadas num novo provete, o comportamento exibido por tal amostra é muito semelhante ao comportamento exibido anteriormente. Como se poderá demonstrar pela interpretação da série de ensaios que se segue, nesta análise é fundamental acrescentar o efeito estrutural, ou seja, é necessário considerar o arranjo interno das partículas verificando-se que este é um dos aspectos mais importantes na deformação de colapso.

A série de ensaios cujos resultados se apresentam em seguida, foi conduzida de forma análoga aos anteriores (material, condições de montagem e história de tensões), mas a secagem do material de enrocamento foi realizada sem desmontar os provetes de acordo com a técnica

anteriormente descrita, permitindo em boa medida manter o arranjo das partículas resultante do processo de deformação experimentado pelo provete.

Inicialmente esperava-se que a molhagem do provete originasse uma nova deformação de colapso, provavelmente inferior à do primeiro ciclo mas, na verdade, ao novo ciclo de molhagem não correspondeu qualquer deformação adicional no sentido descendente. Pelo contrário, verificou-se um ligeiro empolamento do provete resultante certamente da expansibilidade do material.

Quadro 3.7 - Parâmetros dos ensaios de colapso - Amostras "7"

Material seco			Material saturado			
Ref	λ	κ	N	λ	κ	N
7/0	0,0104	0,0051	1,282	0,0225	0,0084	1,320
7/1	0,0106	0,0053	1,285	0,0257	0,0088	1,336
7/2	0,0106	0,0053	1,285	0,0204	0,0072	1,314
7/3	0,0101	0,0057	1,282	0,0260	0,0076	1,330
7/4	0,0094	0,0055	1,278	0,0221	0,0075	1,324

Ref	Colapso		Variação sat./seco	
	Duração (m)	$\epsilon(\%)$	λ	κ
7/0	64	1,80	2,16	1,65
7/1	40	1,90	2,42	1,66
7/2	57	1,50	1,92	1,36
7/3	43	1,97	2,57	1,33
7/4	178	1,61	2,35	1,36

Características comuns a todos os ensaios :
 $D_r=100\%$; $e_0=0,25$; Tensão vertical de colapso $\sigma_v=284$ kPa

Este comportamento foi confirmado em ensaios análogos realizados posteriormente onde, por segurança, a secagem foi realizada por um período de 8 dias. Além disso, o mesmo material (que não havia sofrido qualquer deformação de colapso para o segundo ciclo) após desmontado, seco e remoldado veio a manifestar novamente comportamento semelhante, isto é, uma deformação de colapso e um comportamento deformacional semelhante aos iniciais.

Os dados relativos aos instantes em que se procedeu à saturação, à secagem, etc. estão resumidos no Quadro 3.8, onde se pode verificar, nomeadamente, que no ensaio 11 o ciclo de secagem durou 8 dias e que em ambas as amostras a fase de saturação durou cerca de 1 dia apesar da deformação de colapso ter estabilizado ao fim de cerca de uma hora.

Quadro 3.8 - Cronologia dos ensaios cíclicos de colapso

<i>Ensaio</i>	<i>Início de saturação</i>	<i>Fim de saturação</i>	<i>Fim do colapso</i>	<i>Início secagem</i>		<i>Início 2ª saturação</i>	
	<i>(min)</i>	<i>(min)</i>	<i>(min)</i>	<i>(min)/(h)</i>		<i>(min)/(dias)</i>	
10	134	162	204	1499	25	5720	≈4
11	144	-	192	1441	24	11503	≈8

Os diagramas $p'-v$ dos ensaios 10 e 11 encontram-se na Fig. 3.40. Além das curvas destes ensaios apresenta-se ainda a curva do ensaio 10/1 que foi efectuado com o material do ensaio 10 mas em que se procedeu à desmontagem e recompactação do provete com a finalidade de verificar a capacidade de “recuperação” do material após remoldagem. O comportamento exibido foi semelhante ao do ensaio inicial (10/0).

As velocidades de deformação durante o colapso das amostras incluem-se na Fig. 3.41 e o padrão de comportamento desta grandeza é semelhante ao observado para o conjunto de diagramas obtido para o grupo de ensaios “7” embora as velocidades sejam, em geral, inferiores. Note-se que, nestes ensaios, a saturação dos provetes foi feita recorrendo ao depósito de água instalado na montagem e que, por isso, a carga hidráulica durante a saturação foi inferior.

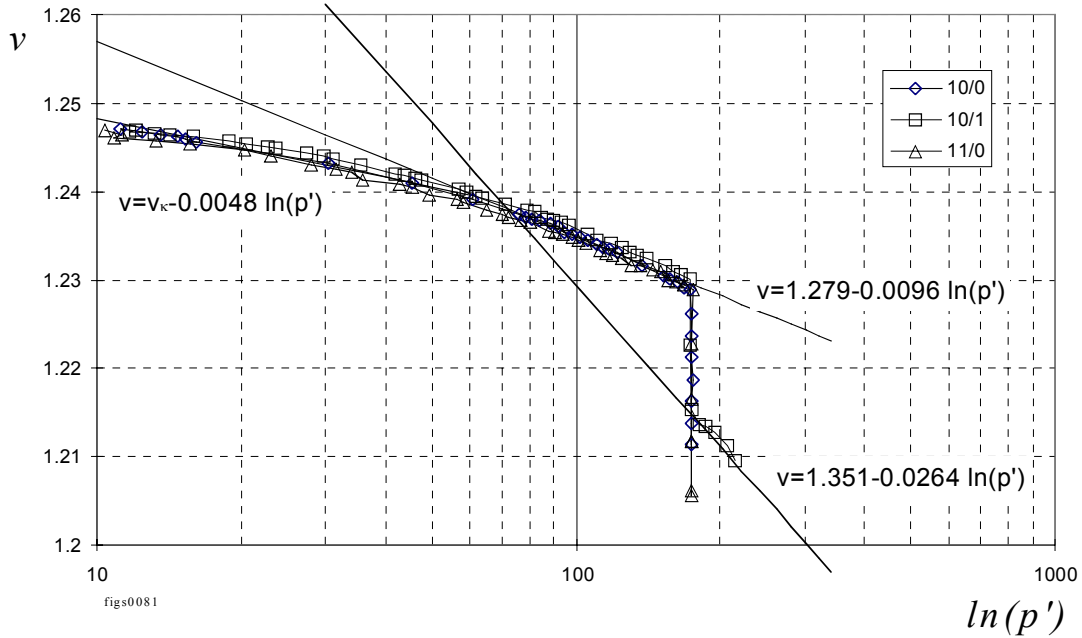


Fig. 3.40- Ensaio cíclico de colapso. Diagrama p' - v referentes às amostras "10" e "11"

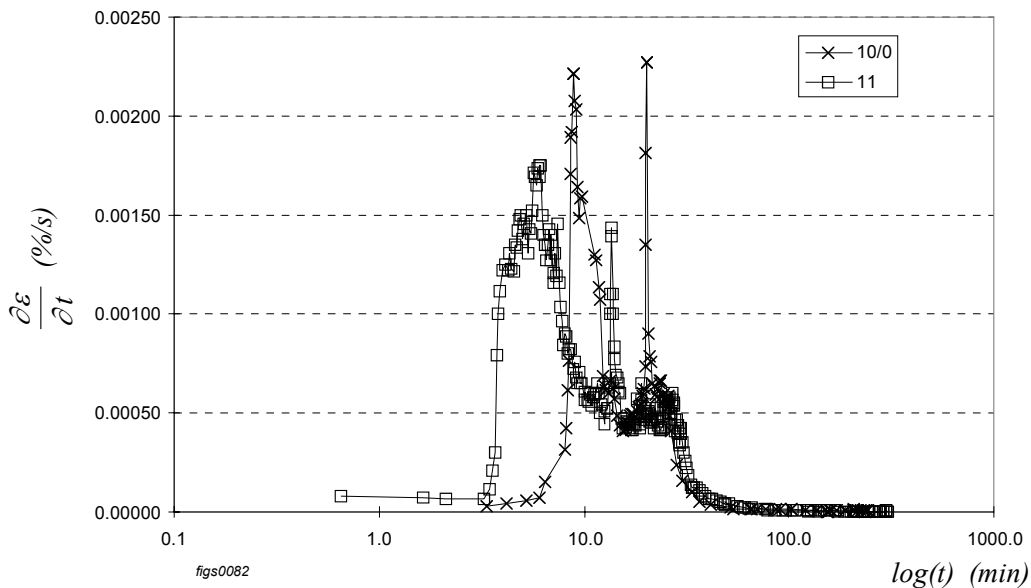


Fig. 3.41- Ensaio cíclico de colapso. Velocidades de deformação referentes às amostras "10" e "11"

Como se referiu, na segunda fase de saturação do provete não se registou qualquer deformação de colapso e, pelo contrário, veio-se a verificar um empolamento das amostras. Esta situação está representada na Fig. 3.42 onde se pode verificar que no ensaio "10" se registou um empolamento de cerca de 0,06% enquanto que no ensaio "11" esse valor foi superior a 0,2%. De acordo com este diagrama, uma parcela da deformação registada desde o início da secagem é correspondente à fluência do material, enquanto que, outra parcela

corresponde à retracção do provete devido à secagem. Apesar do tempo de secagem ser diferente nos dois casos o andamento das curvas de deformação-tempo é semelhante.

Estes ensaios permitem realçar a importância fundamental da estrutura do material e consequentemente das tensões instaladas nos contactos na deformação de colapso. Após o primeiro rearranjo provocado pelo colapso na primeira molhagem, as tensões que ficam instaladas nos contactos entre os blocos de enrocamento são compatíveis com a resistência mecânica do material nessas condições. Desde que mais nenhum factor se altere, as subsequentes molhagens não provocam acréscimos de deformação de colapso. Estes resultados validam de forma inequívoca a importância das tensões instaladas nos contactos entre os blocos de enrocamento como factor condicionante da deformação de colapso. O papel da estrutura interna na deformação de colapso é, por isso, fundamental.

No Quadro 3.9 apresenta-se um resumo dos parâmetros obtidos em cada ensaio. Destaca-se a amostra 10/1 cuja fase de colapso foi consideravelmente mais demorada do que as restantes amostras (mesmo de outras séries de ensaios) devido à existência de um entupimento nos tubos de alimentação de água.

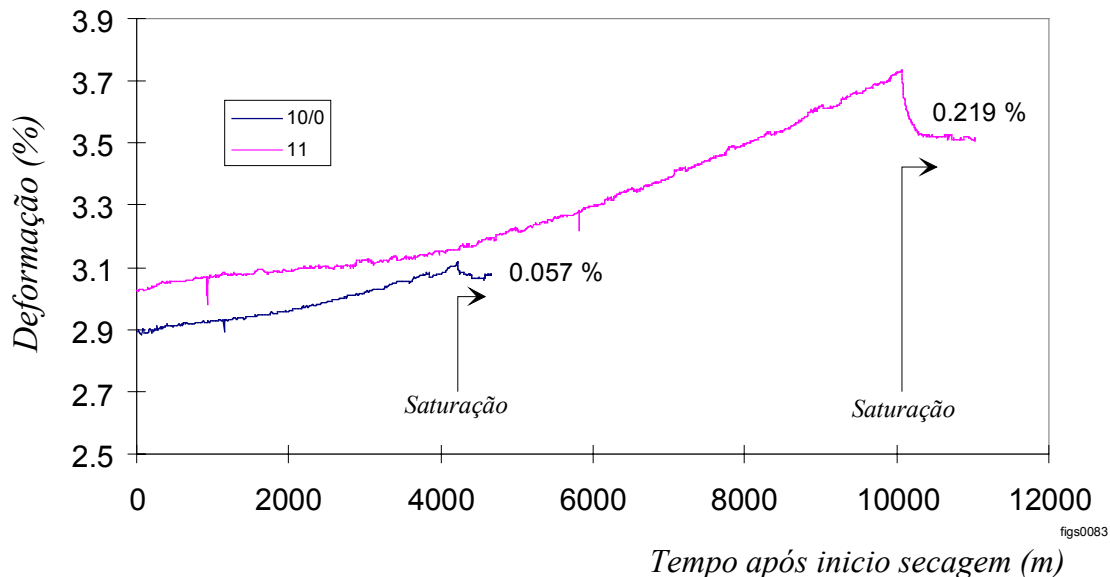


Fig. 3.42 - Evolução da deformação axial durante a secagem e 2ª saturação dos provetes

Quadro 3.9 - Parâmetros dos ensaios cíclicos de colapso. Amostras 10 e 11

Ref	Material seco	Material saturado
-----	---------------	-------------------

	λ	κ	N	λ	κ	N
10/0	0,0111	0,0063	1,286	-	-	-
10/1	0,0091	0,0038	1,277	0,0264	-	1,351
11	0,0087	0,0043	1,274	-	-	-
	Colapso		Variação sat/seco			
Ref	Duração	ε (%)	λ	κ	Observações	
	(m)					
10/0	70	1,01	-	-		
10/1	1308	1,24	2,90	-	Dificuldade em saturar	
11	50	1,28	-	-		

3.1.7 - Ensaio *in situ* para o estudo do colapso

Nesta secção descrevem-se os tipos de ensaios habitualmente empregues em obra na quantificação e estudo do fenómeno do colapso em materiais de enrocamento, embora no âmbito deste trabalho não se tenha desenvolvido qualquer ensaio deste tipo.

Os ensaios *in situ* visam quantificar de forma expedita a deformação de colapso que se pode obter num aterro e consistem na simulação do colapso por molhagem ou submersão de uma área do aterro em construção ou, em alternativa, do aterro experimental que venha a ser construído para esse efeito ou para calibração dos métodos de compactação.

Esquemáticamente o ensaio pode ser resumido nas operações seguintes:

- definição da área a ensaiar: esta área deve estar de acordo com a ponderação dos seguintes aspectos: disponibilidade de espaço; disponibilidade de água e granulometria do material;
- criação de uma barreira que permita confinar a água e criar uma carga hidráulica sobre o aterro;

- limpeza superficial da área a ensaiar pois em virtude de se verificar a desejada segregação na deposição dos materiais ocorre uma maior concentração de elementos finos à superfície do aterro o que dificulta substancialmente a penetração da água no aterro;
- instrumentação: a finalidade desta operação é a de permitir a quantificação dos deslocamentos no aterro, sendo aconselhável a utilização de marcas de nivelamento superficial encastradas no aterro e que a medição seja efectuada por nivelamento geométrico de precisão;
- saturação do material e aferição da evolução dos deslocamentos no tempo; a quantidade de água a utilizar nesta operação depende fundamentalmente da disponibilidade de água e tempo (Fig. 3.43 a));
- estabilizados os deslocamentos procede-se então à escavação da zona de ensaio para determinar a profundidade de penetração da água e assim determinar a zona que sofreu colapso por molhagem (Fig. 3.43 b); alternativamente, conhecendo o volume de água adicionada ao aterro pode-se estimar o volume abrangido.

Em Portugal, realizaram-se ensaios deste tipo, por exemplo, na barragem de Beliche (Veiga Pinto, 1983) e na Via Longitudinal do Algarve (LNEC, 1993). O primeiro caso será abordado com maior detalhe no Capítulo 5. Como aí se verá, apesar de não se determinarem quaisquer parâmetros numéricos de caracterização do material directamente do ensaio, é possível, por retroanálise e ajuste dos deslocamentos nos pontos alvo, a calibração dos parâmetros do modelo ou, de forma mais concreta, o ajuste entre os parâmetros determinados em laboratório e os que descrevem o comportamento do material em condições reais.

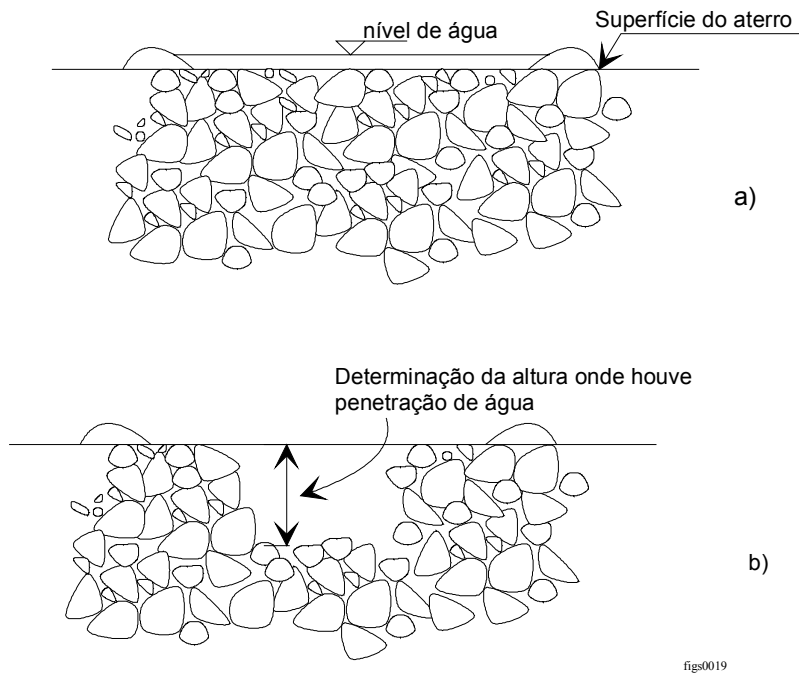


Fig. 3.43 - Representação esquemática de um ensaio de colapso in situ

3.1.8 - Estudos de sensibilidade

De entre os vários parâmetros do modelo Cam-clay interessa averiguar qual, ou quais, são mais relevantes no que respeita à modelação do colapso e, se possível, determinar com base na ainda reduzida experiência na consideração do colapso como fenómeno visco-elastoplástico, se é viável estabelecer relações típicas entre o comportamento nos estados seco e saturado.

Enquanto que o primeiro objectivo pode ser simples de atingir com base na aplicação do modelo, para o segundo interessa reter que as conclusões que vierem a ser atingidas devem ser limitadas ao tipo de material em análise. O prosseguimento de estudos desta natureza virá concertada a complementar a informação disponível.

A abordagem escolhida para o estudo de sensibilidade consiste na aplicação sucessiva do modelo de colapso a um dado material procurando variar individualmente (ou em conjunto, quando se justifique) os valores que concretizam os parâmetros do modelo, entre limites considerados como aceitáveis para esse tipo de materiais.

De entre os diversos parâmetros do modelo, considera-se que os que podem afectar de forma mais sensível o colapso são, por ordem decrescente de importância, aqueles que definem a posição da curva de consolidação virgem (linha λ) e os que definem a posição da linha dos estados críticos. Na nomenclatura habitual ter-se-á N e λ para o primeiro caso e M ou ϕ para o segundo (no caso geral poder-se-ia considerar também uma coesão para a LEC). Os declives das curvas de descarga-recarga consideram-se, nesta análise, como dependentes da curva de consolidação virgem pelos motivos já apontados na descrição do modelo. A influência do coeficiente de Poisson deverá, no caso geral, ser reduzida e é, em princípio, o parâmetro menos importante

Para além dos parâmetros intrínsecos do modelo, o estado de tensão também desempenha papel fundamental na deformação de colapso interessando neste caso averiguar a influência da relação entre a tensão distorcional e a tensão isotrópica (q/p') e a relação entre esta última e a tensão de préconsolidação (p'/p'_c).

Nos estudos que se seguem, procura-se avaliar de forma qualitativa a influência das variáveis mais significativas na deformação de colapso. Os parâmetros utilizados derivam dos ensaios efectuados e, como tal, num sentido restrito, as conclusões apresentadas serão apenas válidas para este tipo de materiais. No entanto, dado que os valores obtidos dos ensaios parecem concordar com a experiência anterior, poder-se-á provavelmente generalizar algumas das observações apontadas.

3.1.8.1 - Influência de N e λ

Os diagramas $p'-v$ dos diversos ensaios efectuados mostraram que se pode estabelecer um padrão de variação das curvas de consolidação virgem na passagem do estado seco para o estado saturado. Assim, verificou-se que a par de uma redução do declive da LCV ocorre um aumento do “índice de vazios na origem” - N . Esta constatação experimental permite que o modelo possa, em determinadas condições de tensão, não exibir colapso conforme se mostra na Fig. 3.44 e se verifica na prática para baixos níveis de tensão aplicados. No limite, se não houver tensão aplicada, resulta evidente que não há colapso e o modelo proposto permite simular esta situação.

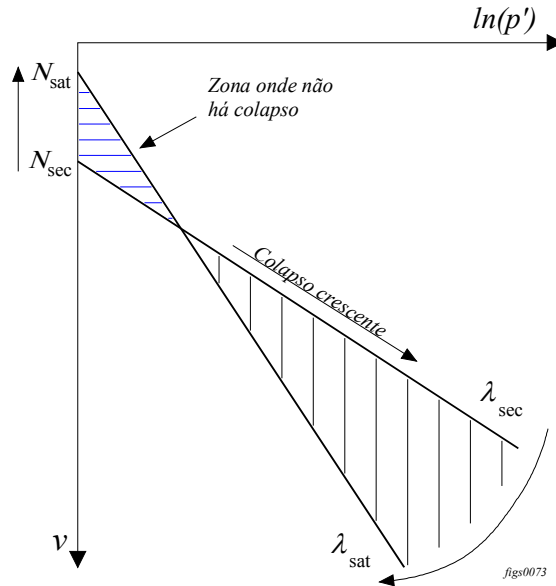


Fig. 3.44 - influência de N e λ na deformação de colapso

A relação entre o comportamento exibido nas situações limite (amostra seca e saturada) pode ser expressa em termos da variação dos parâmetros que definem o comportamento do modelo. No Quadro 3.10 apresenta-se uma possível comparação, sendo de salientar a relativa uniformidade nos valores obtidos. Em resultado dos ensaios realizados, para este tipo de material (xisto de baixa resistência), a relação mais frequente entre os declives das LCV do material saturado e seco é da ordem de 2,5 (há um valor anormalmente elevado de 5,94) e as curvas de descarga-recarga parecem relacionar-se por um factor de 1,5. A variação de N ($(N_{sat}-N_{sec})/N_{sec} \cdot 100$) apresenta regra geral valores ligeiramente superiores a 3%, sendo que no caso do ensaio triaxial esse valor foi bastante superior tendo atingido 8%.

Pelos motivos apontados, a influência da variação de N e λ deve ser analisada em conjunto. Para tal recorreu-se a um programa de cálculo automático que, em conjunção com o modelo de colapso *COLTRI*, permitiu a construção de um diagrama tridimensional em que a análise do andamento de colapso pode ser feita em conjunto. Na Fig. 3.45 apresenta-se um dos casos estudados onde, em função dos parâmetros considerados e do estado de tensão, existe sempre colapso. Neste estudo os restantes parâmetros (M, v, p', q e p'_c) foram considerados iguais para o material seco e para o material saturado.

Quadro 3.10 - Relação entre os parâmetros no estado seco e saturado

Designação	(N _{sat} -N _{sec})/N _{sec} (%)	λ (sat/sec)	κ (sat/sec)	Tipo de ensaio
Ensaio 7-0	2,96	2,16	1,65	Edom
Ensaio 7-1	3,97	2,42	1,66	Edom
Ensaio 7-2	2,26	1,92	1,36	Edom
Ensaio 7-3	3,80	2,57	1,33	Edom
Ensaio 7-4	3,60	2,35	1,36	Edom
Ensaio 8	3,86	5,94	2,55	Edom
Ensaio 10-1	-	2,90	-	Edom
T1	8,01	3,03	3,20	Triax

Se para o mesmo conjunto de parâmetros (e estado de tensão) se impuser uma variação superior para o valor de N existem algumas combinações de λ e N para as quais não há colapso. É esta a situação ilustrada na Fig. 3.46 onde o plano representativo da deformação de colapso para as várias combinações dos parâmetros tem um troço horizontal, representativo de deformação nula.

3.1.8.2 - Influência do estado de tensão

No que respeita ao estado de tensão interessa averiguar a influência, por um lado, do nível de tensão distorcional e, por outro, do grau de sobreconsolidação do material. Por este motivo, seleccionaram-se os parâmetros adimensionais ($\eta=q/p'$) e (p'/p'_c) e procedeu-se à sua variação para uma combinação fixa dos valores dos parâmetros que definem o comportamento nos estados seco e saturado.

Em analogia com os estudos anteriores, considerou-se um conjunto discreto de pontos de forma a traduzir simultaneamente a variação dos dois conjuntos de variáveis. Cada cálculo é conduzido de forma a introduzir no modelo a história de tensões preestabelecida. Em primeiro lugar, o material é consolidado isotropicamente até à tensão p'_c após o que se procede à descarga até se atingir a relação (p'/p'_c) pretendida. Em seguida é aumentado o nível de

tensão distorcional até (q/p') . Só então se procede ao colapso do material de acordo com o modelo. Uma das trajectórias encontra-se esquematizada no diagrama p' - q da Fig. 3.47.

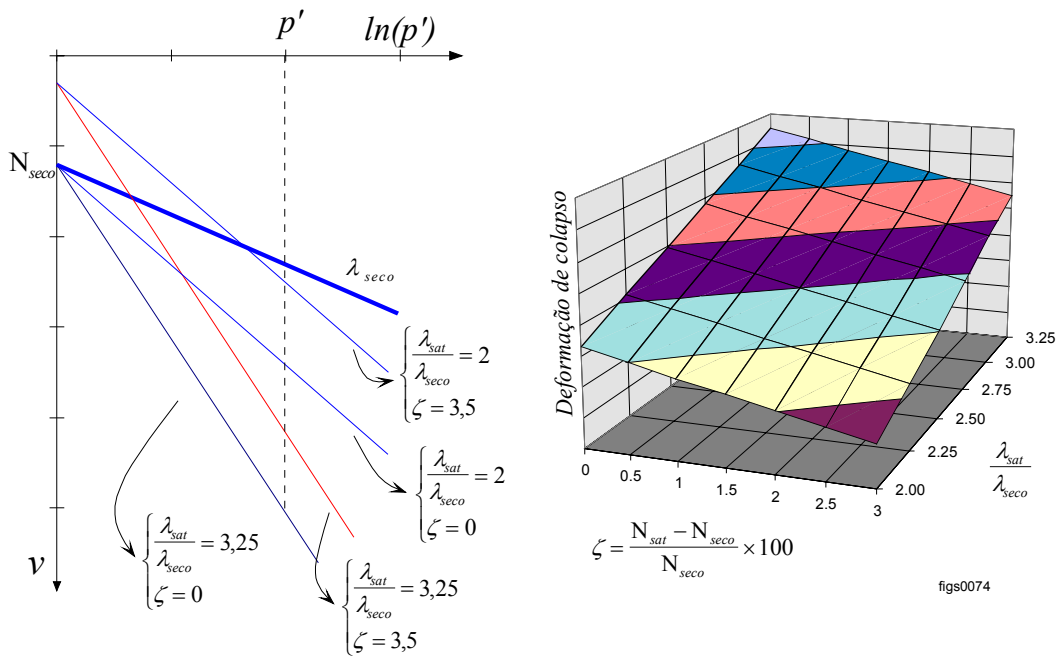


Fig. 3.45 - Deformação de colapso em função da variação de λ e N - Caso 1

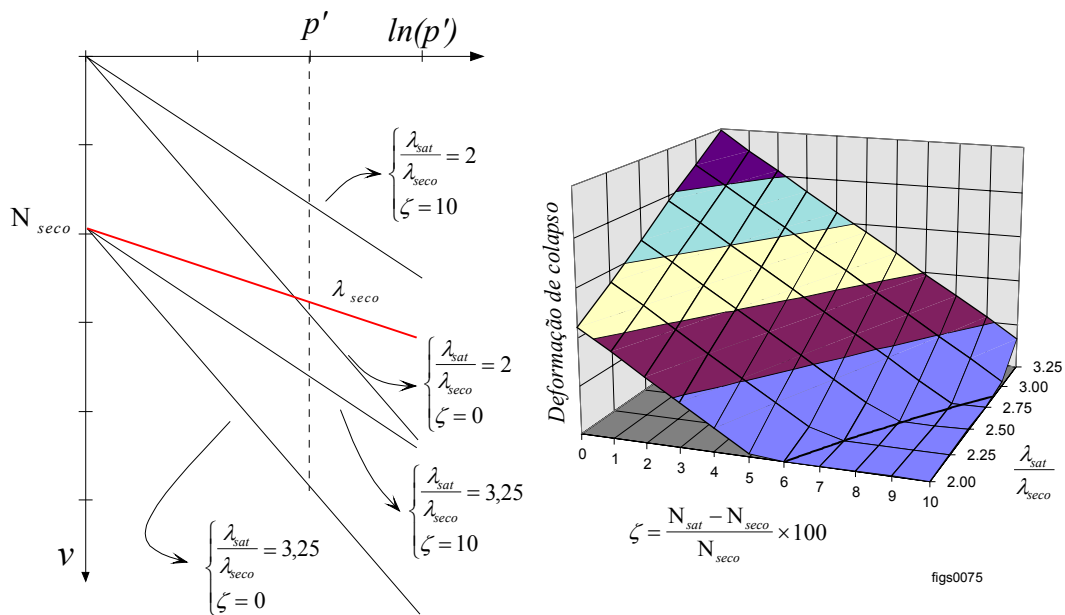


Fig. 3.46 - Deformação de colapso em função da variação de λ e N - Caso 2

Na mesma figura encontram-se também os resultados dos cálculos efectuados. Da análise dos diagramas, ressalta a importância que, no modelo, tem a componente isotrópica da tensão na deformação de colapso o que parece estar de acordo com os resultados experimentais que permitem caracterizar o colapso como um fenómeno que resulta fundamentalmente de uma deformação volumétrica.

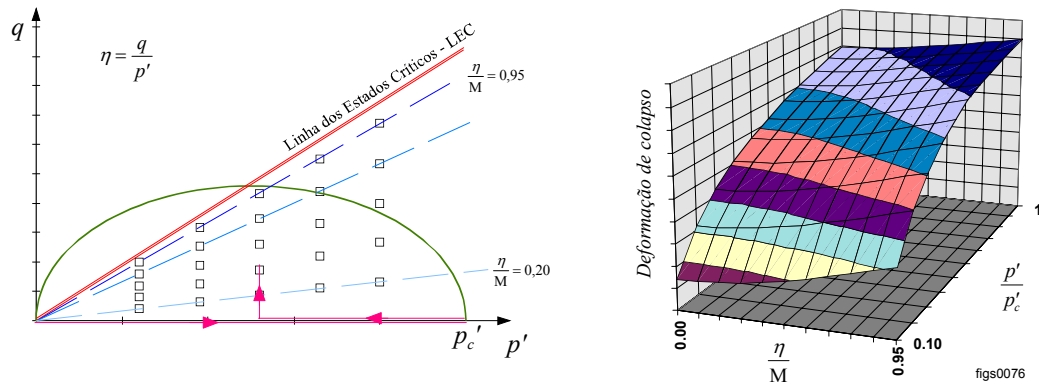


Fig. 3.47 - Influência de η/M e p'/p_c na deformação de colapso

3.1.8.3 - Influência de M

O declive da linha dos estados críticos tem, na maioria dos casos, uma importância reduzida na deformação de colapso em face da importância dos outros parâmetros. Tal conclusão resulta evidente se se atender a que, na representação geométrica do modelo, o declive da LEC não afecta de alguma forma o andamento da curva de consolidação e se, por outro lado, se atender a que é precisamente esta curva que parece condicionar de forma mais vinculada a deformação de colapso.

Porém, nos casos em que houver uma variação muito significativa da LEC e em que o nível de tensão distorcional for elevado a variação registada na LEC pode ter algum peso na redistribuição das tensões ou na préconsolidação atingida pelo material no estado saturado. Com efeito, a LEC determina, para um mesmo estado de tensão, a “abertura” da elipse de cedência. Na Fig. 3.48 representam-se as curvas do comportamento do material nos estados seco e saturado para dois valores distintos de M (Fig. 3.48-a) e para um valor constante de M (Fig. 3.48-b)). Para cada uma das hipóteses determina-se a deformação de colapso para dois estados de tensão distintos. No primeiro caso há uma redução do ângulo de atrito de 50° para 40° , enquanto que no segundo o material seco e saturado apresentam o mesmo ângulo de

atrito (50°). Embora a deformação obtida dependa do estado de tensão a que se inicia o colapso, a influência de M é de uma forma geral muito reduzida sendo mesmo nula nos casos em que o estado de tensão se situa sobre a superfície de cedência.

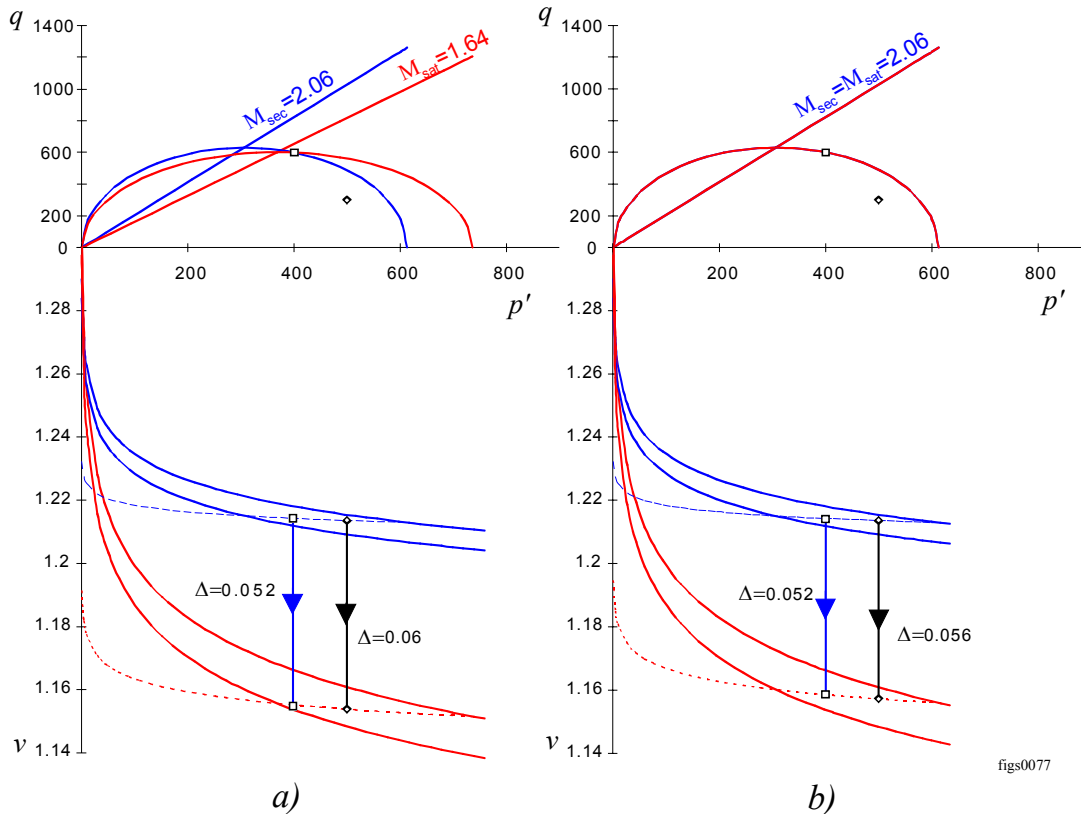


Fig. 3.48 - Influência da variação de M na deformação de colapso: a) $M_{sec} \neq M_{sat}$ b) $M_{sec} = M_{sat}$

3.1.9 - Conclusões

Na presente secção apresenta-se um método para a modelação dos efeitos do colapso onde, tirando partido da natureza dos algoritmos visco-elastoplásticos, se fazem variar as características mecânicas do material desde os valores correspondentes a um estado inicial seco até aos valores correspondentes ao estado final saturado. Nesse processo instala-se um fluxo deformacional de natureza viscosa que promove uma alteração do campo de tensões e deformações do espécimen de forma a compatibilizar estes campos com o comportamento do material no seu novo estado.

A aplicação deste método apresenta algumas características importantes que seguidamente se descrevem:

- não existe ambiguidade na escolha da trajectória de deformações a aplicar na passagem do estado seco a molhado já que esta não é necessária para o desenvolvimento do processo e é determinada pelas condições de carga e geometria do problema;
- o algoritmo matemático é muito simples principalmente se o programa em que for inserido considere já a visco-elastoplasticidade, pelo menos como artifício matemático para a resolução de problemas de plasticidade;
- conceptualmente o método baseia-se naquilo que fisicamente se verifica: uma alteração (em princípio, degradação) das propriedades do material;
- pode-se facilmente simular a ocorrência do colapso em diversos estágios, considerando a variação das propriedades de forma gradual;
- o mesmo procedimento pode ser aplicado, sem alteração formal, como à frente se verá, à simulação de outros fenómenos com manifestações exteriores do mesmo tipo, como por exemplo, a fluência;
- os resultados obtidos por este método aproximam-se bastante dos que se obtêm pelo método mais geral proposto por Naylor;
- os ensaios triaxiais ou edométricos de colapso, por molhagem, são bem descritos pelo modelo;
- os parâmetros do modelo Cam-clay que mais influenciam a deformação de colapso são os que se referem à posição da curva de consolidação virgem, N e λ ; outros métodos de modelação do colapso que são aplicáveis, por exemplo, ao modelo hiperbólico não consideram de forma rigorosa estes factores.

Para a caracterização dos parâmetros necessários ao modelo desenvolvido procurou-se ajustar as técnicas e equipamentos de ensaio às dificuldades e necessidades encontradas. Essas técnicas foram naturalmente evoluindo e algumas conclusões podem ser retiradas, quer no que respeita ao comportamento dos materiais, quer no que respeita à condução dos ensaios.

Em primeiro lugar, é de salientar o bom ajuste dos resultados dos ensaios aos modelos dos estados críticos validando a sua utilização à descrição do comportamento de materiais mais

grosseiros como aqueles que foram ensaiados e que são, de facto, bastante diversos dos propostos pelos autores do modelo.

Para além deste aspecto, conseguiu-se uma boa concordância, no que respeita aos parâmetros obtidos, entre os resultados dos ensaios triaxiais e os ensaios edométricos. Sendo estes últimos mais simples pode-se, por vezes, considerá-los como alternativa válida para a caracterização de materiais de enrocamento.

Desenvolveram-se técnicas muito simples de ensaio que permitiram a saturação-secagem de amostras de enrocamento (também válido para outros materiais com elevada permeabilidade) o que permitiu concluir que, nas condições de laboratório, o colapso não apresenta carácter cíclico ou, por outras palavras, que a diversos ciclos de molhagem-secagem do material de enrocamento em que se mantém a estrutura do provete, apenas há lugar a deformações de colapso por ocasião da primeira molhagem. Nesta modalidade de ensaio ao segundo ciclo de molhagem correspondeu até uma ligeira expansão do provete, o que se pode considerar normal dada a natureza dos fragmentos rochosos constituintes do meio granular (xisto). À secagem corresponde o fenómeno inverso, isto é, um assentamento, embora menos perceptível, já que se verifica num período de tempo bastante mais alargado, correspondente ao mínimo de três dias para secar o material.

Nos materiais de enrocamento de menor qualidade (menos resistentes e mais deformáveis) verifica-se uma tendência nítida para a degradação dessas mesmas características de resistência e de deformabilidade na passagem do estado seco para o estado saturado (Quadro 3.10) A curva de consolidação virgem apresenta variações de declive com factores $\lambda_{sec}/\lambda_{sat}$ entre 2 e 3 e a curva de recompressão apresenta variações $\kappa_{sec}/\kappa_{sat}$ entre 1,5 e 2,5. Os valores de variação de N dados por $\left(\frac{N_{sat} - N_{sec}}{N_{sec}}\right)$ oscilam entre 2,5 e 4,0%. A secagem do material após o desmonte dos provetes conduziu invariavelmente à recuperação das características de deformabilidade inicialmente exibidas.

O colapso é um fenómeno bastante rápido e os diagramas de velocidade de deformação no tempo permitem definir com bastante clareza os instantes em que se inicia e termina o fenómeno auxiliando assim a determinação da deformação de colapso e a sua separação, por exemplo, da fluência. Verificou-se que o colapso se processa num período de tempo apenas ligeiramente superior ao estritamente necessário para saturar o material.

Os ensaios de colapso cíclicos que envolveram a desmontagem do provete e consequente rearranjo estrutural apresentaram praticamente sempre a mesma deformação de colapso, o que, em conjugação com os resultados obtidos quando o provete é seco sob tensão (e estrutura) constante, permite concluir que o arranjo estrutural desempenha um papel fundamental no colapso. Se o estado de tensão e arranjo estrutural forem mantidos não há tendência para se repetir o colapso. Por conseguinte, a negação da afirmação anterior permite inferir que a variação de algum dos aspectos focados proporcionará um acréscimo de deformação para uma nova molhagem. Deve-se manter uma ressalva relativamente à escala de tempo em que se aplicam as conclusões anteriores, sendo de admitir que para tempos mais alargados venha a existir alguma deformação adicional por acção de ciclos de secagem-molhagem. Nestes casos se, por exemplo, por acção da fluência existir uma degradação considerável do material com fracturação acentuada dos fragmentos constituintes do enrocamento e consequente rearranjo da distribuição de tensões nos contactos, estarão criadas as condições para que possa, para além da deformação de fluência, ocorrer novamente colapso.

3.2 - Modelação da fluência

3.2.1 - Introdução

No estudo das deformações diferidas dos materiais de aterro assume especial relevo a consideração das deformações que, mantidas constantes cada uma das fases sólida, líquida e gasosa do material, se processam a tensão constante. Essas deformações designam-se por fluência e são aliás características de todos os materiais. Porque se trata de um fenómeno irreversível e dependente do tempo pode-se considerar que a fluência é, numa análise macroreológica, um fenómeno visco-plástico.

A importância relativa dos fenómenos derivados da fluência é muito variável dependendo da natureza dos materiais, do nível de tensão instalado, da grandeza dos outros fenómenos que interferem na deformação da estrutura, da escala de tempo em consideração, etc.. Casos há em que as deformações de fluência são insignificantes em face, por exemplo, das deformações devidas à consolidação, havendo outros em que a não consideração daquele fenómeno pode fazer prever, através de ensaios, tensões de rotura exageradamente elevadas, cuja consideração pode levar à ruína da obra.

A fluência é, como se disse, característica de todos os materiais embora em certos casos, como por exemplo o vidro ou certas rochas, a fluência tenha uma importância muito reduzida (caso do vidro) ou a sua manifestação só seja perceptível à escala dos tempos geológicos (obviamente no segundo exemplo). Já nos metais, por exemplo, a consideração da fluência no dimensionamento estrutural é fundamental.

Os efeitos que se designam genericamente por fluência são mais importantes do que a simples consideração dos acréscimos de deformação resultantes. Nos solos, assume especial relevo o conhecimento da influência da velocidade de deformação no valor da resistência a curto prazo e o conhecimento da variação da resistência a longo prazo em condições de tensão constante.

3.2.2 - Natureza da fluência em solos

Os meios particulados⁷, designados por solos ou enrocamentos, são meios multifásicos constituídos por um esqueleto sólido e por uma fase fluida resultante da existência de água e de ar nos interstícios. Todo o comportamento estrutural destes materiais é condicionado pela sua constituição e a fluência não foge a esta regra.

O mecanismo da fluência depende muito do tipo de solo. Nos materiais arenosos em que os grãos de areia são bastante resistentes para o nível de tensões instalado, o mecanismo predominante que origina as deformações de fluência parece ser o rearranjo estrutural dos grãos provocado por escorregamentos entre os contactos intergranulares de menor resistência. Quando a dimensão das partículas aumenta atingindo dimensões da ordem do cascalho ou mesmo dos blocos, a fluência pode incluir, para além do rearranjo estrutural, uma parcela correspondente ao esmagamento e fracturação dos elementos rochosos cuja resistência diminua no tempo. Ambos os processos levam a que se verifique um adensamento do material e a que se manifestem deformações, que neste caso serão predominantemente (mas não só) volumétricas.

Nos materiais mais finos, cujas partículas atinjam as dimensões de argila, o processo de deformação por fluência é basicamente o mesmo. Segundo Mitchell et al. (1968) a interpretação das deformações de fluência à luz da teoria cinética permite concluir que, mesmo nos materiais

⁷ Segundo a definição de Maranha das Neves (1991)

de matriz mais fina, os contactos são "essencialmente de sólido para sólido", pelo que o comportamento deformacional no tempo de amostras secas ou saturadas é semelhante. Além disso, as emissões acústicas emitidas durante a deformação de solos argilosos, arenosos ou mesmo de materiais granulares mais grosseiros, são semelhantes (Kuhn e Mitchell 1993).

Ter-Martirosyan (1992) estabelece, para solos argilosos, uma fronteira de comportamento de fluência com base no grau de saturação (S_r) exibido pela amostra. Assim, para $S_r < 0,8$ o processo reológico é condicionado pelo comportamento do esqueleto sólido porque durante a deformação que se venha a verificar, a pressão intersticial não influencia as variações volumétricas. Pelo contrário, em solos próximos da saturação (com $S_r > 0,8$) há que considerar duas componentes na deformação diferida. Por um lado, a deformação do esqueleto sólido e, por outro, a compressibilidade e a resistência viscosa do fluido (ar + água) num processo de deformação. Neste caso há que considerar a interacção entre as fases do solo com base em abordagens macro ou microreológicas. Neste contexto enquadra-se a utilização do princípio da tensão efectiva de Terzaghi e do escoamento laminar de Darcy como formas de considerar o comportamento multifásico. Neste caso trata-se, evidentemente, de um problema de consolidação hidrodinâmica.

Estendendo esta divisão a outros tipos de materiais particulados pode-se estabelecer um parâmetro adimensional que permita dividir a fronteira entre os dois tipos de comportamento para qualquer material particulado. Este parâmetro tem em consideração a permeabilidade do esqueleto sólido como medida da importância relativa da fase líquida no processo global de expulsão (ou absorção) de água dos vazios. Assim, segundo Ter-Martirosyan (1986) ter-se-á:

$$\mu_c = \delta \left(\frac{L^2}{c_v} \right) \quad (3.18)$$

onde $\delta = 1/S [T^{-1}]$ é o parâmetro que descreve a fluência do esqueleto sólido, L representa o máximo comprimento de drenagem e c_v o coeficiente de consolidação dado por:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (3.20)$$

sendo k o coeficiente de permeabilidade do material, m_v o módulo de compressibilidade volumétrica e γ_w o peso volúmico da água.

Em solos com $k \geq 10^{-7}$ m/s e $\mu_c \leq 0,001$ a deformação volumétrica de fluência é controlada predominantemente pela fluência do esqueleto sólido, enquanto que para $k \leq 10^{-10}$ m/s e $\mu_c \geq 10$ o processo de deformação no tempo é controlado pelo movimento do fluido nos poros tendo o esqueleto sólido um peso insignificante. No primeiro caso estão claramente os materiais mais grosseiros, mesmo com percentagens de finos consideráveis e no segundo os materiais argilosos.

É de salientar que o critério expresso na equação (3.18) se refere exclusivamente a deformações volumétricas considerando-se implicitamente que, no caso de deformações distorcionais, a deformação será predominantemente controlada pelo esqueleto sólido e, nessa perspectiva, as conclusões dos autores citados parecem ser equivalentes.

Os solos podem, portanto, sofrer fluência distorcional e volumétrica. Ao primeiro tipo de fluência estão normalmente associados os processos de "amolecimento" que, se o nível de tensão o permitir, podem levar à rotura, enquanto que, ao segundo tipo estão associados os fenómenos de "endurecimento". A fluência no seu sentido geral pode ser considerada como a sobreposição dos dois tipos, volumétrico e distorcional.

Em enrocamentos a fluência não é, normalmente, um fenómeno condicionante em termos de dimensionamento devido a duas razões. Em primeiro lugar as deformações podem ser tidas em linha de conta na funcionalidade e, em segundo, as variações dos parâmetros que condicionam a resistência são normalmente reduzidas. Nestes casos, a importância da fluência está mais associada à interpretação de dados da observação de obras com estes materiais e à previsão de deslocamentos a longo prazo (Parkin, 1991).

3.2.3 - Caracterização da fluência

Numa abordagem geral considera-se que os solos apresentam três fases distintas no que respeita à fluência, sendo denominadas por primária, secundária e terciária. Cada uma destas fases apresenta características próprias no que respeita à variação da velocidade de deformação, conforme se representa na Fig. 3.49.

A fluência primária inicia-se imediatamente após se verificar a aplicação da carga e é caracterizada por uma rápida redução da velocidade de deformação até estabilizar num valor relativamente reduzido e aproximadamente constante. Nesse momento pode iniciar-se a fluência secundária que também é designada por consolidação secundária ou consolidação secular. Após

um período relativamente longo de tempo pode verificar-se nova aceleração - fluência terciária - que conduz à rotura do material. As fases secundária e principalmente a terciária só se verificam para determinados níveis de tensão distorcional.

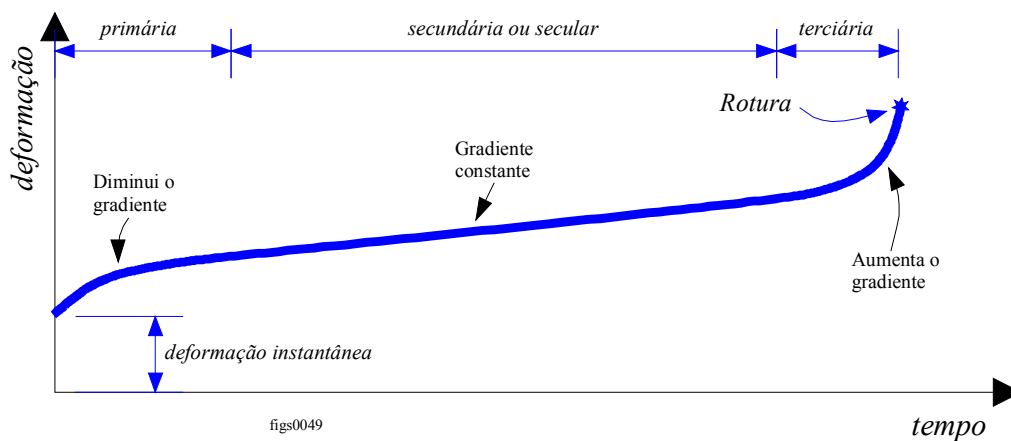


Fig. 3.49 - Caracterização geral dos diversos estágios de fluência

A variação da velocidade de deformação está associada à alteração da relação entre as tensões tangenciais e normais nos contactos interparticulares (Kuhn e Mitchell, 1993). À medida que a deformação evolui, as partículas (blocos, no caso de enrocamentos) sofrem rearranjos estruturais conducentes à diminuição das componentes tangenciais da tensão e, em consequência, à diminuição da velocidade de deformação (Maranha das Neves, 1993).

As três fases acima descritas resultam da combinação entre as parcelas volumétrica e distorcional da fluência. A fase primária corresponde fundamentalmente a um processo de endurecimento associado à componente volumétrica que conduz a uma diminuição da velocidade de deformação dado que o material, por acção deste processo, ganha capacidade resistente e diminui a deformabilidade. A fase terciária corresponde a uma redução de resistência associada à componente distorcional da fluência. O balanço entre as duas componentes permite que se verifique a fase secundária caracterizada pelo regime mais ou menos constante de deformação.

Do ponto de vista das aplicações de engenharia e, em particular da Mecânica dos Solos, as fases que apresentam maior interesse são precisamente a fases secundária e terciária. Primeiro porque a fase primária é, normalmente, relativamente rápida, coincidindo muitas vezes com a construção dos aterros e onde os seus efeitos se "misturam" com a variação de condições a que as obras estão sujeitas, muito particularmente na construção de barragens. Em segundo lugar, porque é nas fases secundária e terciária que se podem verificar as maiores consequências da deformação no tempo,

com especial incidência na fase terciária, onde se verifica a rotura. No entanto, segundo Parkin (1991) e para materiais do tipo enrocamento, praticamente não existe a fase primária da consolidação ou, por outro prisma, esta fase é suficientemente rápida para poder ser desprezada. Na base desta simplificação está certamente o comportamento elástico dos materiais de enrocamento para os níveis de tensão mais reduzidos.

3.2.4 - Interpretação fenomenológica da fluência

O estudo da fluência pode ser efectuado pela análise das manifestações fenomenológicas de amostras em ensaios de tensão-deformação-tempo. Singh et al. (1968) utilizam esta abordagem para deduzir uma expressão geral que permite contabilizar os factores mais relevantes que parecem influenciar a fluência de uma gama razoável de materiais. De acordo com estes autores as expressões obtidas aplicam-se a diversos materiais para diversas condições de carga ou de remeximento das amostras, mas todos os materiais reportados podem ser considerados como solos finos (siltes e argilas).

O método descrito parece, no entanto, apresentar alguma generalidade e coloca em evidência o comportamento esperado em função dos factores mais relevantes que afectam a deformação ao longo do tempo.

A fluência depende, como acima já foi referido, do nível de tensão distorcional aplicado, apresentando o andamento que se indica na Fig. 3.50 para diversos níveis dessa tensão. Ao nível de tensão inferior, correspondente à curva 1, a deformação mostra tendência para estabilizar ao fim de um período de tempo, relativamente curto. Já na curva 2, a taxa de deformação mantém-se mais ou menos constante sem ocorrer rotura. A curva 3, correspondente à maior tensão distorcional aplicada, apresenta a partir de determinado momento tendência para aumentar a taxa de deformação atingindo-se a rotura.

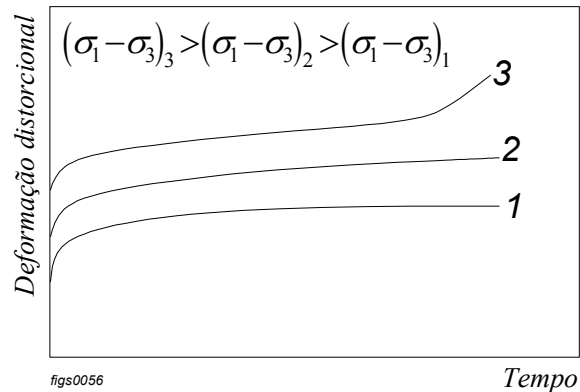


Fig. 3.50 - Comportamento de fluência em função da tensão distorcional

A gama de tensões distorcionais com importância nas aplicações de engenharia limita-se normalmente a valores entre 30 e 90% da tensão distorcional de rotura dos materiais e, nesse caso, o comportamento esperado é o descrito pela curva intermédia da Fig. 3.50 ao que corresponde um troço de deformação inicial com rápida redução da taxa de deformação, seguindo-se um período de deformação a uma taxa aproximadamente constante.

Uma das características verificadas por diversos autores é a de que a taxa de deformação distorcional $\dot{\epsilon} = \frac{\partial \epsilon}{\partial t}$ apresenta um andamento linear num diagrama em escala bilogármica da taxa de deformação versus tempo. Além disso, o declive dessa relação linear parece ser independente da tensão distorcional aplicada, correspondendo apenas a uma ordenada na origem, no caso uma velocidade inicial, diferente nessa representação e crescente com a tensão distorcional. A Fig. 3.51 ilustra este comportamento para amostras remexidas de ilite e para uma gama de tensões distorcionais entre 50 e 150 kN/m².

É de salientar que diversos materiais exibem também este tipo de comportamento podendo-se encontrar na literatura numerosos exemplos semelhantes. A Fig. 3.52, por exemplo, ilustra os diagramas de ensaios de fluência realizados em amostras de argila de Londres e de argila de Osaka. O primeiro diagrama refere-se a ensaios drenados e o segundo a ensaios não drenados, mas o padrão de comportamento é mantido.

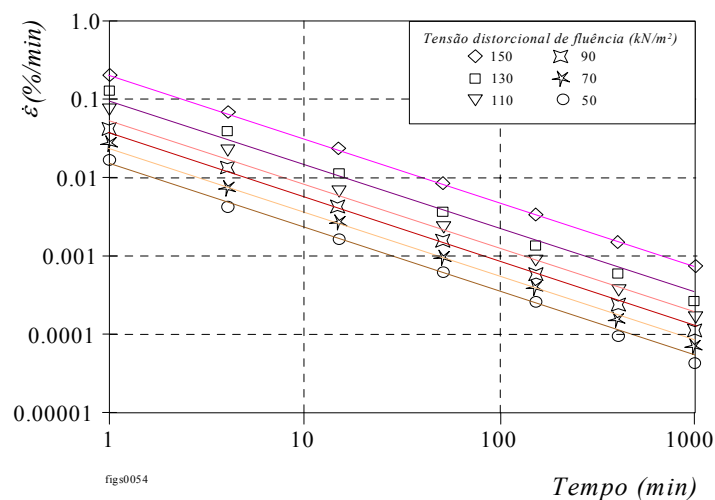


Fig. 3.51 - Variação da taxa de deformação no tempo em função da tensão distorcional (Singh et al., 1968)

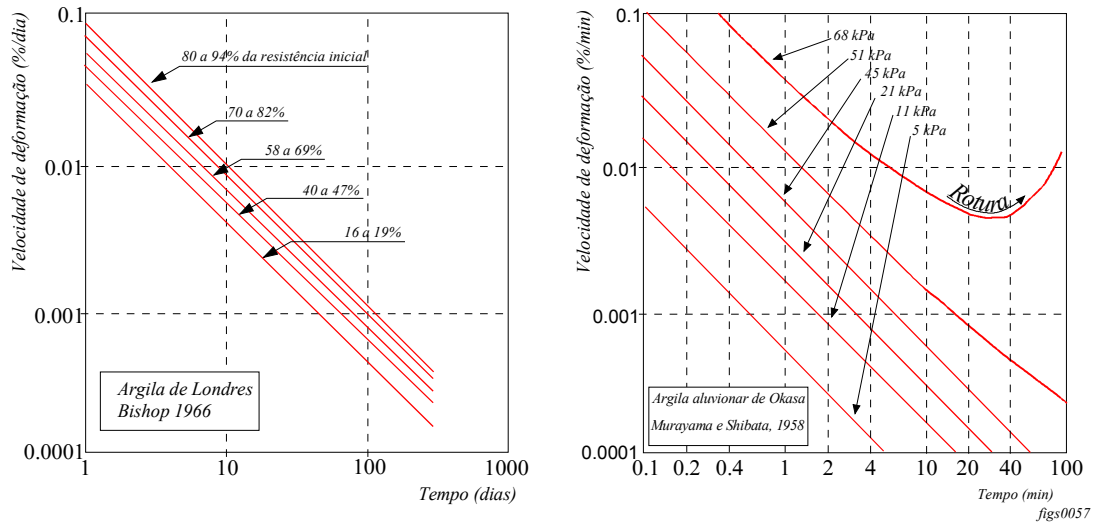


Fig. 3.52 - Ensaio de fluência de outros materiais

As curvas dos diagramas das figuras anteriores podem ser representadas por uma equação do tipo:

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln(\dot{\epsilon}_{(t,D)}) - m \ln\left(\frac{t}{t_1}\right) \quad (3.22)$$

onde $\dot{\epsilon}$ representa a velocidade de deformação no instante t , $D=\sigma_1-\sigma_3$ a tensão distorcional, $\dot{\epsilon}_{(t,D)}$ a velocidade de deformação na unidade de tempo e m a constante de proporcionalidade.

Nos casos em que o diagrama de deformação de fluência-tempo se considera aproximado a uma curva do tipo:

$$\epsilon = k \ln\left(\frac{t}{t_1}\right) + k_0 \quad (3.24)$$

então a taxa de deformação no tempo será:

$$\dot{\epsilon} = \frac{\partial \epsilon}{\partial t} = \frac{k}{t} \quad (3.26)$$

e, num diagrama bi-logarítmico o declive da relação será unitário, isto é, ter-se-á $m=1$ na equação (3.22).

A representação dos mesmos conjuntos de dados em diagramas de velocidade de deformação versus tensão distorcional em diagrama semi-logarítmico (Fig. 3.53), apresenta também um padrão que pode ser expresso em termos da equação:

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \left(\dot{\epsilon}_{(t, D_0)} \right) + \alpha D \quad (3.28)$$

onde $\dot{\epsilon}_{(t, D_0)} = A$ representa uma velocidade de deformação fictícia que se obteria para uma tensão distorcional nula e α a constante de proporcionalidade entre o logaritmo da velocidade de deformação e a tensão distorcional D .

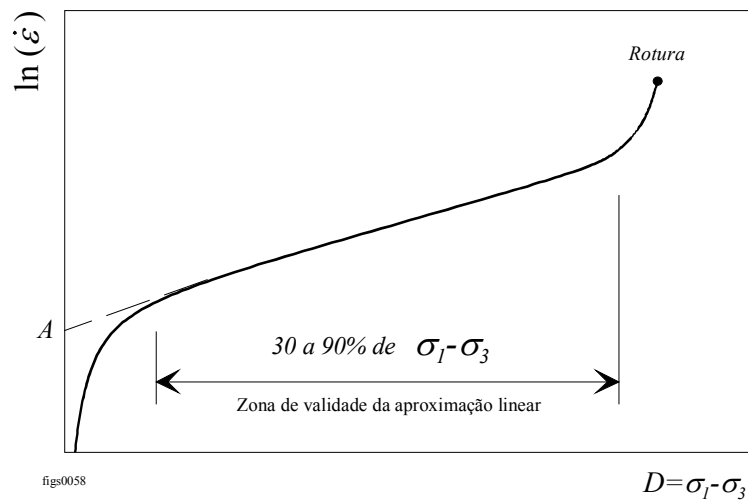


Fig. 3.53 - Andamento genérico da velocidade de deformação em função do nível de tensão

Os dados utilizados nos diagramas da Fig. 3.52, por exemplo, apresentam um andamento concordante com a lei apresentada conforme se pode constatar na Fig. 3.54. Combinando as expressões (3.24) e (3.28) e explicitando em ordem à velocidade de deformação tem-se:

$$\ln(\dot{\epsilon}) = \ln \left(\dot{\epsilon}_{(t_1, D_0)} \right) + \alpha D - m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \quad (3.30)$$

Esta expressão pode ainda ser escrita na forma:

$$\dot{\epsilon} = A e^{(\alpha D)} \left(\frac{t_1}{t} \right)^m \quad (3.32)$$

onde A representa a deformação (fictícia) de fluência para uma tensão distorcional nula e para a unidade de tempo, correspondendo à ordenada na origem da curva da velocidade de deformação para $t=1$ (Fig. 3.53). A expressão (3.32) permite estabelecer, de uma forma quantitativa, a deformação de fluência em função das variáveis que parece influenciarem mais o seu andamento.

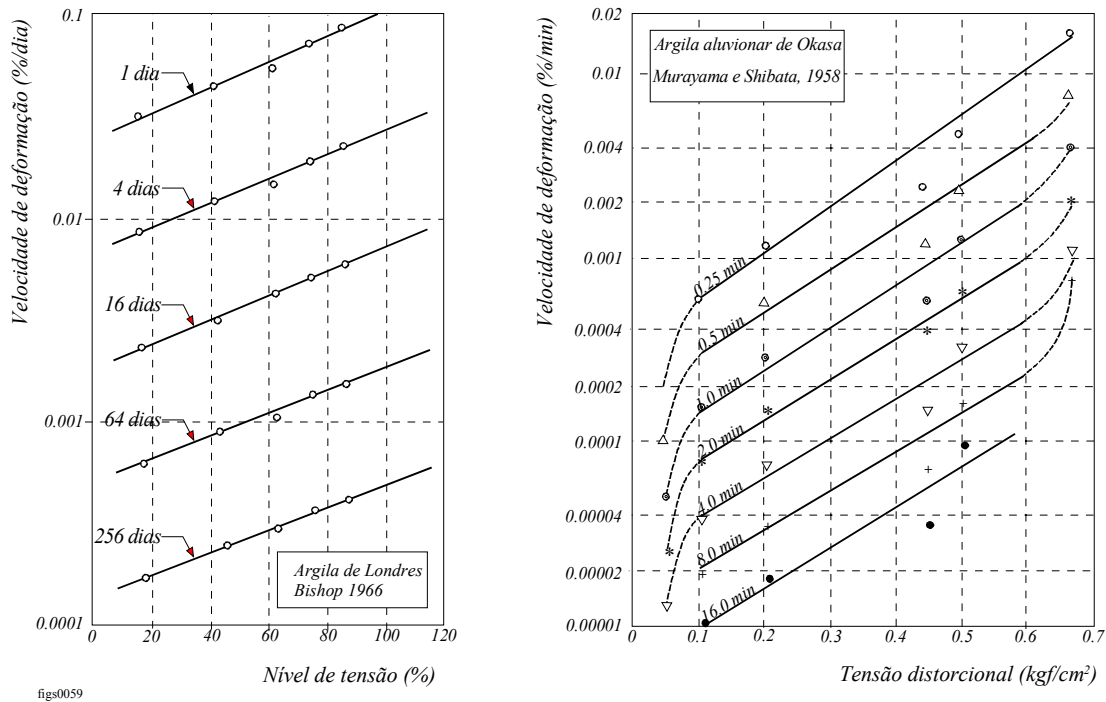


Fig. 3.54 - Variação da velocidade de deformação com a tensão distorcional

Os autores (Singh et al.,1968) estabelecem que serão necessários dois ensaios de fluência conduzidos a tensões de fluência diferentes para determinar todos os parâmetros necessários para explicitar totalmente a expressão anterior, ou seja, para concretizar os valores de A , α e m . O valor de m é determinado num diagrama de velocidade de deformação-tempo em escala bi-logarítmica, enquanto que num diagrama de velocidade de deformação-tensão determinam-se os restantes parâmetros.

O valor de A contabiliza a influência da composição, estrutura e historial de tensões e estabelece a ordem de grandeza para a deformação de fluência. O valor de α traduz a influência directa da intensidade da tensão distorcional na deformação de fluência enquanto que m traduz a taxa de decréscimo da deformação no tempo. Verifica-se experimentalmente que o valor de m não é único para um tipo de solo, podendo ser afectado nomeadamente pelo

grau de sobreconsolidação. Este parâmetro oscila normalmente no intervalo 0,75-1,0 para os solos indicados na bibliografia e pode, em muitos casos, ser considerado como unitário porque, como acima se explicou, sempre que o andamento da deformação de fluência se aproximar de uma lei semilogarítmica no tempo, o que é relativamente frequente, se tem $m=1$.

A deformação de fluência pode ser determinada pela integração da expressão (3.32) resultando, para $m=1$:

$$\varepsilon = A e^{\alpha D} t_1 \ln(t) + k^{te} \quad (3.34)$$

e para $m \neq 1$:

$$\varepsilon = A e^{\alpha D} (t_1)^m \left(\frac{1}{1-m} \right) t^{1-m} + k^{te} \quad (3.36)$$

A expressão (3.34) representa a solução mais correntemente admitida para a descrição da fluência, em que há uma dependência linear entre a deformação e o logaritmo do tempo, embora, a descrição de Singh et al., (1968), acima apresentada pareça demonstrar que a solução geral pode diferir. Os modelos reológicos de Murayama e Shibata (1958), Christensen e Wu (1964) e Abdel-Hady e Herrin (1966), cujos modelos analógicos se apresentam na Fig. 3.55, não têm tanta generalidade como a análise fenomenológica e, no que respeita à concretização do modelo, necessitam de maior número de parâmetros.

Embora menos frequentes existem também algumas aplicações da Teoria das Velocidades a materiais granulares grosseiros salientando-se, por exemplo, a aplicação à interpretação dos deslocamentos de fluência num conjunto de barragens da Comissão Hidroeléctrica da Tasmania (Parkin, 1991). Este autor refere ainda uma particularidade importante no que respeita ao comportamento dos materiais sob a acção de cargas constantes. De acordo com os resultados de diversos ensaios é frequente registarem-se descontinuidades nos diagramas de velocidade de deformação-tempo conforme se indica na Fig. 3.56. A ocorrência destas singularidades nos ensaios de fluência não é determinística mas é importante salientar que o declive é aproximadamente mantido nos dois troços da curva.

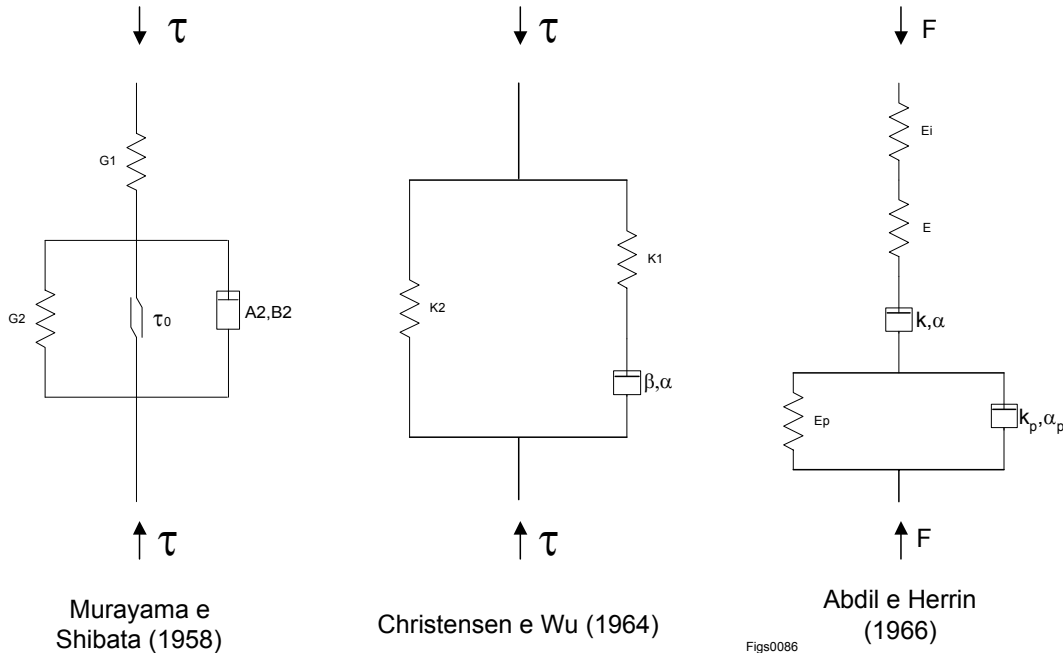


Fig. 3.55 - Modelos reológicos para a fluência

Este padrão de comportamento não parece ser exclusivo dos materiais grosseiros tendo já sido observado em argilas, rochas brandas e enrocamentos. Bishop (1974) descreve-os como “instabilidades limitadas” relacionadas com a natureza da deformação de fluência que se afasta do comportamento contínuo no tempo característico, por exemplo, da consolidação. A presença destas descontinuidades não parece ser eliminável através do apuramento dos procedimentos de ensaio, relacionando-se muito provavelmente com a natureza do mecanismo de fluência.

No caso do ensaio reproduzido na Fig. 3.56, Parkin indica que se pode também tratar de um “system lock-up” devido às tensões normais e tangenciais que se geram no contacto entre a amostra e as paredes da câmara de ensaio, cuja mobilização ou libertação podem acelerar ou retardar a deformação.

Admitindo a representatividade no que respeita nomeadamente à dimensão dos provetes possíveis nos ensaios de laboratório procurou-se caracterizar o comportamento de fluência dos materiais já estudados no que respeita ao colapso e aplicar a lei fenomenológica proposta por Singh e Mitchell a estes materiais. Os resultados obtidos, que à frente se descrevem, parecem indicar que a aplicabilidade do modelo pode ser estendida também a este tipo de

materiais, embora a presença das discontinuidades possa dificultar bastante as previsões de deformação com base neste modelo.

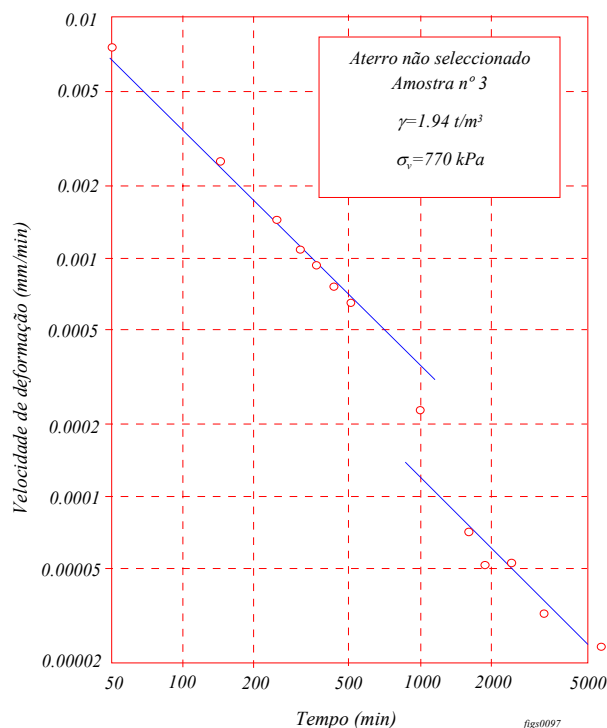


Fig. 3.56 - Ensaio edométrico de fluência de um argilito (Parkin 1985)

3.2.5 - Interpretação termodinâmica da fluência - Teoria Cinética

A fluência pode ser interpretada à luz da mecânica estatística pela teoria das velocidades absolutas de reacção aplicada ao nível das partículas. A viscosidade, a difusão, a deformação de líquidos e outros fenómenos termicamente activados podem ser descritos por esta teoria (Feda, 1989). Todos estes processos dependem da temperatura através de um factor $e^{-\frac{U}{kT}}$ onde U, T e k são, respectivamente, a energia de activação, a temperatura absoluta e a constante de Boltzmann.

As manifestações fenomenológicas da fluência e as hipóteses estabelecidas para o seu mecanismo permitem interpretar a fluência à luz da mesma teoria. Esta abordagem foi considerada por diversos autores especialmente nas décadas de 60 e 70, embora mantenha ainda actualidade e bastante interesse pois permite, como a seguir se apresenta, estudar directamente alguns dos factores que afectam a fluência.

O interesse desta teoria deve ser visto fundamentalmente na perspectiva de interpretação dos factores que influenciam a fluência.

A teoria cinética estabelece que átomos, moléculas e outras entidades de dimensão atómica que se passam a designar por "unidades de fluxo" se encontram mantidas em posições separadas devido à ocorrência de barreiras energéticas. A posição das unidades de fluxo é regida pelo princípio da energia mínima, à semelhança de todos os fenómenos na natureza, e a alteração de um estado de equilíbrio implica a existência de uma energia de activação e de uma posição de energia inferior para a qual o sistema possa evoluir. A energia de activação necessária para activar o mecanismo de deformação é oriunda da energia térmica de vibração das partículas.

Na Fig. 3.57 ilustram-se esquematicamente duas unidades de fluxo e as respectivas posições A e B, separadas pela distância λ . Numa situação de equilíbrio a que corresponde a Fig. 3.57 a), as partículas com energia suficiente vencem as barreiras de energia ΔF com igual frequência em todas as direcções possíveis e o movimento médio resultante é nulo, não havendo, macroscopicamente, deformação. O número de partículas que transita da posição A para a posição B é igual ao que transita de B para A.

A aplicação de uma deformação no sentido A-B à unidade de fluxo provoca como ilustra a Fig. 3.57-b) um gradiente de energia $f\lambda/2$ onde f representa a tensão distorcional média aplicada a uma unidade de fluxo. A soma das energias deforma a barreira criando uma situação em que, por um lado, a posição "A" tem agora um potencial superior ao inicial e a posição "B" corresponde a uma energia inferior e, além disso, a energia de activação do movimento no sentido $A \Rightarrow B$ da barreira distorcida é dada por $\Delta F - f\lambda/2$ enquanto que no sentido contrário é $\Delta F + f\lambda/2$. Nestas condições o sistema tende a evoluir no sentido da menor energia, verificando-se então uma deformação (Andersland et al., 1970).

A posição B, resultante de uma posição deixada disponível por outra unidade de fluxo que foi sujeita a um processo idêntico ou por defeitos na rede de unidades de fluxo, corresponde a uma situação de menor energia do sistema. A energia de activação ΔF que tem de ser mobilizada para originar a deformação representa a resistência das forças de ligação entre os contactos das unidades de fluxo e traduz a resistência ao corte do material.

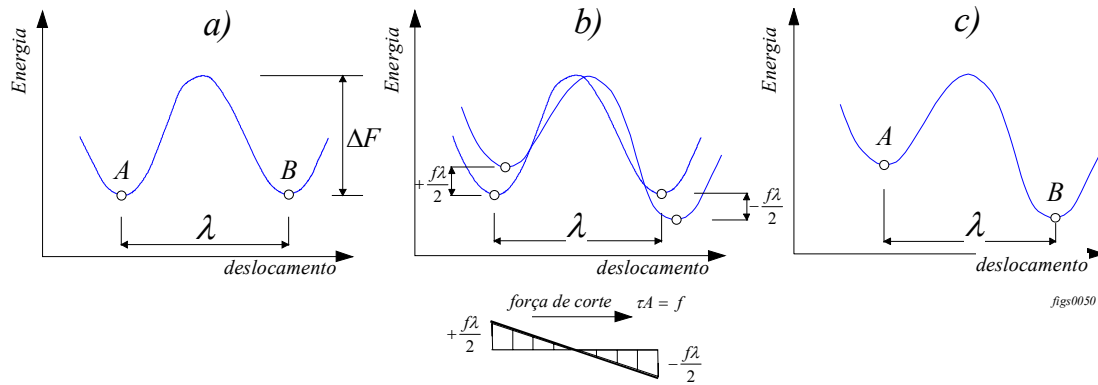


Fig. 3.57 - Representação das barreiras de energia segundo a teoria cinética

A deformação de líquidos e sólidos pode ser interpretado por esta teoria como uma sequência de deslocamentos de diversas unidades de fluxo sempre no sentido de minimizar a energia do sistema.

De acordo com a teoria cinética a frequência com que ocorrem os movimentos das unidades de fluxo na direcção da tensão é dada por:

$$v = 2 \frac{kT}{h} e^{-\frac{\Delta F}{RT}} \quad (3.38)$$

onde k representa a constante de Boltzman, T a temperatura absoluta, h a constante de Planck e R a constante universal dos gases. A velocidade média do fluxo na direcção do movimento pode ser obtida pela composição (soma vectorial) dos vectores representativos das transposições das barreiras de energia no sentido $A \Rightarrow B$ e no sentido inverso $B \Rightarrow A$. No caso de existir um potencial (sob a forma de força) aplicado, as barreiras de energia deformam-se conforme acima se referiu e a resultante da frequência de activação na direcção da força é:

$$\vec{v}^+ - \vec{v}^- = 2 \frac{kT}{h} e^{-\frac{\Delta F}{RT}} \sinh\left(\frac{f\lambda}{2kT}\right) \quad (3.40)$$

O fluxo nessa mesma direcção pode obter-se multiplicando a expressão anterior pela distância λ e dividindo por λ_1 (distância entre unidades de fluxo no sentido normal ao movimento) resultando (Andersland et al., 1970; Mitchell et al., 1968 e Kuhn et al., 1992):

$$\dot{\gamma} = 2X \frac{\lambda}{\lambda_1} \frac{kT}{h} e^{-\frac{\Delta F}{RT}} \sinh\left(\frac{f\lambda}{2kT}\right) \quad (3.42)$$

onde X representa um parâmetro que contabiliza a componente média do deslocamento na direcção do fluxo devido à transposição de uma barreira de energia.

Considerando $\lambda = \lambda_1$ o que, em termos médios, constitui uma aproximação muito razoável (Herrin e Jones, (1963), e atendendo a que na deformação de solos a energia correspondente à acção de corte é, em geral, bastante superior à energia térmica, tem-se:

$$\sinh \frac{f\lambda}{2kT} \approx \frac{1}{2} e^{\frac{f\lambda}{2kT}} \quad (3.44)$$

podendo finalmente simplificar-se a equação (3.42) para:

$$\dot{\gamma} = X \frac{kT}{h} e^{\frac{\Delta F}{RT}} e^{\frac{f\lambda}{2kT}} \quad (3.46)$$

ou ainda:

$$\dot{\epsilon} = X \frac{kT}{h} e^{\frac{-E}{RT}} \quad (3.48)$$

onde $\dot{\epsilon}$ representa a velocidade de deformação axial e E a energia experimental de activação que pode ser obtida por:

$$E = \Delta F - \frac{f \lambda N}{2} \quad (3.50)$$

em que N é o número de Avogadro.

As expressões anteriores permitem analisar os factores que influenciam as deformações de fluência enquanto fenómeno termicamente activado. Assim, fazendo:

$$\frac{\partial \ln\left(\frac{\dot{\epsilon}}{T}\right)}{\frac{1}{T}} = -\frac{E}{R} \quad (3.52)$$

pode-se avaliar o efeito da variação da temperatura na velocidade de deformação de fluência. De acordo com esta expressão a relação deverá, no sistema de eixos escolhidos, ser linear e o declive da relação é $-E/R$. Mitchell et al. (1968) realizaram ensaios de fluência em compressão triaxial de amostras indeformadas de silte da Baía de São Francisco, com variação da temperatura segundo o

3- Modelação dos efeitos do colapso e da fluência

método proposto em Tietz (1956). Os diagramas deformação axial-tempo de três destas amostras encontram-se na Fig. 3.58, onde se podem identificar os dois troços correspondentes aos dois grupos de temperaturas de ensaio. O aumento da temperatura provoca um acréscimo súbito da deformação sem variação da tensão aplicada, o que permite, por um lado, validar a possibilidade de considerar a fluência destes materiais como fenómeno termicamente activado e, por outro, determinar os valores dos parâmetros que regem a deformação segundo essa lei.

Determinando os valores das velocidades de deformação das três amostras no instante anterior à variação de temperatura e no final do ensaio, verifica-se experimentalmente a relação (3.52), conforme os resultados apresentados na Fig. 3.59.

Com base no traçado representado na figura anterior é possível determinar a energia experimental de activação do material em análise pelo declive E/R da recta representada.

Na bibliografia existem determinações das energias experimentais de activação de diversos materiais, apresentado-se no Quadro 3.11 um resumo de alguns desses valores.

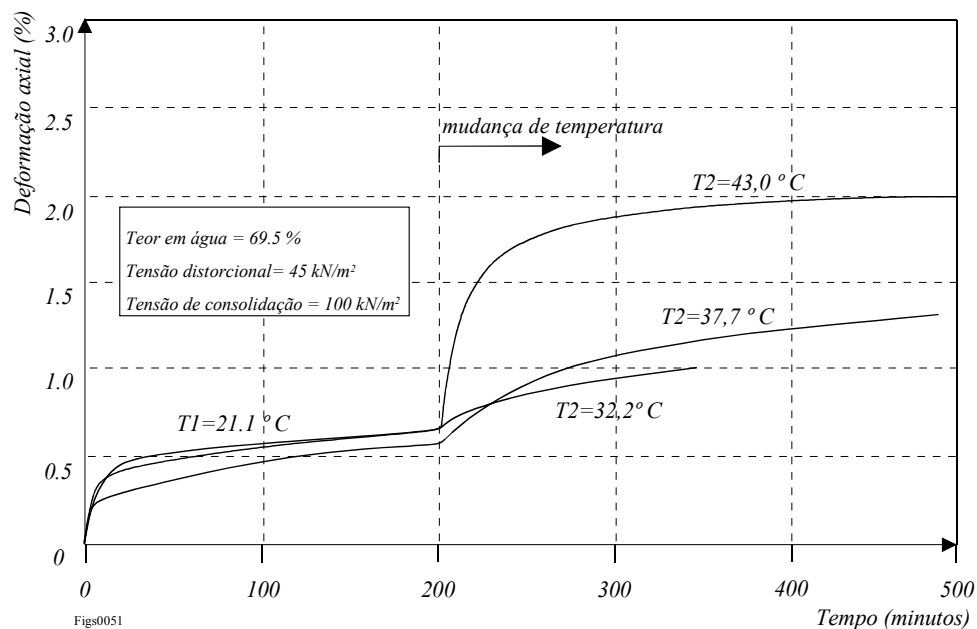


Fig. 3.58 - Efeito da variação de temperatura na fluência de amostras de silte em compressão triaxial (Mitchell et al., 1968)

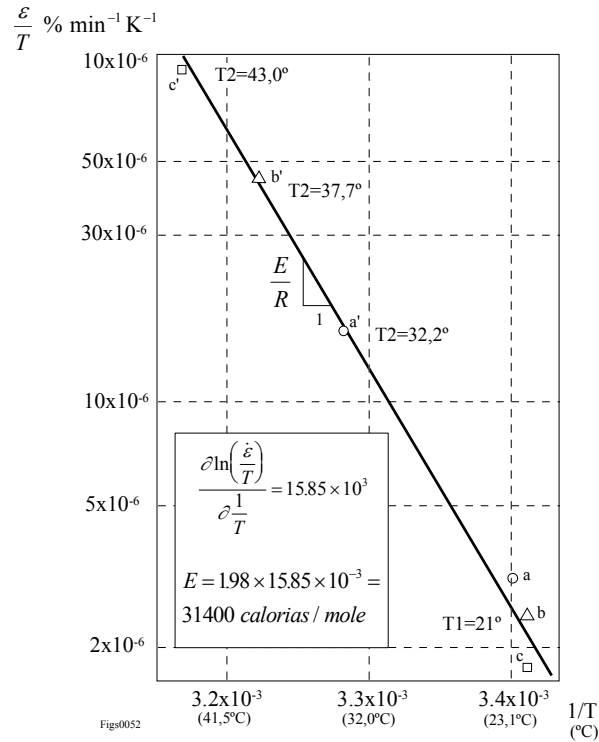


Fig. 3.59 - Velocidade de deformação em função de $1/T$ (Silte da Baía de S. Francisco, Mitchell et al., 1968)

Quadro 3.11 - Energias de activação na fluência de diversos materiais (Mitchell et al. 1968; Andersland et al., 1970)

Material	E (kcal/mole)
ilite remoldada, saturada teores em água de 30 a 43%	25 a 40
ilite seca ao ar	37
amostras intactas de lodo da baía de São Francisco	25 a 32
areia de rio de Dry Sacramento	25
água	4 a 5
plásticos	7 a 14
pasta diluída de água e montemorilonite	20 a 26
solo asfáltico	27
argila lacustre, intacta e remoldada	23 a 27
argila sobreconsolidada de Osaka	29 a 32
betão	54
metais	50
solos congelados	94
suspensão de argila de Sault Ste. Marie	igual à da água

Outra relação que pode ser estudada com base na teoria cinética é a da influência da tensão distorcional aplicada na energia experimental de activação e, por consequência, na velocidade de deformação. Considerando a definição anterior de energia experimental de activação dada por:

$$E = \Delta F - \frac{f\lambda N}{2} \quad (3.54)$$

verifica-se que esta energia deve diminuir com o nível de tensão aplicado. Na prática, equivale a verificar que a tensão distorcional aplicada determina de forma directa a deformação de fluência, aumentando esta com o aumento da primeira. Na Fig. 3.60 apresenta-se um diagrama de variação da energia E com a tensão distorcional, segundo Mitchell et al. (1968), onde se pode constatar haver uma relação linear razoavelmente definida apenas com um ponto discrepante. Segundo o mesmo autor, este ponto, com menor tensão distorcional aplicada, encontra-se fora do campo de validade de aproximação da função de seno hiperbólico à função exponencial podendo ser este o motivo do afastamento. Cada ponto do diagrama corresponde a um provete sujeito a uma tensão distorcional diferente. Ao fim de determinado tempo t (no caso 1000 min) a temperatura dos provetes é aumentada e, com base nas velocidades de deformação antes e depois da variação, afere-se a energia experimental de activação.

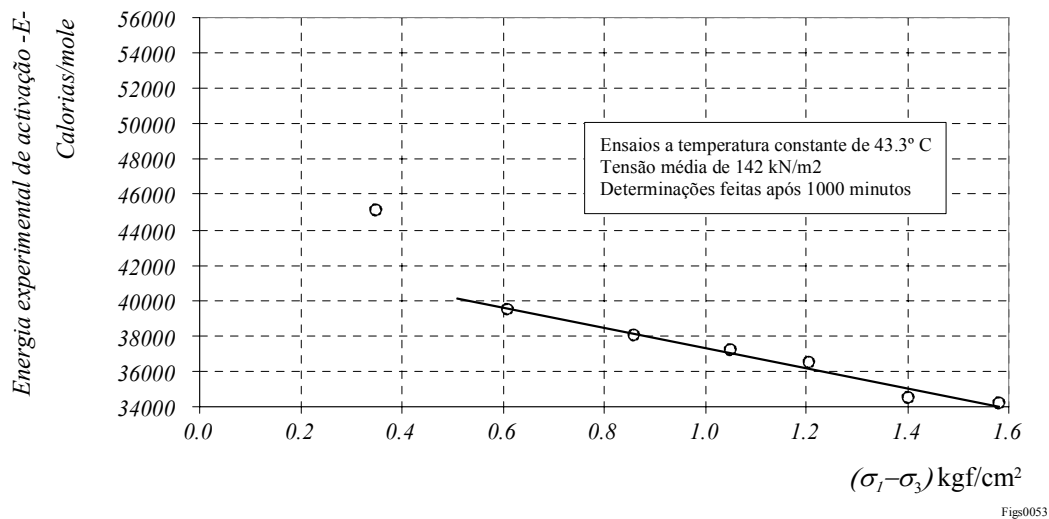


Fig. 3.60- Variação da energia experimental de activação com a tensão distorcional (amostras de ilite, Mitchell et al., 1968)

Para analisar a influência da tensão distorcional na taxa de deformação pode-se retomar a equação (3.42) na forma:

$$\dot{\varepsilon} = K(t) \sinh(\alpha'f) \quad (3.56)$$

onde $K(t)$ inclui a possibilidade de se verificarem alterações na energia de activação no decorrer do tempo, sendo definido por:

$$K(t) = 2 X(t) \frac{kT}{h} e^{-\frac{\Delta F(t)}{RT}} \quad (3.58)$$

e onde α' é dado por:

$$\alpha' = \frac{\lambda}{2kT} \quad (3.60)$$

Mostra-se que, no caso geral, o parâmetro estrutural X e a própria energia livre, ΔF , podem variar no tempo. Se a tensão distorcional média de uma unidade de fluxo for expressa em termos da tensão distorcional $D = \sigma_1 - \sigma_3$ aplicada ao provete teremos $f \propto D/S$, onde S simboliza o número total de unidades de fluxo. A expressão (3.56) pode então ser escrita na forma:

$$\dot{\varepsilon} = K(t) \sinh(\alpha D) \quad (3.62)$$

onde α contabiliza conjuntamente o parâmetro α' e a conversão de f em termos da tensão distorcional D . Considerando a aproximação de seno hiperbólico a uma função exponencial tem-se:

$$\dot{\varepsilon} = \frac{K(t)}{2} e^{(\alpha D)} \quad (3.64)$$

e convertendo a expressão anterior a uma escala logarítmica fica:

$$\ln \dot{\varepsilon} = \ln \frac{K(t)}{2} + \alpha D \quad (3.66)$$

A expressão anterior mostra que, de acordo com as previsões da Teoria Cinética, existirá uma relação aproximadamente linear entre os logaritmos da taxa de deformação de fluência e a tensão distorcional aplicada sendo a constante de proporcionalidade dada por:

$$\frac{\partial \ln(\dot{\varepsilon})}{\partial D} = \alpha \quad (3.68)$$

3- Modelação dos efeitos do colapso e da fluência

Esta relação verifica-se experimentalmente sujeitando diversos provetes de um mesmo material a tensões distorcionais de fluência diferentes e realizando determinações da taxa de deformação para intervalos de tempo iguais em todos os provetes.

A análise fenomenológica apresentada no parágrafo 3.2.4, proposta por Singh et al. (1968), verifica precisamente a existência dessa relação. A Fig. 3.61 ilustra o diagrama da velocidade de deformação-tensão distorional para amostras de ilite remoldadas e para medições de taxas de deformação nos tempos 1,10,100 e 1000 minutos. A linearidade verifica-se na gama de tensões 0,6 a 1,4 kgf/cm^2 . Abaixo desta gama de tensões verifica-se um afastamento significativo da linearidade e da validade da aproximação seno hiperbólico à função exponencial, enquanto que acima do intervalo ocorre uma aceleração da taxa de deformação, correspondente à rotura por fluência dos provetes, manifestando a ocorrência da fase terciária característica da fluência para níveis de tensão mais elevados.

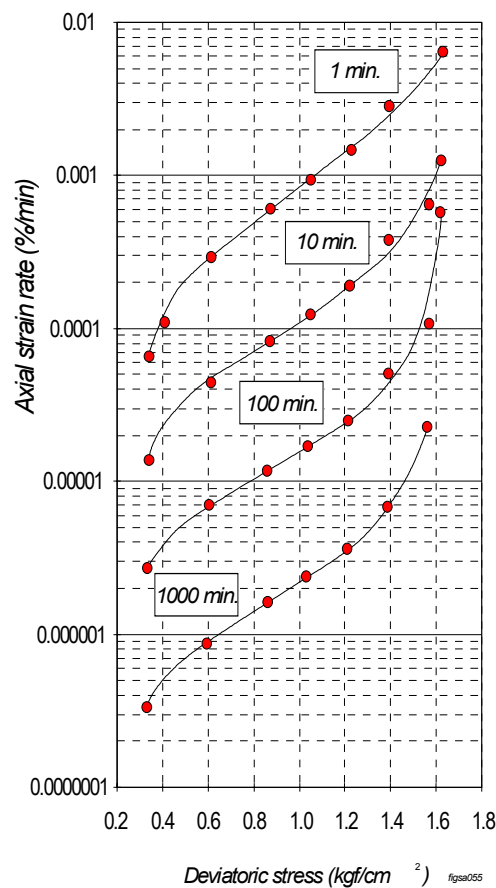


Fig. 3.61 - Variação da velocidade de deformação com a tensão distorional (amostras de ilite, Mitchell et al., 1968)

O estudo do andamento da taxa de deformação no tempo pode ser feita por análise de diagramas que incluam a variação desta grandeza no tempo, para os diversos níveis de tensão distorcional, como por exemplo o diagrama da Fig. 3.51. É clara a diminuição da taxa de deformação no tempo segundo uma lei aproximadamente linear no sistema de eixos bi-logarítmico da figura, pelo que se poderá completar a expressão (3.64) de forma a contabilizar correctamente a dependência da taxa de deformação com o tempo.

Essa generalização pode ser feita através de uma análise fenomenológica derivada da observação do comportamento de diversos materiais sujeitos a deformações de fluência (Singh e Mitchell, 1968). De acordo com esses estudos, válidos para gamas de tensão distorcional compreendidas entre 30% e 90% da resistência ao corte num carregamento a curto prazo, a dependência no tempo pode ser expressa por uma relação do tipo:

$$K(t) = A \left(\frac{t_1}{t} \right)^m \quad (3.70)$$

onde t representa o tempo corrente, t_1 representa uma unidade de tempo (por exemplo 1 minuto), A representa a ordenada na origem num diagrama $\ln(\dot{\epsilon})-D$ para $t=t_1$ e m é o parâmetro que controla o decrescimento da taxa de fluência no tempo. A forma final da expressão que descreve a taxa de deformação de fluência fica então:

$$\dot{\epsilon} = A \left(\frac{t_1}{t} \right)^m e^{(\alpha D)} \quad (3.72)$$

O parâmetro A , apesar da sua natureza fictícia (resultante da extrapolação de um troço da curva $\ln(\dot{\epsilon})-D$, para $D=0$), indica a ordem de grandeza da fluência para um dado solo traduzindo portanto os efeitos da composição, estrutura e história de tensões para esse solo. Mitchell et al. (1968) indicam ainda que m deverá estar compreendido entre 0,75 e 1,0 não se tratando de um parâmetro intrínseco do solo, dado que pode também ser influenciado pela consolidação e pelo grau de sobreconsolidação.

3.2.6 - Ensaio de fluência

A metodologia geral descrita por Singh et al. (1968) para a caracterização do comportamento diferido de materiais finos parece adequada também para materiais mais grosseiros restando averiguar a adequabilidade da lei apresentada para este tipo de materiais. Nesse sentido,

procurou-se implementar para materiais de enrocamento um procedimento semelhante ao descrito por aqueles autores. As restrições mais importantes fazem-se sentir na dimensão dos provetes de ensaio que tem de ser, numa primeira abordagem, adequada aos equipamentos disponíveis.

Na caracterização do comportamento de fluência procurou-se estudar a resposta do material em compressão edométrica e em compressão triaxial. No primeiro caso o dispositivo de ensaio foi, em todos aspectos, idêntico ao já utilizado no estudo do colapso, enquanto que para o segundo, a montagem concebida procurou conciliar as disponibilidades de equipamento com os objectivos pretendidos, tendo-se obtido a montagem que, esquematicamente, se indica na Fig. 3.62.

No esquema da montagem destacam-se os aspectos seguintes:

- unidade de medição da variação volumétrica - trata-se de um depósito bi-direccional de inversão manual com 100 ml de capacidade em cada direcção e, por inversão sucessiva do sentido do movimento, de capacidade total infinita (Fig. 3.63-e));
- o conjunto de aquisição de dados e micro-computador com software desenvolvido especificamente para estes ensaios, permite uma velocidade de leitura de cerca de um varrimento de quatro canais por segundo, que se considera como adequado para os ensaios efectuados (Fig. 3.63-c) e d));
- o controlo das pressões aplicadas $\sigma_1 - \sigma_3$ e σ_3 pode ser feito através dos manómetros acoplados aos redutores (Fig. 3.63-b)) ou das leituras digitais apresentadas no computador;
- o diâmetro das amostras está limitado a quatro polegadas, em virtude das dimensões da câmara (Fig. 3.63-a)) utilizada.

Os ensaios realizados envolveram a metodologia seguinte:

- preparação e montagem do provete de acordo com as condições de teor em água e compactação relativa semelhantes às de campo;
- atendendo à natureza do material e às suas características de permeabilidade, todos os ensaios foram realizados em condições de drenagem livre;

- aplicação da tensão de confinamento pretendida e medição contínua da variação volumétrica resultante;
- após a estabilização da variação volumétrica, instalação da tensão distorcional pretendida seguindo uma taxa de aplicação rápida (aprox. 400 kN/m²/min) e aproximadamente constante;
- medição das grandezas de ensaio segundo os critérios de :
 - tempo
 - variação de deformação axial
 - variação de deformação volumétrica
 - variação da tensão distorcional
 - variação da tensão de confinamento

Os dois últimos critérios, em princípio desnecessários para esta modalidade de ensaio, visam a detecção de eventuais anomalias que possam afectar a interpretação dos resultados obtidos.

Os resultados que se apresentam seguidamente referem-se a amostras de enrocamento de xisto já ensaiado no âmbito dos estudos de colapso. Ensaíram-se duas amostras idênticas procurando conduzir o ensaio de forma a possibilitar a caracterização do material segundo o procedimento preconizado por Singh et al. (op cit). Ambas foram submetidas à mesma tensão isotrópica de confinamento (180 kPa) tendo-se aguardado a completa estabilização das deformações correspondentes. Seguidamente as amostras foram submetidas a diferentes tensões distorcionais e estas condições de carga foram mantidas por vinte e dezoito dias, respectivamente para as tensões 400 e 700 kPa. A duração dos ensaios foi estabelecida em função da resposta do material, de acordo com as indicações fornecidas pelo programa de aquisição de dados. Os diagramas de tempo-tensão e tempo-deformação são os que se exibem na Fig. 3.64.

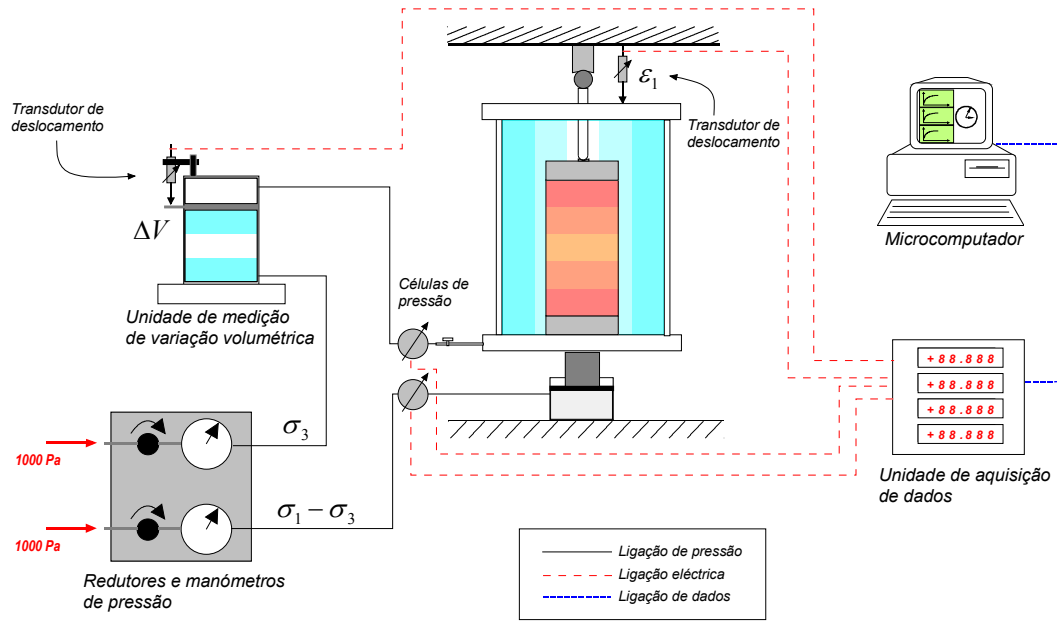


Fig. 3.62- Diagrama esquemático do dispositivo para os ensaios de fluência em compressão triaxial

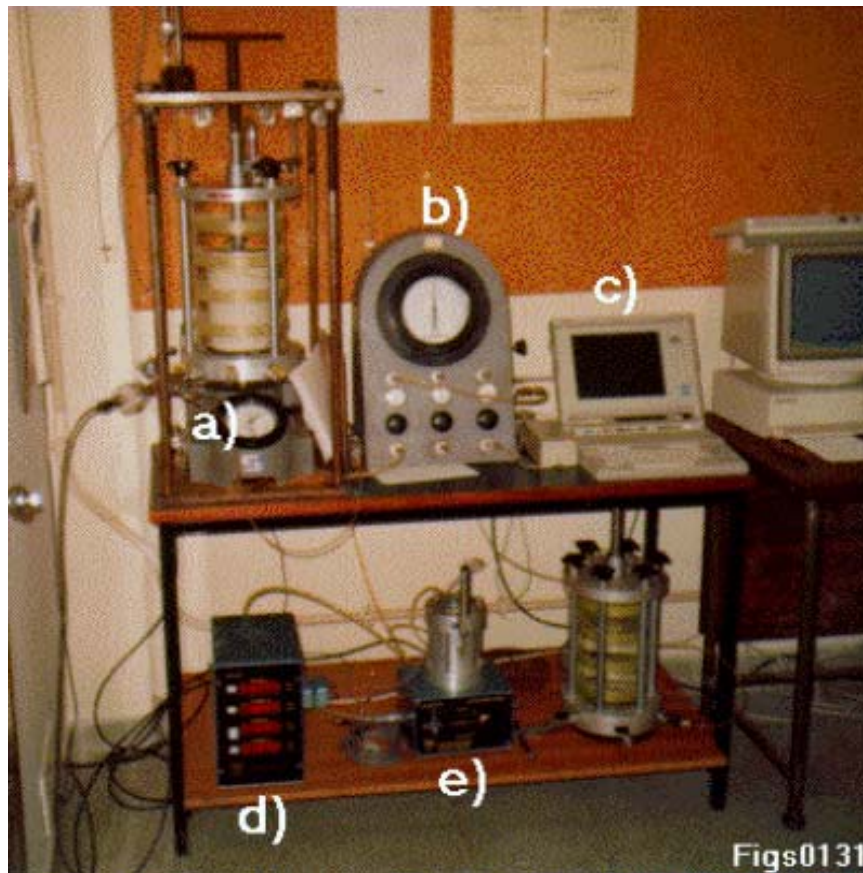


Fig. 3.63 - Montagem para ensaios triaxiais de fluência

Será interessante notar que as deformações de fluência dos dois ensaios apresentam andamentos distintos, isto é, as concavidades das curvas $\varepsilon-t$ são diferentes num e noutra ensaio além de que, para o ensaio 2 (com $\sigma_1-\sigma_3=700$ kPa), há uma variação localizada nítida do declive da curva.

O andamento destes ensaios, nomeadamente no que respeita à ocorrência de variações do declive da curva de deformação, parece concordar com o comportamento habitual para ensaios de fluência (Parkin, 1991). Saliente-se porém que, no caso em apreciação, a variação de declive da curva de fluência não pode estar associada ao desenvolvimento de forças de atrito na câmara de ensaio já que se trata de ensaios triaxiais e não de ensaios edométricos, onde estes fenómenos se manifestam de forma mais significativa.

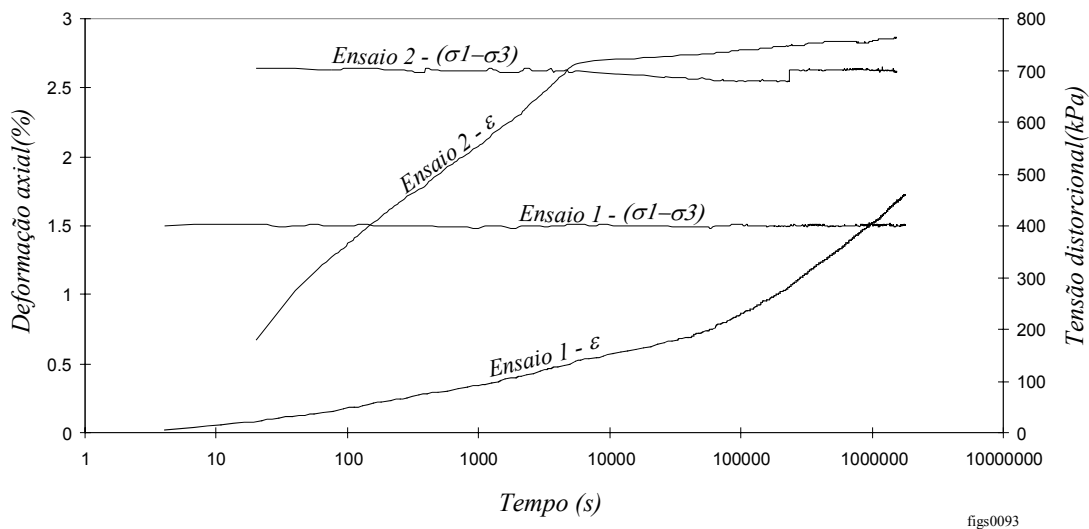


Fig. 3.64 - Diagrama de tensão e deformação - tempo para os ensaios triaxiais de fluência

A interpretação dos ensaios de fluência fica substancialmente facilitada nos diagramas de velocidade de deformação - tempo em escala bi-logarítmica, apresentando, no caso em análise, o andamento ilustrado Fig. 3.65.

Neste diagrama à variação de declive exibida no ensaio 2 corresponde uma discontinuidade. Embora não seja nítido que o declive da curva se mantenha conforme o referido por Parkin, nota-se que no final do ensaio há uma tendência para recuperar o alinhamento original embora de forma mais gradual. Este comportamento, embora ocorra menos frequentemente do que aquele em que apenas se verifica uma discontinuidade, já foi observado e relatado por outros autores.

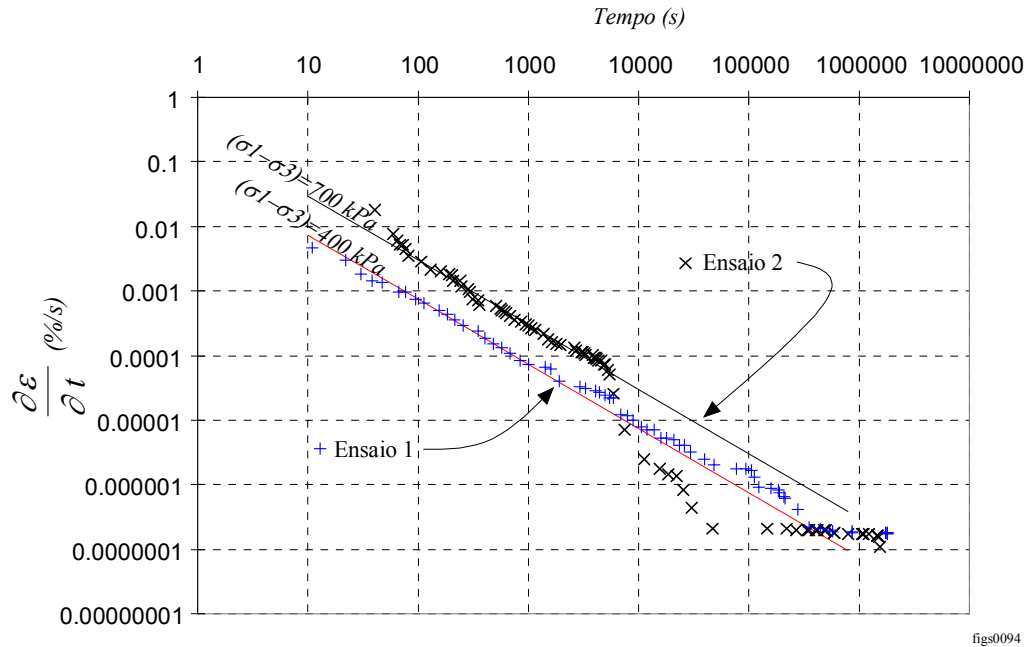


Fig. 3.65 - Variação da velocidade de deformação nos ensaios triaxiais de fluência

Retomando a expressão (3.72), obtém-se para os declives das curvas de velocidade de deformação os valores de $m=0,888$ e $m=1,112$ nos ensaios com tensão distorcional de 400 e 700 kPa, respectivamente. Enquanto que o primeiro valor se encontra dentro do esperado (entre 0,75 e 1,0), o segundo parece estar sobrestimado. Em termos médios poder-se-á, em princípio, considerar $m=1,0$. Mais à frente mostra-se que este valor não se adequa ao ajuste simultâneo das curvas dos dois ensaios.

Para a avaliação da influência do nível de tensão na deformação de fluência calcularam-se as velocidades de deformação para determinados instantes de tempo partindo das medições efectuadas. Atendendo a que no ensaio correspondente à tensão distorcional de 700 kPa se verificou em determinada altura uma variação anormal nas deformações, os valores considerados foram limitados a tempos inferiores a 10 000 segundos o que, embora, não afecte em princípio, as conclusões atingidas, limita a sua generalidade. Os resultados apresentam-se na Fig. 3.66, tendo-se obtido para o parâmetro α o valor de $0,00554 \text{ kPa}^{-1}$.

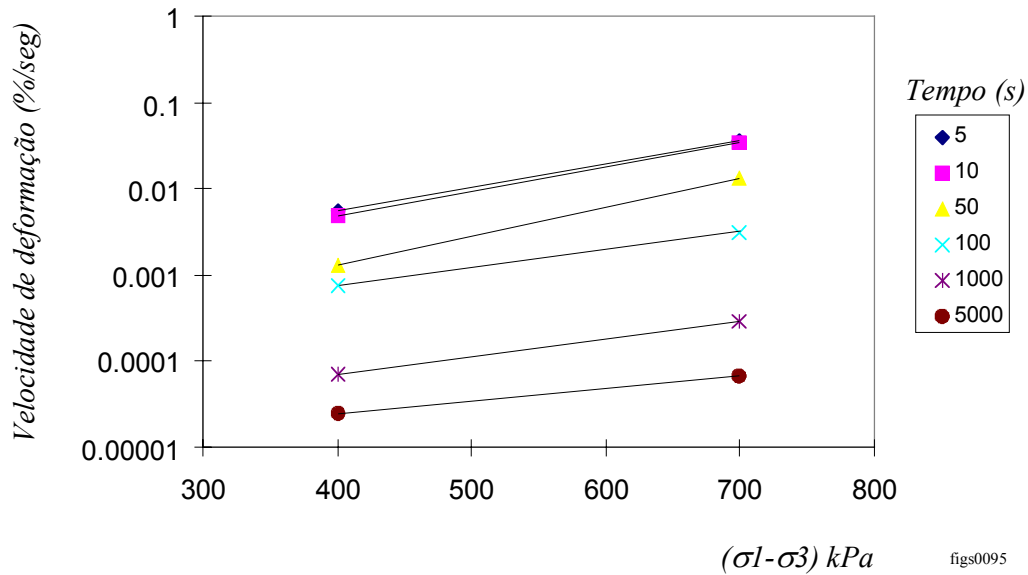


Fig. 3.66 - Diagrama para a determinação de α e A

A caracterização do material exige ainda a determinação do parâmetro A (ou $\varepsilon_{(t_1, D_0)}$), para o que se pode extrapolar as ordenadas na origem (correspondentes à tensão distorcional nula) das diversas curvas da Fig. 3.66 e calcular o valor da deformação para $t=1$. Obteve-se para A o valor de 0,003069 %/s.

Finalmente, para aferir os parâmetros determinados procurou-se comparar as deformações de fluência registadas nos ensaios com as deformações previstas por aplicação do modelo. Nesta comparação, ilustrada na Fig. 3.67, verificou-se que o valor de m , que supostamente poderia ser considerado como a média dos valores obtidos para as duas tensões, não conduz a um ajuste adequado, tendo de ser reduzido para 0,84. Em contrapartida, com este valor, as deformações para tempos maiores do que 10 000 segundos e para a tensão distorcional de 700 kPa são substancialmente sobrestimadas. O desvio é particularmente importante em face da súbita mudança de declive exibida pela curva do ensaio correspondente à tensão distorcional superior.

3.2.7 - Modelação da fluência no modelo de cálculo de elementos finitos

Um dos aspectos fundamentais na modelação da fluência prende-se com a forma como este efeito é incorporado no programa de cálculo, o que no caso deste trabalho se traduz pela forma como no MEF se pode quantificar o efeito da fluência.

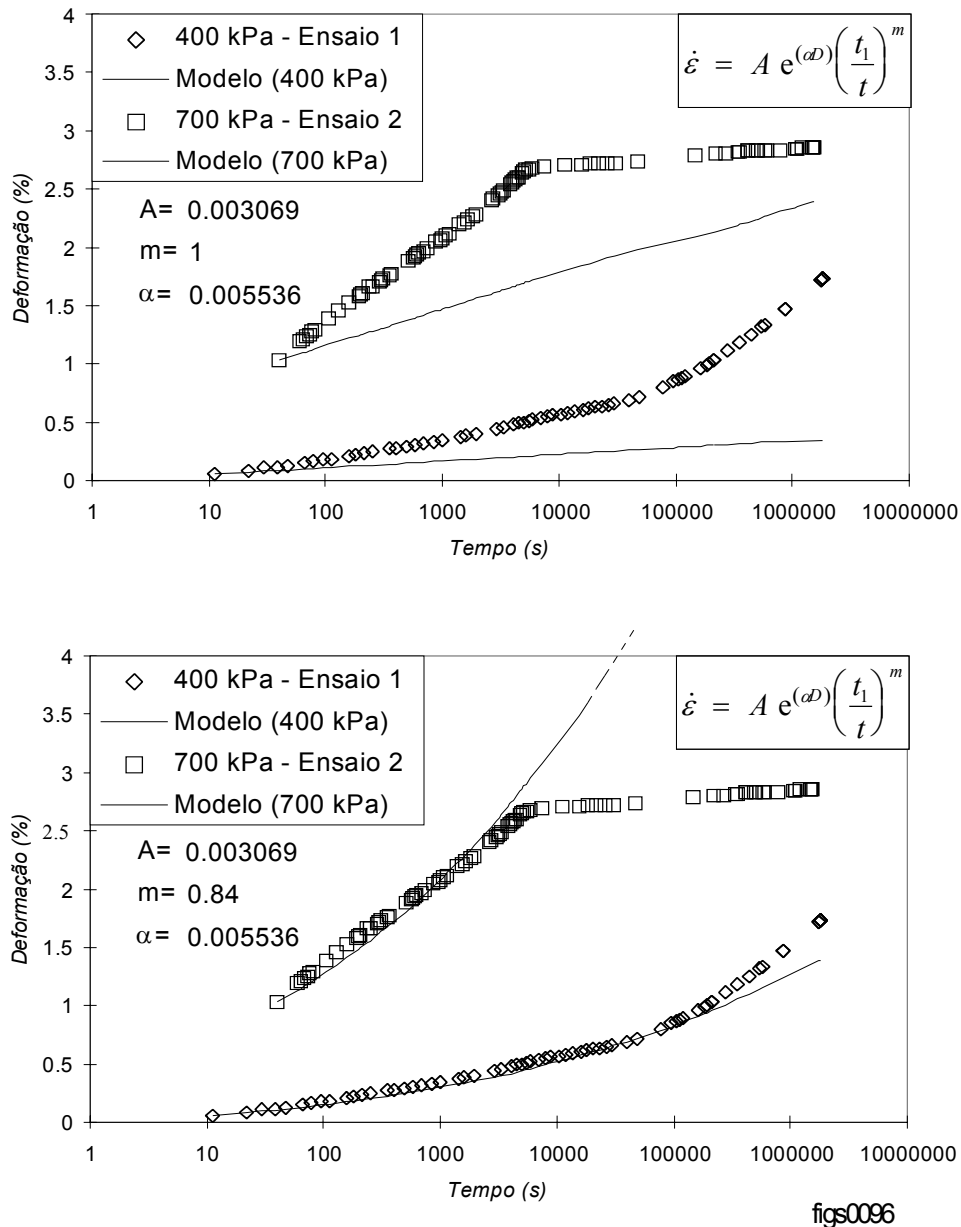


Fig. 3.67 - Comparação dos valores observados com os valores calculados a) com $m=1$; b) com $m=0,84$

No caso dos modelos elásticos, a modelação da fluência pode ser realizada pela consideração da variação dos módulos de deformabilidade no tempo com a consequente redistribuição das tensões associada à variação dos módulos. Para modelar a fluência em barragens de aterro de enrocamento, Justo (EEC contract nº SCI-CT91-7555(TSTS), 1995) propõe e sumariza este processo como seguidamente se apresenta:

A variação do módulo de elasticidade no tempo é feita pela aplicação da expressão:

$$\frac{E_t}{E_0} = B_0 + B_1\sigma_1 + B_2T \quad (3.74)$$

onde os coeficientes B_i são determinados pelo ajuste a resultados de ensaios de carga em placa com ocorrência de fluência.

A variável T pode apresentar duas variantes consoante a qualidade do ajuste que for obtido pela aplicação da expressão anterior, tendo-se:

$$T = e^{-\alpha t} \quad (3.76)$$

ou

$$T = e^{-(\alpha t)^2} \quad (3.78)$$

As tensões (elásticas) instaladas nos elementos finitos são reduzidas em conformidade com a redução do módulo de elasticidade por um factor:

$$a = \frac{E_{t(i)}}{E_{t(i-1)}} \quad (3.80)$$

de forma a manter as deformações constantes, enquanto que as tensões remanescentes, $(1-a)\sigma$, serão convertidas em forças nodais a aplicar ao sistema de forma a restabelecer o equilíbrio e calcular a deformação de fluência. Este procedimento pode aliás também ser aplicado na modelação simplificada do colapso para materiais de comportamento elástico.

Para o modelo elastoplástico desenvolvido e aplicado no presente trabalho, o procedimento adoptado segue, na ideia de base, a proposta de Bjerrum (1967) e Taylor (1942) das “linhas de tempo” para a modelação da fluência de materiais argilosos. Na essência, este método preconiza a existência de um conjunto de linhas de préconsolidação correspondentes ao envelhecimento do material. Cada linha é homotética da LCV inicial (Fig. 3.68) e a redução do volume específico é função do intervalo de tempo e de uma constante que caracteriza o comportamento de fluência do solo:

$$\Delta v = C_f \ln\left(\frac{t}{t_1}\right) \quad (3.82)$$

Este modelo parece ser suportado pelos resultados experimentais de Leroueil et.al. (1985) onde se mostra que a fluência sob tensão efectiva constante é equivalente a um aumento da tensão de préconsolidação (chamada de pseudo tensão de préconsolidação) e correspondente adensamento do material. Destaca-se também a aplicação deste processo a modelos de elementos finitos para a previsão do comportamento de aterros sobre solos argilosos moles (Lepidas, 1992).

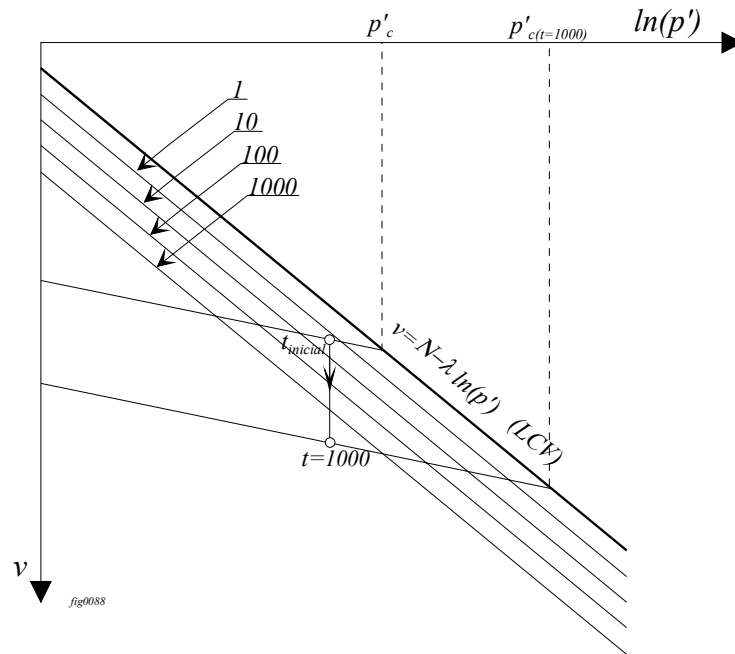


Fig. 3.68 - Modelo de fluência das "linhas de tempo" (Bjerrum, 1967)

No âmbito do modelo de cálculo de elementos finitos a implementação deste método torna-se bastante simplificada pela adopção de um comportamento visco-elastoplástico para os materiais. Na verdade, à semelhança do verificado para a modelação do fenómeno do colapso, basta impor a variação pretendida para os parâmetros do material para que o comportamento no tempo fique assegurado pela activação das deformações viscoplásticas do modelo.

Em termos práticos, e no que respeita ao método empregue para modelar um e outro fenómeno, não há qualquer diferença na implementação da fluência e do colapso. Estabelecida a variação dos parâmetros (que neste caso se manifesta apenas no valor do parâmetro N), verificam-se as condições de cedência e, no caso de estas serem excedidas, inicia-se um processo deformacional regido, de acordo com a hipótese de Perzyna, por:

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{vp} = \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \neq \{ 0 \} \quad (3.84)$$

As deformações de fluência corresponderão à integração no tempo das deformações dadas pela expressão anterior.

No caso mais geral, todos os parâmetros do modelo podem apresentar variação no decorrer do tempo, mas para o caso particular do método das “linhas de tempo” basta impor a variação do parâmetro N de acordo com a lei expressa na equação (3.86). Esta lei empírica pode aliás ser considerada como válida para traduzir a variação dos restantes parâmetros do modelo Cam-clay no tempo, tendo-se então, para cada instante de tempo t :

$$\left\{ \begin{array}{l} N(t) = N(t_1) + C_N \ln\left(\frac{t}{t_1}\right) \\ \lambda(t) = \lambda(t_1) + C_\lambda \ln\left(\frac{t}{t_1}\right) \\ \text{etc.} \end{array} \right. \quad (3.86)$$

Nos ensaios efectuados apenas se determinou uma variação relevante para os valores que definem a geometria da linha de consolidação virgem, embora não se tenha procurado investigar mais detalhadamente a variação dos outros parâmetros dado que o número de ensaios realizados é pouco representativo. Provavelmente, para intervalos de tempo mais alargados pode acontecer que outros parâmetros apresentem também variações significativas que justifiquem a sua consideração. Resta ainda acrescentar que, nessa hipótese, os coeficientes C podem ser maiores ou menores que zero, consoante o parâmetro em causa.

Para aplicar o método das “linhas de tempo” é necessário concretizar valores para C_N . Nesse sentido procurou-se aproveitar os resultados dos ensaios de fluência descritos anteriormente e determinou-se a variação de N no tempo.

O andamento das curvas, representadas na Fig. 3.69, é caracterizado por um troço praticamente vertical que corresponde à deformação no instante subsequente à aplicação da carga. Depois deste troço verifica-se existir uma variação de N (admitindo-se implicitamente que os restantes parâmetros são, de facto, constantes) que em certa medida pode ser aproximada a um ou mais segmentos de recta num sistema de eixos semi-logarítmico. Note-se

que para esta interpretação se admite implicitamente que apenas a tensão efectiva média p' tem influência directa na deformação volumétrica de fluência.

No primeiro ensaio representado na Fig. 3.69 verifica-se existir uma variação significativa da linha que descreve a variação de N no tempo. Já no 2 ensaio parece que a relação se mantém sensivelmente constante e o valor de C_N é da mesma ordem de grandeza do que deriva do primeiro troço do ensaio anterior. A variação de declive verificada na primeira curva pode estar associada ao mesmo tipo de fenómenos que provoca as discontinuidades na componente distorcional da deformação de fluência conforme foi anteriormente referido.

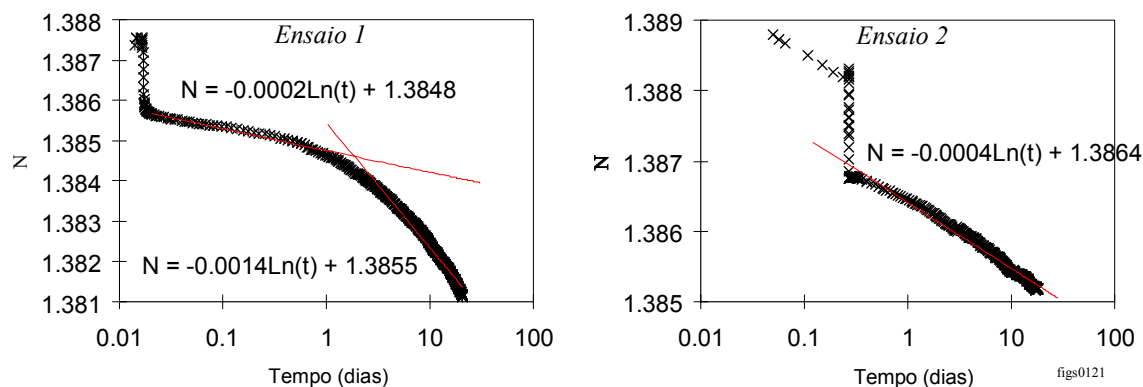


Fig. 3.69 - Variação do parâmetro N no tempo nos ensaios triaxiais de fluência

No caso em análise poder-se-á considerar que o coeficiente C_N apresenta uma variação entre 0,0014/dia e 0,0002/dia. A falta de experiência relativa a valores numéricos para este parâmetro não possibilita qualquer apreciação adicional antes de se proceder a cálculos mais detalhados.

Este método, permite que facilmente se considere os efeitos da fluência em simultâneo com a modelação da construção. Por exemplo, no final de cada fase construtiva, que tipicamente corresponde à adição de uma camada de elementos finitos, considera-se a fluência correspondente à duração da construção dessa camada. No final da simulação, a cada camada de aterro corresponderá uma idade e os deslocamentos obtidos consideram de forma mais realista a duração da construção e as correspondentes deformações de fluência.

Por aplicação deste método resolve-se qualquer ambiguidade na definição do tempo inicial a considerar na modelação da fluência. Este assunto que é alvo de alguma controvérsia, leva a que se possa considerar como início da contagem do tempo datas compreendidas entre o meio e o final da construção. A importância da modelação da fluência durante a fase construtiva é

relevante dado que, sendo a fluência um fenómeno que varia segundo uma lei aproximadamente logarítmica do tempo, as maiores deformações se verificam precisamente no início da contagem dos tempos. Esta posição não é integralmente aceite, havendo autores (Ladd, et al. 1977) que consideram que a compressão primária (devido a aumento de tensão efectiva) e secular (a tensão efectiva constante) são fenómenos distintos e que a segunda sucede à primeira. A outra corrente, defendida por Buisman (1936), Bjerrum (1967) e Den Haan (1996), considera que a fluência é um fenómeno simultâneo com a compressão primária, devida à variação da tensão efectiva e exclusivo quando não há variação da mesma tensão. Na metodologia aqui apresentada, admite-se também a simultaneidade dos processos.

3.3 - Considerações finais

O presente capítulo debruçou-se sobre a modelação dos efeitos do colapso e da fluência em materiais de aterro.

Após uma revisão dos métodos habituais na simulação destes fenómenos apresentou-se uma nova proposta baseada no comportamento evolutivo dos materiais de aterro no decorrer dos processos de colapso e fluência.

A realização de ensaios de colapso num enrocamento de xisto alterado indicou uma boa concordância entre a resposta real durante o ensaio e a prevista pelo modelo.

Um novo tipo de ensaios designados por “ensaio cíclicos de colapso” permitiu estudar o comportamento dos materiais ensaiados nos ciclos de molhagem - secagem e destacar o papel preponderante da estrutura interna na grandeza da deformação de colapso.

No que respeita às manifestações macroscópicas do fenómeno concluiu-se que a fluência pode ser considerada como um caso particular do colapso. O modelo proposto para este último fenómeno é também aplicável à fluência e para os ensaios efectuados obteve-se uma concordância razoável.

O próximo capítulo apresenta o método dos elementos finitos e os aspectos específicos da implementação deste método para o estudo de aterros.

4 - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

4.1 - Introdução

O presente capítulo apresenta de forma sucinta os aspectos gerais do método dos elementos finitos e detalha os aspectos específicos da aplicação deste método a alguns problemas da Mecânica dos Solos. Abordam-se, nomeadamente, as técnicas de análise não linear, os processos de simulação de construção de aterros, de escavações, os aspectos ligados com o enchimento de albufeiras, etc.

O método dos elementos finitos (MEF) consiste num processo de análise matemática de resolução aproximada de equações diferenciais. A vantagem deste método sobre as soluções exactas reside no facto de, através dele, ser possível resolver problemas com elevado grau de complexidade, muitas vezes insolúveis de forma analítica, à custa de capacidade de cálculo e de armazenamento. Trata-se de um método privilegiado para a implementação em cálculo automático com o recurso a computadores digitais.

Na prática o MEF aplica-se pela divisão do domínio e condições de fronteira de um dado problema num conjunto finito de sub-domínios mais simples, dos quais se dispõe de soluções com maior ou menor grau de aproximação. A combinação (ou junção) das soluções individuais permite conhecer a solução do problema global (Zienkiewicz, 1977).

4.2 - Formulação

Na formulação do MEF é habitual, mas não obrigatório, considerar como incógnitas os deslocamentos dos pontos nodais e as equações que regem o problema são expressas em termos destas variáveis (Pedro, 1973; Sousa, 1980). A solução do problema consiste na determinação do campo de deslocamentos de forma exacta nos pontos nodais e, por interpolação, no restante domínio do elemento através da resolução de um sistema de equações que inclui as condições de equilíbrio, de compatibilidade e as condições de fronteira conjuntamente com as relações constitutivas do material ou materiais do domínio.

A formulação do método dos elementos finitos é assunto amplamente tratado na bibliografia pelo que aqui apenas se apresenta uma resenha sucinta das relações mais relevantes. Na apresentação, as diversas equações são escritas na sua formulação geral e, por vezes, particularizadas para o caso de problemas bidimensionais abordado no presente trabalho.

Seja então $\{u\}^e$ o vector dos deslocamentos dos pontos nodais de um dado elemento. O conhecimento dos deslocamentos em qualquer ponto do elemento pode ser obtido de uma forma aproximada por interpolação dos valores obtidos nos pontos nodais por:

$$\{u(x, y)\} = [N(x, y)]\{u\}^e \quad (4.2)$$

onde $[N(x, y)]$ representa a matriz das funções de interpolação N_i definidas para cada um dos nós do elemento finito de forma a que, sendo uma função contínua, se tenha:

$$\begin{cases} N_i(x, y) = 1 & \text{para } (x, y) = (x_i, y_i) \\ N_i(x, y) = 0 & \text{para } (x, y) = (x_j, y_j) \end{cases} \quad (4.4)$$

Admitindo a hipótese dos pequenos deslocamentos, as deformações de cada elemento podem ser definidas diferenciando o campo de deslocamentos correspondente, tendo-se:

$$\{\varepsilon\} = [L]\{u\} \quad (4.6)$$

onde $[L]$ representa uma matriz de operadores diferenciais do primeiro grau, que particularizando para problemas bidimensionais será:

$$[L] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

Combinado as equações (4.2) e (4.6) obtém-se a expressão que permite definir as deformações em cada elemento finito em função dos deslocamentos nos pontos nodais:

$$\{\varepsilon\} = [L]^T [N] \{u\}^e = [B] \{u\}^e \quad (4.10)$$

Admitindo um comportamento elástico, as tensões relacionam-se com as deformações por meio de uma relação linear da forma:

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} + \{\sigma_0\} \quad (4.12)$$

onde $[D]$ é a matriz de elasticidade e $\{\sigma_0\}$ é o vector representativo do campo inicial de tensões.

O estabelecimento das equações do MEF pode ser conseguida por aplicação do princípio dos trabalhos virtuais igualando as energias interna e externa do sistema numa deformação arbitrária (virtual).

Seja $d\{u\}^e$ um deslocamento virtual nos pontos nodais de um elemento, então:

$$d\{u\} = [N] d\{u\}^e \quad (4.14)$$

representa o campo de deslocamentos virtuais no elemento e

$$d\{\varepsilon\} = [B] d\{u\} \quad (4.16)$$

as deformações correspondentes aos deslocamentos nodais virtuais.

O trabalho realizado pelas forças internas no processo de deformação virtual é dado por:

$$dU = \int_V (d\{\varepsilon\})^T \{\sigma\} dV \quad (4.18)$$

e o trabalho realizado pelas forças externas⁸, onde se incluem as forças nodais, mássicas e de fronteira, é:

$$dV = (d\{u\}^e)^T \{F\}^e + \int_V (d\{u\})^T \{b\} dV + \int_\Gamma (d\{u\})^T \{t\} d\Gamma \quad (4.20)$$

Igualando os trabalhos e explicitando em todos os termos a deformação virtual obtém-se:

$$(d\{u\}^e)^T \{F\}^e + \int_V ([N]^T d\{u\}^e)^T \{b\} dV + \int_\Gamma ([N]^T d\{u\}^e)^T \{t\} d\Gamma = \int_V [B]^T d\{u\}^e \{\sigma\} dV \quad (4.22)$$

Finalmente, como a igualdade (4.22) tem de se manter para qualquer deslocamento virtual, pode-se escrever:

$$\{F\}^e + \int_V [N]^T \{b\} dV + \int_\Gamma [N]^T \{t\} d\Gamma = \int_V [B]^T \{\sigma\} dV \quad (4.24)$$

Atendendo às expressões (4.12) e (4.16) a expressão anterior fica:

$$\{F\}^e + \int_V [N]^T \{b\} dV + \int_\Gamma [N]^T \{t\} d\Gamma = \int_V [B]^T [D][B] dV \{u\}^e \quad (4.26)$$

ou de uma forma mais compacta:

$$\{F\}^e = [k]\{u\}^e \quad (4.28)$$

Considerando a estrutura como a reunião dos elementos finitos, a equação (4.28) pode ser generalizada para o equilíbrio global ficando:

$$\{F\} = [K]\{U\} \quad (4.30)$$

onde os diversos termos são:

$$\begin{aligned} \{F\} &= \sum_e \{F\}^e \\ [K] &= \sum_e [k] \\ \{U\} &= \sum_e \{u\} \end{aligned} \quad (4.32)$$

⁸ Incluem-se neste termo também o trabalho realizado pelas forças mássicas que podem, neste âmbito, ser consideradas como forças externas.

e representam, respectivamente, o vector das forças nodais aplicadas à estrutura, a matriz de rigidez global e os deslocamentos da totalidade dos pontos nodais. O símbolo de somatório pretende simbolizar a junção das diversas matrizes e vectores individuais de acordo com as técnicas de análise estrutural⁹.

No programa de elementos finitos elaborado no âmbito desta tese, e no seguimento de outros trabalhos do mesmo autor (Mateus da Silva, 1992), implementou-se a utilização de elementos finitos isoparamétricos rectangulares de oito pontos nodais e elementos triangulares de seis pontos nodais (**Error! Reference source not found.**). Neste tipo de elementos as funções de forma e de interpolação são idênticas e, dada a sua complexidade no referencial geral, são formuladas em termos de coordenadas locais. A transformação entre os referenciais resulta da aplicação da matriz de transformação de coordenadas adequada a cada caso.

Para os elementos quadrangulares as funções de forma são:

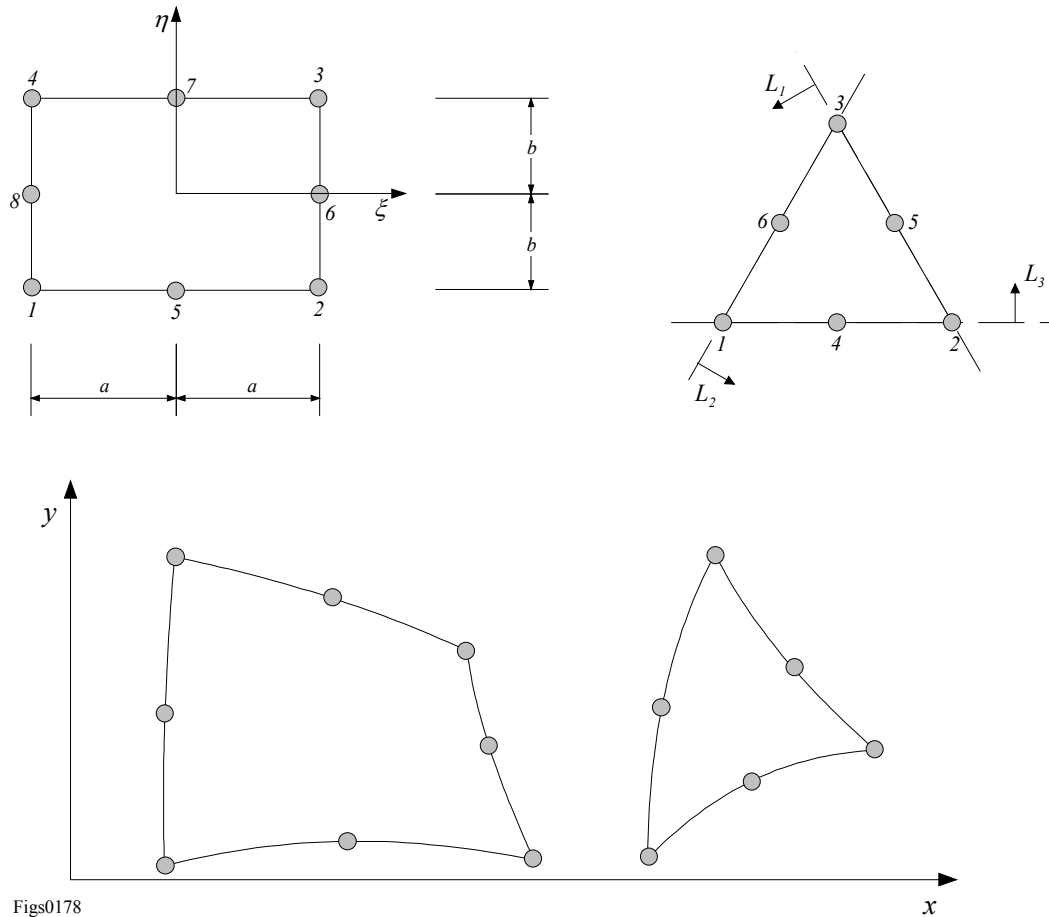
$$\begin{cases} N_i = \frac{1}{4}(1 + \xi\xi_i)(1 + \eta\eta_i)(\xi\xi_i + \eta\eta_i - 1) & i = 1,2,3,4 \\ N_i = \frac{1}{2}(1 - \xi^2)(1 + \eta\eta_i) & i = 5,7 \\ N_i = \frac{1}{2}(1 - \eta^2)(1 + \xi\xi_i) & i = 6,8 \end{cases} \quad (4.34)$$

e, para os elementos triangulares:

$$\begin{cases} N_i = 2(L_i - 1)L_i & i = 1,2,3 \\ N_{i+3} = 4L_iL_j & i = 1,2,3 \quad j = 2,3,1 \end{cases} \quad (4.36)$$

A integração das expressões que envolvem a utilização destas funções e suas derivadas é realizada numericamente, contemplando-se a utilização de 2×2 ou 3×3 pontos de Gauss, para o elemento quadrangular, e de 3 ou 7 para o elemento triangular. De uma forma geral, os resultados são satisfatórios para a ordem de integração mais baixa e apenas nas malhas de elementos finitos com condições geométricas muito particulares há vantagem em aumentar a ordem de integração (Zienkiewicz, 1977).

⁹ O termo mais correntemente utilizado é de assemblagem.



Figs0178

Fig. 4.1- Elementos finitos isoparamétricos quadrangular e triangular nos referenciais local e global

4.3 - Métodos de análise não linear

4.3.1 - Método da iteração directa

Nas equações descritas na secção anterior estabeleceu-se o comportamento do material como elástico linear, mas no caso mais geral tal hipótese pode não se verificar e ter-se-á:

$$\{F\} = \left[K \left(u, \frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial u}{\partial y}, \dots \right) \right] \{U\} \quad (4.38)$$

em que os termos da matriz de rigidez podem depender directamente dos deslocamentos (que são as incógnitas) ou das suas derivadas. Nestes casos a solução do sistema de equações representado na expressão (4.38) pode ser muito difícil ou mesmo impossível de obter de forma directa. Nos problemas de análise estrutural com materiais que exibam comportamento

elástico não linear, a dependência verifica-se, normalmente, pelas tensões que determinam as componentes da matriz de coeficientes elásticos sendo, $[K] = [K(\{\sigma\})]$, onde por sua vez as tensões dependem dos deslocamentos nodais, na hipótese das pequenas deformações, pelas relações expressas nas equações (4.10) e (4.12).

Para incorporar comportamentos não lineares, ou mesmo plásticos, recorre-se habitualmente a técnicas que permitem a consideração de comportamentos complexos através de processos incrementais e iterativos elásticos.

O método mais simples para considerar a não linearidade do comportamento do material através de processos iterativos designa-se por método da iteração directa ou método de aproximações sucessivas. Partindo da relação (4.38), e arbitrada uma solução inicial $\{U^0\}$, é possível concretizar os termos da matriz de rigidez e assim determinar uma aproximação para os deslocamentos do sistema dada por:

$$\{U^1\} = \left[K \left(u^0, \frac{\partial u^0}{\partial x}, \frac{\partial u^0}{\partial y}, \dots \right) \right]^{-1} \{F\} \quad (4.40)$$

O vector de deslocamentos $\{U^1\}$ consistirá, em princípio, numa solução mais próxima da solução correcta¹⁰. De uma forma mais geral, a convergência é obtida para uma repetição sucessiva da equação (4.40) até que diferença entre os deslocamentos entre duas iterações sucessivas seja suficientemente pequeno. Em cada iteração é calculada uma nova solução para o problema e o processo desenvolve-se como se representa genericamente no diagrama da Fig. 4.2.

Na prática este método é pouco utilizado por, pelo menos, duas razões. A primeira e mais importante, é a de que a convergência não é garantida à partida devido à instabilidade numérica que facilmente ocorre na sua aplicação a problemas dependentes de múltiplas variáveis, como é o caso da análise estrutural em que cada deslocamento nodal é uma variável do problema. Por outro lado, a solução inicial condiciona bastante o processo de convergência e se esta não estiver suficientemente próxima da solução correcta o processo pode divergir.

Além destes aspectos deve-se salientar que por este processo é necessário recalcular a matriz de rigidez da estrutura em cada iteração de forma a que ao mesmo vector de forças nodais corresponda uma solução diferente da anterior.

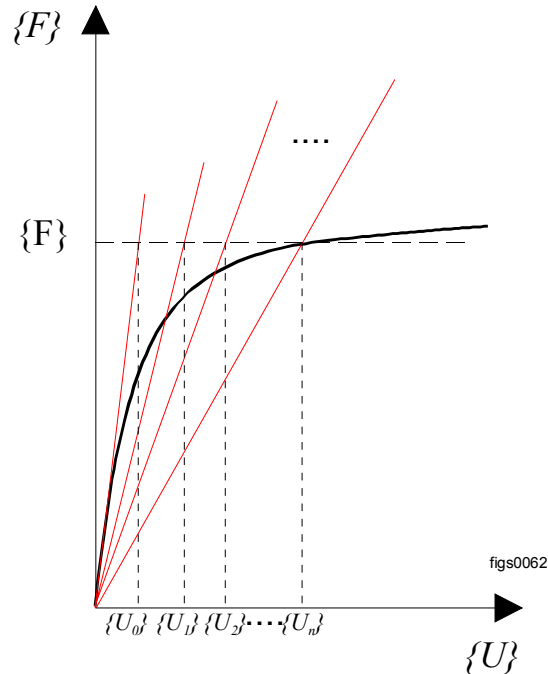


Fig. 4.2 - Método da iteração directa

4.3.2 - Método de Newton-Raphson

No método de Newton-Raphson define-se uma função de erro em termos de forças que é uma medida indirecta do afastamento da solução corrente à solução pretendida. As forças residuais são dadas pela diferença entre os dois vectores:

$$\{\Psi\} = \{F\} - [K(u, \dots)]\{U\} \quad (4.42)$$

A estas forças desequilibradas corresponde um termo correctivo para o vector de deslocamentos, pelo que a solução final será dada por:

$$\{U\} = \{U^0\} + \sum_r \Delta\{U^r\} \quad (4.44)$$

¹⁰ Solução correcta apenas no que respeita ao método empregue, não se incluindo todas as simplificações e assunções necessárias até se traduzir o comportamento estrutural pelas equações indicadas.

onde cada um dos termos correctivos do campo de deslocamentos resulta das forças residuais não equilibradas no sistema e pode ser obtida por (Owen et al., 1980):

$$\Delta\{U^r\} = \left([K(u, \dots)] + [K'(u, \dots)] \right)^{-1} \{\Psi\} \quad (4.46)$$

onde K e K' representam os termos da matriz jacobiana resultante do desenvolvimento em série da expressão das forças residuais. A convergência do processo pode ser aferida alternativamente pela anulação dos resíduos ou pela estabilidade dos deslocamentos obtidos em iterações sucessivas. Numa variante deste método o cálculo dos termos correctivos é efectuado sempre com a mesma matriz jacobiana, evitando-se assim a sua variação para cada iteração embora à custa de maior número de iterações. Na Fig. 4.3 representa-se num diagrama bidimensional os dois métodos, sendo sensível que, mesmo esquematicamente, o método modificado pode levar a um número bastante superior de iterações, agravando-se este facto com a curvatura da função ou, por outras palavras, com a não linearidade do comportamento do material.

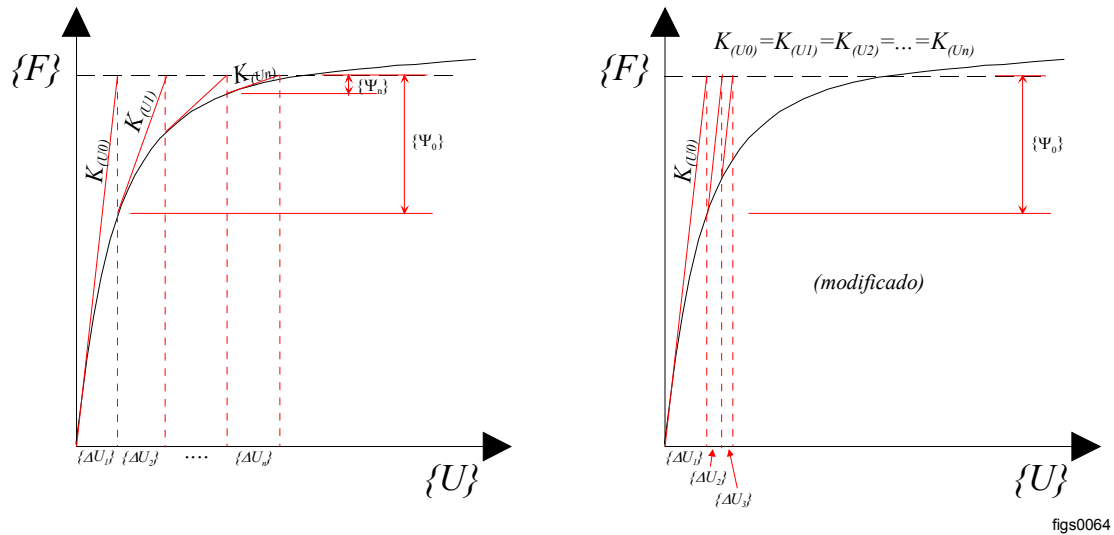


Fig. 4.3 - Método de Newton-Raphson, original e modificado

O método de Newton-Raphson ou a sua variante apresentam uma convergência melhor do que o método da iteração directa, embora possam também apresentar problemas, especialmente quando se verifique amolecimento, casos em que a matriz de rigidez pode deixar de ser positiva definida (Nayak et. al., 1972).

4.3.3 - Método incremental

Em muitos problemas de Mecânica dos Solos o comportamento dos materiais é não só não linear ou elastoplástico como também apresenta sensibilidade à história de tensões. Este factor torna-se particularmente importante no caso de modelos elásticos não lineares e elastoplásticos com endurecimento ou amolecimento.

Por este motivo, a modelação de estruturas com materiais com este tipo de comportamento tem frequentemente de ter em consideração o historial de tensões e as cargas devem ser divididas em incrementos em número compatível com o problema em análise.

Admitindo que o número de incrementos é suficiente para que em cada um o comportamento possa ser considerado como linear, as incógnitas podem ser calculadas pela soma dos incrementos individuais resultantes da divisão considerada (Fig. 4.4), através da expressão (4.44) onde cada incremento de deslocamento é dado por:

$$\Delta\{U^r\} = [K(u, \dots)]^{-1} \Delta\{F^r\} \quad (4.48)$$

Convém ainda salientar que neste método é indispensável a actualização da matriz de rigidez para cada iteração e que a precisão da solução final depende directamente do número total de incrementos.

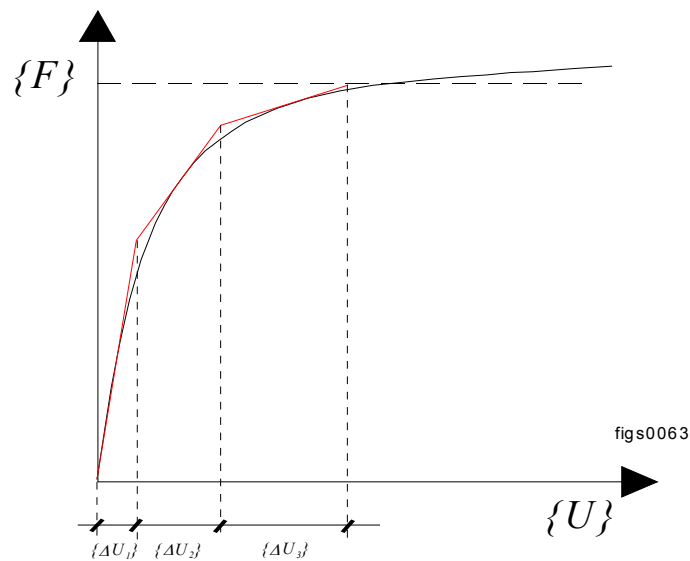


Fig. 4.4 - Método incremental

4.3.4 - Método viscoelastoplástico

Além dos métodos apresentados podem ser utilizadas variantes que consistam na sua composição ou alteração. Em particular, no programa de cálculo automático pelo método dos elementos finitos desenvolvido para este trabalho, empregou-se uma combinação de uma variante ao método de Newton-Raphson com o método incremental.

Assim, para além da divisão de cargas resultante da possibilidade de se considerarem processos construtivos de aterros (incrementais, por definição) admite-se ainda a possibilidade de dividir cada incremento de carga em “n” sub-incrementos. Para cada um, é calculado o acréscimo no vector de deslocamentos nodais e, se forem ultrapassados determinados limites impostos pelas relações constitutivas de cada material, iniciam-se iterações conducentes à satisfação dos critérios de cedência plástica.

As forças residuais derivam do fluxo viscoso resultante do comportamento visco-elastoplástico e determinam-se através de:

$$\{\Delta F\} = \int_A [B]^T \{\Delta \sigma^{vp}\} dA \quad (4.50)$$

onde os incrementos de tensão dependem da deformação viscosa e do comportamento reológico do material através de:

$$\{\Delta \sigma^{vp}\} = [D] \{\Delta \varepsilon^{vp}\} \quad (4.52)$$

As deformações visco-elastoplásticas podem ser, por exemplo, determinadas pela expressão de Perzyna (1963):

$$\varepsilon_{ij}^{vp} = \mu \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \Delta t \quad (4.54)$$

onde μ representa a viscosidade do material, Φ a função de fluxo viscoso que por sua vez é dependente da função de cedência F . Os símbolos $\langle \rangle$ denotam a função de *heavyside* para a qual:

$$\langle u \rangle = \begin{cases} u & \text{se } u > 0 \\ 0 & \text{se } u \leq 0 \end{cases} \quad (4.56)$$

No caso de não se tratar de um problema dependente do tempo, ou de não se pretender conhecer a variação incremental dos deslocamentos ou de outras grandezas, a forma da sua variação no tempo é irrelevante, interessando apenas a localização da solução final (Naylor, 1981) podendo-se, por isso, assumir:

$$\Phi(F) = \frac{F}{F0} \quad (4.58)$$

onde $F0$ representa um parâmetro com a mesma dimensão de F que permite tornar $\Phi(F)$ adimensional.

Ainda na hipótese de apenas se pretender conhecer a solução final, o parâmetro de viscosidade não necessita de representar uma grandeza física real determinada em ensaios, mas apenas um parâmetro que permite homogeneizar a equação.

Para a escolha dos intervalos de tempo Δt que permitem assegurar a convergência, minimizando o número de iterações recorreu-se a uma marcha no tempo do tipo Euler (Stolle, 1989) de onde resulta para o incremento de tempo:

$$\Delta t < \Delta t_{\max} = \frac{I}{\mu \frac{\partial \langle \Phi(F) \rangle}{\partial F} (H_e + H_p)} \quad (4.60)$$

Os termos H_e e H_p traduzem, respectivamente, as contribuições das componentes elástica e plástica da deformação, sendo:

$$H_e = \left(\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \right)^T D_{ijkl} \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{kl}} \quad (4.62)$$

e

$$H_p = - \frac{\partial F}{\partial p_c} \left(\frac{\partial p_c}{\partial \varepsilon_{ij}^{vp}} \right)^T \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.64)$$

A utilização deste tipo de marcha no tempo adequa-se especialmente quando o material se aproxima da situação de estado crítico, sendo então garantida a convergência com o intervalo de tempo máximo admissível. Na proximidade do estado crítico os incrementos de tempo Δt

reduzem-se em conformidade com esta situação e a solução converge para o valor exacto. É de referir que no decorrer do processo iterativo a relação entre o maior e menor intervalo de tempo pode ser da ordem de 200, isto é, na proximidade do estado crítico os intervalos de tempo máximos que permitem assegurar a convergência podem ser cerca de 200 vezes inferiores aos intervalos máximos admitidos no início (Mateus da Silva, 1995).

Na equação (4.60) o intervalo de tempo máximo é estabelecido de forma a garantir que a oscilação (instabilidade) seja evitada na zona mais crítica do domínio (Stolle, op. cit.). Assim, o intervalo de tempo a adoptar é o mínimo obtido pela aplicação da expressão (4.60) a todo o domínio. Em termos de modelação pelo MEF isto corresponde a determinar os incrementos de tempo admissíveis para todos os pontos de integração numérica de Gauss e adoptar o mínimo desses valores. De acordo com Cormeau (1975) a convergência da integração numérica no tempo é, nestas condições, garantida.

4.4 - Técnicas de modelação aplicadas ao método dos elementos finitos

4.4.1 - Introdução

Para fazer face às múltiplas situações envolvidas numa obra geotécnica de aterro, como sejam as situações de escavação, construção, molhagem, enchimento de albufeira, é necessário dispor de métodos de modelação eficientes que permitam a aferição do comportamento de forma a ser possível optimizar as diversas variáveis em jogo no dimensionamento.

Independentemente dos métodos de concepção e dimensionamento empregues há sempre que colocar hipóteses simplificativas de comportamento. Por um lado, tem de se considerar as importantes simplificações adoptadas no que respeita ao comportamento reológico dos materiais, que são sempre descritos de forma aproximada relativamente ao comportamento real e, por outro, as simplificações feitas ao nível da modelação geométrica dos protótipos.

Assim, de entre as várias simplificações normalmente consideradas e que se prendem essencialmente com a necessidade de descrever matematicamente o comportamento complexo dos materiais, admitem-se idealizações no que respeita à influência do tempo e, intimamente ligada a esta, no que respeita à evolução da pressão da água e ar no esqueleto sólido. Surgem

assim os conceitos de comportamento drenado ou não drenado. A estes comportamentos (por si só idealizações) associam-se os conceitos de análise drenada ou não drenada.

O carácter de comportamento marcadamente não linear dos materiais naturais habitualmente empregues em aterros implica que seja indispensável ter em consideração o método construtivo, nomeadamente no que respeita à construção por camadas e à existência ou não de escavações prévias.

Além disso, os regimes de exploração dos aterros, especialmente os de barragens, provocam situações muito complexas no que respeita a variações dos estados de tensão e conseqüentemente aos movimentos que por isso se geram, sendo importante considerar, na medida do possível, as diversas fases características de construção e exploração das obras.

É por isso fundamental dispor de ferramentas de análise matemática ou experimental que sejam capazes de modelar de forma realista estes e outros aspectos do comportamento dos materiais. Nos parágrafos que se seguem apresenta-se a formulação e as hipóteses habitualmente adoptadas para implementar em programas de cálculo automático pelo método dos elementos finitos os comportamentos e acontecimentos habituais em obras de aterro. Podem-se distinguir basicamente três conjuntos de acções a empreender para modelar os acontecimentos pretendidos: aqueles que se resumem ao cálculo de forças actuantes no sistema, os que implicam alterações geométricas e, finalmente, os que implicam alteração do comportamento mecânico dos materiais constituintes. Evidentemente muitas vezes há que considerar estes aspectos em conjunto e assim as técnicas de modelação envolvem a aplicação simultânea de algumas das acções acima indicadas.

4.4.2 - Modelação da construção

A construção de um aterro consiste essencialmente na colocação, espalhamento, eventual rega e compactação de camadas de material de aterro. A espessura dessas camadas difere consoante o tipo de material empregue e varia, na maioria dos casos, desde 20 cm, no caso de materiais finos, a 1,5 ou 2,0 m no caso de enrocamentos. Independentemente da espessura efectivamente empregue na colocação de camadas não é prático, num modelo matemático pelo MEF, considerar as camadas com a sua espessura real. Se tal se verificasse a modelação da construção de uma barragem com, por exemplo, 50 metros de altura, poderia implicar a consideração de cerca de 250 camadas de elementos finitos, o que se traduziria em malhas

demasiado densas relativamente ao que se considera ser necessário, não acrescentando qualquer benefício sensível nos resultados obtidos.

Naylor (1991) constata que o aumento da quantidade de camadas para além de determinado número não conduz a um aumento significativo da precisão dos resultados, tendo, em contrapartida, consequências importantes no tempo de cálculo. A questão remanescente é qual o número ideal de camadas a considerar de modo a otimizar, por um lado os resultados obtidos e, por outro, o tempo de cálculo. Alguns autores (Naylor et al., 1984; Sharma et al. 1975; Sharma et al., 1979) realizaram investigação nesta matéria e, embora as suas conclusões nem sempre sejam coincidentes, delas se pode deduzir que o uso de 6 a 10 camadas de elementos finitos conduz a resultados suficientemente precisos, especialmente se se considerar as outras possíveis fontes de imprecisão, como por exemplo, na caracterização do comportamento mecânico dos materiais.

Importa acrescentar que a adequada modelação da geometria do aterro, especialmente quando se trata de uma barragem zonada exige frequentemente a consideração de 6 ou mais camadas de elementos finitos. Uma maior densidade de elementos poderá, por outro lado, ser justificável em casos envolvendo condições muito particulares de geometria ou de carga.

Existem basicamente duas técnicas para considerar a adição de camadas de elementos finitos num aterro. Uma das técnicas consiste na adição *real* de um novo conjunto de elementos finitos que até aí não existiam na malha. Na Fig. 4.5 ilustra-se esquematicamente o procedimento de adição de camadas para simular a construção de uma barragem. Este processo é habitualmente designado por método de malha variável.

A outra técnica correntemente utilizada, representada na Fig. 4.6, consiste na atribuição de uma rigidez muito reduzida e peso nulo aos elementos finitos que se pretende não existirem numa determinada fase do cálculo, fazendo com que a contribuição desses elementos para o equilíbrio global seja muito reduzida e, em termos práticos possa ser considerada nula.

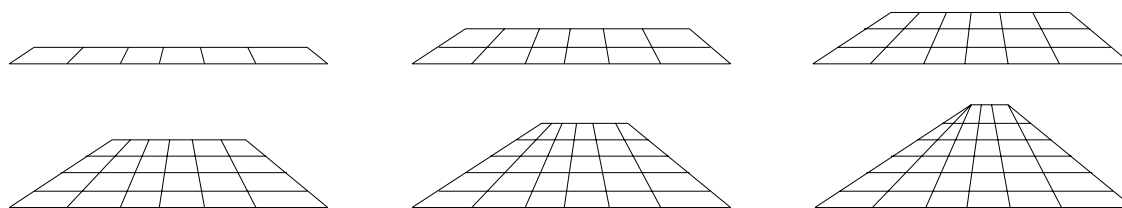


Fig. 4.5 - Adição de camadas de elementos para simulação da construção - método da malha variável

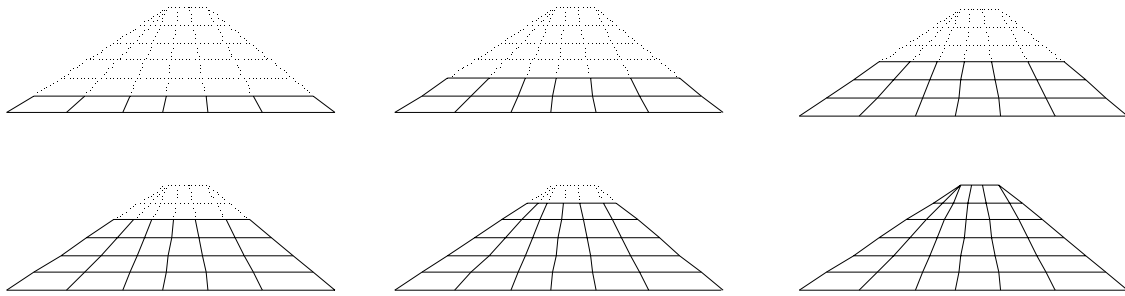


Fig. 4.6 - Representação do método dos elementos "fantasma"

As vantagens e inconvenientes inerentes a cada método são facilmente encontradas. No primeiro, a numeração dos nós é feita segundo as camadas que sucessivamente vão sendo acrescentadas, pelo que, se por um lado as camadas iniciais têm tempos de cálculo (na resolução do sistema de equações) reduzidos, as camadas finais (agora com a malha completa ou quase) conduzem normalmente a tempos elevados pois, muitas vezes o sistema de equações resulta esparso. Este inconveniente pode, porém, ser evitado à custa de um algoritmo de renumeração e reorganização do sistema de equações.

O segundo método tem basicamente dois inconvenientes. O primeiro consiste no facto de em cada fase do cálculo, mesmo no início de uma sequência construtiva, se resolver o sistema de equações com o número máximo de equações e incógnitas (que é sempre o mesmo). O segundo consiste no facto de existirem equações do sistema com termos numericamente muito reduzidos, correspondentes às matrizes de rigidez dos elementos não existentes (designados habitualmente por elementos fantasma). Ora, se porventura existirem outros termos de valor muito elevado, por exemplo, por fixação de deslocamentos em determinados pontos, ficam em teoria criadas as condições para a ocorrência de imprecisões numéricas importantes. No entanto, a disposição das incidências dos elementos pode ser muito optimizada por este método e normalmente não se verificam, na prática, grandes problemas numéricos na resolução do sistema de equações. Além disso, para minorar este e outros problemas também de precisão numérica que ocorrem especialmente em modelos elastoplásticos, é conveniente efectuar todos os cálculos nos programas pelo MEF recorrendo a variáveis de precisão dupla, o que permite evitar a ocorrência de erros significativos.

Em ambos os métodos as camadas de elementos finitos que em cada incremento construtivo se adicionam à malha são caracterizadas por apresentarem rigidez muito reduzida e a totalidade do peso. Esta técnica permite que essas camadas exerçam sobre as subjacentes

apenas o efeito de carregamento sem alterarem, portanto, a distribuição de deslocamentos por efeito de viga, simulando em certa medida a sequência construtiva que efectivamente se aplica nos aterros. O material é inicialmente lançado sobre as camadas existentes e já compactadas (constituindo apenas uma carga adicional, praticamente sem rigidez) sendo depois compactado. A operação de compactação confere-lhe então rigidez e a camada assim construída passa a constituir a base para a uma nova camada, repetindo-se a sequência até completar a construção.

O processo de contabilização dos deslocamentos nos aterros durante a fase construtiva implica que no topo de cada camada recém construída os deslocamentos sejam nulos. O diagrama de assentamentos tem consequentemente um andamento parabólico, com o valor máximo localizado sensivelmente a meio da altura total de aterro colocado. No MEF, para reproduzir esta situação os deslocamentos obtidos nos pontos nodais dos elementos finitos correspondentes à camada adicionada também são anulados (Fig. 4.7) à semelhança do que se verifica nos aterros reais. Os deslocamentos das restantes camadas são adicionados aos deslocamentos totais obtendo-se, desta forma e no final da construção, a cota pretendida para o coroamento do aterro e, adicionalmente, o mesmo tipo de andamento para os diagramas de assentamentos.

Alguns autores consideram que, na construção de cada camada, devem ser anulados os deslocamentos de todos os pontos nodais dessa camada embora noutras abordagens se considere que apenas os pontos nodais adicionados na camada devem ser anulados. No programa desenvolvido foi adoptada esta última solução.

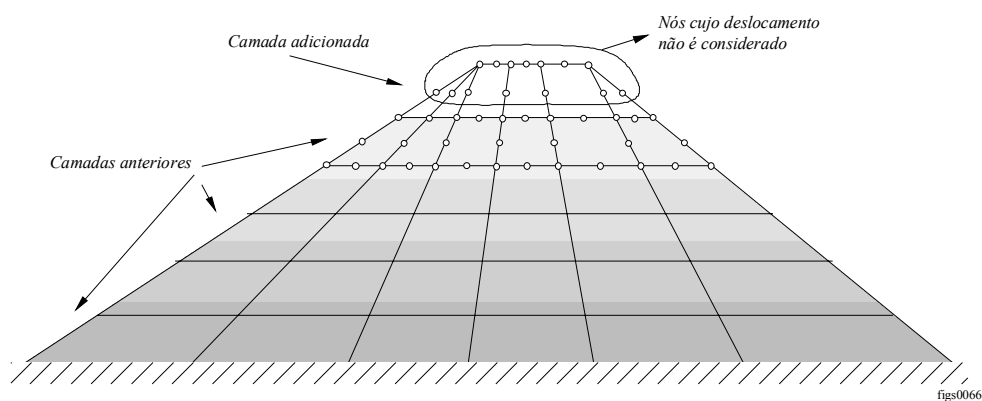


Fig. 4.7 - Cálculo de deslocamentos para a construção de aterros

4.4.3 - Modelação de escavações

Muitos problemas geotécnicos, mesmo os relativos à construção de barragens, envolvem a realização de escavações. Estas são, à semelhança da colocação de camadas de aterro, normalmente realizadas por diversas fases e são também susceptíveis de ser analisadas pelo método dos elementos finitos. As primeiras tentativas de simulação de escavações datam de 1966 e 1970 (Brown et al., 1966; Duncan et al., 1970).

Numa primeira análise, uma escavação corresponde ao processo contrário do empregue na modelação da construção. Por um lado, há que contabilizar a subtracção do peso próprio das camadas retiradas e por outro a destruição das ligações entre o material retirado e o material restante.

Estes efeitos correspondem, no que respeita à modelação pelo MEF, a “desligar” um conjunto de elementos retirando-lhe rigidez (passa a ser um elemento fantasma) e peso. Enquanto que o método acima apontado é mais ou menos óbvio, já não será tão evidente a sua aplicação a problemas com qualquer geometria. A aplicabilidade deste procedimento é aproximadamente válida para a escavação de “finas” camadas horizontais de aterro dado que nesta hipótese a escavação corresponde quase exclusivamente a retirar peso, (Tong, 1992). Se não for assim, as porções escavadas têm importância na distribuição global de tensões devido à sua rigidez, pelo que é necessário redistribuir as tensões instaladas nos elementos escavados pelos elementos que permanecem.

Um procedimento geral que seja aplicável a qualquer geometria envolve assim os seguintes passos:

- a) libertação das tensões de ligação entre o(s) elemento(s) a escavar e o resto do domínio;
- b) aplicação das forças mássicas correspondentes ao peso do volume escavado;
- c) anulação da contribuição dos elementos escavados na matriz de rigidez global da estrutura.

Se for $\{\sigma_0\}$ o vector das tensões instaladas nos elementos a escavar, o vector de forças equivalente à libertação dessas tensões será:

$$\{F_0\} = \int_{V^e} [B]^T \{\sigma_0\} dV \quad (4.66)$$

e as forças mássicas correspondentes ao peso retirado podem ser determinadas por:

$$\{F_g\} = \int_{V^e} [N]^T \{\rho\} dV \quad (4.68)$$

onde $\rho=[0,-\gamma]^T$ representa a densidade das forças mássicas e os integrais são referidos ao volume do elemento.

A contribuição dos elementos escavados para a matriz de rigidez global pode ser anulada pela técnica dos elementos “fantasma”, isto é, multiplicando os termos da matriz de rigidez dos elementos escavados por um factor ξ que torne a sua contribuição para a rigidez global desprezável.

Ishihara (1970) estabeleceu que, para escavações em material com comportamento elástico linear, os campos de tensões e de deformações resultantes são independentes do número de fases consideradas na sua modelação. Os resultados do método implementado no presente trabalho verificam esta condição, e estão concordantes com os de Borja (1990) onde se comparam as deformações previstas pelo MEF em materiais com comportamento elástoplástico para escavações incrementais ou faseadas.

No exemplo que se segue, compara-se o campo de deslocamentos e as zonas em plastificação de uma escavação vertical em material argiloso para duas hipóteses de cálculo. Na primeira a que corresponde a Fig. 4.8 realizou-se uma escavação de 2,0 m de profundidade retirando de cada vez camadas com 0,5 m. As forças resultantes foram aplicadas em dois sub-incrementos. Na segunda hipótese, cujos resultados se ilustram na Fig. 4.9, para a mesma geometria realizou-se a escavação numa só fase mas as forças resultantes foram divididas em vinte subincrementos por razões de convergência do método iterativo do modelo elástoplástico.

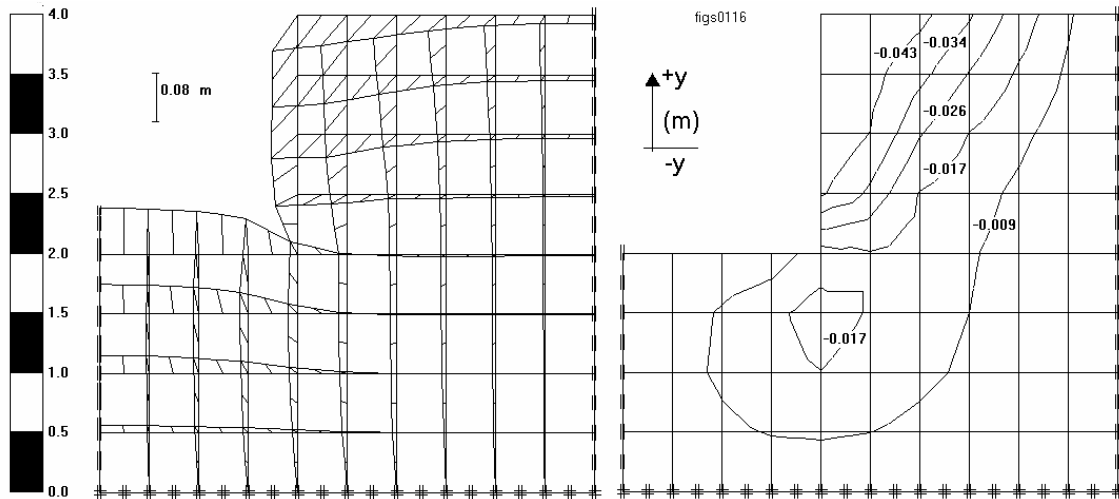


Fig. 4.8 - Escavação em 4 fases - Deslocamentos e isolinhas de deslocamento horizontal

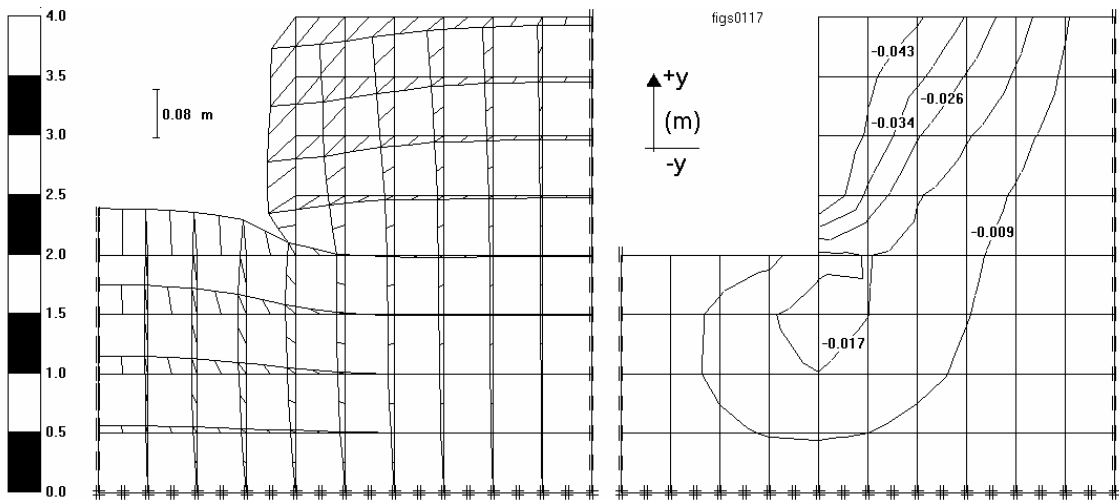


Fig. 4.9 - Escavação numa fase - Deslocamentos e isolinhas de deslocamento horizontal

Comparando os resultados dos cálculos anteriores verifica-se que os deslocamentos obtidos são muito semelhantes. Por exemplo, nas isolinhas de deslocamentos horizontais apenas se detectam pequenas alterações da posição da curva representativa de cada valor de deslocamento. No que respeita às zonas em plastificação ($F \geq 0$), representadas na Fig. 4.10, detectam-se diferenças mais significativas caracterizadas por uma maior concentração da plastificação no vértice da escavação, na hipótese em que a escavação é feita de uma só vez.

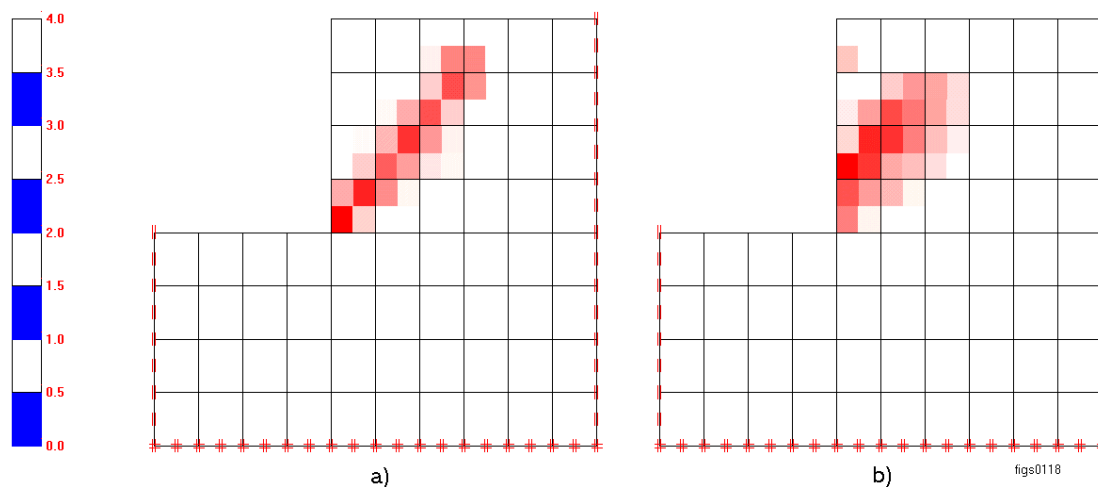


Fig. 4.10 - Zonas em plastificação. a) 4 fases; b) 1 fase

De acordo com Borja (op. cit.) a questão fundamental na simulação de escavações para comportamentos elastoplásticos situa-se ao nível do balanço entre o número de incrementos de escavação e o número de incrementos em que se divide a carga resultante. O método empregue no programa de elementos finitos desenvolvido para este trabalho apresenta-se como adequado para lidar correctamente com as situações de escavação mesmo para materiais com comportamento elastoplástico.

4.4.4 - Análise drenada e não drenada. Tensões totais e tensões efectivas

4.4.4.1 - Introdução

Os solos, como materiais multifásicos, apresentam uma complexidade de comportamento superior à da consideração simples da resposta do esqueleto sólido e muitas vezes condicionada pela presença de ar e água nos seus vazios. No capítulo correspondente à modelação do colapso e fluência, abordou-se uma metodologia que permite inferir em que casos o comportamento é ou não condicionado pela presença de ar e água. Os comportamentos extremos designam-se habitualmente de comportamento drenado ou não drenado.

O comportamento dos solos considera-se não drenado quando, estando o solo saturado ou próximo desta situação, o tempo correspondente à aplicação das cargas é muito inferior ao tempo necessário para se verificar a dissipação dos excessos de pressão intersticial devidos a essas cargas. Este conceito não é rigoroso, tendo que ser complementado com informação

relativa ao material em causa, à permeabilidade e até ao fim da análise considerada. No entanto, como o período de vida das obras é normalmente elevado, são frequentes as situações de curto prazo em que se pode assimilar a resposta de uma estrutura geotécnica como não drenada. É o caso típico dos estudos que visam a caracterização do comportamento num período imediato a uma variação das condições de carga, como sejam os que decorrem do final de construção de uma barragem com núcleo argiloso, da construção de um aterro sobre um solo argiloso mole e de uma escavação em argilas.

O conceito de comportamento drenado está associado às seguintes situações típicas: um período de tempo grande durante o qual se processa o carregamento, conjugado com uma permeabilidade moderada, ou a uma permeabilidade elevada qualquer que seja a taxa de aplicação do carregamento.

A análise de uma situação de comportamento não drenado pode ser efectuada em termos de tensões totais ou de tensões efectivas. Na primeira hipótese, o estado de tensão é caracterizado unicamente pelas tensões totais, não havendo qualquer informação quanto às pressões intersticiais. Na segunda é necessário conhecer para além das tensões totais, a parcela correspondente às pressões suportadas pela fase fluida do solo. Para além da vantagem evidente de se possuir mais informação numa análise em tensões efectivas, há ainda que referir que os parâmetros dos modelos de comportamento são diferentes nos dois tipos de análise.

No caso em que a análise é conduzida em tensões totais, os parâmetros determinados dos ensaios correntes em Mecânica dos Solos referem-se às condições particulares dos ensaios que lhes deram origem. Numa análise drenada tal limitação, pelo menos em primeira análise, não existe já que os parâmetros de resistência e de deformabilidade em tensões efectivas são características intrínsecas e, como tal, independentes das condições de ensaio.

Na análise em condições não drenadas aplica-se o princípio das tensões efectivas de forma implícita. Para tal é necessário que as pressões intersticiais induzidas no ensaio não drenado sejam iguais às que se desenvolvem no protótipo. Nestas condições, os resultados das análises drenadas ou não drenadas são iguais.

Quando o comportamento é drenado é indiferente o tipo de análise empregue (em tensões totais ou efectivas) já que se assume que, havendo tempo para se dissiparem os excessos de pressão intersticial, se tem sempre $\Delta\sigma=\Delta\sigma'$ e $\Delta u=0$.

A modelação em tensões efectivas consiste numa técnica mais geral pois permite a análise das duas situações extremas de comportamento: drenado ou não drenado. Além disso permite, caso se possa estabelecer um estado inicial e final de pressões intersticiais, a análise de uma situação diversa das anteriores, como seja, por exemplo, a correspondente a um regime de percolação permanente¹¹.

A situação de drenagem parcial, também abrangida pela análise em tensões efectivas, é no entanto, mais complexa pois implica a consideração do movimento da água nos poros. Esse movimento, que origina o fenómeno da consolidação, pode ser contabilizado pela teoria de Biot, o que implica custos acrescidos no que respeita à complexidade do modelo e ao tempo de cálculo, não sendo garantida a precisão e o melhoramento dos resultados. De facto, Naylor et. al. (1985) verificaram ser muito difícil nessas condições considerar parâmetros de permeabilidade com significado físico de modo a obterem boas previsões de deslocamentos ou de tensões. Em contrapartida, verificaram também ser relativamente fácil, numa retroanálise, ajustar esses mesmos parâmetros de forma a fazer coincidir os resultados de observação aos calculados numericamente.

Retomando as técnicas de modelação em tensões efectivas, pode-se resumir a sua classificação em associação ao que se estabelece no que respeita às pressões intersticiais:

- a) análise não drenada;
- b) análise de situações de variação de pressão intersticial conhecida¹².

A modelação da construção de um aterro ou de uma escavação pode ser encarada pelos dois tipos de análise. A primeira adequar-se-á para situações de construção rápida (durante uma estiagem, por exemplo) de uma barragem com núcleo argiloso, em que seja razoável admitir

¹¹ Um comportamento drenado é efectivamente um caso particular de uma situação de pressões intersticiais conhecidas em que se tem simplesmente $\Delta u=0$

¹² O tratamento sistemático desta técnica foi introduzida por Naylor (1975) e, no original, foi baptizada por “known pore pressure change analysis” ou k.p.p.c.a.

que não se dissipam as pressões intersticiais devidas ao crescimento do aterro. A segunda análise será mais adequada para qualquer situação em que se possa estabelecer cenários de pressão da água no solo, seja para uma retroanálise ou para o estudo de uma situação de percolação em regime permanente ou transitório. Por exemplo, a situação de final de construção numa análise tensão-deformação permite estabelecer o estado inicial da pressão intersticial enquanto que um estudo de percolação em regime permanente determina a situação final correspondente ao longo prazo. A variação entre as duas situações permite calcular uma variação de pressão intersticial a aplicar ao modelo em tensões efectivas de acordo com a metodologia que seguidamente se apresenta.

4.4.4.2 - Análise de comportamento não drenado em tensões efectivas

A base desta técnica de análise apoia-se no princípio da tensão efectiva de Terzaghi que estabelece a relação básica entre a tensão total aplicada a um elemento de solo, a tensão efectiva (média) no esqueleto sólido e a pressão no líquido intersticial por:

$$\Delta\{\sigma\} = \Delta\{\sigma'\} + \{m\} \Delta u \quad (4.70)$$

onde $\{\sigma\}$ e $\{\sigma'\}$ representam, respectivamente, os estados de tensão em tensões totais e efectivas, Δu é um escalar que representa a grandeza da variação da pressão intersticial e $\{m\} = \{1 \ 1 \ 0\}^T$.

Considerando as equações constitutivas do material em tensões totais e efectivas tem-se:

$$\Delta\{\sigma\} = [D] \Delta\{\varepsilon\} \quad (4.72)$$

e

$$\Delta\{\sigma'\} = [D'] \Delta\{\varepsilon\} \quad (4.74)$$

onde $[D]$ e $[D']$ representam as matrizes tensão-deformação expressas, respectivamente, em tensões totais e tensões efectivas e $\Delta\{\varepsilon\}$ representa o vector dos incrementos de deformação. Este vector é o mesmo quer se considere uma formulação ou outra já que, partilhando o mesmo espaço físico, as fases sólida e líquida experimentam a mesma deformação que, em função da rigidez volumétrica da água, será necessariamente pequena. Este facto encontra-se esquematizado na Fig. 4.11.

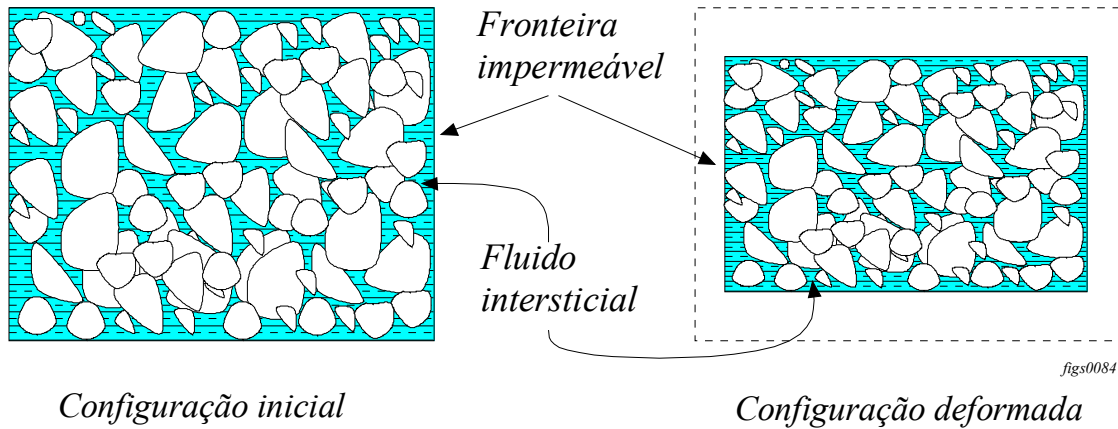


Fig. 4.11 - Deformação de uma porção de solo saturado em condições não drenadas

O líquido intersticial só possui rigidez volumétrica, pelo que, se for K_f a sua rigidez, a expressão:

$$\Delta u = K_f \Delta \varepsilon_v \quad (4.76)$$

permite associar a variação da pressão intersticial à variação de volume do espécime em estudo.

Atendendo à definição de deformação volumétrica, a expressão anterior pode ser reescrita por:

$$\Delta u = K_f \Delta \{m\} \{ \varepsilon \} \quad (4.78)$$

onde o módulo de compressibilidade volumétrica K_f contabiliza a participação do fluido intersticial e do esqueleto sólido, sendo:

$$\frac{1}{K_f} = \frac{n}{K_w} + \frac{1-n}{K_p} \quad (4.80)$$

onde K_w e K_p representam os módulos de compressibilidade volumétrica da água e das partículas sólidas e n representa a porosidade do material. A expressão anterior pode ser simplificada atendendo à grandeza relativa de K_w e K_p ($K_w \gg K_p$) e comparando K_f com o módulo de compressibilidade volumétrica do esqueleto sólido. Assim, é corrente considerar $K_f \approx K_w \approx 2 \text{ GPa}$.

A relação entre as matrizes tensão-deformação em tensões totais e em tensões efectivas, pode ser obtida combinando o princípio das tensões efectivas e as relações constitutivas em tensões totais e efectivas, ficando:

$$[D]\Delta\{\varepsilon\} = [D']\Delta\{\varepsilon\} + \{m\}^T \Delta u \quad (4.82)$$

Substituindo Δu pela expressão (4.78):

$$[D]\Delta\{\varepsilon\} = [D']\Delta\{\varepsilon\} + \{m\}^T \{m\} K_f \Delta\{\varepsilon\} \quad (4.84)$$

Simplificando fica:

$$[D] = [D'] + \{m\}\{m\}^T K_f \quad (4.86)$$

Para além de estabelecer a relação entre o comportamento em tensões totais e tensões efectivas, a equação anterior indica que a passagem de uma análise em condições *não drenadas* para uma análise em condições *drenadas*, pode ser efectuada pela simples consideração da contribuição da rigidez volumétrica do liquido intersticial expressa por K_f .

4.4.4.3 - Solos parcialmente saturados

O procedimento anteriormente descrito é apenas inteiramente válido se o material e a análise em causa apresentarem uma das condições seguintes:

- análise não drenada e solo saturado: $K_f = K_w$
- análise drenada, solo saturado ou não saturado: $K_f = 0$

As condições diferentes das anteriores não estão abrangidas na teoria explanada e correspondem, em rigor, a análises mais complexas que no entanto traduzem a situação mais frequente.

Uma hipótese de lidar com estas situações corresponde a admitir valores intermédios de K_f (Britto et al., 1987; Geo-Slope, 1992). Uma alternativa simples de determinação do valor a considerar corresponde a admitir uma variação exponencial da rigidez volumétrica da água com o parâmetro B de Skempton (que varia entre 0 para uma análise drenada e 1 para uma análise não drenada), ficando muito simplesmente:

$$K_f = B^n K_w \quad (4.88)$$

Outra alternativa, aplicada no programa desenvolvido, consiste em estabelecer a variação de K_w em função do valor do parâmetro B de Skempton, tendo-se:

$$K_w = \frac{B}{1-B} K_p \quad (4.90)$$

Neste caso, a concretização dos valores do módulo de compressibilidade da água depende apenas do valor de B e, na aplicação prática da expressão (4.90), limita-se K_w a 2 GPa.

4.4.5 - Modelação do enchimento da albufeira

O enchimento da albufeira é, no caso das barragens, uma das fases mais importantes da vida da obra. No caso particular do primeiro enchimento acresce ainda que corresponde à situação em que se verifica de forma mais pronunciada o colapso por molhagem e actua pela primeira vez a impulsão hidrostática.

As diversas acções resultantes do enchimento podem ser, para facilidade de cálculo, discretizadas em diversas parcelas que, consoante as condições particulares da barragem, podem ou não ser relevantes ou apresentar diversas variantes. Uma primeira parcela corresponde à impulsão definida pelo Princípio de Arquimedes, no aterro ou na fundação, no caso de esta última não se encontrar já submersa. Outra parcela corresponde à aplicação dos impulsos hidrostáticos sobre os elementos impermeáveis (caso existam) incluindo-se, naturalmente, os casos de barragem zonada com núcleo impermeável¹³, com cortina impermeável a montante, fundação impermeável ou eventuais elementos impermeabilizantes na fundação. Outra parcela relevante corresponde à variação de peso dos materiais em resultado da sua saturação. Na Fig. 4.12 encontram-se representadas algumas das situações possíveis, em face de diversas geometrias dos órgãos impermeáveis.

¹³ Aqui o conceito de impermeabilidade está intrinsecamente ligado a um pequeno intervalo de tempo pois os núcleos argilosos não são verdadeiramente impermeáveis e mesmo outro tipo de materiais (betuminosos, por exemplo) apresentam uma permeabilidade finita. Em termos práticos, e para a duração normal do enchimento de uma barragem, podem-se considerar como impermeáveis.

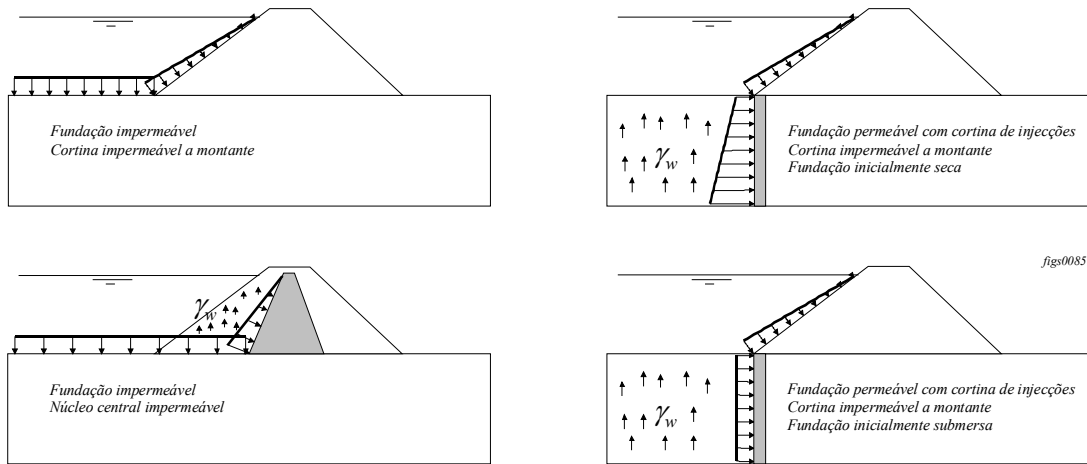


Fig. 4.12 - Algumas condições de carga resultantes do enchimento da albufeira

Para além dos efeitos que podem ser contabilizados ou traduzidos por forças, é necessário ainda considerar a variação da tensão efectiva e os efeitos do colapso por molhagem, apresentados no capítulo referente ao colapso.

A impulsão de Arquimedes e o aumento de peso próprio têm características de acções volúmicas e como tal a sua consideração pode ser obtida por, respectivamente:

$$\{F\} = \int_V [N]^T \{\rho\} dV \quad (4.92)$$

e

$$\{F\} = \int_V [N]^T \Delta\{\gamma\} dV \quad (4.94)$$

onde o vector:

$$\{\rho\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \gamma_w(1-n) \end{Bmatrix} \quad (4.96)$$

representa a força específica de impulsão devido à variação do teor em água do material desde as condições iniciais (de colocação, por exemplo) até às condições finais (saturação) e,

$$\Delta\{\gamma\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ -(\gamma_{sat} - \gamma_{col}) \end{Bmatrix} \quad (4.98)$$

representa a variação do peso específico do material entre as mesmas condições.

A modelação da situação de percolação em regime permanente, para longo prazo, identifica-se perfeitamente com o cenário em que são conhecidas as variações da pressão intersticial. Com efeito, a situação inicial é conhecida e corresponde, por exemplo, às pressões intersticiais geradas durante a fase construtiva, enquanto que a situação final (de longo prazo) pode ser determinada de forma razoavelmente aproximada pela análise da percolação em regime permanente da barragem. Neste caso, as parcelas de impulso hidrostático nas faces “impermeáveis” são anuladas e substituídas pelas forças mássicas correspondentes à percolação através de meios porosos. As situações reais, mesmo para o primeiro enchimento, podem, frequentemente, estar compreendidas entre os extremos indicados. Conhecida variação de pressão intersticial $\{\Delta u\}$, as forças nodais equivalentes são:

$$\{F_{\Delta u}\} = \int_V [B]^T \Delta\{u\} dV \quad (4.100)$$

e a resolução do problema traduz-se na aplicação das forças dadas por (4.100) à estrutura.

4.5 - Valores iniciais

Em análises não lineares há uma dependência dos parâmetros de resistência e de deformabilidade dos materiais com o estado de tensão e de deformação. Assim, para efectuar uma análise tensão-deformação empregando técnicas não lineares torna-se necessário estabelecer valores iniciais para as tensões, pressões intersticiais e, eventualmente, para as deformações.

Basicamente duas situações podem ocorrer: ou se está perante um terreno natural e o estado de tensão ocorrente corresponde aos processos de formação dos terrenos, havendo muito provavelmente a memorização dos fenómenos de deposição e erosão que conduziram à configuração actual, ou trata-se de aterros construídos por colocação e compactação de camadas, e as tensões existentes devem-se à sobreposição dos efeitos da compactação com o peso das próprias camadas.

Em ambos os casos o conhecimento das tensões preexistentes é complexo e pode implicar, para uma aferição mais precisa, a realização de ensaios específicos para determinação do estado de tensão.

Tratando-se de um aterro há que contabilizar os efeitos acumulados da compactação mecânica e do peso próprio das camadas colocadas. Tipicamente este último produz uma variação aproximadamente linear (e crescente) com a profundidade das tensões verticais e horizontais. A compactação, pelo contrário, apresenta um efeito máximo junto à superfície de aplicação do peso (e eventualmente vibração) e decresce com a profundidade. Além disso, parte dos efeitos da compactação são temporários. O acréscimo de tensão vertical permanece apenas enquanto dura a operação de compactação enquanto que o incremento de tensão horizontal ficará parcial e permanentemente memorizado mesmo após esta operação. O grau de memorização depende muito do tipo de material, do seu teor em água e da energia de compactação aplicada.

Ingold (1979) desenvolveu estudos relativos ao efeito da compactação junto de muros de suporte e idealizou o modo de variação das tensões horizontais em profundidade. Essa variação compreende duas zonas, uma mais superficial correspondente ao impulso passivo gerado pela compactação e que se estende até à profundidade em que a tensão horizontal é igualada pela tensão devida ao peso próprio, e outra mais profunda onde prevalece a distribuição gravítica. A profundidade de transição varia entre 3 e 5 metros, dependendo da energia transmitida pelo equipamento empregue na compactação e do tipo de material, sendo em geral, superior à altura das camadas de aterro.

Como facilmente se depreende, o efeito da compactação é difícil de modelar pois depende de condições que não são facilmente determináveis ou mensuráveis em ensaios de laboratório. Na preparação de provetes para ensaios em laboratório a espessura das camadas é naturalmente ajustada à dimensão das câmaras de ensaio e, conseqüentemente, não é fácil estabelecer extrapolações para as condições reais atendendo aos efeitos de escala que certamente se verificam.

Assim, o efeito da compactação não é habitualmente considerado de forma explícita no método de cálculo mas sim implicitamente, pela alteração das características reológicas dos materiais. No caso de modelos elásticos (lineares ou não) este efeito traduz-se por um aumento da rigidez do material, enquanto que num modelo elastoplástico corresponde a um aumento no valor do grau de sobreconsolidação (habitualmente designado por OCR).

Para além do exposto, caso o material sujeito à compactação tenha carácter argiloso, há ainda que considerar a geração de pressões intersticiais de sucção (Naylor, 1991). Estas pressões,

devidas à não saturação dos solos colocados, surgem em consequência da operação de compactação em resultado da carga rápida, seguida de descarga, provocada pela passagem e eventual vibração, do equipamento de compactação. A presença das pressões de sucção é facilmente explicada pelo princípio da tensão efectiva de Terzaghi conjuntamente com a consideração da capacidade de memorização dos solos. Imediatamente após a compactação e junto à superfície compactada a tensão total é próxima de zero (apenas se encontra instalado o peso próprio), mas devido à compactação o solo memorizou tensões (predominantemente horizontais) de valor não desprezável. Tem-se então, à superfície:

$$\sigma \approx 0 = \sigma' + u_0 \quad (4.102)$$

Como a tensão efectiva σ' é maior que zero, tem-se obrigatoriamente que $u_0 < 0$, o que corresponde a uma pressão de sucção. No modelo de cálculo por elementos finitos este efeito pode ser incorporado considerando para cada camada adicionada um estado de tensão inicial composto de uma sucção u_0 e de uma tensão efectiva $\sigma'_x = \sigma'_y = -u_0$ (no caso bidimensional).

Naylor (*op. cit.*) apresenta um critério para o estabelecimento do valor de u_0 baseado na resistência não drenada do solo e conclui que, para compatibilizar os valores calculados com os valores “reais”, os valores de u_0 considerados no cálculo têm de ser sobrestimados. Na Fig. 4.13 apresenta-se o modo de calcular a pressão intersticial de sucção admitindo que o material de aterro se encontra saturado. A trajectória *OD* representa a trajectória em tensões totais para um ponto do núcleo central de uma barragem. A correspondente trajectória em tensões efectivas é *AC* e as pressões intersticiais inicial e final são, respectivamente *OA* e *CD*.

No modelo de elementos finitos admite-se, habitualmente, que o material se encontra saturado desde o início e, em consequência, as trajectórias de tensão calculadas divergem das trajectórias reais. Consoante o tipo de modelo, duas situações se podem verificar: uma para modelos elásticos, em que a tensão efectiva média é constante e outra para modelos elastoplásticos em que a tensão efectiva média diminui com a aplicação da tensão de corte (Fig. 4.13).

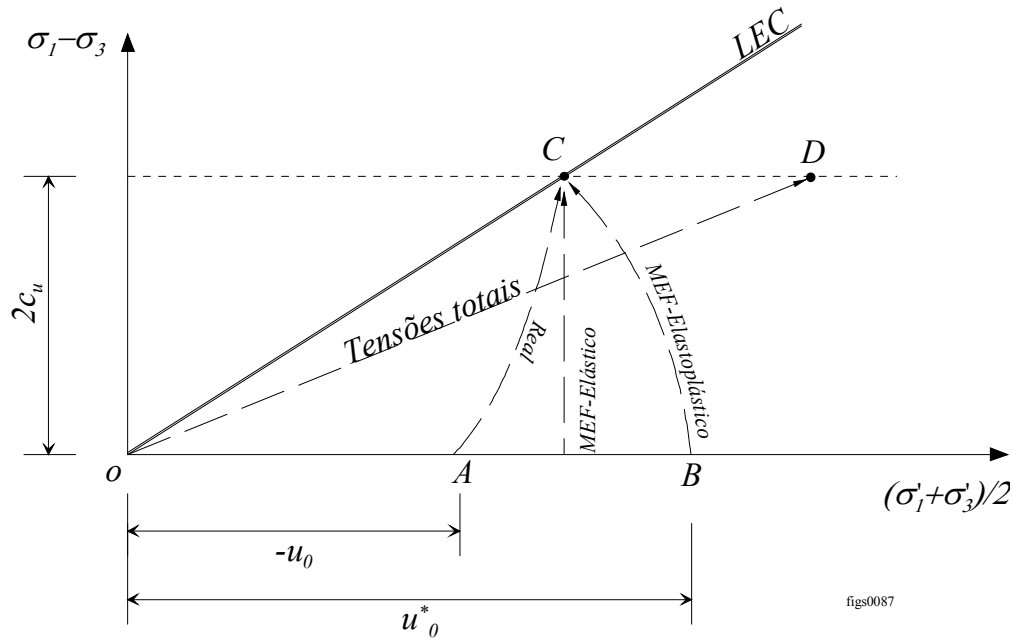


Fig. 4.13 - Determinação da pressão intersticial de sucção (Naylor, 1991)

Em qualquer dos casos, para se atingir o ponto final C e para modelar convenientemente o comportamento do material é necessário sobrestimar a pressão de sucção que no caso do modelo elastoplástico, será de u^*_0 . A determinação deste valor obtém-se sabendo que, na situação de saturação total não há variação de volume e admitindo que o material se encontra consolidado isotropicamente, o que, não correspondendo rigorosamente à verdade introduz, no final, um erro desprezável.

Nestas condições, atendendo à geometria do modelo Cam-clay, ter-se-á:

$$u^*_0 = e^{\left(\frac{N-v}{\lambda}\right)} \quad (4.104)$$

4.6 - Colapso e fluência - Implementação

4.6.1 - Descrição do programa CC

No presente parágrafo completa-se a descrição da implementação dos métodos idealizados para a modelação do colapso e da fluência no programa de elementos finitos desenvolvido pelo autor no âmbito deste trabalho.

Para tal interessa apresentar, ainda que de forma superficial, a estrutura e principais características do programa.

O código de origem foi escrito em Fortran 77 *standard* de forma a poder ser executado nos diversos tipos de computadores actualmente disponíveis, desde computadores pessoais a máquinas VMS ou Unix, de vários fabricantes. O programa foi desenvolvido segundo uma estrutura modular de maneira a simplificar a sua escrita, execução e adaptação a futuras alterações, seguindo uma metodologia já adoptada noutros trabalhos (Mateus da Silva, 1992). Os módulos referentes à formulação matemática dos elementos finitos, funções de forma, suas derivadas, matrizes de transformação, integração numérica, etc. foram adaptados de Sousa (1980) por serem rotinas muito eficientes e já amplamente testadas (Mateus da Silva, op. cit.; Bilé Serra et al., 1996). O restante código do programa, nomeadamente o que respeita aos modelos de comportamento, encadeamento do programa, e todos os módulos de simulação de construção, escavação, análise drenada e não drenada, simulação do colapso e fluência, foram desenvolvidos especificamente para este trabalho.

Em referência ao modelo elastoplástico dos estados críticos utilizado, o programa foi baptizado de CC, como abreviatura de Cam-clay.

Nos fluxogramas que se seguem apresentam-se, em linhas gerais e de forma muito resumida, os aspectos fundamentais do programa CC.

O programa principal (Fig. 4.14) contém, como é hábito, as instruções referentes ao dimensionamento do espaço de trabalho, à leitura da geometria da malha, nomeadamente no que respeita às coordenadas dos pontos nodais, às incidências dos elementos finitos, às condições de fronteira em deslocamentos e às características mecânicas dos diversos materiais.

Ainda dentro deste módulo encontra-se a chamada para a rotina que estabelece a estimativa para os valores iniciais de tensão para cada elemento finito. Note-se que estes valores podem também ser definidos manualmente para cada elemento, permitindo assim que o cálculo contabilize o conhecimento de um determinado estado de tensão.

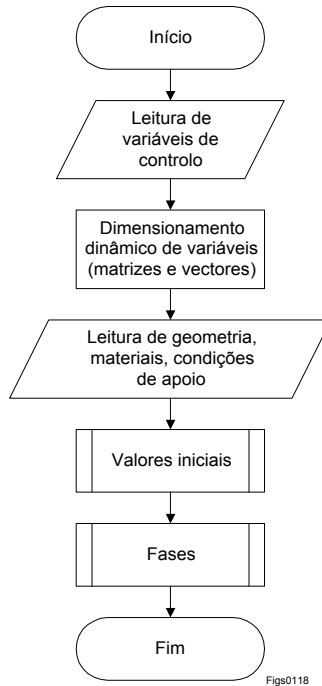


Fig. 4.14 - Programa CC - módulo principal

Quando tal não acontece, admite-se que se trata de uma simulação da construção de um aterro e as tensões iniciais são calculadas assumindo que cada elemento constitui uma camada de aterro. Assim, tem-se (Ozawa et al., 1973):

$$\sigma_y = \gamma h \quad (4.106)$$

$$\sigma_x = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_y \quad (4.108)$$

$$\tau_{xy} = 0,5 \sigma_y \text{sen}(\alpha) \quad (4.110)$$

onde h representa a distância vertical desde o ponto central do elemento até ao nível superior da camada, e α o ângulo entre a face superior do elemento e o plano de referência. Em certos casos as relações empíricas anteriores podem não ser aplicáveis, como por exemplo, nos casos em que uma camada de aterro corresponda a mais do que uma camada de elementos finitos. No entanto, este facto não é restritivo já que no programa CC, nos elementos adicionados em determinada fase construtiva as tensões iniciais são corrigidas ao fim da primeira iteração e, para a construção por camadas, os deslocamentos correspondentes são anulados eliminando assim qualquer erro que se cometa inicialmente.

As pressões intersticiais iniciais são estimadas de acordo com a expressão (4.104) e com a tensão de préconsolidação que, por sua vez, resulta do estado de tensão e do grau de sobreconsolidação que é especificado para cada elemento. Com base nos invariantes de tensão p' e q e conhecida a tensão de préconsolidação p'_c determina-se o volume específico recorrendo à formulação do modelo, obtendo-se:

$$v = N + (-\lambda + \kappa) \ln(p'_c) - \kappa \ln(p') \quad (4.112)$$

Para além do módulo principal do programa CC interessa ainda detalhar o funcionamento da rotina FASES onde se gere a aplicação de todos os efeitos contemplados pelo programa e a aplicação do comportamento plástico. O fluxograma deste módulo do programa encontra-se na Fig. 4.15.

No início do sub-programa procede-se à leitura dos efeitos que devem ser contemplados em cada fase. Admite-se qualquer tipo de combinação de efeitos embora em certos casos existam combinações desaconselháveis, como os que se referem no parágrafo 4.6.2, e compreensivelmente todas as que envolvam alterações nos parâmetros, como seja a combinação da fluência e do colapso.

Nos casos em que o efeito a simular pode ser traduzido por um conjunto de forças, calcula-se o vector correspondente e nos restantes casos (colapso e fluência) apenas se alteram os parâmetros dos materiais, podendo o vector de forças exteriores ser nulo.

A determinação da matriz de rigidez, a resolução do sistema de equações e o consequente cálculo de deslocamentos e de tensões são feitos de forma faseada de modo a otimizar a resolução do sistema de equações nas sucessivas iterações. No início de cada fase apenas se faz o cálculo e a triangularização do sistema de equações que é posteriormente armazenado em memória. Nas iterações seguintes a matriz de rigidez global é então lida (já triangularizada) e o cálculo reduz-se à retrossubstituição, minimizando assim, o tempo despendido na resolução de sistemas de equações que representa habitualmente a maior parcela do tempo total de cálculo.

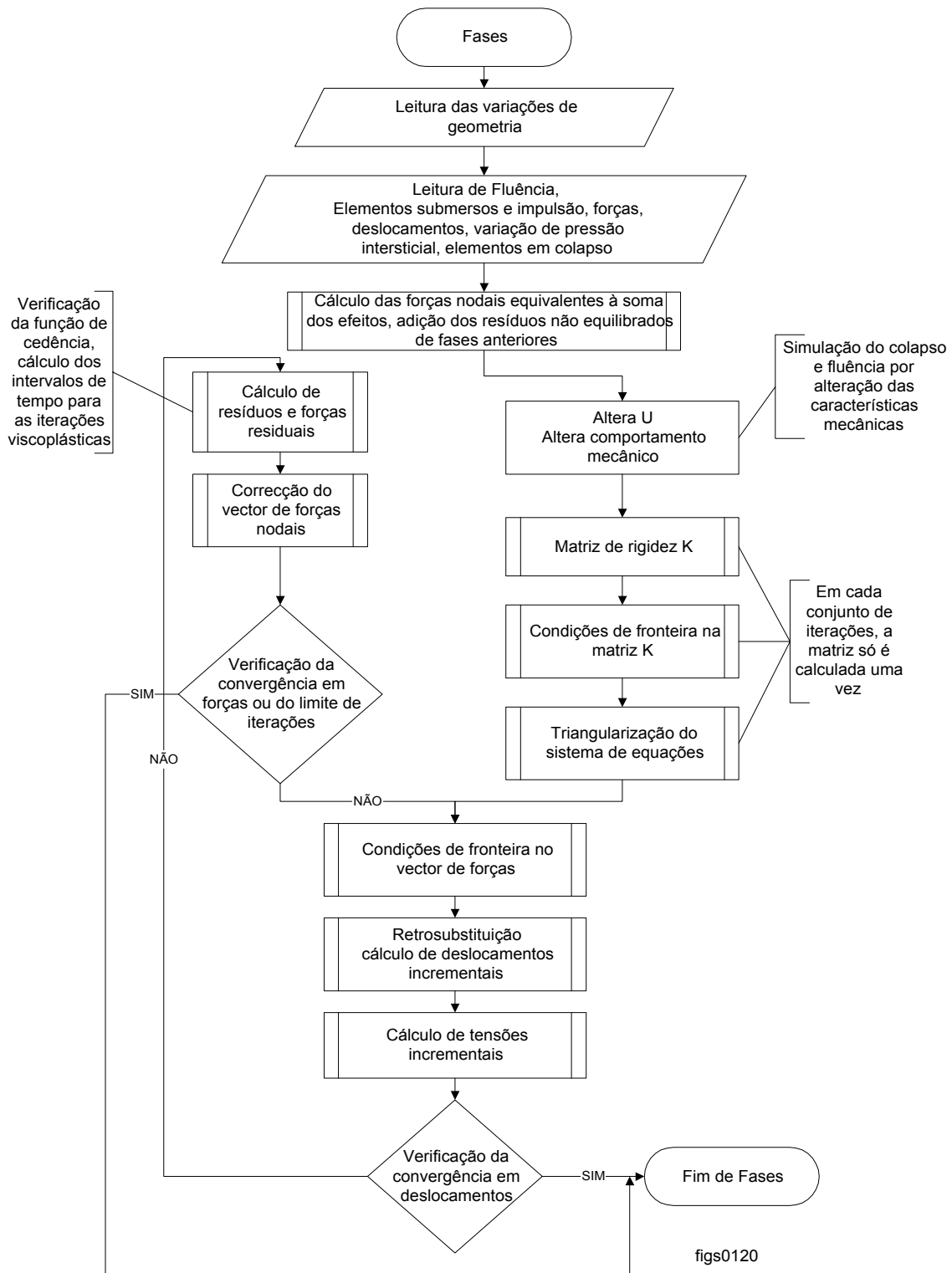


Fig. 4.15 - Fluxograma da rotina FASES

No que respeita ao controlo do processo iterativo, admitem-se dois critérios de convergência: em deslocamentos ou em forças. Em ambos os casos considera-se que a solução estabiliza

quando a variação percentual da norma do vector de resíduos (em forças ou deslocamentos) é inferior a uma quantidade previamente estabelecida:

$$Erro_i = \left| \frac{|\{\Psi_i\}| - |\{\Psi_{ini}\}|}{|\{\Psi_{ini}\}|} \right| \leq \delta_{max} \quad (4.114)$$

onde $|\{\Psi\}|$ representa a norma do vector pretendido para definir o critério de convergência e os índices “i” e “ini” se referem aos valores da iteração corrente e inicial, respectivamente. Nos casos em que o comportamento de uma zona significativa do domínio em estudo se encontra em cedência sem possibilidade de redistribuir as tensões excedentes ou de endurecer ou, ainda, nos casos em que determinadas zonas se encontram no estado crítico, poderá não existir convergência ou esta ser demasiado morosa. Para estes casos especifica-se um limite de iterações plásticas no fim das quais se termina o processo iterativo correspondente à fase. Em qualquer das situações, com convergência ou não, o erro resultante do final de cada fase é convertido em forças nodais e transita para a fase seguinte, caso exista. Deste modo, garante-se que o erro é propagado entre as diversas fases podendo, consoante os casos, ser atenuado ou anulado ou ainda transmitido até à última fase de cálculo. O equilíbrio entre as cargas aplicadas e as tensões resultantes está, desta forma, assegurado em todas as fases de cálculo à excepção, eventualmente, da última.

4.6.2 - Considerações sobre a implementação do colapso e da fluência

O colapso corresponde, como já se referiu, à alteração das características de comportamento mecânico dos materiais que, em presença da água, apresentam perda de resistência e aumento de deformabilidade.

No programa CC, na descrição de cada fase de cálculo é necessário indicar explicitamente quais as zonas (elementos finitos) da barragem que, em virtude de serem molhados, sofrem colapso. A cada tipo de material colapsível no estado seco corresponde um outro material que representa as suas características no estado saturado.

Durante a simulação do enchimento da albufera e a par do colapso, é necessário considerar os outros efeitos indicados em 4.4.5. A sua consideração simultânea e indiscriminada não é aconselhável pois correspondem a processos distintos no que respeita ao comportamento do material. Naylor et al. (1995) consideram como adequada a combinação do efeito de colapso

com o aumento de peso próprio por molhagem numa fase, e a combinação da impulsão de Arquimedes conjuntamente com cargas nas eventuais fronteiras impermeáveis noutra fase. Não seguindo esta metodologia, os resultados poder vir consideravelmente afectados.

De forma análoga, para a fluência deve-se considerar que a simulação ocorre em fases distintas de outros eventuais efeitos, especialmente os que envolvam também alteração dos parâmetros do material.

A implementação dos efeitos do colapso e da fluência no programa CC é feita de forma explícita no sub-programa onde se altera o comportamento mecânico do material (Fig. 4.15) e de forma implícita na verificação das condições de cedência e no cálculo de forças residuais, onde se manifestam na prática os resultados das alterações ao comportamento dos materiais.

No caso da fluência, modelada por aplicação do método da família de curvas (Bjerrum, 1967), a variação do parâmetro N é determinada pelo intervalo de tempo considerado, tendo-se:

$$N(t) = N(t_1) + C_N \ln\left(\frac{t}{t_1}\right) \quad (4.116)$$

onde C_N representa a taxa de variação do coeficiente N no tempo e tem um valor negativo.

Para cada variação, é necessário recalcular a tensão de préconsolidação de acordo com os novos parâmetros. Para tal, atendendo à geometria do modelo (Fig. 4.16) tem-se:

$$p'_c(t) = e^{\left(\frac{N(t)-v_\kappa}{\lambda-\kappa}\right)} \quad (4.118)$$

Para além da determinação de p_c é também necessário corrigir a posição da linha dos estados críticos no diagrama $p'-v$, ficando $\Gamma = N - (\lambda - \kappa)$ ou $\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln(2)$ consoante se trate do modelo Cam-clay original ou modificado.

Na prática, a fluência é modelada como se apresenta, de forma simplificada, na Fig. 4.16. Numa primeira fase, recalcula-se a tensão de préconsolidação de acordo com a expressão (4.118) em resultado dos valores de N dados por (4.116) e o estado de tensão passa a representar uma condição de cedência, exterior à superfície de cedência para o tempo considerado. Admitindo que não há lugar a redistribuição de tensões ou que essa seja negligenciável, o material iniciará um processo de adensamento cuja consequência visível é

um acréscimo de deformação, mas que corresponde também a um endurecimento do material cuja tensão de préconsolidação evolui, no final, de $p'_{t=1}$ para $p'_{t=t}$ (pseudo tensão de préconsolidação).

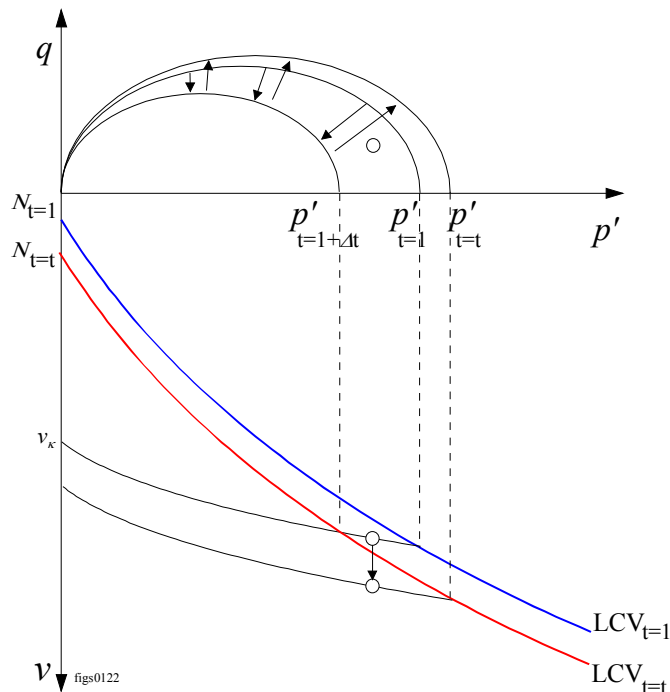


Fig. 4.16 - Modelação da fluência

No programa CC considera-se para cada elemento finito uma variável que contabiliza o tempo total em que ocorreu fluência. Assim, torna-se bastante simples associar o efeito da fluência à sucessão de fases construtivas, podendo-se, por exemplo, modelar a construção de um aterro considerando explicitamente a duração da construção de cada camada e a sua influência nos deslocamentos finais da fase construtiva.

4.7 - Considerações finais

Neste capítulo apresentou-se sucintamente a formulação geral do método dos elementos finitos. Para além deste aspecto deu-se especial atenção à modelação dos efeitos específicos nos aterros, nomeadamente de barragens. Destes efeitos, destacaram-se os que se relacionam com a realização de escavações, modelação da construção e com a análise em tensões efectivas.

Apresentou-se o funcionamento do programa de cálculo automático pelo método dos elementos finitos “CC” e discutiu-se a implementação dos efeitos do colapso e da fluência.

No capítulo seguinte faz-se a aplicação dos modelos desenvolvidos.

5 - APLICAÇÃO DOS MODELOS DESENVOLVIDOS

5.1 - Generalidades

No presente capítulo faz-se a aplicação dos modelos desenvolvidos a casos reais de obras. Na apresentação dos casos, procurar-se-á justificar as simplificações de cálculo nomeadamente no que respeita aos parâmetros considerados e outras simplificações que, não sendo inerentes à modelação pelo método dos elementos finitos, possam de algum modo influenciar os resultados do cálculo.

Os exemplos apresentados referem-se a duas obras localizadas no sotavento algarvio e enquadram-se no plano de abastecimento de água àquela zona. O primeiro exemplo diz respeito à barragem de Beliche, finalizada em 1985, procurando-se interpretar o seu comportamento durante as fases construtiva e de primeiro enchimento e projectar o seu comportamento a longo prazo. O segundo exemplo refere-se a um aterro de estrada englobado no empreendimento da barragem de Odeleite. A construção deste aterro terminou em 1993 e os aterros da barragem em 1996. A localização destes empreendimentos está representada na Fig. 5.1.

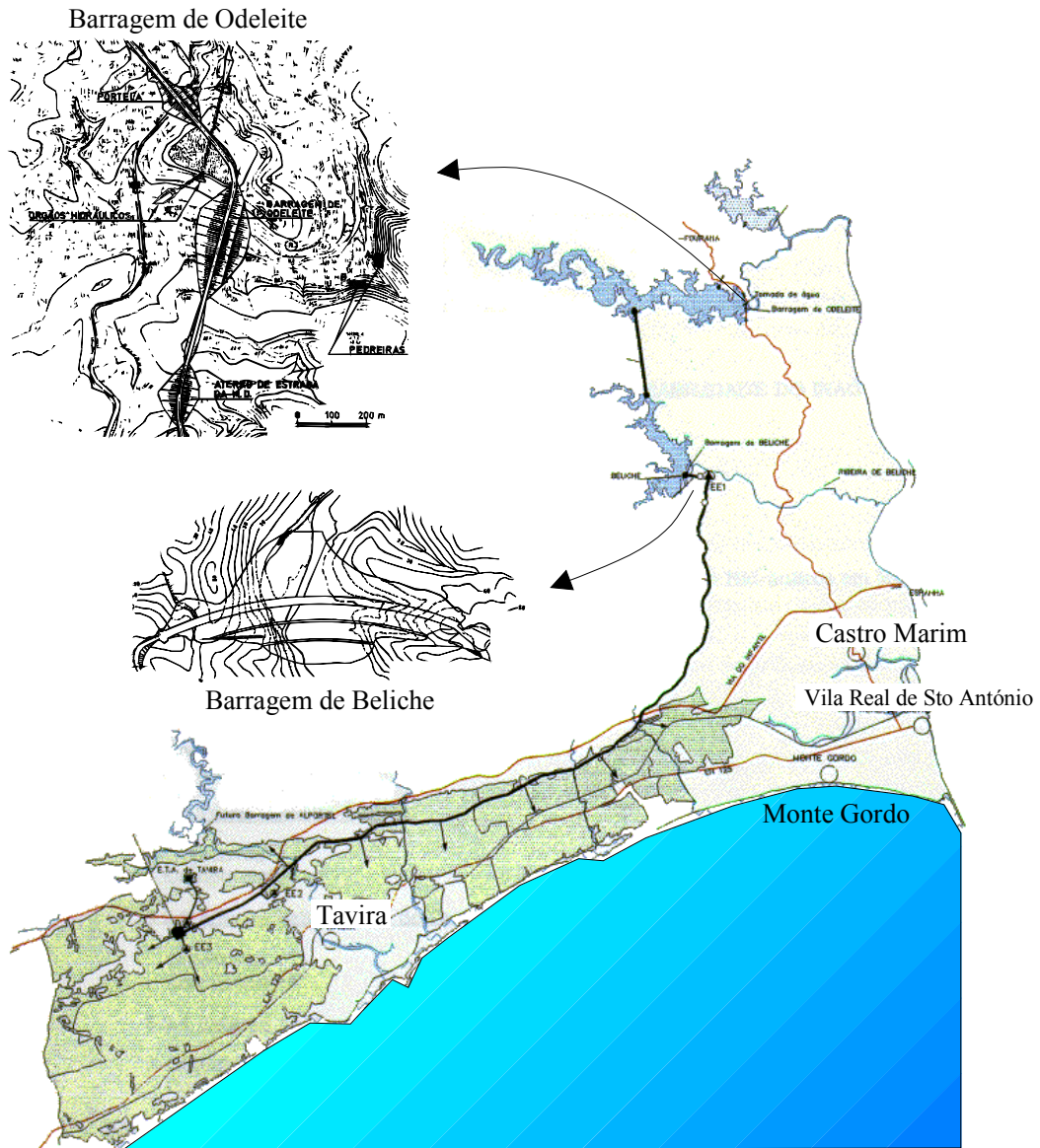


Fig. 5.1 - Localização das barragens de Beliche e Odeleite

5.2 - Barragem de Beliche

5.2.1 - Introdução

A barragem de Beliche, situada no sul de Portugal próximo de Castro Marim, constitui um dos exemplos mais bem estudados e caracterizados das barragens portuguesas. Esta barragem foi a primeira construída em enrocamento após um período relativamente longo durante o qual se verificou uma total ausência de obras construídas com este tipo de material.

Por este motivo, esta barragem terá marcado um ponto de inflexão nas metodologias empregues no dimensionamento e observação deste tipo de obras. Durante as fases de projecto e construção procedeu-se a programas de ensaio não habituais em Portugal para obras com este tipo de materiais tendo-se inclusivamente desenvolvido equipamento de laboratório com dimensões e características adequadas a materiais de enrocamento (Veiga Pinto, 1983).

A barragem de Beliche tem uma altura máxima de 54 m acima da fundação (incluindo cerca de 10 m de escavação) e um coroamento ligeiramente curvo com cerca de 520 metros. O perfil tipo inclui dois tipos de material de enrocamento predominantemente xistoso ou grauvacóide nos maciços estabilizadores e um núcleo central argiloso protegido por filtros a montante e jusante, como órgão de impermeabilização.

A fundação aluvionar é constituída essencialmente por aluviões constituídas essencialmente por areias, embora por vezes, com siltes, argilas e calhaus rolados, as quais se apresentam mais grosseiras a jusante. Subjacente a esta camada aluvionar encontra-se o maciço rochoso constituído por xisto e grauvaque alterados.

Os maciços estabilizadores incorporam, como já se referiu, dois tipos de materiais de enrocamento. Na zona exterior, utilizou-se um enrocamento de melhor qualidade e menor deformabilidade designado por enrocamento são enquanto que, na zona interior, mais próxima do núcleo argiloso, contemplou-se a aplicação de um enrocamento mais alterado e mais deformável. Com esta medida resultou um perfil onde não se verificam transições bruscas de deformabilidade e optimizou-se a distribuição de tensões no sentido de permitir

alguma transferência de tensões dos maciços para o núcleo, com o conseqüente acréscimo de segurança à fracturação hidráulica e conseqüentemente à erosão interna.

Para permitir a execução dos trabalhos de saneamento da fundação, escavação e construção das camadas iniciais a seco, foram consideradas duas ensecadeiras, respectivamente, a montante e a jusante da barragem. A ensecadeira de montante no final, fica integrada no perfil da barragem (Maranha das Neves, 1980).

Com base nos resultados dos ensaios e utilizando metodologias diversas realizaram-se previsões de comportamento e desde então até à presente data, cerca de onze anos após o final de construção, outras análises e estudos têm sido levados a cabo no sentido de ajustar de forma detalhada os resultados observados com as previsões de cálculos analíticos (Naylor et al., 1986; Mateus da Silva, 1990; Tong, 1992; Naylor et al., 1995; Pagano et al., 1996; Barroso de Melo et al., 1996).

As primeiras análises e previsões do comportamento relativas à fase construtiva e de primeiro enchimento foram realizadas antes do início da construção da barragem (Classe A¹⁴) e, quer as de Veiga Pinto (op. cit.), quer as de Naylor et al. (1986) ficaram consideravelmente aquém dos valores observados no que respeita aos deslocamentos máximos obtidos. Em ambos os casos os valores previstos apontavam para uma máxima deformação vertical da ordem de 0,40 m enquanto que os valores observados ascendem a cerca de 1,0 m. Apesar da importante disparidade entre os valores observados e os medidos, a comparação directa não deve ser feita, já que durante a construção, e após um período de chuva intensa, houve uma submersão parcial do maciço de montante da barragem, provocando o colapso dessa zona e o conseqüente aumento de deformação correspondente ao período construtivo.

De qualquer forma, mesmo considerando a subida do nível da albufeira durante a construção, as previsões efectuadas falhariam por defeito provavelmente por uma sub-avaliação do efeito do colapso e por não se ter considerado, pelo menos de forma aproximada, o efeito da fluência. Além destes aspectos, provavelmente os mais relevantes, refira-se que as previsões se basearam nos resultados da aplicação de modelos hipoeelásticos, nomeadamente no modelo

¹⁴ Previsão do comportamento da obra antes da sua construção (baseada nos ensaios de laboratório).

hiperbólico e no modelo K-G, nos quais alguns dos aspectos do comportamento dos materiais não são correctamente contabilizados.

Em estudos mais recentes (Naylor, et al., 1995; Barroso de Melo et al., 1996; Pagano et al., 1996), conseguem-se obter valores mais concordantes com os resultados da observação. No primeiro caso considera-se a sequência real de construção e de enchimento da albufeira em conjunto com a aplicação do modelo dos estados críticos, enquanto que no segundo se procede a uma aplicação de uma variante do modelo de Lade (Lade e Kim, 1988), mas não se considera a modelação do colapso. No último caso obtém-se uma boa concordância entre as medições e os cálculos através de uma análise conjunta tensão-deformação-consolidação pela teoria de Biot. Neste último trabalho o objectivo foi modelar o comportamento do núcleo em tensões efectivas (com previsão das tensões neutras). Para os maciços de enrocamento admitiu-se um comportamento elástico usando módulos de deformabilidade equivalentes quantificados a partir do conhecimento do comportamento real da barragem. Como resultado deste estudo, ressalta a grande importância da deformabilidade do núcleo argiloso na deformação global da barragem. Em nenhum dos casos citados se procede à estimativa dos efeitos da fluência.

Os estudos que se seguem visam realizar uma nova análise do comportamento da barragem de Beliche, aplicando-se os algoritmos de modelação do colapso e da fluência desenvolvidos no presente trabalho, bem como os resultados experimentais dos ensaios realizados. Além disso, procura-se tirar partido do conhecimento dos resultados da observação realizada durante a fase construtiva e de operação da barragem.

5.2.2 - Quantificação dos parâmetros do modelo

Para aplicar correctamente os métodos desenvolvidos é necessário quantificar os parâmetros das leis constitutivas adoptadas tendo em atenção os materiais empregues na construção da barragem. No caso da barragem de Beliche existem muitas publicações de onde se pode, pelo menos parcialmente, deduzir os valores dos parâmetros dos diversos materiais. A maioria das publicações baseia-se no trabalho de Veiga Pinto (1983) onde é feita uma previsão de “Classe A” do comportamento da barragem. No entanto, dado que os programas de ensaio foram efectuados visando especificamente a aplicação a outros modelos, não é sempre possível calcular os valores pretendidos com suficiente precisão.

Além dos elementos que se podem recolher da bibliografia, existem algumas obras a decorrer na mesma zona onde se empregam materiais que, em termos práticos, são iguais aos da barragem de Beliche. Foram precisamente alguns desses materiais que foram ensaiados em laboratório e com base nos quais se verificou a adequabilidade dos algoritmos propostos neste trabalho. Além disso, durante a fase construtiva, realizaram-se na barragem de Beliche ensaios de colapso *in situ* o que permite calibrar os parâmetros obtidos em laboratório (Maranha das Neves, et al., 1988).

Por estes motivos, e porque a barragem já se encontra em fase de exploração estando disponíveis os resultados da observação, optou-se por utilizar mais do que uma via para a caracterização dos parâmetros dos materiais, indicando-se em cada caso o modo de obtenção dos mesmos.

No perfil tipo da barragem consideram-se quatro tipos de materiais, conforme se descreve no Quadro 5.1. No mesmo quadro é feita ainda referência ao material da fundação aluvionar. O substrato rochoso foi considerado, para efeitos de cálculo, como indeformável.

Quadro 5.1 - Materiais do perfil - tipo da barragem de Beliche

Nome	Local	Observações
Aluviões	Fundação	Aluviões arenosas, mais grosseiras a jusante
Enrocamento são	Maçiços estabilizadores exteriores de montante e jusante	
Enrocamento alterado	Zona de transição entre o núcleo e os maciços estabilizadores exteriores	Semelhantes aos ensaiados nos capítulos de colapso e fluência
Filtro	A montante e a jusante do núcleo	
Argila xistosa	Núcleo central	

No presente trabalho procedeu-se à caracterização detalhada de materiais que se pode considerar como representativos do enrocamento alterado nos estados seco e submerso. Sobre estes materiais realizaram-se ensaios de caracterização granulométrica, ensaios de corte em compressão triaxial, ensaios de colapso em câmara triaxial e em edómetro e ensaios de fluência. Para a calibração final dos parâmetros procedeu-se ao ajuste dos deslocamentos

obtidos no ensaio de colapso descrito em Maranhã das Neves et al. (op. cit.) com os valores obtidos no cálculo pelo MEF para a mesma situação. Esse ajuste é descrito seguidamente.

Durante a construção da barragem e quando o aterro se encontrava sensivelmente à cota 40, realizou-se um ensaio de colapso *in situ* que consistiu na molhagem de determinada porção do aterro e medição dos consequentes deslocamentos de colapso. Na zona seleccionada para o ensaio, entre as cotas 30 e 40 e a jusante do núcleo (Fig. 5.2), o aterro de enrocamento havia sido propositadamente colocado praticamente sem adição de água no intuito de maximizar a deformação de colapso devido à molhagem otimizando assim a informação resultante.

No ensaio utilizou-se um volume de água de aproximadamente 20% do volume de aterro que se considerou afectado pelo ensaio.

Na discretização do domínio para a modelação por elementos finitos, consideraram-se seis camadas de elementos totalizando noventa elementos finitos quadrangulares isoparamétricos de oito pontos nodais. O número de pontos nodais resultante é de 313 (Fig. 5.3). A medição dos deslocamentos de colapso foi efectuada através do nivelamento de diversas marcas alinhadas segundo as direcções 1, 2 e 3 cuja localização aproximada é indicada na mesma figura.

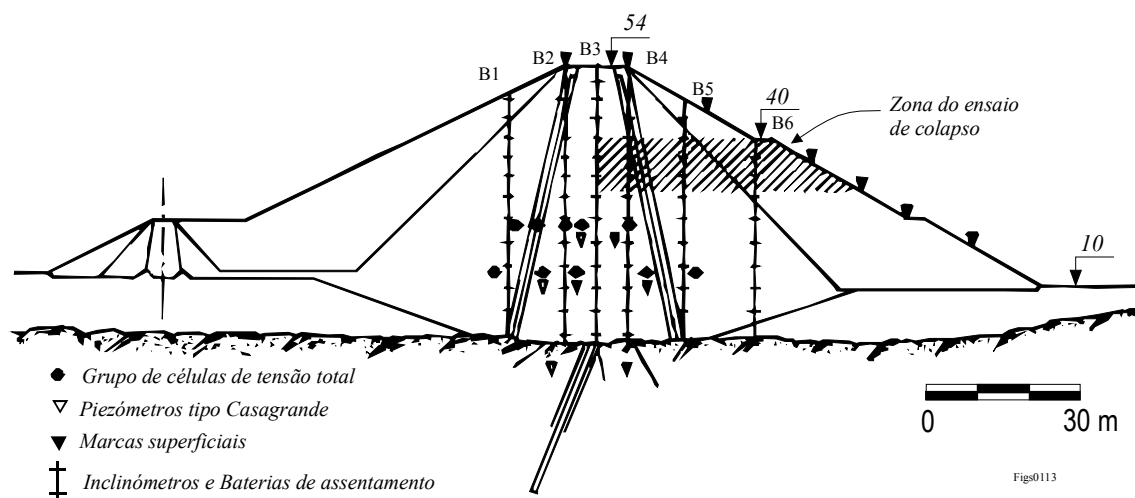


Fig. 5.2 - Perfil transversal da barragem de Beliche - Zona do ensaio de colapso

Dada a elevada permeabilidade do aterro de enrocamento, admitiu-se que a molhagem do material resultante da adição de água à superfície do aterro ocorreu da forma indicada na Fig. 5.3 e a sua simulação no modelo de cálculo ocorreu de forma gradual, considerando-se que o

colapso se processava em três estágios, começando também do topo da camada até atingir a cota 0 da malha (cota 30 da barragem).

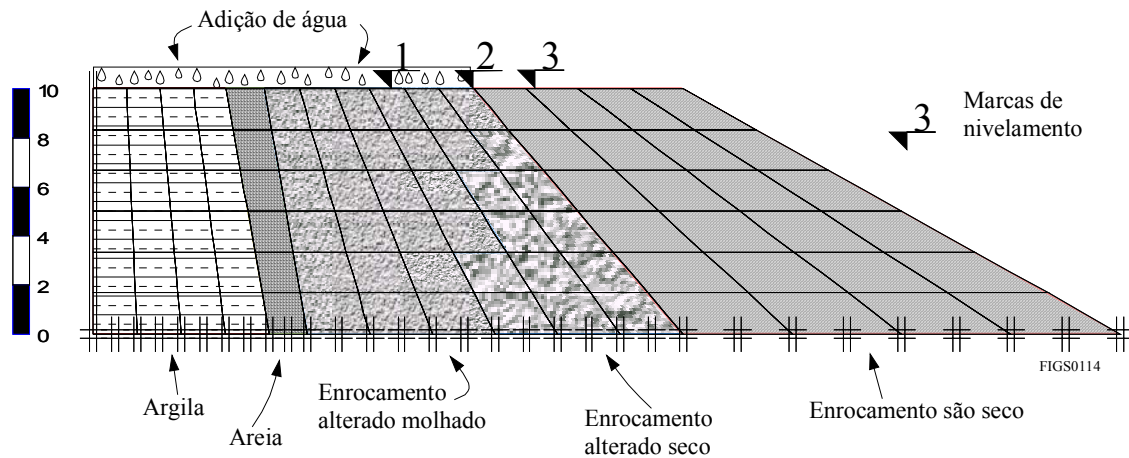


Fig. 5.3 - Malha de elementos finitos e pontos de referência

Os resultados dos diversos cálculos permitiram calibrar as constantes que caracterizam o comportamento do material. Em face dos resultados disponíveis dos ensaios de caracterização mecânica, já abordados no Capítulo 3, o estudo paramétrico incidiu apenas sobre a constante N do modelo Cam-clay.

No diagrama da Fig. 5.4 apresenta-se o andamento da deformação de colapso do aterro em função de diversos valores de N .

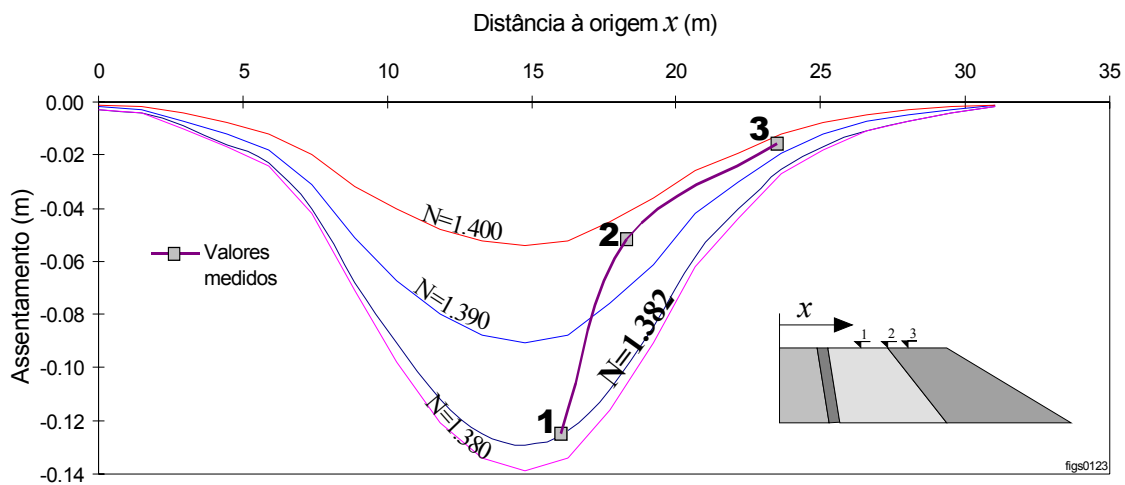


Fig. 5.4 - Comparação entre os valores medidos e calculados em função de N

Como se pode constatar, o andamento da deformada para os pontos de medida e para os cálculos não coincide integralmente e, além disso, para o ponto 1 a concordância é obtida para $N=1,38$ enquanto que, para os pontos 2 e 3 o valor de N mais representativo é 1,40. A consideração de um valor intermédio minimizaria a diferença entre os valores calculados e observados mas opta-se por considerar como mais relevante o valor correspondente ao assentamento máximo mesmo que a concordância não seja tão boa para os restantes pontos. Adopta-se o valor mais elevado de N já que, conduz a maiores deformações de colapso e, de acordo com os resultados da observação da barragem, se sabe que os deslocamentos devidos a este efeito foram, de uma forma geral, elevados.

Interessa ainda comparar o valor de N resultante do ajuste aos resultados deste ensaio *in situ* com os resultados dos ensaios de colapso em laboratório. Nos ensaios em condições triaxiais (ensaio T1) a curva de consolidação virgem do material no estado saturado indicava um valor de $N=1,398$, com o qual resultaria um assentamento de colapso inferior. No caso do colapso realizado em edómetro, os valores de N apresentaram uma oscilação entre 1,31 e 1,34. Estes valores são necessariamente¹⁵ inferiores aos obtidos em compressão triaxial e a relação dos valores já foi anteriormente deduzida, tendo-se obtido:

$$N_{\eta} = N + (\lambda - \kappa) \ln \left(\frac{M^2}{\eta^2 + M^2} \right) \quad (5.2)$$

Os valores de N obtidos nos ensaios edométricos parecem, no entanto, demasiado baixos e afastam-se dos valores previstos pela aplicação da expressão (5.2). A discrepância pode estar associada à falta de medição da tensão lateral nos ensaios edométricos e, conseqüentemente, às simplificações feitas na sua interpretação, nomeadamente no valor de K_0 que foi necessário arbitrar.

Neste caso concreto, a realização do ensaio de colapso *in situ*, apesar de não visar a caracterização directa de parâmetros para um determinado modelo permitiu, por retroanálise, a afinação dos valores obtidos em laboratório.

¹⁵ Considerando que existe reproductibilidade absoluta dos ensaios

De acordo com os ensaios de caracterização efectuados e com a calibração adicional proporcionada pelo ensaio de colapso *in situ*, consideraram-se os parâmetros para o enrocamento alterado que constam do Quadro 5.4

Quadro 5.2 - Parâmetros do material de enrocamento alterado

	Seco		Saturado	
N	1.295		1.382	
λ	0.012		0.0382	
κ	0.0055		0.0141	
M	1.8080	$\phi=44$	1.5057	$\phi=37$
ν	0.3		0.3	

Comparando os valores acima indicados com os considerados por Naylor et al. (1995) verifica-se haver grande semelhança entre os parâmetros considerados para o estado seco e uma ligeira diferença para os valores no estado saturado (Quadro 5.3). No modelo dos estados críticos de Naylor a formulação é ligeiramente diferente da empregue neste trabalho. Assim, em vez de utilizar os parâmetros λ, κ e ν da formulação original consideram-se estes três parâmetros reduzidos a apenas uma constante $\chi = \frac{\lambda - \kappa}{\nu}$, admitindo-se então que a variação do volume específico é irrelevante e não afecta o valor da constante, nesta hipótese, χ . A conversão dos valores de λ e κ em χ é por isso feita para um valor médio de ν .

É importante salientar que para este material os ensaios considerados para cada uma das análises são absolutamente independentes.

Quadro 5.3 - Comparação dos parâmetros obtidos com os valores considerados em análises anteriores

	Material seco				Material saturado			
	Naylor et.al. (1995)		Valores obtidos		Naylor et.al. (1995)		Valores obtidos	
χ	0.0060		0.0059		0.0100		0.0219	
M	1.8503	$\phi=45$	1.8080	$\phi=44$	1.3746	$\phi=34$	1.5057	$\phi=37$

Para o restante conjunto de materiais que compõem a barragem não se efectuaram ensaios de caracterização por dificuldade de obtenção de material representativo. Assim, optou-se por recolher os elementos disponíveis de trabalhos anteriores e, em certos casos, complementar essa informação com ensaios em materiais semelhantes aos empregues. Neste último caso encontra-se o material arenoso que compõe o filtro.

A argila que incorpora o núcleo central foi caracterizada em Veiga Pinto (1983) e, de acordo com os resultados dos ensaios efectuados, foi possível determinar a respectiva LCV que se apresenta na Fig. 5.5, e que resume os resultados da fase de consolidação de diversos provetes que posteriormente foram sujeitos ao corte em compressão triaxial. Por outro lado, os ensaios de determinação dos limites de Atterberg permitiram determinar para a fracção fina: $W_L=32\%$ e $I_p=12\%$.

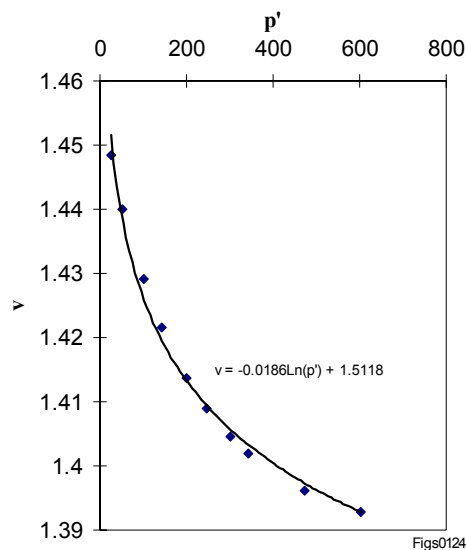


Fig. 5.5 - LCV para o material constituinte do núcleo (Veiga Pinto, 1983)

Os valores de λ e κ que se pode inferir das duas modalidades de ensaio indicadas são bastante diversos e conseqüentemente é necessário estabelecer os critérios que permitam optar por uma ou outra via. Comparando os valores do declive das LCV dos restantes materiais é natural esperar que o comportamento do núcleo seja representado por um material mais deformável. Além disso, neste tipo de materiais, mesmo para uma distribuição granulométrica relativamente extensa, é de esperar que seja fundamentalmente a fracção fina a determinar o comportamento do material no que respeita à deformabilidade ou à permeabilidade. Assim sendo, opta-se por considerar como mais relevantes os resultados deduzidos dos limites de Atterberg tendo-se então, de acordo com as relações apresentadas no Capítulo 2: $\lambda \approx W_L/171 \approx 0,0702$. Para aferir o declive da curva de descarga - recarga considera-se que neste tipo de solo predominantemente fino, a relação λ/κ estará próxima do limite máximo que é habitual considerar, estabelecendo-se assim $\kappa = \lambda/5$.

No Quadro 5.4 resumem-se os valores considerados para o material argiloso. O parâmetro B constante da última linha deste quadro indica o valor da constante de Skempton que, de acordo com a metodologia explanada no capítulo anterior, permite estabelecer de uma forma simplificada o comportamento de solos parcialmente saturados.

Quadro 5.4 - Parâmetros para o material argiloso constituinte do núcleo central

		Argila	
N	1.512		
λ	0.0702		
κ	0.0140		
M	0.9838	$\phi=25$	
ν	0.3		
B	0.32		

$\lambda/5$

Neste caso existe uma diferença significativa entre os valores considerados, para os quais χ vale aproximadamente 0,037, e os que constam do trabalho de Naylor et al. (op. cit.) , no qual $\chi=0,006$. Na prática, tal corresponde a admitir no presente trabalho que o material argiloso tem maior deformabilidade, o que parece ser mais concordante, comparativamente, com as deformabilidades dos restantes materiais.

Para o material constituinte dos filtros de montante e de jusante, optou-se por ensaiar uma areia equivalente à que teria sido empregue na barragem de Beliche (Fig. 5.6). Neste ensaio verifica-se que o parâmetro κ das trajectórias de descarga - recarga apresenta uma importante variação com o nível de tensão. Assim, enquanto que para os níveis mais reduzidos de tensão se tem $\lambda/\kappa=3$, para tensões superiores isto é, quando as curvas de descarga - recarga se aproximam da LCV, tem-se $\lambda/\kappa=1,4$.

Com base nos valores acima indicados e considerando que as tensões que irão actuar no corpo da barragem são elevadas, opta-se pela relação λ/κ mais reduzida. O Quadro 5.5 resume os parâmetros para o material de filtro.

Quadro 5.5 - Parâmetros para o material do filtro

		Areia	
N	1.599		
λ	0.0131		
κ	0.0092		
M	1.8503	$\phi=45$	
ν	0.2		

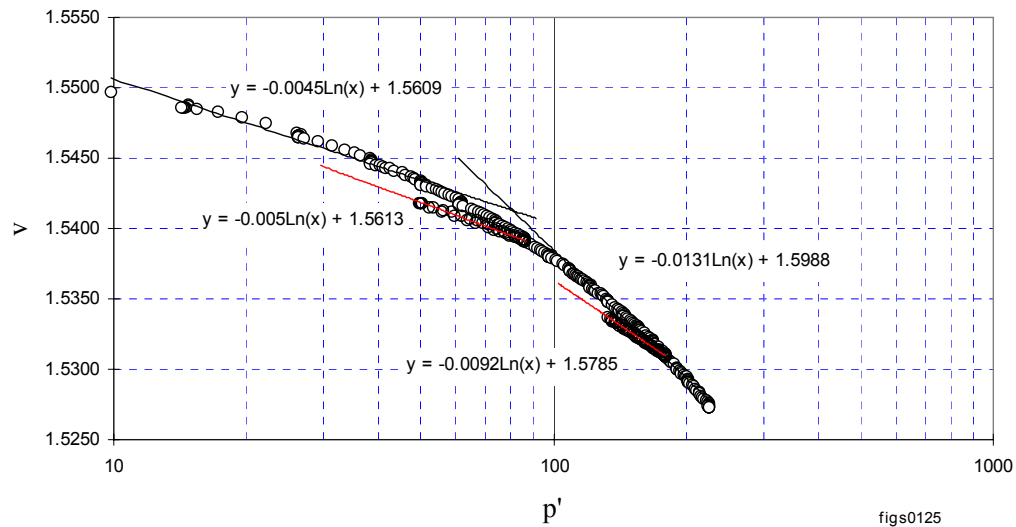


Fig. 5.6 - Ensaio edométrico do solo arenoso representativo do material do filtro

Para finalizar a caracterização de todos os materiais que incorporam o perfil transversal tipo da barragem de Beliche, resta ainda atribuir parâmetros ao material constituinte dos maciços estabilizadores exteriores de enrocamento são. Não tendo sido possível ensaiar material semelhante ao que foi utilizado na construção recorreu-se aos valores disponíveis da bibliografia. Naylor (1995), com base em ensaios realizados no LNEC, considera $\chi=0,0025$ para o enrocamento são nos estados seco e saturado. No presente trabalho considera-se também valores desta ordem de grandeza mas optou-se por permitir uma pequena variação do comportamento do material entre os estados seco e saturado ($\chi=0,0023$ para o material seco e $\chi=0,0026$ para o material saturado). Admitiu-se ainda uma relação média de $\lambda/\kappa=1,5$ e um índice de vazios inicial de colocação do material da ordem de 0,2. No Quadro 5.6 apresenta-se o resumo dos parâmetros considerados para este material.

Quadro 5.6 - Parâmetros para o enrocamento são

	Seco		Saturado	
N	1.29		1.3	
λ	0.009		0.01	
κ	0.006		0.0067	
M	2.0575	$\phi=50$	1.9757	$\phi=48$
v	0.2		0.2	

No Quadro 5.7 apresenta-se o resumo dos parâmetros considerados na análise da barragem de Beliche. Neste quadro constam, para além dos parâmetros anteriormente descritos, o valor da coesão efectiva considerada para o material argiloso constituinte do núcleo da barragem.

Quadro 5.7 - Resumo dos parâmetros para a barragem de Beliche

Designação	Peso volumico kN/m ³	λ	κ	N	c kN/m ²	ϕ	ν	B
Enrocamento são seco	20.5	0.0090	0.0060	1.290	-	50	0.2	-
Enrocamento são submerso	21.0	0.0100	0.0067	1.300	-	48	0.2	-
Enrocamento alterado seco	18.2	0.0120	0.0055	1.295	-	44	0.3	-
Enrocamento alterado submerso	19.0	0.0382	0.0141	1.382	-	37	0.3	-
Fundação aluvionar	17.9	0.0131	0.0092	1.599	-	45	0.2	-
Núcleo argiloso	21.7	0.0702	0.0140	1.512	30	25	0.3	0.32
Filtro	17.9	0.0131	0.0092	1.599	-	45	0.2	-

Para completar o conjunto de parâmetros necessários para a caracterização dos materiais é necessário especificar ainda os valores a atribuir aos parâmetros C_N que permitem conhecer a variação da posição da LCV no tempo, de acordo com o método da família de curvas. Uma vez mais, dado que não se ensaiaram todos os materiais, é necessário admitir os parâmetros para alguns dos materiais tendo-se procurado estabelecer os seus valores em função dos que foram determinados para o enrocamento alterado. No Quadro 5.7 encontram-se resumidos os valores considerados.

Quadro 5.8 - Coeficientes de fluência (Método da família de curvas)

Designação	C_N /dia
Enrocamento são seco	0.0010
Enrocamento são submerso	0.0010
Enrocamento alterado seco	0.0014
Enrocamento alterado submerso	0.0014
Fundação aluvionar	0.0010
Núcleo argiloso	0.0020
Filtro	0.0010

5.2.3 - Sequência de cálculo

Um dos aspectos mais importantes na modelação do comportamento da barragem e no cálculo dos deslocamentos correspondentes à fase construtiva terá sido a subida precoce e rápida do nível da albufeira, provocando assentamentos de colapso que obviamente não haviam sido previstos para esta fase. A história de evolução das cotas do aterro e do nível da albufeira durante a fase construtiva encontra-se resumida na Fig. 5.7. De acordo com a mesma figura,

onde se inclui um quadro que descreve detalhadamente a evolução da cota dos aterros e as correspondentes datas, a construção dos aterros da barragem durou sensivelmente um ano e oito meses (aproximadamente 640 dias).

Nos cálculos pelo método dos elementos finitos de diversos autores, a discretização do domínio seguiu as directivas gerais para este tipo de problemas. Em geral a construção foi simulada com 6 a 8 camadas de elementos (Naylor et al., 1995; Mateus da Silva, 1990; Santos Pereira, 1991; Tong, 1992) exceptuando-se o cálculo de Veiga Pinto (1983) onde esse número ascendeu a 11 camadas, embora neste caso a utilização de elementos subparamétricos possa ter pesado na discretização empregue. Dado que no presente estudo se pretende avaliar a importância da fluência na deformação correspondente ao final da construção e que se vai considerar a sequência construtiva exactamente como ocorreu, julgou-se necessário aumentar o número de camadas de elementos finitos na geometria da barragem. Com este procedimento pode-se contabilizar pormenorizadamente os acréscimos de tempo correspondentes ao período de construção de cada camada. Além disso, na sequência de estudos de diversos autores (por exemplo Naylor et al., 1995), considera-se que o colapso no maciço de jusante devido à acção das chuvas pode ter um papel importante na deformação obtida tornando-se então necessário refinar a malha nessa zona.

A discretização resultante encontra-se representada na Fig. 5.8 e resulta numa malha com 224 elementos finitos isoparamétricos (triangulares e rectangulares) e um total de 701 pontos nodais, dos quais 59 materializam as condições de fronteira tendo os movimentos parcial ou totalmente restringidos. Admitiu-se que a deformabilidade do substrato rochoso seria suficientemente reduzida para não necessitar a inclusão destas formações no domínio estudado.

Combinando a sequência de efeitos a modelar, e de acordo com a estrutura do programa desenvolvido onde se designa por “fase” o conjunto de acções a aplicar de uma vez ao modelo de elementos finitos, o cálculo completo da barragem incluindo construção, enchimento parcial com colapso, fim do enchimento, fluência e diversas etapas de colapso a jusante implicaram a realização de 41 fases de cálculo. Além do cálculo completo acabado de descrever realizaram-se ainda outros que permitiram a comparação dos resultados da consideração de vários efeitos, nomeadamente o de fluência e de colapso no maciço de jusante.

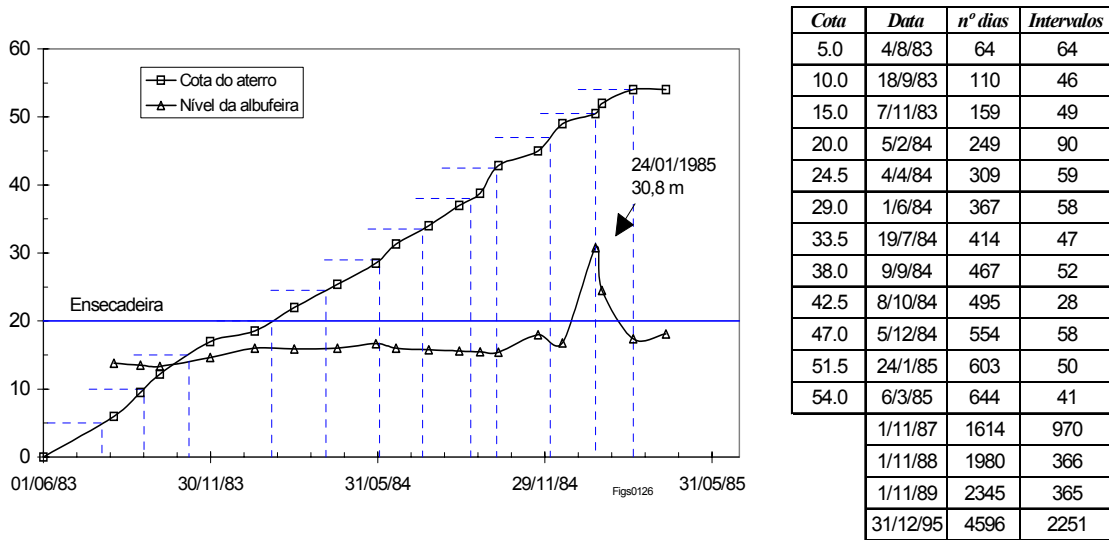


Fig. 5.7 - Cotas do aterro e nível da albufeira durante a construção da barragem. Correspondência com os patamares de construção das camadas da malha de elementos finitos

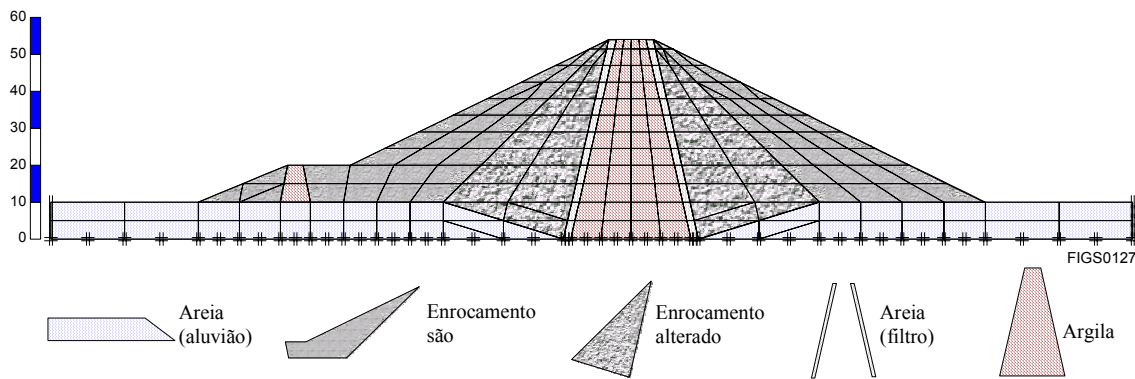


Fig. 5.8 - Malha de elementos finitos para a barragem de Beliche

As primeiras duas fases de cálculo referem-se à preparação da fundação da barragem de forma a estabelecer o estado de tensão e a idade dos solos existentes de forma a que os efeitos da fluência tenham menos significado nestes materiais. O estado de tensão foi estabelecido num cálculo independente e os resultados foram fornecidos como dados do presente cálculo. Assim, a situação inicial desta sequência inclui já a escavação da fundação.

Em seguida consideram-se as fases de construção alternadas com fases de fluência (total de 22 fases) até a cota 51,5 em 24/1/85, data em que se verificou um enchimento parcial da albufeira até à cota 30,8 e onde conseqüentemente foi ultrapassada a cota da ensecadeira de montante e se verificaram os fenómenos associados ao enchimento, colapso, impulsão, etc. A modelação dos efeitos deste período envolveram mais 6 fases de cálculo de impulsão e de

aplicação de forças nas fronteiras impermeáveis, alternadamente com colapso e aumento de peso próprio por molhagem. Admite-se que o comportamento do núcleo argiloso é assimilável a uma fronteira impermeável em face da reduzida permeabilidade deste material e do tempo em que ocorre o enchimento da albufeira.

O final de construção é atingido com mais 2 fases de cálculo de, respectivamente, fluência e construção da última camada de aterro. As fases seguintes (em número de 2) consideram o enchimento até ao nível de pleno armazenamento. Finalmente seguem-se 7 fases de cálculo onde se procura simular os efeitos de fluência e de colapso no maciço de jusante em resultado dos períodos de pluviosidade intensa que se vieram a verificar em Outubro e Novembro de 1987, 1988 e 1989 (Fig. 5.9). A última fase corresponde ao efeito da fluência até ao final de 1995 onde se termina o cálculo.

As diversas fases de cálculo encontram-se resumidas no Quadro 5.9. De um modo geral, a cada fase de construção seguiu-se uma fase correspondente à fluência que decorre entre o início da construção e a data correspondente à cota atingida pela barragem nessa fase.

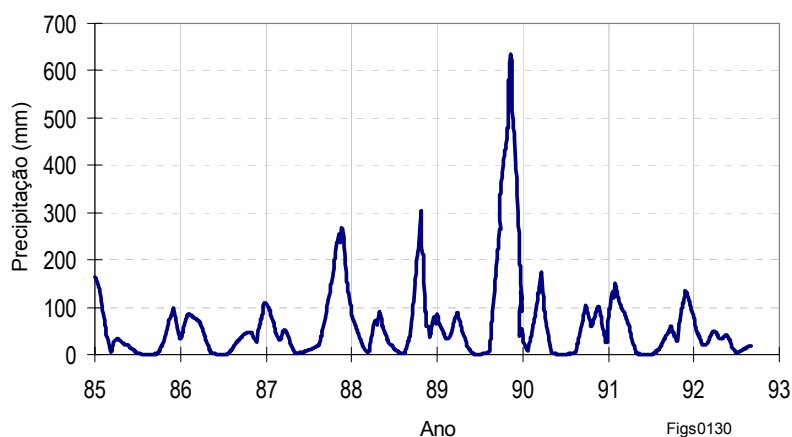
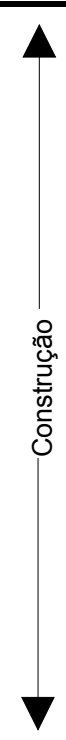


Fig. 5.9 - Registos de precipitação

A apresentação de resultados foi realizada através de um programa desenvolvido em ambiente Windows, especificamente para o efeito, designado por MEFPlot, com o qual é possível visualizar os deslocamentos, tensões e todas as variáveis envolvidas no cálculo, nomeadamente invariantes de tensão, volume específico, parâmetros do modelo, tempo, etc. sob a forma de isolinhas ou tonalidades de cor e, quando adequado, sob a forma de vectores. No que respeita à comparação de resultados é possível representar qualquer uma das variáveis

anteriores recorrendo ao programa MEFdiff onde se calculam as diferenças entre quaisquer conjuntos de resultados desde que estes se refiram à mesma malha de elementos finitos.

Quadro 5.9 - Fases de cálculo da barragem de Beliche

Nº Fase	Descrição	
1	Preparação da fundacao	Preparação da fundação
2	Preparação da fundacao - Idade=2000 dias	
3	1. Camada	
4	1. Camada Fluência 4-8-83	
5	2. Camada	
6	2. Camada Fluência 18-9-83	
7	3. Camada	
8	3. Camada Fluência 7-11-83	
9	4. Camada	
10	4. Camada Fluência 5-2-84	
11	5. Camada	
12	5. Camada Fluência 4-4-84	
13	6. Camada	
14	6. Camada Fluência 1-6-84	
15	7. Camada	
16	7. Camada Fluência 19-7-84	
17	8. Camada	
18	8. Camada Fluência 9-9-84	
19	9. Camada	
20	9. Camada Fluência 8-10-84	
21	10. Camada	
22	10. Camada Fluência 5-12-84	
23	11. Camada	
24	11. Camada Fluência 1. Fase até 24-1-85	
25	11. Camada submersão + FF(1)	Submersão parcial
26	11. Camada Colapso parcial(1)	
27	11. Camada submersão + FF(2)	
28	11. Camada Colapso parcial(2)	
29	11. Camada submersão + FF(3)	
30	11. Camada Colapso parcial(3)	
31	11. Camada Fluência 2. Fase até 6-3-85	Construção
32	12. Camada	
33	12. Camada submersão + FF (FASE2)	Submersão
34	12. Camada Colapso FINAL	
35	Fluência até 11/87	Fluência + colapso a jusante
36	COLAPSO (1) em 11/87	
37	Fluência 11/88	
38	COLAPSO (2) em 11/88	
39	Fluência 11/89	
40	COLAPSO (3) em 11/89	
41	Fluência 12/95	

5.2.4 - Análise de resultados

5.2.4.1 - Cálculo considerando os efeitos da fluência e do colapso nos maciços de montante e de jusante

Na presente secção apresenta-se os resultados mais relevantes do cálculo da barragem considerando a soma de todos os efeitos anteriormente referidos e de acordo com a sequência que se considerou adequada em face do historial da barragem.

Simplificadamente considerou-se que o colapso no maciço de jusante apenas ocorreria após o final de construção e simultaneamente com determinados períodos de chuva mais intensa como foi descrito no parágrafo 5.2.3.

Contrariamente ao que é mais frequente, a fluência não é considerada como um fenómeno que ocorre apenas no período pós-construtivo sendo, pelo contrário, um fenómeno que acompanha cada fase construtiva. Através deste processo resolve-se a ambiguidade que por vezes se coloca na definição do tempo de referência para o cálculo das deformações de fluência. Com efeito, associada a cada camada de elementos finitos corresponde uma idade que é cumulativamente actualizada no decorrer do processo de cálculo. Para a fundação aluvionar e à falta de caracterização mais adequada, considerou-se arbitrariamente a idade inicial de dois mil dias apenas no intuito de minimizar o efeito das deformações de fluência nesta zona. A consideração desta idade é bastante subjectiva e pode até ser algo irrealista, dependendo bastante da história geológica das formações. Tratando-se de formações aluvionares são certamente recentes e, como tal, não estiveram submetidas a tensões elevadas mesmo admitindo que tenha havido alguma erosão muito recente. Por outro lado, o estado de tensão instalado corresponde provavelmente a largas dezenas ou mesmo centenas de anos (especialmente nas camadas mais profundas) e, para esse nível de tensão, as deformações de fluência com algum significado já ocorreram. O acréscimo de tensão resultante da construção dos aterros da barragem pode corresponder a uma nova referência na contagem do tempo e, nessa hipótese, a idade considerada seria desprovida de sentido. Admitiu-se no entanto, que o comportamento no tempo dos materiais colocados artificialmente e dos materiais existentes deveria ser diferente e daí a opção tomada.

O colapso no maciço de jusante que se fez coincidir com períodos de pluviosidade mais intensa, foi dividido em três fases sendo que, em cada uma dessas fases, se considerou que o efeito da molhagem se fazia sentir mais em profundidade do que na anterior. Na Fig. 5.10 ilustra-se a sequência considerada (Fases 36, 38 e 40). Neste caso não estão disponíveis dados que permitam garantir ser esta a sequência mais adequada, mas parece razoável que a infiltração da água da chuva ocorra segundo planos sensivelmente paralelos ao paramento.

Os deslocamentos verticais resultantes da sequência construtiva incluindo todos os efeitos considerados relevantes encontram-se resumidos nas figuras Fig. 5.11 a Fig. 5.13.

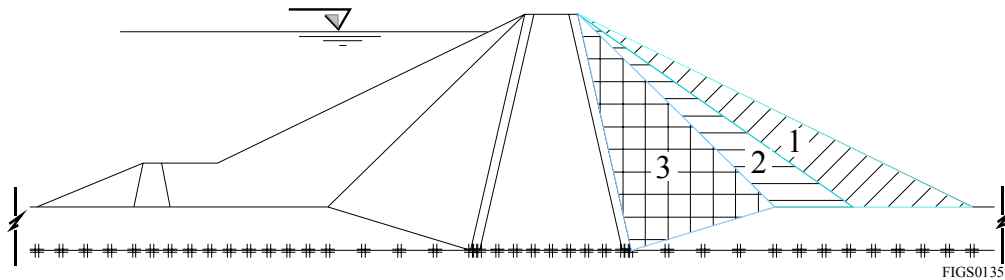


Fig. 5.10 - Sequência de aplicação do efeito de colapso no maciço de jusante

Dos resultados apresentados interessa salientar diversos aspectos. O primeiro diz respeito à quase simetria registada nos deslocamentos verticais das fases anteriores ao enchimento parcial da albufeira. Nesta fase (24) o deslocamento máximo obtido era de 80 cm apenas numa pequena parcela do núcleo da barragem. Após a submersão parcial os deslocamentos sofreram um acréscimo, sendo agora o valor máximo superior a 90 cm e havendo já uma nítida assimetria para montante. Como à frente se verá, o mesmo fenómeno foi registado nas leituras das baterias de assentamento.

No final de construção - fase 32 - o deslocamento máximo obtido no núcleo é de cerca de um metro e no paramento de montante entre as cotas 40 e 50 o assentamento máximo atinge 40 cm. A fase 35 inclui já o final do enchimento e a deformação de fluência correspondente ao período até 1987 mantendo-se o mesmo andamento nos deslocamentos mas agora com valores de assentamento superiores. Por exemplo no paramento de montante, o assentamento é praticamente de 60 cm.

As fases seguintes, onde se alterna os efeitos de molhagem do maciço de jusante com a fluência correspondente ao período que medeia as épocas de chuva, traduzem um acréscimo

nos assentamentos, mas apenas quando se considera a molhagem do material de enrocamento alterado é que se produzem os maiores deslocamentos.

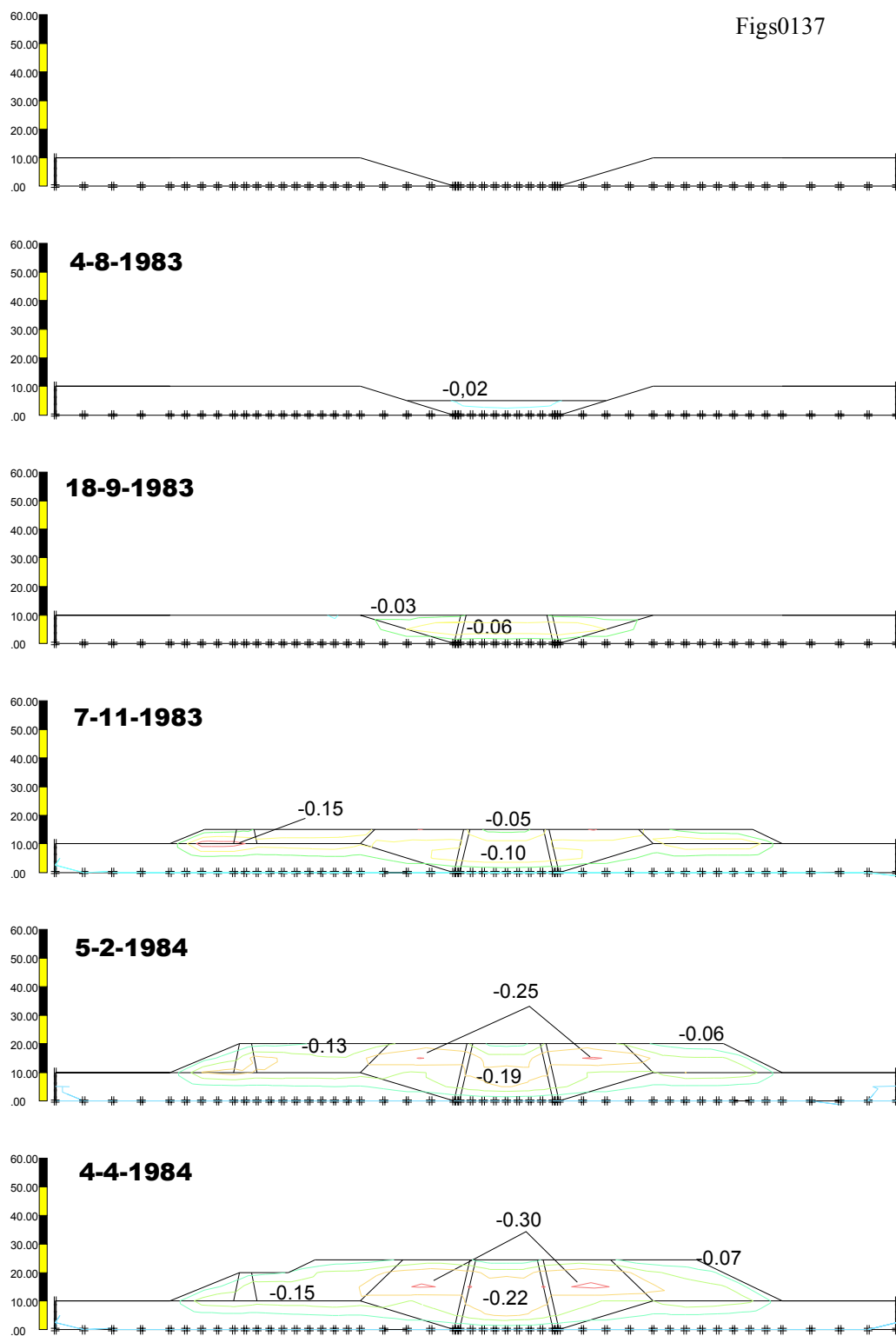


Fig. 5.11 - Isolinhas de deslocamento vertical em metros, fases 2,4,6,8,10 e 12

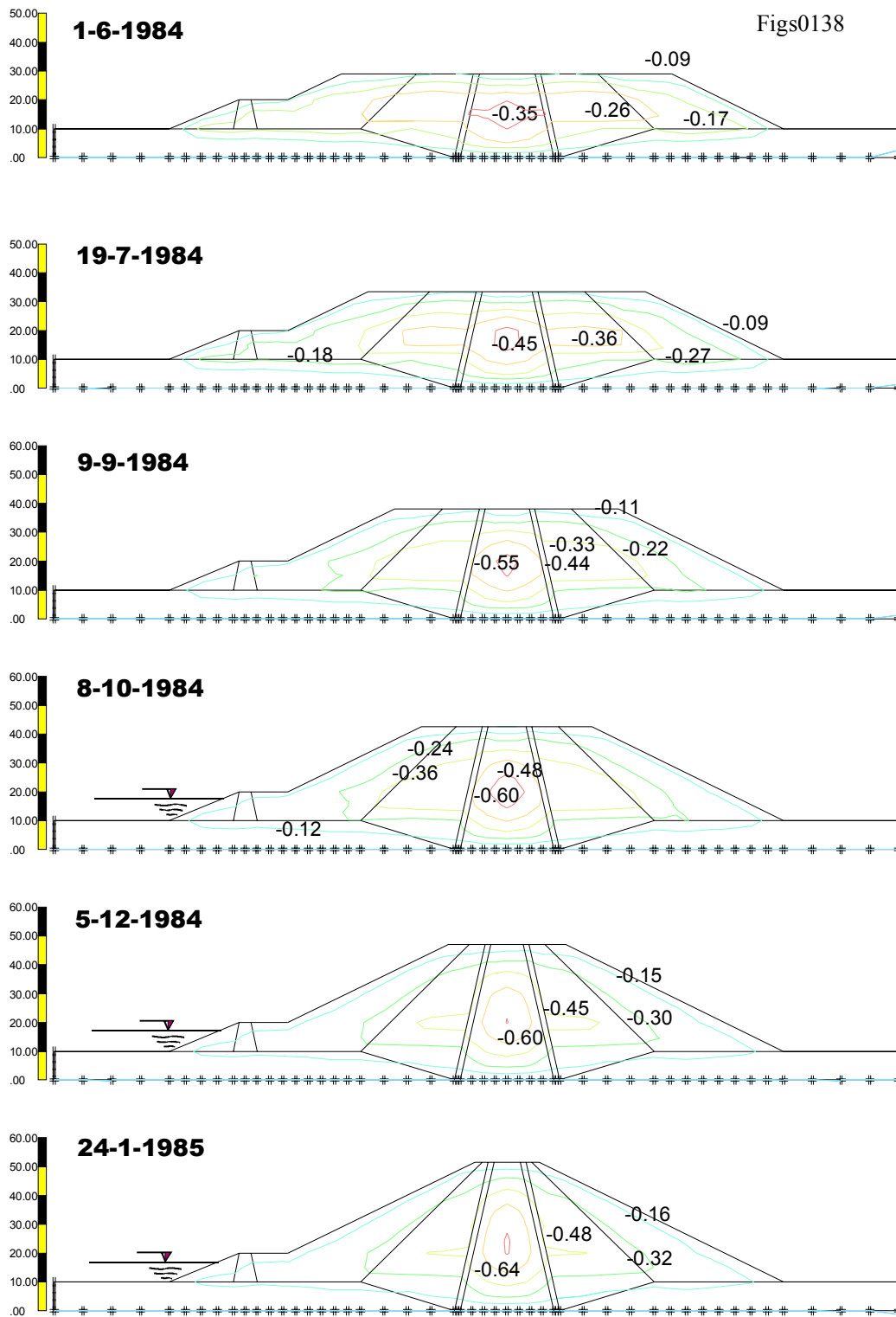


Fig. 5.12 - Isolinhas de deslocamento vertical em metros, fases 14,16,18,20,22 e 24

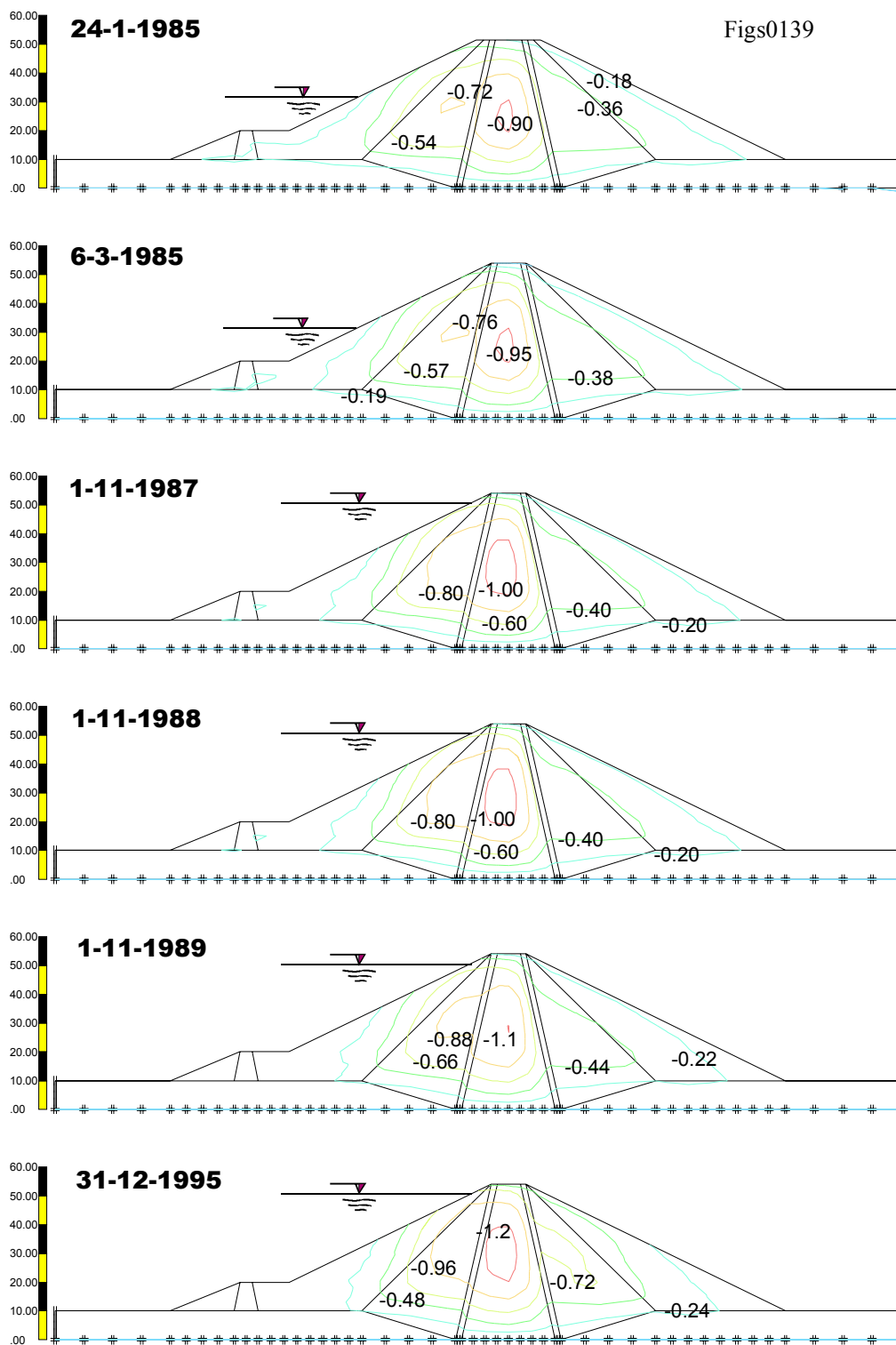


Fig. 5.13 - Isolinhas de deslocamento vertical em metros, fases 30,32,35,37,39 e 41

A análise mais detalhada de algumas fases de cálculo é apresentada seguidamente. Na Fig. 5.14 estão representados os deslocamentos verticais e horizontais obtidos para a fase 30, correspondente ao período imediatamente após o enchimento parcial e antes da construção da última camada de aterro. Nesta figura e nas seguintes, a escala de cor para os deslocamentos verticais foi mantida enquanto que para os deslocamentos horizontais se considerou que haveria vantagem em permitir que as diversas tonalidades fossem ajustadas aos deslocamentos extremos dado que estes valores são inferiores e o desenho se torna assim mais expressivo.

No que respeita aos deslocamentos verticais, as figuras complementam as que anteriormente se apresentaram sendo perfeitamente nítida a evolução destes deslocamentos em especial no maciço de montante e no núcleo (fases 30 e 34). Relativamente à análise dos deslocamentos horizontais verifica-se que inicialmente o efeito do enchimento provoca um deslocamento no sentido de montante, sendo interessante notar que a linha de deslocamento horizontal nulo, que parte sensivelmente do meio do núcleo, encaminha-se para o paramento de jusante implicando, de acordo com a figura, que todo o coroamento (que ainda não está à cota definitiva) se desloque para montante. Este comportamento tem vindo a ser verificado na observação de diversas obras do mesmo tipo.

Para a fase 34, correspondente ao final da construção, esse andamento é totalmente contrariado pela pressão da água na superfície “impermeável” do núcleo e o deslocamento predominante é agora no sentido de jusante.

Para a fase final do cálculo, fase 41, a que corresponde a Fig. 5.16, acentuam-se os assentamentos em especial na zona do núcleo e no maciço de montante. A jusante, por acção do colapso aí ocorrido, verifica-se também um acréscimo significativo do deslocamento vertical. Quanto à componente horizontal, verifica-se um acréscimo nos deslocamentos obtidos no sentido montante-jusante, mas praticamente já não se obteve qualquer alteração na posição da linha de deslocamento nulo.

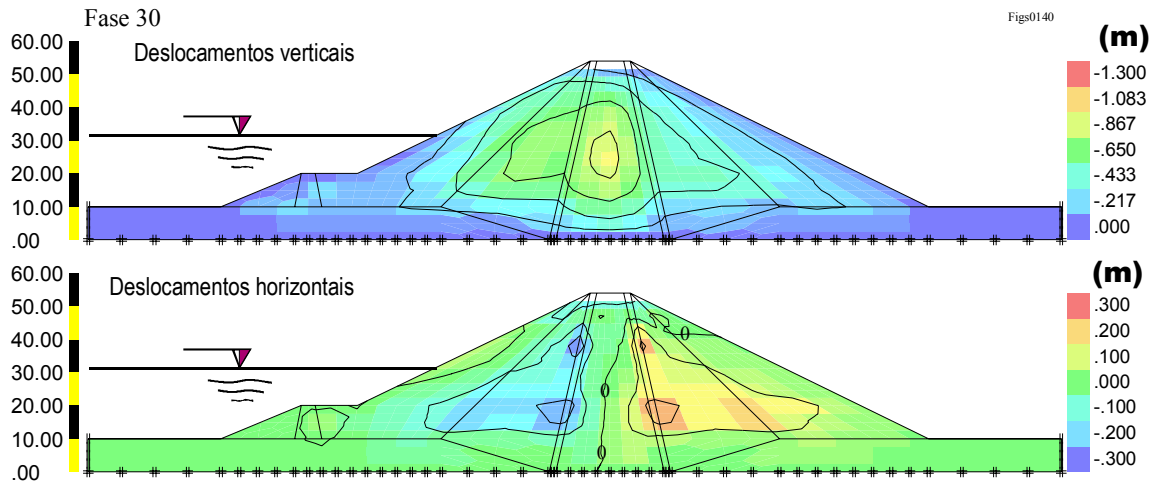


Fig. 5.14 - Fase 30, deslocamentos verticais e horizontais

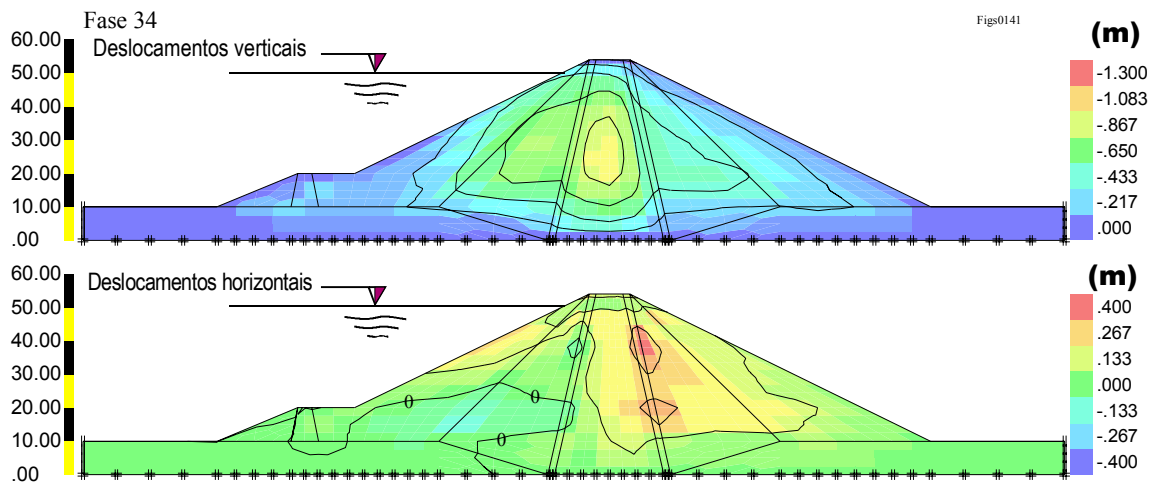


Fig. 5.15 - Fase 34, deslocamentos verticais e horizontais

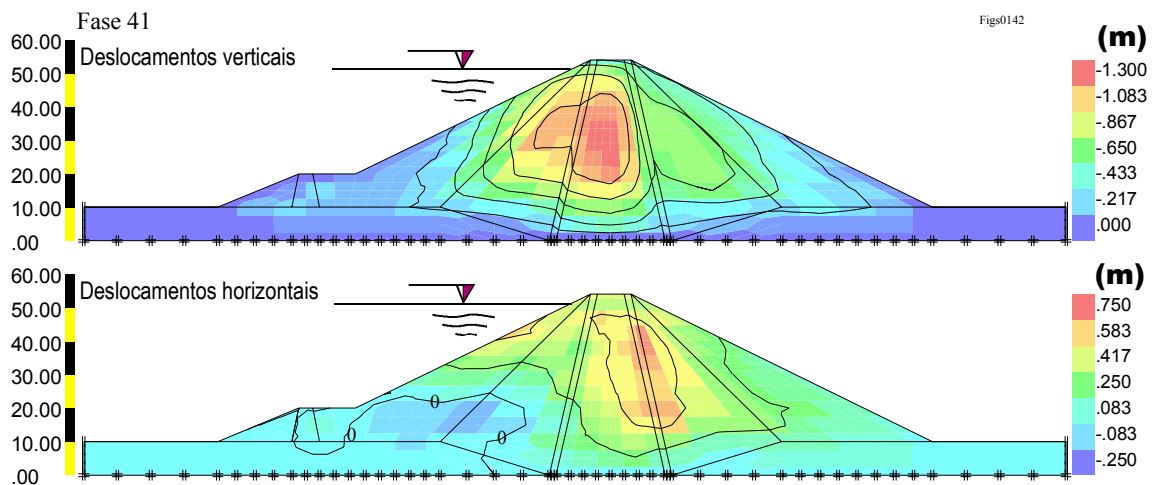


Fig. 5.16 - Fase 41, deslocamentos verticais e horizontais

Para simplificar a interpretação dos efeitos do colapso e da fluência nas diversas fases de cálculo no que respeita aos deslocamentos obtidos, realizaram-se figuras onde se consideram estes efeitos isoladamente das restantes acções consideradas na globalidade do cálculo. Assim, na Fig. 5.17 apresentam-se os isovalores dos deslocamentos resultantes apenas da submersão parcial do maciço de montante, fenómeno que no cálculo efectuado ocorre entre as fases 24 e 30. O máximo acréscimo na componente vertical de deslocamento ronda os 30 cm e o efeito é sensível na metade superior do maciço de montante e numa parte significativa do núcleo da barragem. Já no que respeita aos deslocamentos horizontais, pelo contrário, os deslocamentos mais significativos (14 cm) verificam-se no coroamento e traduzem a tendência para que esta zona da barragem se desloque para montante. No paramento de montante, devido à redução de volume associada ao colapso, existe uma zona (entre as cotas 30 e 40) onde há um deslocamento para montante.

Uma análise semelhante aplicada entre as fases 34 (final de construção) e 41 (1995) permite obter os diagramas que se apresentam na Fig. 5.18. O efeito conjunto do colapso no maciço de jusante com a fluência correspondente ao período considerado traduz-se por um acréscimo significativo das deformações verticais e horizontais e esse efeito manifesta-se numa porção considerável do perfil da barragem.

No que respeita ao estado de tensão, apresentam-se na Fig. 5.20 os vectores de tensões principais efectivas para as fases 24, 32 e 41. Na primeira fase representada é patente a quase simetria na distribuição de tensões havendo uma concentração de tensões verticais, não muito pronunciada, nos filtros. Para a fase 32, correspondente ao final da construção, verifica-se um alívio bastante pronunciado nas tensões no maciço de montante devido à submersão e também à transferência causada pelo colapso do enrocamento alterado. É também sensível a rotação das tensões do núcleo para montante devido à impulsão hidrostática.

Na última fase de cálculo, o colapso no maciço de jusante provoca também uma transferência de tensões para o enrocamento são e para o filtro. No núcleo as tensões sofrem agora uma tendência para rodar no sentido horário embora a sua orientação permaneça predominantemente no sentido da tensão principal máxima se manter orientada para montante.

Os valores das pressões intersticiais calculadas no núcleo resumem-se na Fig. 5.19 para as mesmas fases de cálculo, sendo de salientar que entre as fases 32 e 41, para além do

acréscimo de tensão efectiva no núcleo devido ao colapso e à fluência no maciço de jusante, também se observa também um acréscimo na pressão intersticial.

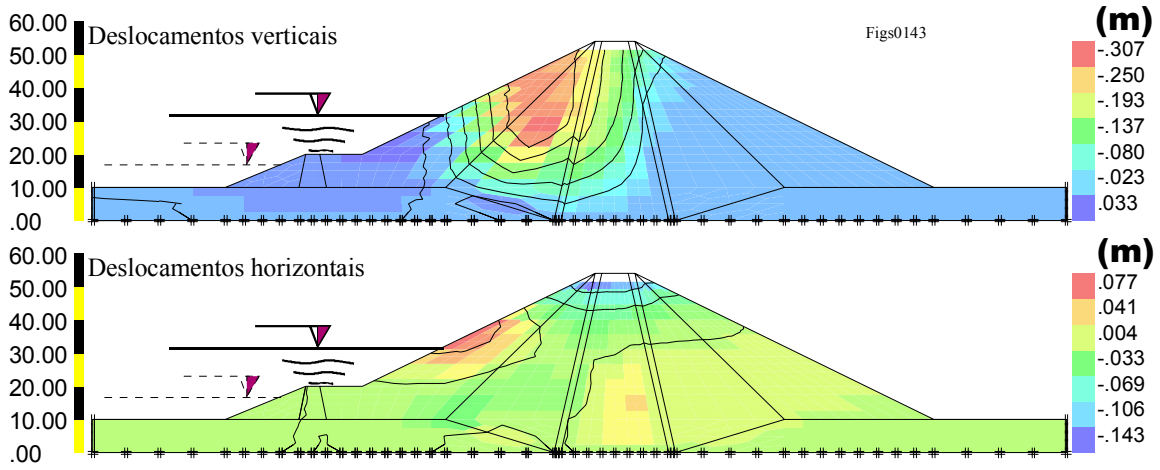


Fig. 5.17 - Deslocamentos ocorridos entre as fases 24 e 30

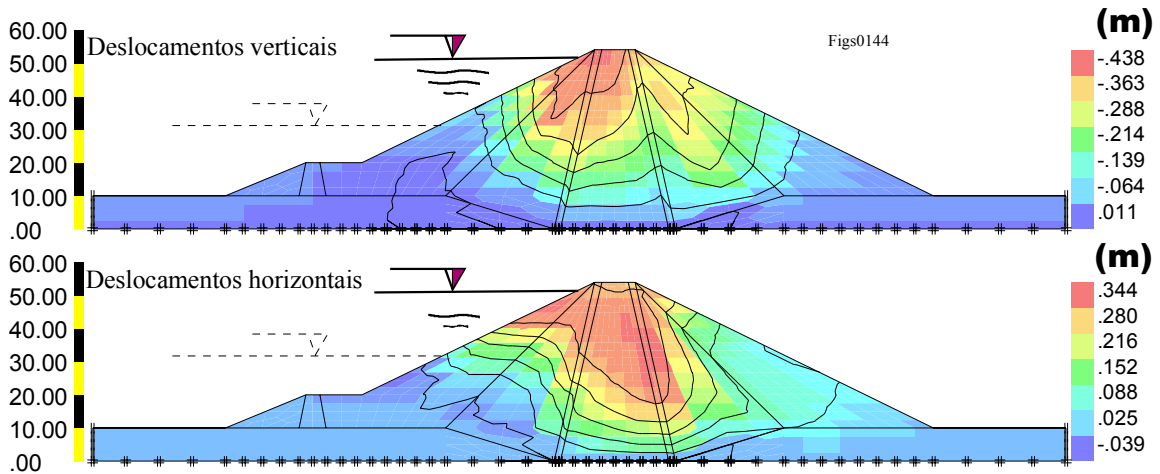


Fig. 5.18 - Deslocamentos ocorridos entre as fases 34 e 41

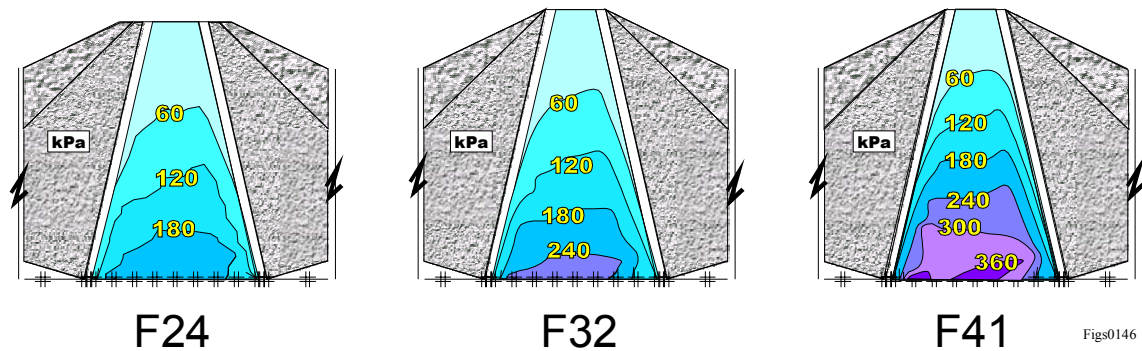


Fig. 5.19 - Isolinhas de pressão intersticial

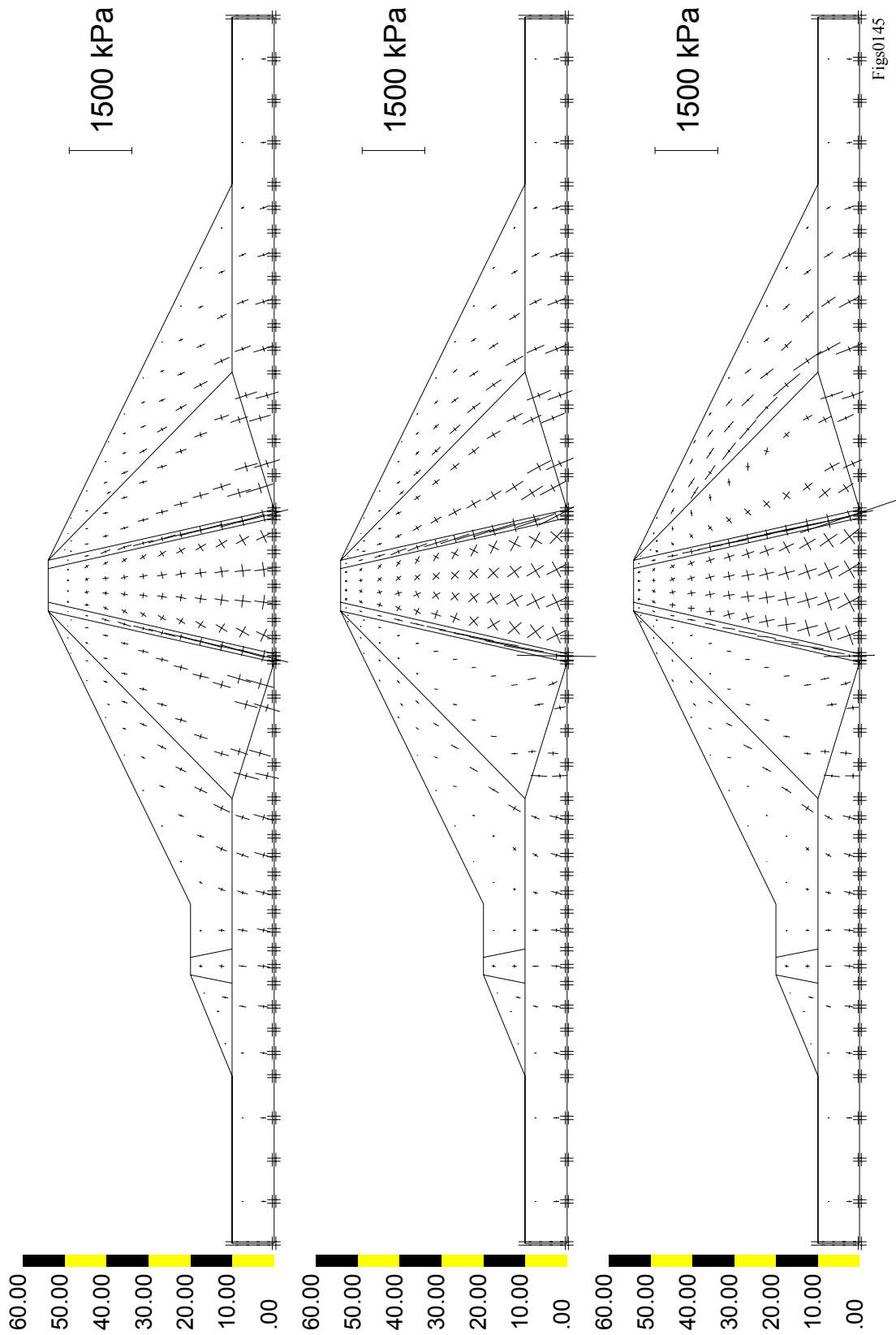


Fig. 5.20 - Tensões principais. Fases 24, 32 e 41

5.2.4.2 - Comparação com os valores observados

Um dos objectivos das retroanálises é o de avaliar se os modelos e a caracterização dos materiais são capazes de descrever a prestação da estrutura às diversas acções que sobre ela actuaram. Em geral, recorre-se a uma selecção dos valores dos parâmetros dos modelos por forma a ajustar a sua resposta aos resultados da observação. A via aplicada nos cálculos acima apresentados não seguiram esta abordagem. Na verdade procurou-se não alterar os parâmetros que haviam sido determinados dos ensaios de laboratório embora, por outro lado, se tenha utilizado valores apontados na bibliografia e para esses não foi possível seguir o mesmo princípio. De qualquer forma, atendendo ao funcionamento estrutural da barragem, os materiais que mais condicionam a deformação são a argila do núcleo e o enrocamento alterado a montante e a jusante deste elemento e, para estes, a caracterização de laboratório foi seguida. No caso do enrocamento são, os parâmetros foram retirados da bibliografia embora a sua determinação também resulte da realização de ensaios.

Nas figuras que se seguem, apresenta-se a comparação dos deslocamentos verticais calculados e observados nas seis baterias de assentamentos instaladas na barragem. Os pormenores da instrumentação são referidos em relatórios específicos sobre o assunto (LNEC, 1983) interessando salientar que se procurou concentrar um conjunto de dispositivos de observação num perfil da barragem e que é precisamente esse que é analisado. A sua localização, sensivelmente a meio do desenvolvimento longitudinal da barragem, apresenta condições geométricas que se aproximam do estado plano. A localização dos equipamentos de observação é apresentada na Fig. 5.2.

Para a comparação dos deslocamentos seleccionaram-se quatro períodos considerados como relevantes; antes do enchimento parcial e após esse evento, Novembro de 1987 e Dezembro de 1995. As datas das medições foram ajustadas em função da disponibilidade de dados e, por exemplo, para a última observação considerou-se Outubro de 1994. O erro introduzido não deverá ser relevante. Além deste aspecto convém observar que na bateria B5 não se dispõe de leituras posteriores a Maio de 1985 pelo que a comparação será incompleta.

De uma forma geral poder-se-á dizer que os resultados observados e calculados ajustam-se bem nas baterias instaladas no maciço de montante e no núcleo (B1 a B3) e que a concordância é menos satisfatória nas restantes. Além disso, nas baterias deste primeiro grupo

os valores observados excedem as previsões, especialmente para as cotas mais elevadas o que poderá, pelo menos parcialmente, ser devido a problemas verificados durante a construção da barragem. Concretamente, sabe-se que no final da construção, a selecção dos materiais de aterro, as operações de colocação e de compactação não terão bem cuidadas (LNEC, 1986).

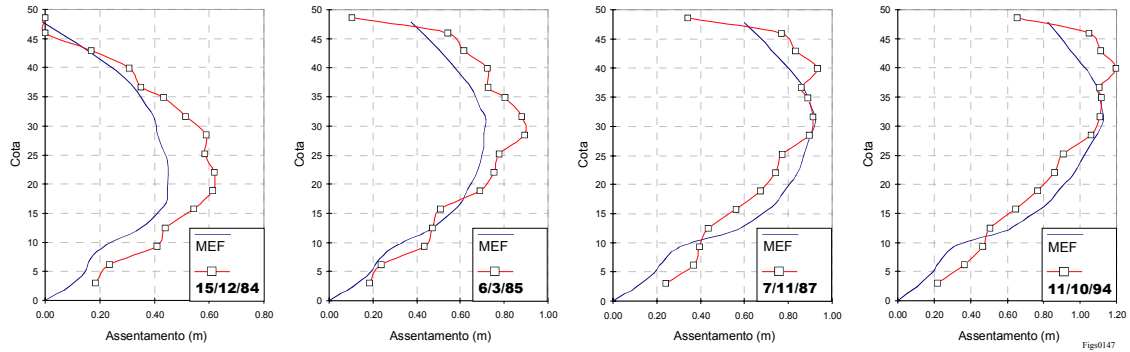


Fig. 5.21 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B1

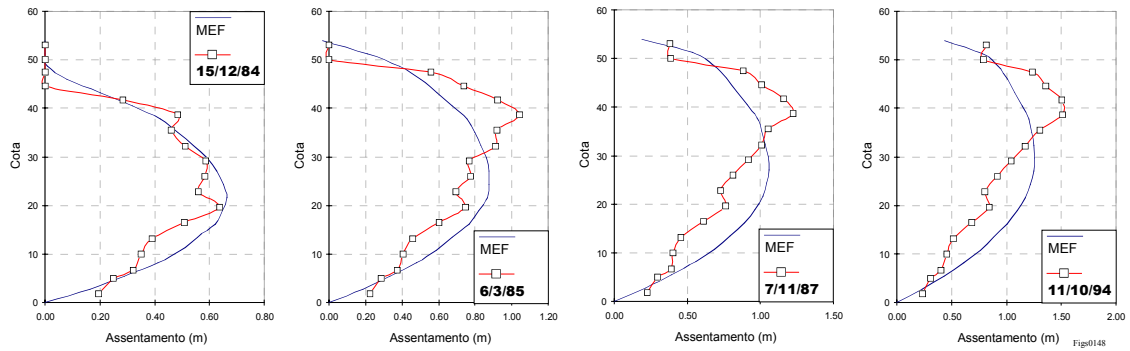


Fig. 5.22 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B2

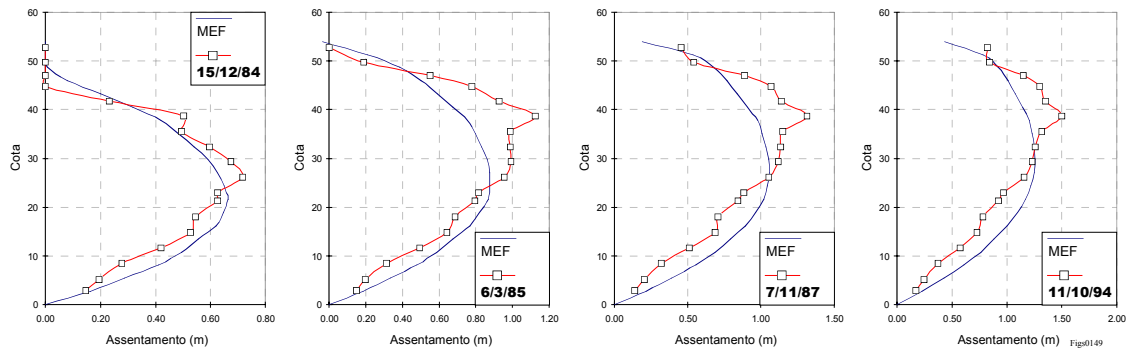


Fig. 5.23 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B3

Nas baterias instaladas a jusante a concordância já não é tão boa, particularmente nas baterias B5 e B6. Uma razão possível para esta diferença poderia ser a estimativa por defeito da

influência do colapso no maciço de jusante. No entanto, a análise dos diagramas sugere que uma parte significativa da diferença se observa nos primeiros 10 metros das baterias. Esta diferença, em particular no bateria B6, poderá ser causada por uma maior deformabilidade da fundação e, nesse caso, tratar-se-ia de um erro na consideração de igual comportamento mecânico para as aluviões de montante e jusante.

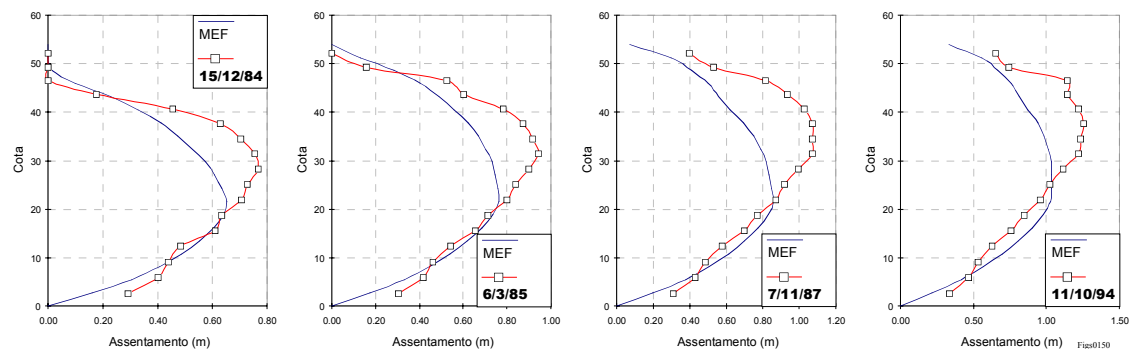


Fig. 5.24 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B4

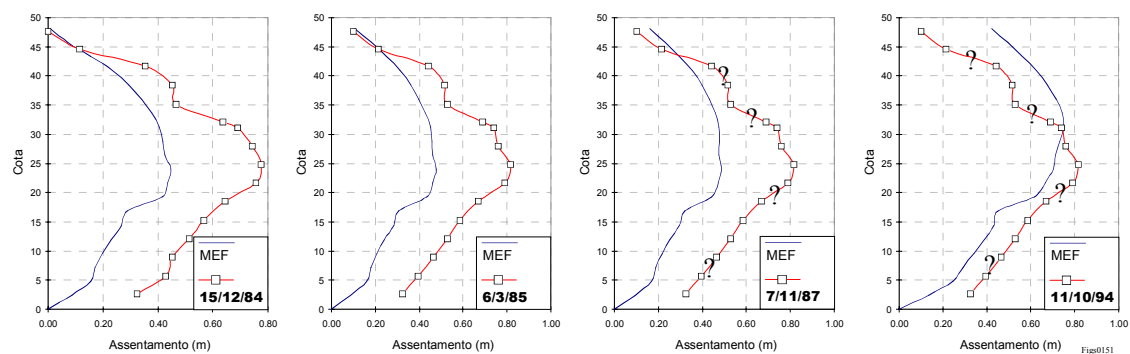


Fig. 5.25 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B5

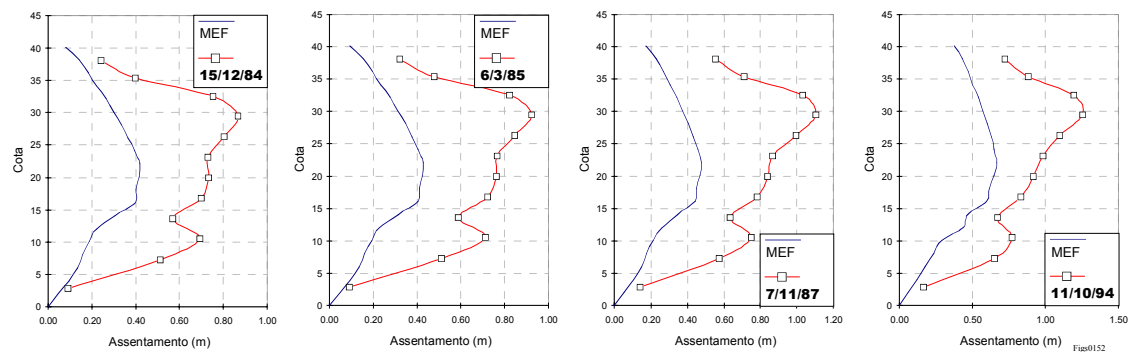


Fig. 5.26 - Comparação entre assentamentos calculados e observados. Bateria B6

Para além da medição dos assentamentos internos, que é feita desde o início da construção, também se procedeu à medição dos deslocamentos horizontais internos através da medição dos deslocamentos em tubos inclinométricos. Inicialmente pretendia-se utilizar os mesmos

tubos onde se faz a medição de assentamentos mas posteriormente decidiu-se ser mais conveniente instalar novos tubos dado que a medição nos primeiros se tornou inviável. A instalação ocorreu após o final da construção da barragem num perfil distanciados de cinco metros do perfil inicial. Os inclinómetros I1, I2 e I3 encontram-se posicionados em correspondência com as baterias B2, B3 e B4. A primeira leitura destes dispositivos ocorreu em 21/8/85 e os deslocamentos horizontais são referidos a esta data. No que respeita ao cálculo efectuado a fase 34 é representativa do início das medições.

Do conjunto de campanhas disponíveis nos vários tubos inclinométricos foram seleccionadas, para comparação com o cálculo, quatro datas para o inclinómetro I2, situado no centro do núcleo. O Quadro 5.10 resume as datas consideradas e as correspondentes fases de cálculo.

Quadro 5.10 - Correspondencia entre as campanhas de observação e as fases de cálculo

Data da campanha	Fase de cálculo	Observações
21/08/85	34	Referência
07/11/87	36	
04/12/88	38	
06/02/90	40	
11/10/94	41	Diferença de 1 ano

Contrariamente ao que se passa com os valores dos deslocamentos verticais onde há uma tendência para os resultados dos cálculos subestimarem os valores medidos, nos deslocamentos horizontais a estimativa conduz a valores superiores aos que efectivamente se observaram. Esta tendência é particularmente sentida para as fases 40 e 41 onde a diferença ronda os dez centímetros ao nível do coroamento. Para além desta diferença, há ainda que salientar que o andamento da deformada não é concordante. Na verdade, os valores medidos apontam para um funcionamento do tipo “consola” em que, junto ao apoio, os deslocamentos são reduzidos e a tangente à curva de deslocamento tende a ser vertical. No cálculo, pelo contrário, e em especial nas últimas fases (40 e 41), a deformação cresce de forma sensível nos primeiros 20 a 25 metros e praticamente atinge o valor máximo nessas cotas.

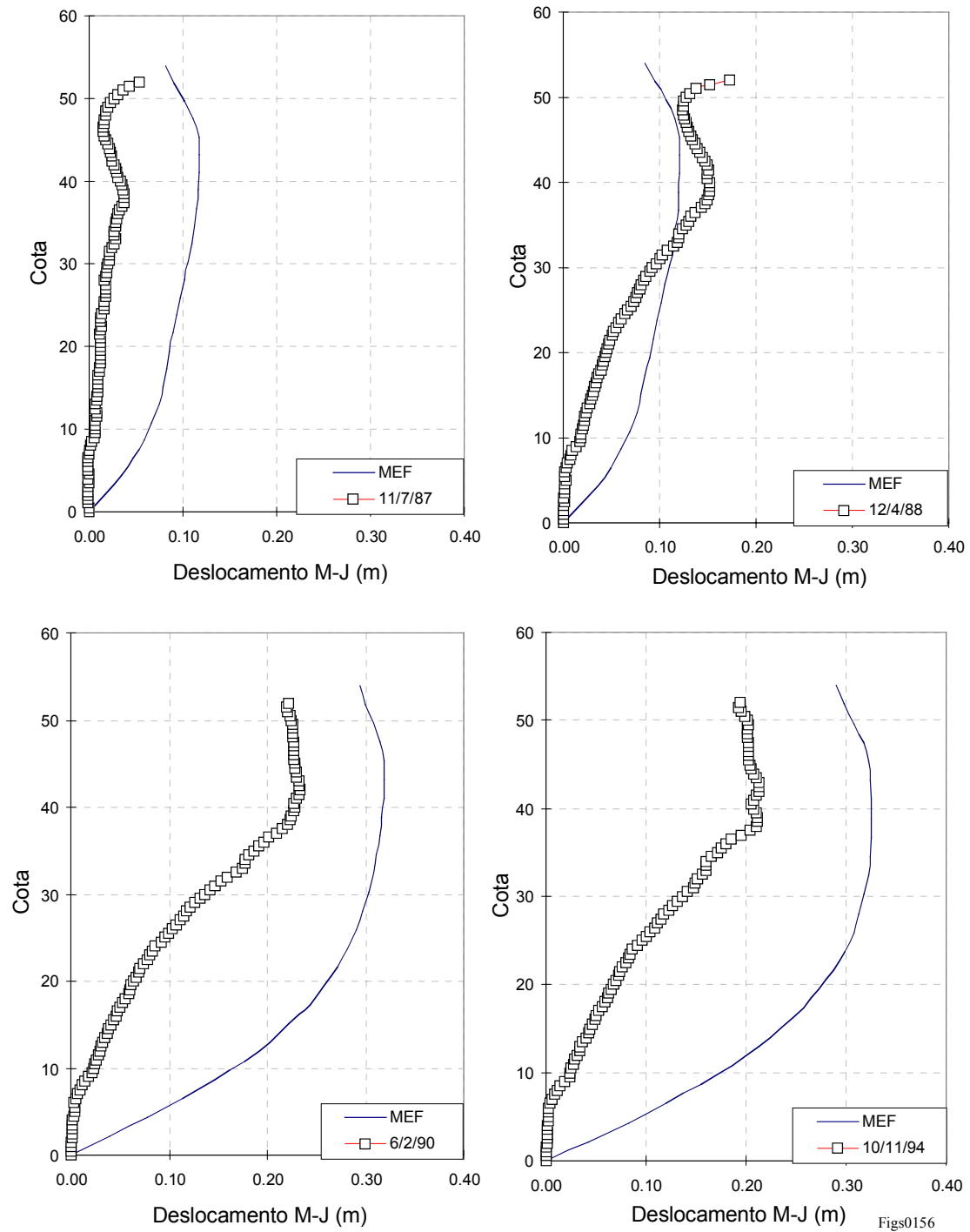


Fig. 5.27 - Deslocamentos horizontais internos. Inclínometro I2 - Valores estimados e medidos

5.2.4.3 - Efeito da fluência

Para avaliar o efeito da consideração da fluência nos resultados obtidos, realizou-se um cálculo análogo ao já apresentado no parágrafo 5.2.4.1, tendo-se anulado as fases correspondentes aos efeitos do tempo.

No que respeita aos deslocamentos obtidos a fluência conduz, naturalmente, a um acréscimo da deformação cuja expressão e importância dependem da fase de cálculo considerada. Do conjunto de fases utilizadas julgou-se relevante comparar os resultados obtidos antes do enchimento parcial (Fase 24) e no final da sequência de cálculo (Fase 41).

Relativamente à primeira, verifica-se que a influência da fluência se traduz por um acréscimo máximo de cerca de 20 cm na componente vertical do deslocamento, com especial incidência na zona constituída por enrocamento alterado. A mesma tendência é também verificada relativamente à outra componente do deslocamento (segundo a horizontal), sendo a máxima diferença de cerca de 25 cm (Fig. 5.28). A distribuição dos acréscimos de deslocamentos verticais devidos à fluência é, nesta fase, praticamente simétrica.

Analisando a diferença obtida na fase final constata-se já uma manifestação bastante mais significativa do efeito da fluência. No maciço de montante os acréscimos de deslocamentos verticais ascendem a 40 cm (Fig. 5.29), enquanto que a jusante, na zona de enrocamento alterado, são de sensivelmente metade deste valor.

A fluência apresenta ainda alguma expressão no que respeita aos movimentos horizontais traduzindo-se num acréscimo generalizado no sentido de jusante. Atendendo à tendência verificada para o cálculo sobrestimar os deslocamentos horizontais (ver Fig. 5.27) interessa esclarecer em que medida é que o efeito da fluência é responsável pelos valores mais elevados resultantes do cálculo. Neste sentido apresenta-se na Fig. 5.30 a comparação dos deslocamentos horizontais medidos no inclinómetro I2, reportados a 10/11/94 e os valores estimados através do cálculo sem considerar o efeito de fluência. Nas fases 36 e 38, correspondentes a 7/11/87 e 4/12/88, não se regista praticamente qualquer deslocamento horizontal dado que a maior parte dos deslocamentos (resultantes do colapso devido ao enchimento parcial) já se haviam processado anteriormente à instalação dos tubos inclinométricos. As fases 40 e 41 coincidem, pois não se considera neste caso o efeito da fluência, verificando-se, no entanto, que os deslocamentos horizontais calculados ultrapassam

de forma sensível os deslocamentos medidos e que, para além deste aspecto, o tipo de andamento da curva é sensivelmente idêntico ao obtido para o cálculo com fluência correspondente às mesmas datas (Fases 40 e 41). As diferenças entre os dois cálculos, um pouco superiores a 5 cm, manifestam-se principalmente entre as cotas 20 e 50.

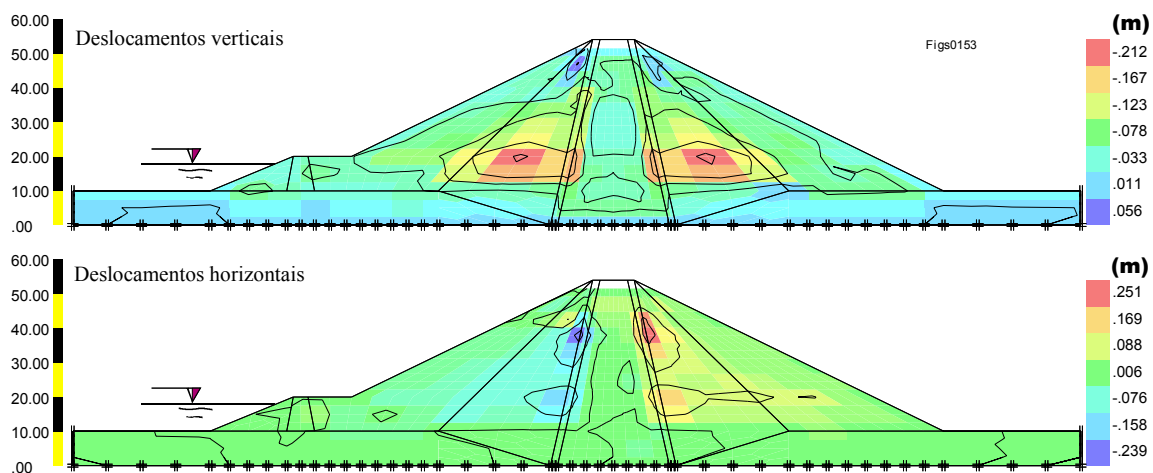


Fig. 5.28 - Acréscimo de deslocamento por efeito da fluência - Fase 24

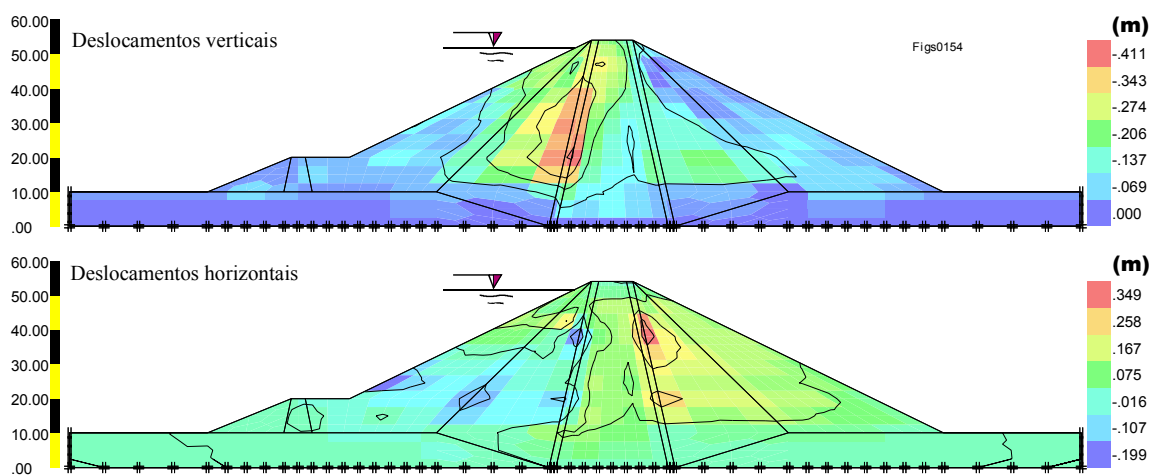


Fig. 5.29 - Acréscimo de deslocamento por efeito da fluência - Fase 41

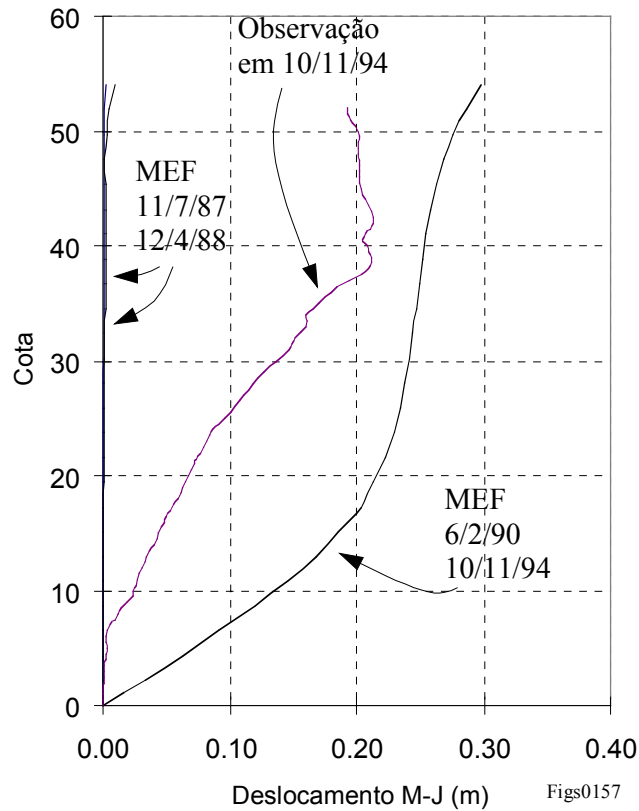


Fig. 5.30 - Deslocamentos horizontais internos. Inclínómetro I2 - valores observados e estimados no cálculo sem fluência

Na Fig. 5.31 apresentam-se os vectores de deslocamento que resultam da composição dos deslocamentos verticais e horizontais da fase 41 onde se podem notar os aspectos acima mencionados, nomeadamente no que respeita ao acréscimo dos deslocamentos verticais na zona de enrocamento alterado a montante e a uma tendência generalizada para se verificar um acréscimo de deslocamento no sentido montante - jusante.

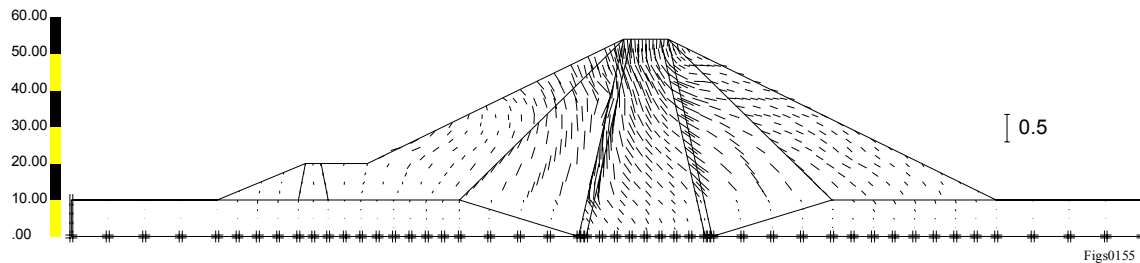


Fig. 5.31 - Vectores de deformação. Componente devida à fluência - Fase 41

No que respeita à distribuição de tensões, as diferenças são mais marginais havendo apenas que registar um ligeiro acréscimo no efeito da transferência de tensão das zonas com

enrocamento alterado para o núcleo e para os maciços estabilizadores. Neste caso a transferência de tensões deve-se fundamentalmente à maior deformação de fluência que foi considerada para o enrocamento alterado com $C_N=0,0014/\text{dia}$, enquanto que no enrocamento são se tem $C_N=0,0010/\text{dia}$ (Quadro 5.7). A maior redução de volume no decorrer do tempo implica que uma parte das tensões do enrocamento alterado tenha tendência para ser transferida para os materiais adjacentes que apresentam menor deformação.

5.2.5 - Estimativa das deformações a longo prazo

Dentro das simplificações inerentes aos métodos empregues, e admitindo uma situação de estacionaridade do nível da albufeira, é possível estimar os deslocamentos a longo prazo. Neste caso os deslocamentos obtidos correspondem a uma previsão do tipo A, isto é, antes do acontecimento, apresentando nesta perspectiva o interesse de avaliar um cenário possível para o futuro.

Tendo presente as limitações do modelo e fundamentalmente a fiabilidade¹⁶, porventura limitada, dos parâmetros de fluência que foram determinados apresenta-se em seguida uma previsão para os deslocamentos correspondentes ao ano 2035, que equivalem à estimativa do comportamento para um período de 50 anos após o final da construção.

O cálculo efectuado consistiu na consideração de oito fases adicionais relativamente à descrição apresentada no Quadro 5.9. A cada fase adicional corresponde um período de cinco anos, atingindo-se na fase 49 o ano de 2035. Na Fig. 5.32 apresentam-se os valores dos deslocamentos verticais e horizontais totais para o final do cálculo (ano de 2035) e na Fig. 5.33 apenas os acréscimos de deformação resultantes da consideração da fluência no período acima referido. Convém salientar que nesta figura se apresenta a resultante das fases de cálculo 35 a 49, mas subtrai-se o efeito das fases 36, 38 e 40 que correspondem à deformação de colapso no maciço de jusante devido à molhagem por acção da chuva. Assim, neste diagrama, as deformações apresentadas referem-se exclusivamente aos acréscimos de deslocamentos devidos às deformações diferidas.

¹⁶ As maiores reservas devem ser postas na duração dos ensaios efectuados para determinar os parâmetros que se resumem no Quadro 5.8. Na verdade, os valores apresentados baseiam-se em ensaios cuja duração foi inferior a um mês e, apesar de uma parte das deformações provavelmente se ter verificado, é sempre problemática a

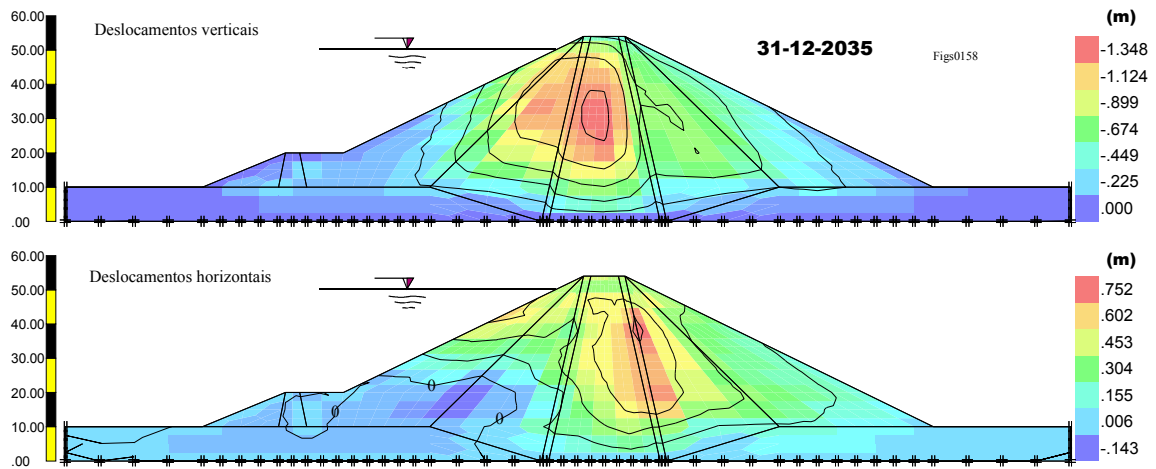


Fig. 5.32 - Diagrama de deslocamentos horizontais e verticais para o ano de 2035

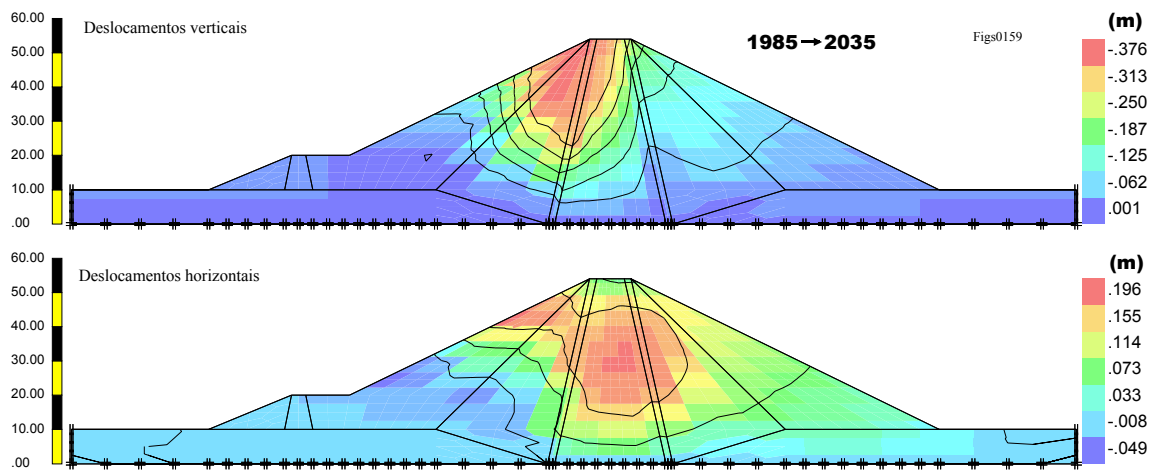


Fig. 5.33 - Deslocamentos de fluência entre 1985 e 2035

5.2.6 - Comentários aos resultados obtidos

Os resultados dos cálculos apresentados nas alíneas anteriores descrevem o comportamento estimado para a barragem de Beliche, através da aplicação de um modelo dos estados críticos que incorpora a possibilidade de simular os efeitos do colapso e da fluência.

Os parâmetros utilizados nesses modelos derivaram, sempre que possível, de ensaios realizados para o efeito no decorrer deste estudo. Encontram-se nestas condições os parâmetros do enrocamento alterado seco e saturado e da areia do filtro. Os restantes

extrapolação para períodos muito longos. Para além deste aspecto há que considerar a possibilidade de se

materiais foram caracterizados em Veiga Pinto (1983) e os resultados desses ensaios permitiram obter os parâmetros para os materiais não ensaiados.

Os modelos desenvolvidos parecem conseguir descrever com razoável aproximação o comportamento da barragem com especial incidência nos deslocamentos verticais verificados a montante e no núcleo. Relativamente às deformações verificadas a jusante o afastamento é significativo e a análise dos diagramas de assentamento nessa zona parecem apontar para que uma parte importante da diferença seja obtida logo nos primeiros metros das baterias de assentamento, sendo nesse caso resultado de uma deformação mais elevada na fundação. De acordo com as hipóteses adoptadas no que respeita à “idade” das camadas aluvionares da fundação os deslocamentos de fluência foram minimizados nesta zona e procurou-se assumir um mesmo critério para as aluviões de montante e jusante. No entanto, a confirmar-se a verosimilhança da hipótese dos deslocamentos na zona de jusante serem devidos a movimentos nos primeiros metros dos inclinómetros, na descrição das fases de cálculo haveria que considerar idades diferentes nas aluviões de montante e jusante. Em alternativa, uma caracterização mais detalhada poderia revelar que o comportamento dos materiais não foi semelhante, contrariamente ao que foi admitido.

A fluência dos materiais representa, segundo este modelo de cálculo, uma percentagem expressiva da deformação vertical total. Relativamente à deformação horizontal o modelo parece sobrestimar os deslocamentos e, embora a modelação da fluência agrave ainda mais esta tendência, mesmo sem a consideração deste efeito os valores são sobrestimados.

A evolução temporal dos deslocamentos é descrita com aproximação satisfatória como se demonstra pela análise dos diagramas de assentamentos internos das diversas baterias instaladas.

Confirma-se a grande importância da consideração do colapso do material de enrocamento a jusante por acção da molhagem resultante das chuvas mais intensas (Naylor et al., 1995).

A deformabilidade do núcleo argiloso apresenta um peso importante no comportamento global da barragem. A boa concordância obtida justifica a opção tomada de considerar para esta zona uma deformabilidade superior, de acordo com os resultados dos ensaios de

verificar discontinuidades na velocidade de deformação (Parkin, 1991).

determinação dos limites de Atterberg em detrimento dos parâmetros derivados dos ensaios triaxiais onde as condições específicas de realização do ensaio se podem afastar das condições de colocação do material *in situ*.

5.3 - Aterro de estrada da barragem de Odeleite

5.3.1 - Descrição

No empreendimento de aproveitamento da ribeira de Odeleite que se integra, com o aproveitamento da ribeira de Beliche, no plano de abastecimento de água ao Sotavento Algarvio, existe, para além da barragem principal de aterro de enrocamento e de diversas portelas, um aterro de estrada que se apresenta com grande interesse para aplicação dos modelos desenvolvidos no âmbito deste trabalho.

De facto, este aterro de estrada, apesar de não ser muito extenso, apresenta uma dimensão apreciável atingindo a altura máxima de 40 metros (incluindo o saneamento da fundação) e é construído com materiais muito semelhantes aos que foram utilizados na barragem de Beliche. Longitudinalmente o aterro apresenta uma extensão de cerca de 180 metros e em planta descreve uma curva não muito pronunciada. Na Fig. 5.34 apresenta-se uma fotografia geral do empreendimento, na Fig. 5.35 o perfil longitudinal do aterro e na Fig. 5.36 o perfil transversal tipo.

Para além desta concordância no que respeita aos materiais que incorporam o aterro, por questões topográficas foi decidido que o aterro viria a ser parcialmente submerso de ambos os lados, já que a jusante a albufeira fica contida pelos taludes naturais. A comunicação entre montante e jusante é garantida por duas condutas de diâmetro de um metro e para minimizar as acções da água sobre o aterro, e também para permitir a passagem livre da água, este deve ser muito permeável especialmente na zona inferior, junto à fundação.

A racionalização do aproveitamento dos materiais que resultam da exploração da pedreira pressupõe, de acordo com o projecto da barragem, que no aterro de estrada sejam aplicados os materiais mais alterados e por isso deformáveis que, de acordo com os ensaios de caracterização, se assemelham bastante aos materiais que constituem o enrocamento alterado da empreiteira na barragem de Beliche.



Fig. 5.34 - Fotografia do aterro de estrada e zona de construção da barragem de Odeleite

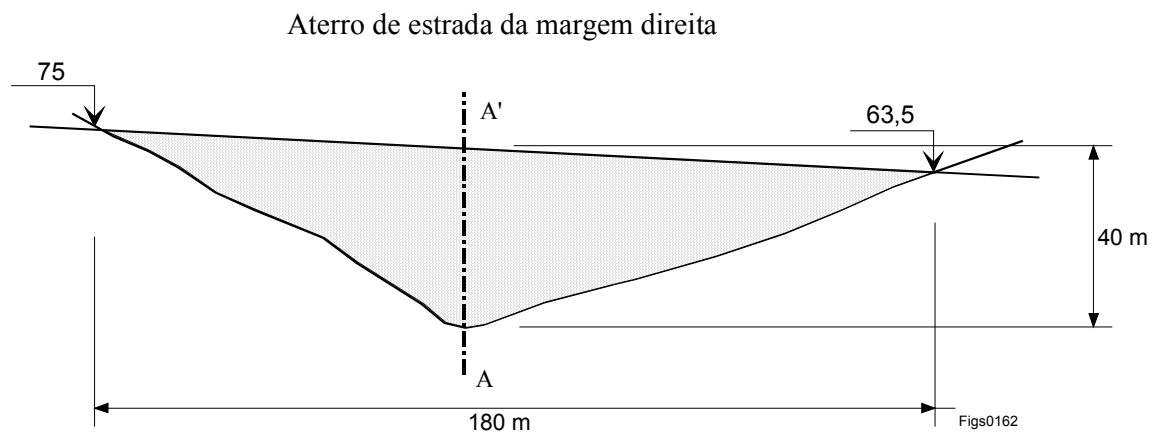


Fig. 5.35 - Perfil longitudinal do aterro da margem direita

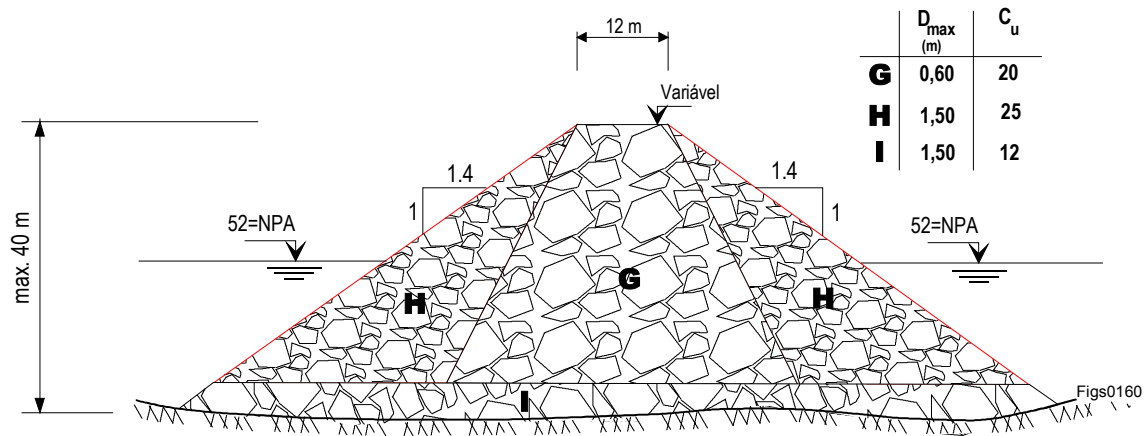


Fig. 5.36 - Perfil transversal tipo

Por se tratar de um aterro secundário, pelo menos quando comparado com os restantes, especialmente os que compõem a barragem, este aterro não foi alvo de uma instrumentação muito intensa, nomeadamente para a fase construtiva onde não foi prevista qualquer medida de observação. Para a fase de exploração, e porque se trata de um aterro de uma estrada nacional onde é necessário controlar as deformações, foi prevista a instalação de marcas de nivelamento no coroamento. As marcas, em número total de 26, encontram-se dispostas segundo perfis transversais à esquerda e direita da estrada e os perfis instrumentados estão distanciados de, cerca de 12 metros. Atendendo a que a instrumentação é posterior à construção, os deslocamentos que se podem calcular durante a fase construtiva têm um interesse relativo dado que, na verdade, não há maneira de aferir a sua verosimilhança. No projecto previa-se para a fase construtiva assentamentos máximos da ordem dos 6 cm, valor este que parece ser extremamente subestimado atendendo ao conhecimento do comportamento dos aterros da barragem de Beliche. Para a fase pós construtiva os deslocamentos previstos no projecto eram de 10 cm, o que, pelas mesmas razões apontadas relativamente à fase construtiva, é um valor muito baixo. É necessário frisar que estas previsões se reportam a um período em que se desconhecia a verdadeira importância das deformações de colapso dos materiais de enrocamento, em especial deste tipo de materiais (enrocamentos de xisto alterado) sendo pois neste contexto que os valores apontados devem ser interpretados. Para além deste aspecto, conforme se pôde constatar nos cálculos apresentados para a barragem de Beliche, a componente da fluência também pode representar uma parcela importante da deformação do aterro.

Apesar do perfil tipo prever a utilização de diversas granulometrias de enrocamento (materiais G, H e I, Fig. 5.36), que em princípio podem apresentar comportamentos distintos, considerar-se-á em termos de cálculo por elementos finitos que o aterro incorpora apenas um tipo de material em tudo análogo ao enrocamento alterado (EA, Quadro 5.1) utilizado na barragem de Beliche. Portanto os parâmetros adoptados nos cálculos que se seguem são iguais aos do enrocamento de xisto alterado, acima indicado.

A discretização do perfil transversal tipo é a que se apresenta na Fig. 5.37 tendo resultado numa malha de 102 elementos finitos isoparamétricos e 333 pontos nodais distribuídos segundo nove camadas correspondentes às fases construtivas consideradas no cálculo. Destas, a quinta camada, que corresponde ao NPA da albufeira, encontra-se à cota 52 que, no diagrama da figura, equivale à cota 22.

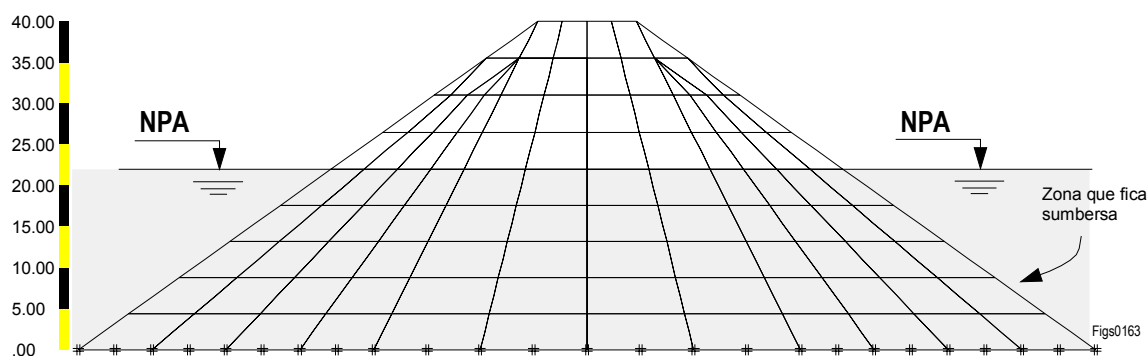


Fig. 5.37 - Malha de elementos finitos do aterro de estrada

5.3.2 - Construção do aterro e enchimento da albufeira

Na presente secção apresenta-se os resultados em termos de tensões e deformações obtidos para a construção do aterro e enchimento da albufeira desprezando a contribuição das deformações de fluência.

Os deslocamentos obtidos para a fase construtiva são muito superiores aos previstos no projecto, atingindo sensivelmente a meia altura valores da ordem de 20 cm. As isolinhas de deslocamentos verticais e horizontais para esta fase estão ilustradas na Fig. 5.38 tirando-se partido da simetria do aterro para representar conjuntamente as duas componentes da deformação. Saliente-se, no entanto, que os valores apresentados nesta e noutras figuras

semelhantes para as deformações horizontais, têm na outra metade do aterro os sinais inversos.

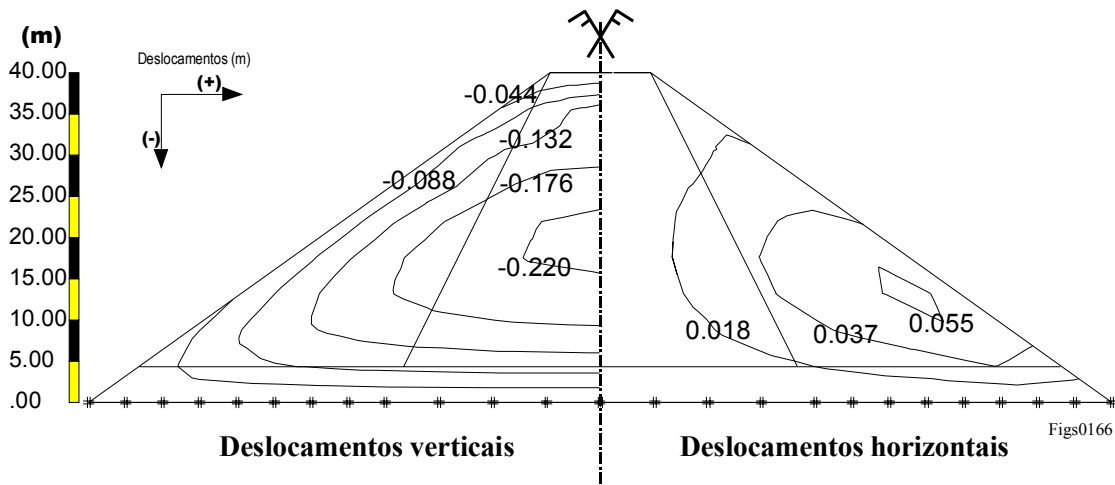


Fig. 5.38 - Deslocamentos verticais e horizontais - fase construtiva

Se no corpo do aterro tivesse sido instalada uma bateria para medir os deslocamentos verticais obter-se-ia o diagrama que se apresenta na Fig. 5.39 que exhibe o aspecto típico da construção de aterros, onde cada linha é aproximadamente parabólica com o máximo deslocamento sensivelmente a meia altura da cota máxima até ao momento. Relativamente à distribuição de tensões, o diagrama obtido é o que se apresenta na Fig. 5.40.

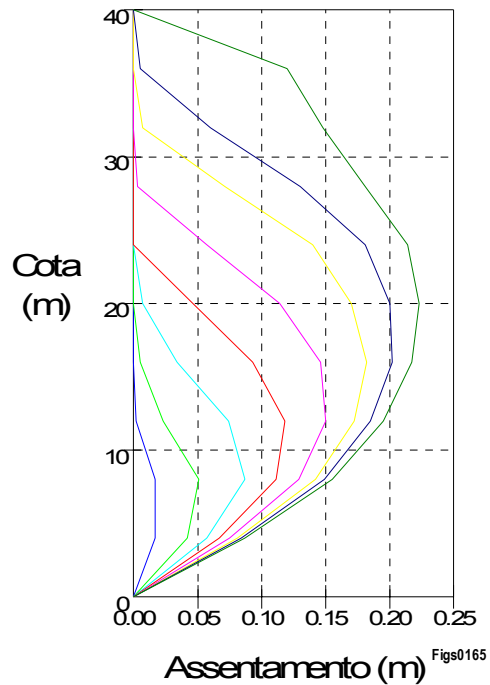


Fig. 5.39 - Assentamentos durante a fase construtiva

Para a fase pós construtiva interessa avaliar o efeito do colapso que virá a ocorrer por ocasião da subida da albufeira até ao NPA. Dado que neste cálculo não se considera o efeito da fluência, assume-se implicitamente que a subida ocorre de forma uniforme no tempo e a subida da é albufeira simulada em cinco fases de cálculo. Como o aterro é muito permeável e, para além disso, dispõe de condutas que asseguram a igualdade dos níveis de um e outro lado do aterro, o enchimento é simultâneo nos dois lados.

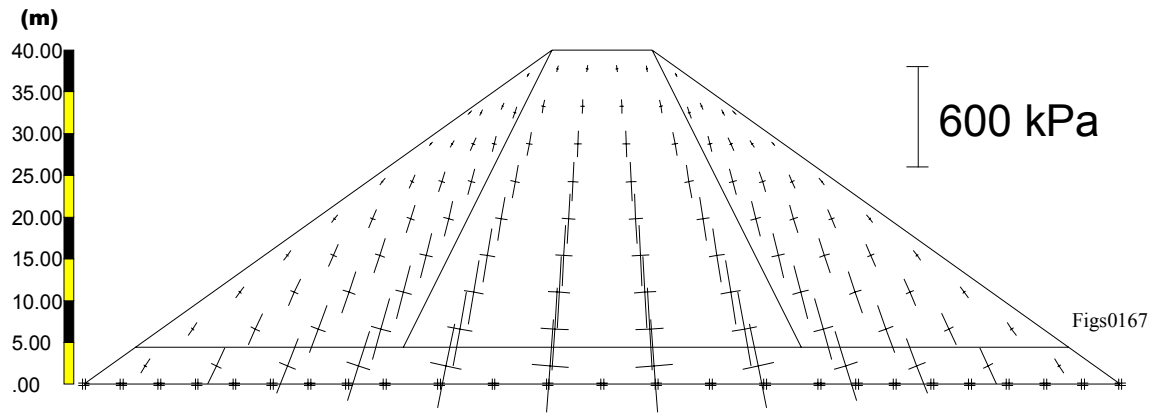


Fig. 5.40 - Tensões principais, final de construção

Na Fig. 5.41 apresentam-se os deslocamentos verticais e horizontais que são esperados em consequência do enchimento da albufeira e do colapso dos materiais de enrocamento constituintes do aterro. Os resultados obtidos apontam para assentamentos da ordem dos 90 cm na zona do coroamento, deslocamentos que a verificarem-se terão consequências sensíveis na estrada. Os deslocamentos horizontais, apesar de elevados, especialmente no terço inferior do aterro, ao nível do coroamento não têm expressão relevante.

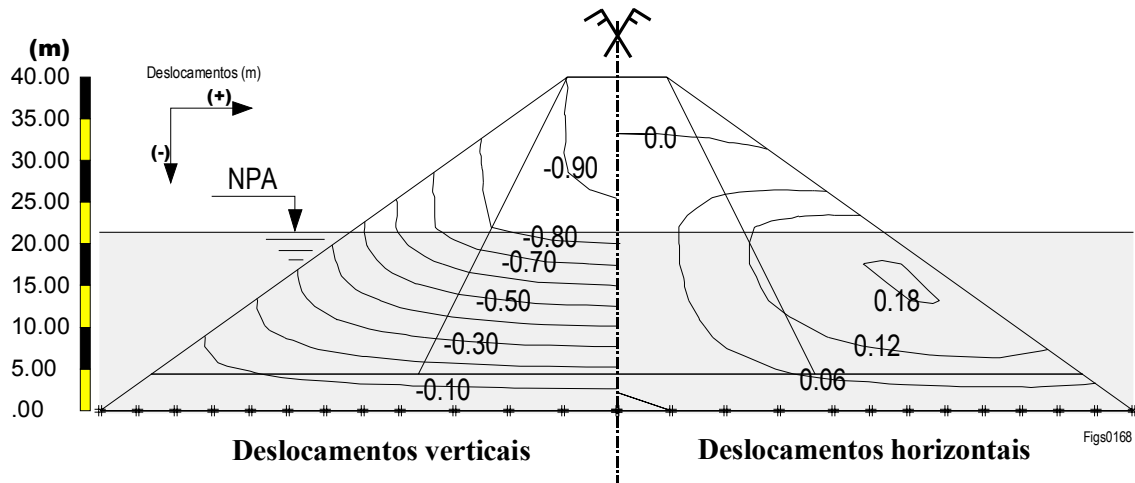


Fig. 5.41 - Deslocamentos no aterro de estrada devidos ao enchimento da albufeira

Os valores bastante elevados dos deslocamentos devidos ao efeito do colapso estão necessariamente, associados a um mecanismo de cedência que se instala no aterro devido à grande deformação que resulta da molhagem do material e também à inclinação do talude, bastante elevada para as características que correspondem ao material de enrocamento alterado. Este mecanismo está explicitado na Fig. 5.42, onde se localizam as zonas que, em

resultado dos cálculos efectuados, se encontram em cedência indicando-se também o mecanismo de deformação que provavelmente está associado a essas zonas de cedência. Note-se que toda a zona central do aterro se encontra com capacidade resistente exaurida e, embora em menor grau, a cedência se prolonga segundo duas superfícies quase circulares para os dois lados do aterro. Este mecanismo parece concordar com a concentração de deslocamentos verticais no coroamento (90 cm) e com os deslocamentos horizontais mais elevados entre as cotas 15 e 20 da malha de elementos finitos.

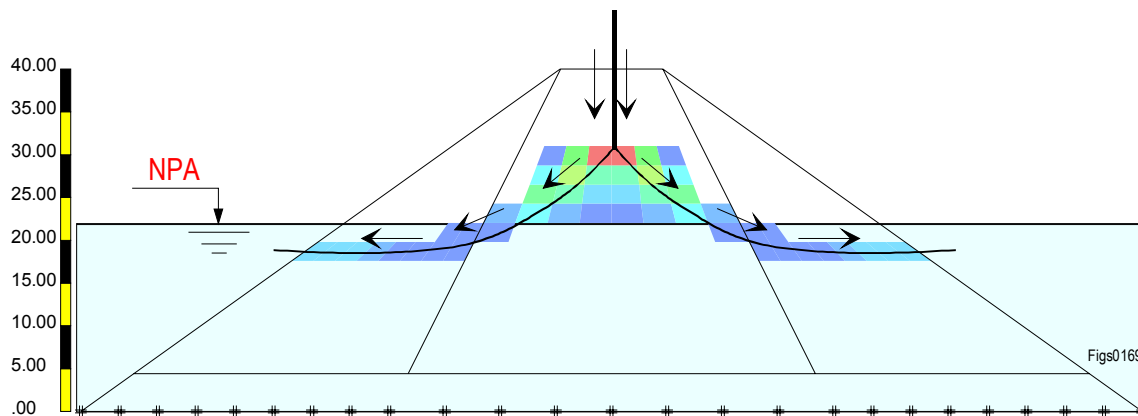


Fig. 5.42 - Zonas em cedência e mecanismo (provável) de deslocamento

5.3.3 - Construção do aterro, fluência e enchimento da albufeira

Neste cálculo pretende-se estimar a influência do tempo nas deformações do aterro de estrada. Como não se conhece a sequência construtiva admitiu-se que esta terá durado um ano e, em face do volume total do aterro (que se estima em $255 \times 10^3 \text{ m}^3$), da geometria do perfil transversal e da geometria do perfil longitudinal, estimou-se a variação da cota do aterro em função de um rendimento médio de colocação de aterro uniforme ao longo desse ano. Com base nestas hipóteses estabeleceu-se a variação representada na Fig. 5.43 onde também se indica, a tracejado, a correspondência entre as diversas cotas e as camadas de elementos finitos da malha idealizada.

Com base nestes valores foi possível simular a construção do aterro contabilizando as deformações de fluência durante esta fase e, por consequência, as deformações que ocorreram no período entre o final da construção e o enchimento da albufeira. Com esta sequência é possível constatar o benefício em termos das deformações que ocorrem em resultado do

enchimento da albufeira, e que resultam do intervalo de tempo que decorre entre os dois eventos, como à frente se demonstrará.

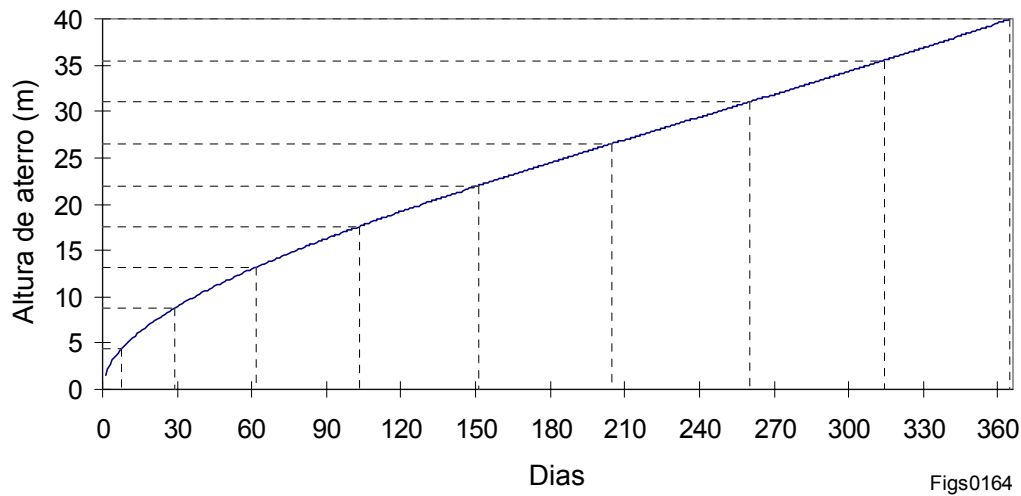


Fig. 5.43 - Sequência construtiva (hipotética) para o aterro de estrada

A Fig. 5.44 refere-se aos deslocamentos resultantes da fase construtiva do aterro de estrada contabilizando o efeito da fluência e admitindo a sequência construtiva como acima se detalhou.

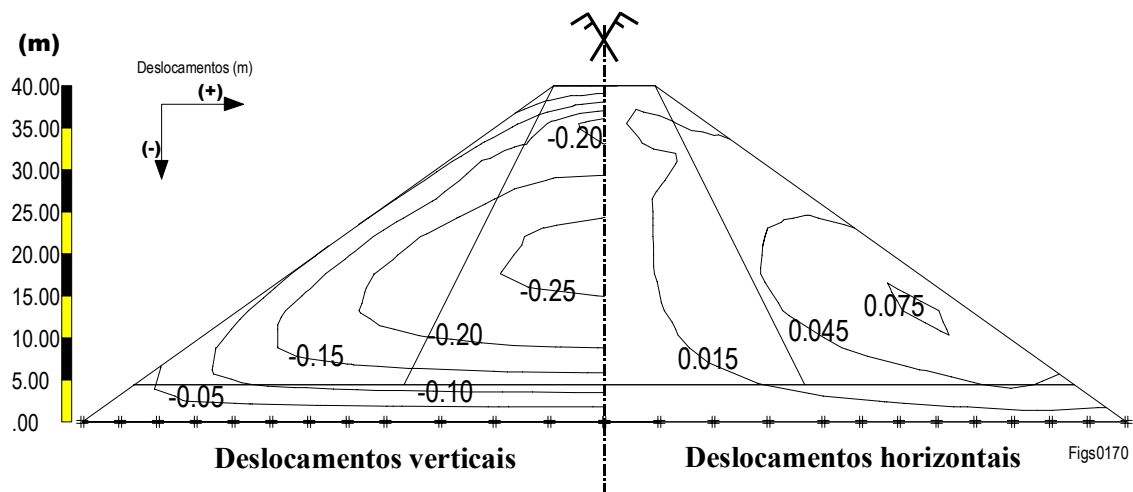


Fig. 5.44 - Deslocamentos para a fase construtiva

Como seria natural, a consideração da fluência na simulação da sequência construtiva traduz-se por um acréscimo nos deslocamentos verticais e horizontais comparativamente à situação sem fluência (Fig. 5.38) que, neste caso, e por exemplo no que respeita a assentamentos máximos, se traduz num acréscimo de cerca de 26%.

Em seguida, considerou-se que decorreria um período de um ano entre o final de construção do aterro e o enchimento da albufeira. De facto, um intervalo de tempo deste tipo também se verifica na realidade já que, na execução do empreendimento, o aterro de estrada foi finalizado antes da conclusão da barragem. Uma vez mais, o intervalo de tempo decorrido corresponde a um acréscimo de deformação e, conseqüentemente, a um adensamento do material. Os deslocamentos que resultam deste período estão representados na Fig. 5.45.

Após o período de um ano considerou-se que o enchimento da albufeira se processaria num intervalo de tempo reduzido de forma a que não se manifestassem deformações de fluência. Mesmo que tal não aconteça, em face da grandeza relativa dos deslocamentos de colapso e de fluência, o erro cometido é pequeno. As isolinhas de deslocamentos verticais e horizontais obtidos para esta fase encontram-se representadas na Fig. 5.46. Conforme se pode comprovar, os assentamentos são inferiores aos obtidos na simulação onde não se considera o efeito da fluência, devendo-se esta situação ao adensamento adicional do material resultante do período total de 2 anos (1 ano de construção + 1 ano pós construção) que antecede o enchimento.

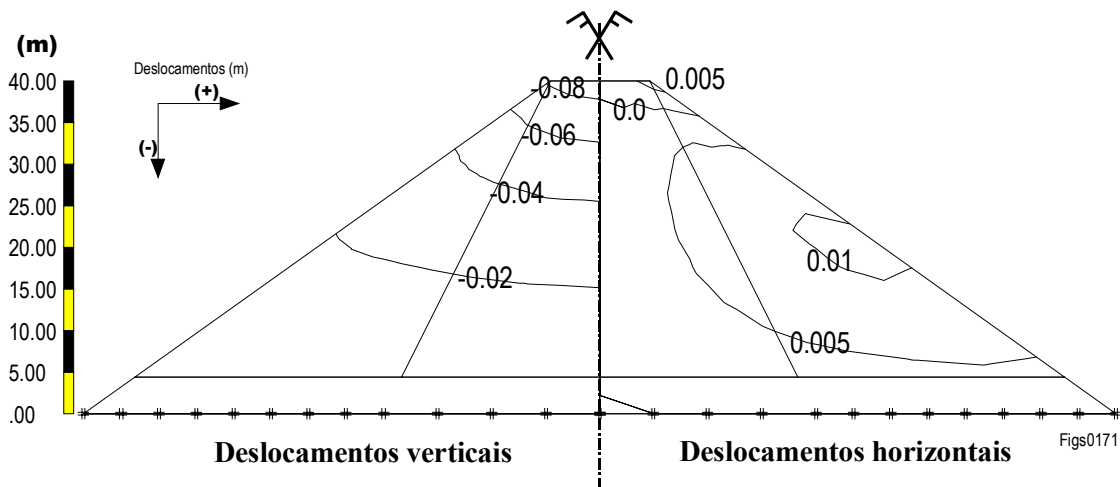


Fig. 5.45 - Deslocamentos correspondentes a 1 ano de fluência

Na Fig. 5.47 apresenta-se a interpretação deste fenómeno no diagrama p' - v . De acordo com o método da família de curvas, a fluência pode ser traduzida por uma translação na posição da LCV, no sentido da diminuição de volume. Quanto ao colapso, se este se processar a tensão constante corresponderá, também neste diagrama, a uma trajectória vertical entre as LCV representativas do material no estado seco e no estado saturado. Na situação em que não se considera a contribuição do tempo, a variação de volume será de $\Delta v_{t=1}$, isto é, para o estado de tensão instalado, corresponde à diferença entre as curvas representativas do carregamento de

curto prazo¹⁷. Quando, pelo contrário, se considera o intervalo de tempo correspondente à construção e um eventual intervalo adicional que antecede o enchimento, o material vai sofrendo um adensamento que corresponderá, de acordo com este modelo, à passagem por sucessivas curvas paralelas à LCV. Nesta hipótese, a deformação volumétrica de colapso que virá a verificar-se corresponde a $\Delta V_{t=730}$, de acordo com a nomenclatura da figura, tendo-se sempre $\Delta V_{t>730} < \Delta V_{t=1}$.

Este exemplo mostra como pode, em certos casos e mesmo para este tipo de materiais, haver vantagem em que entre a construção de um aterro e a sua utilização, por exemplo para fins rodoviários, decorra um intervalo de tempo que permita pequenos ajustes de deformação antes de se colocar o pavimento.

Neste caso, de acordo com os cálculos efectuados, o benefício é relativo já que, pelas condições particulares do aterro, as maiores deformações corresponderão ao enchimento da albufeira mas de qualquer forma há um beneficiação do seu comportamento, mesmo no que respeita às deformações de colapso.

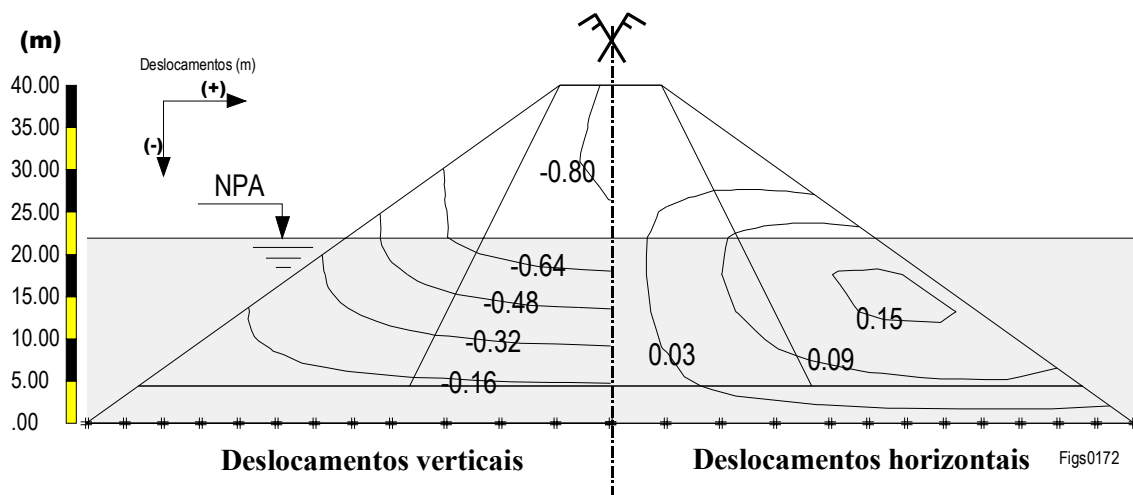


Fig. 5.46 - Deslocamentos no aterro de estrada devidos ao enchimento da albufeira

¹⁷ Isto é, as linhas de consolidação virgem correspondentes a um ensaio “normal”.

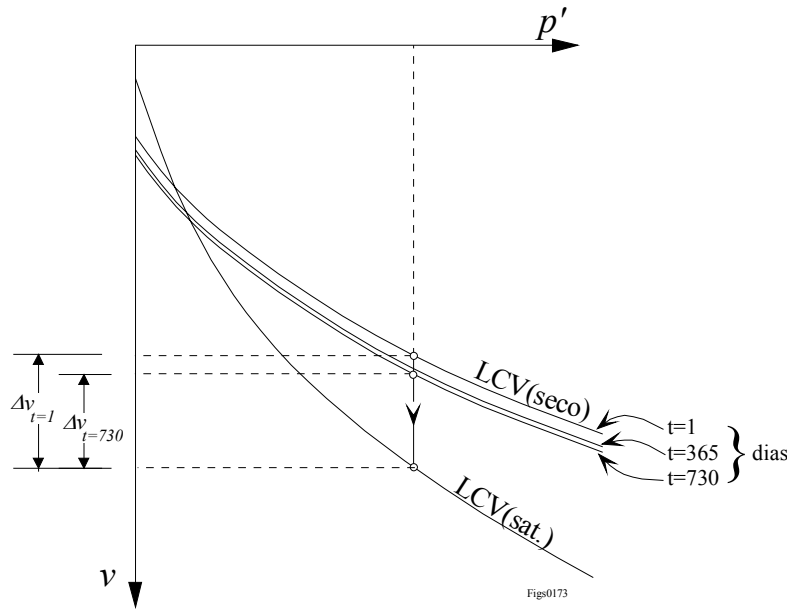


Fig. 5.47 - Variação volumétrica de colapso com e sem fluência

5.3.4 - Alguns comentários aos resultados obtidos

Os valores dos deslocamentos obtidos nos cálculos apresentados nos parágrafos anteriores são elevados e bastante superiores aos valores apontados no projecto do aterro. Por um lado, como já se referiu, é necessário ter em consideração que à data daquele projecto não se conhecia completamente a importância das deformações de colapso devido à molhagem neste tipo de materiais de enrocamento. Por outro, é de admitir que os materiais efectivamente empregues na construção dos aterros apresentem melhores características do que aqueles que foram ensaiados e cujos parâmetros serviram de base para estes cálculos. Outro aspecto que pode ter beneficiado o comportamento do aterro, refere-se à quantidade de água que terá sido adicionada durante a colocação e compactação dos enrocamentos. Como é sabido, este é um dos pormenores construtivos que pode melhorar significativamente o comportamento dos enrocamentos quando molhados.

Além destes aspectos há ainda que considerar que o cálculo apresentado apenas é válido para a secção de maior altura do perfil longitudinal (Fig. 5.35) e que, nas restantes secções, a zona submersa (responsável pela maior parte das deformações) é inferior havendo mesmo secções transversais onde não se verifica submersão. Na Fig. 5.48 indica-se a extensão da zona submersa. À direita e à esquerda dessa zona apenas há que considerar as deformações de fluência, que, atendendo ao tempo decorrido, serão de pequena expressão.

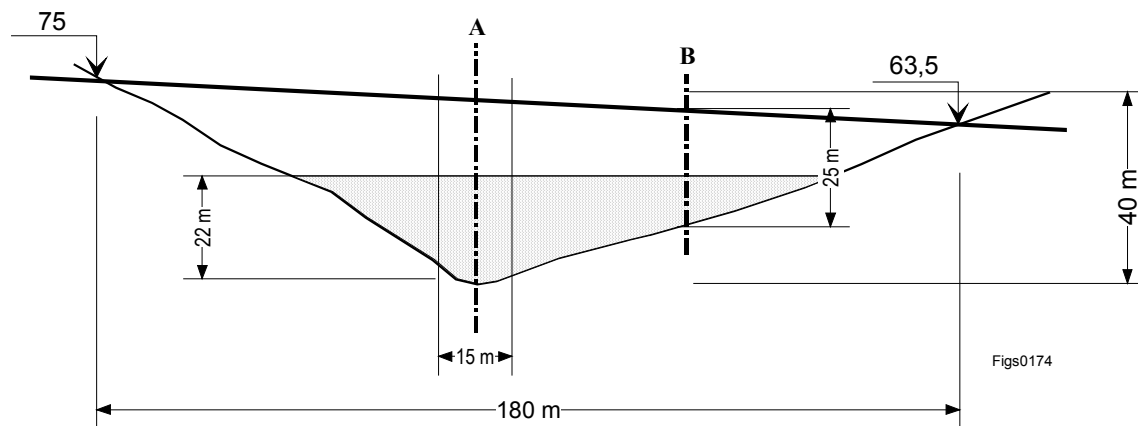


Fig. 5.48 - Zona submersa do aterro de estrada

Os cálculos efectuados, atendendo às condições geométricas apontadas, terão validade para uma faixa de aterro com cerca de 15 metros, conforme se indica na figura, admitindo que nesta zona é válida a hipótese de deformação plana. Para estimar os deslocamentos que ocorrem noutra secção, efectuou-se um novo cálculo correspondente à posição “B” indicada na Fig. 5.48 admitindo-se, também neste caso, as mesmas hipóteses de deformação.

Nesta secção, com cerca de 25 metros de altura, apenas há submersão em 11 metros de aterro mantendo-se a restante porção do perfil acima do NPA. Para a fase construtiva estimaram-se assentamentos máximos de 12 cm, enquanto que os deslocamentos resultantes do colapso por molhagem apresentam o andamento indicado na Fig. 5.49, traduzindo-se num assentamento máximo de 37 cm no coroamento do aterro.

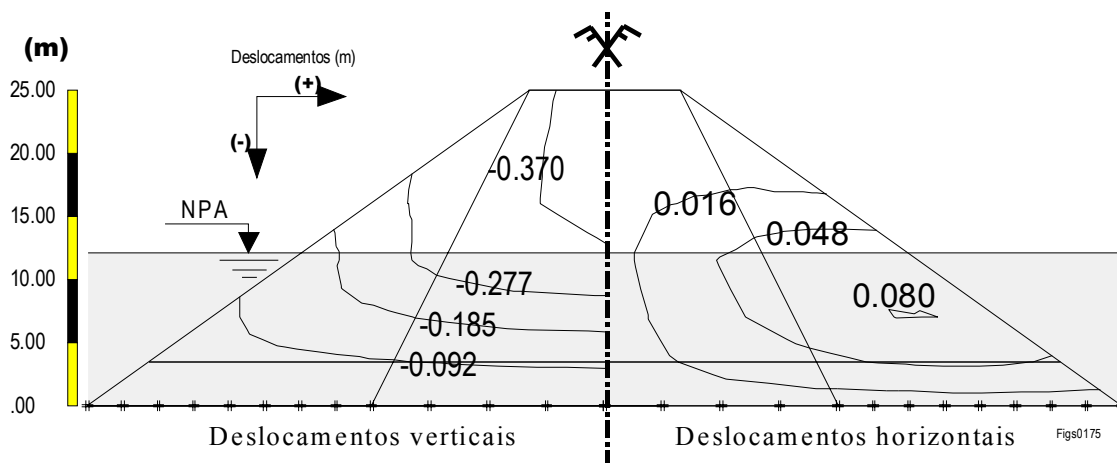


Fig. 5.49 - Deslocamentos devidos ao colapso - Secção B

5.4 - Considerações finais

Neste capítulo aplicaram-se os algoritmos de modelação do colapso e da fluência a dois grandes aterros de enrocamento. No primeiro caso realizou-se uma retroanálise do comportamento da barragem de Beliche e comparou-se os resultados obtidos com os da observação, tendo-se obtido uma boa concordância.

O segundo caso, referente a um aterro de estrada do aproveitamento hidráulico de Odeleite, apresenta uma previsão Classe “A” para os deslocamentos por acção do colapso do aterro.

No capítulo seguinte apresenta-se uma súmula do trabalho destacando-se os aspectos que se consideram de maior relevância perspectivando-se desenvolvimentos futuros que se consideram de interesse na continuação deste trabalho.

6 - CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1 - Algumas conclusões

O presente trabalho apresentou como objectivos principais a modelação de determinados aspectos particulares do comportamento dos materiais particulados: esses aspectos designam-se por colapso e fluência.

Na escolha do tema que orientou esta tese pesaram os desenvolvimentos anteriores no mesmo domínio e a investigação, que continua actual, relacionada com as causas e repercussões destes fenómenos. É importante ainda referir que, nos últimos anos, se construíram em Portugal diversas obras em enrocamento, após um período relativamente longo em que este tipo de material foi pouco empregue. Este facto também contribuiu para uma maior motivação relativamente a este tema. Destacam-se, pela importância, as barragens de Beliche (Algarve), Apartadura (Fundão), São Domingos (Peniche), Lagoacho (Serra da Estrela), a Via do Infante (Algarve) e a barragem de Odeleite (Algarve). Todas estas obras representam empreendimentos importantes para o país, e como em todas as obras de engenharia civil, é fundamental conhecer o seu comportamento nos aspectos positivos e negativos para que, no futuro, se possam melhorar os métodos de dimensionamento, de concepção e de construção. Ao apresentar avanços na modelação dos efeitos do colapso e da fluência contribui-se fundamentalmente para o melhoramento dos aspectos relativos ao dimensionamento e à concepção estrutural. A acompanhar estes factores é necessário não esquecer os aspectos

relativos à caracterização dos materiais. Em laboratório, certamente, mas também através de ensaios de campo em que as maiores dificuldades não devem servir de pretexto para o seu esquecimento.

Neste âmbito e no que respeita aos resultados atingidos, é importante salientar a melhor compreensão de alguns aspectos do comportamento dos materiais de enrocamento em presença da água. Verificou-se, por exemplo, que a molhagem e secagem cíclica de amostras de material de enrocamento sob tensão constante, não corresponde a acréscimos sensíveis de deformação, desde que a estrutura interna do material seja mantida. Por outro lado, as amostras que após sofrerem o efeito do colapso foram secas, remoldadas e ensaiadas novamente exibiram sempre o mesmo tipo de comportamento em presença da água. Mais ainda, a deformação obtida foi sempre da mesma ordem de grandeza. Estes resultados permitem destacar o papel fundamental da estrutura ou, por outras palavras, do arranjo interno das partículas do material na deformação de colapso. No primeiro caso, ao manter-se o arranjo das partículas e, portanto, ao manter inalteradas as condições de equilíbrio entre as tensões instaladas nos contactos interparticulares e o número desses contactos resultante das deformações do primeiro ciclo de molhagem, impediu-se que novas deformações do mesmo tipo viessem a ocorrer.

Muitos dos resultados obtidos derivaram da utilização de ensaios edométricos considerando-se que há, em certos aspectos, benefícios importantes decorrentes da sua utilização. Salienta-se, por exemplo, a maior simplicidade de preparação de amostras, a maior versatilidade nos sistemas de aplicação de carga, de aquisição de dados, etc.

Verificou-se experimentalmente que o colapso é um fenómeno brusco. De facto, recorrendo à análise dos dados registados de forma automática foi possível estabelecer com bastante precisão os instantes correspondentes ao início e fim do colapso em cada ensaio. A velocidade de deformação apresenta um acréscimo súbito no início da saturação do provete e mantém-se durante algum tempo após esta fase. Depois, de forma igualmente súbita, tende para valores semelhantes aos que ocorriam antes da saturação indicando de forma clara o final do fenómeno.

No que concerne à modelação verificou-se a adequabilidade dos modelos dos estados críticos, em particular do modelo Cam-clay, para a descrição do comportamento dos materiais de enrocamento, quer no que respeita aos ensaios de laboratório, o que é comprovado pela

excelente concordância dos resultados dos ensaios com as curvas do modelo, quer na sua aplicação num modelo de cálculo baseado no método dos elementos finitos. Neste caso, a validação da aplicabilidade resulta da retroanálise de casos reais em que se dispõe de resultados de observação que são bem descritos pelo modelo.

A fluência e o colapso, pelo menos no que respeita às suas consequências - as deformações - podem ser encaradas como fenómenos semelhantes. Também se pode considerar que em ambos há uma evolução do comportamento do material. Num caso a evolução é função do tempo enquanto que no outro é função da presença de água. O modelo que se propõe para simular o colapso e a fluência baseia-se neste princípio: os materiais mudam as suas propriedades. No caso da fluência recria-se a proposta de Bjerrum (1967) para descrever o comportamento de determinados tipos de solos argilosos, cujo comportamento depende da idade das formações. As deformações de fluência são, neste caso, descritas pela evolução da posição da linha de consolidação virgem em função do tempo. Para o colapso o método proposto é mais geral, admitindo-se que todos os parâmetros do modelo podem variar. Neste sentido e exclusivamente no que concerne à aplicação do processo, o método da família de curvas de Bjerrum é, afinal, um caso particular do colapso.

Pela importância que virão certamente a desempenhar num futuro próximo, salienta-se a possibilidade de, em complemento ou em alternativa aos modelos tradicionais, utilizar sistemas de inteligência artificial na modelação do comportamento dos materiais geotécnicos. Dedicou-se alguma atenção a este aspecto e mostrou-se como é possível, utilizando redes neuronais, reproduzir os resultados de ensaios triaxiais. Relativamente a esta matéria é necessário manter uma postura mista. Por um lado, algum cepticismo, pois para além de se tratar de matérias muito recentes apresentam alguns inconvenientes especialmente ligados com uma possível insensibilização e um desligar dos aspectos fundamentais do comportamento dos materiais naturais. Por outro lado uma abertura inerente ao desenvolvimento de novos métodos especialmente quando estes possam melhorar a fiabilidade dos resultados de previsão de comportamento ou de interpretação de situações reais.

Na exposição das matérias da presente tese procurou-se passar em revista os desenvolvimentos mais relevantes relativamente a cada uma das matérias focadas. A primeira parte do trabalho apresenta em revisão os modelos mais usuais na descrição do

comportamento mecânico dos materiais, dando-se algum relevo aos modelos elásticos não lineares, que desempenham e ainda desempenham papel importante no âmbito das aplicações práticas, mas dá-se particular relevo às formulações que se baseiam na teoria da plasticidade, especialmente as que se baseiam no conceito de estado crítico. É com base neste tipo de modelos, nomeadamente com uma formulação do modelo Cam-clay, que se desenvolvem os modelos de comportamento aplicados aos materiais de enrocamento. No respeitante ao colapso e à fluência abordam-se os métodos mais correntemente empregues na sua modelação, após o que se apresenta uma nova proposta de tratamento destes fenómenos. As propostas apresentadas referem-se à modelação numérica e correspondente componente experimental necessária para a determinação de parâmetros para os modelos desenvolvidos. Finalmente, apresenta-se a aplicação dos métodos à análise do comportamento da barragem de Beliche e à previsão do comportamento de um aterro de estrada englobado no empreendimento da barragem de Odeleite. Nos estudos apresentados, procurou-se fundamentalmente avaliar a evolução das deformações verticais e horizontais nos aterros bem como as consequências, nessas grandezas, da consideração dos efeitos do colapso e da fluência.

Em ambos os casos verifica-se que quer o colapso quer a fluência representam uma parcela importante da deformação dos aterros. No caso da barragem de Beliche a consideração deste efeito permite aproximar de forma considerada satisfatória os deslocamentos resultantes do cálculo aos deslocamentos observados, verificado-se porém, uma tendência para sobrestimar os deslocamentos horizontais.

6.2 - Desenvolvimentos futuros

As matérias apresentadas ao longo dos diversos capítulos da presente tese estão, certamente, longe de poderem ser consideradas esgotadas. Se por um lado se considera que os modelos desenvolvidos apresentam uma boa prestação quando aplicados à simulação de casos reais, há ainda determinados aspectos que convirá, no futuro, investigar.

No que respeita à caracterização, em laboratório, dos materiais de enrocamento é necessário prosseguir programas de ensaios mais vastos, nomeadamente incluindo diversos tipos de materiais, por exemplo de menor deformabilidade. No presente trabalho incidiu-se especialmente na caracterização de enrocamentos de baixa resistência. Para fazer incidir os

estudos em materiais menos deformáveis é necessário desenvolver ou adaptar os equipamentos de ensaio para a possibilidade de atingir níveis mais elevados de tensão. Este aspecto aplica-se ao equipamento para ensaios edométricos desenvolvido para os ensaios especiais de colapso e de fluência onde se procurou, com sucesso, aproveitar algum equipamento existente no LNEC. Neste tipo de ensaio é ainda conveniente fazer a instrumentação lateral da célula edométrica no sentido de possibilitar a determinação das tensões laterais e melhorar os resultados obtidos. A instrumentação lateral é já utilizada noutras câmaras edométricas desenvolvidas no LNEC mas, nesses casos, o sistema de aplicação da tensão de corte é mecânico e não permite a versatilidade dos sistemas pneumáticos como aqueles que foram utilizados para os ensaios de colapso ou de fluência.

No que respeita aos resultados obtidos convirá analisar com mais detalhe alguns dos aspectos que, seguidamente se enunciam:

- nos ensaios de colapso a tensão constante, verificar se para níveis mais elevados de tensão também é válida a conclusão que os ciclos de molhagem - secagem não introduzem novos acréscimos de deformação;
- procurar estabelecer ordens de grandeza para as variações nos parâmetros dos materiais, por acção do colapso e procurar relacionar essas variações com outras grandezas, nomeadamente resultantes de propriedades índice;
- verificar a adequabilidade dos modelos propostos para modelação do colapso nos materiais de maior resistência e menor deformabilidade;
- para os ensaios de fluência, é necessário verificar se o método da família de curvas é válido para uma gama de tensões mais alargada, isto é, se as linhas de consolidação virgem para várias idades se mantêm paralelas;
- ainda no que respeita à caracterização da fluência, a consideração de intervalos de tempo mais alargados permitirá verificar a adequabilidade das hipóteses consideradas e dentro da validade destas, determinar valores mais representativos para os parâmetros que caracterizam o fenómeno;
- no domínio das aplicações apresentadas, são feitas previsões de comportamento, nomeadamente para o aterro de estrada da barragem de Odeleite; é provável que o

primeiro enchimento da albufeira desta obra ocorra em breve e, nesse caso, será interessante verificar o afastamento ou não, entre as previsões apontadas e as que efectivamente se verificarão no referido aterro;

- através da observação e retroanálise de mais casos de aterros de enrocamento interessa melhorar o funcionamento dos modelos no que respeita à estimativa de deformações horizontais.

No que respeita à utilização de sistemas de redes neuronais para modelação do comportamento de materiais geotécnicos, é necessário estudar convenientemente a capacidade de generalização deste tipo de modelos a situações distintas dos ensaios que fornecem os valores utilizados na aprendizagem. Se for possível estabelecer satisfatoriamente a capacidade de generalização será então necessário implementar estes modelos em programas de análise, por exemplo, pelo método dos elementos finitos.

A observação das obras construídas revela-se da maior importância não só pelo seu objectivo primordial, que se prende com a avaliação da segurança, como também pela possibilidade de realizar retroanálises de comportamento. Este tipo de análises são fundamentais para otimizar os métodos e modelos de dimensionamento. Deste modo haverá que estimular essa prática e aplicar os modelos agora desenvolvidos às obras observadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDEL-HADY, M. e HERRIN, M (1966)- *"Characteristics of Soil-Asphalt as a rate process"*. ASCE, Journal of the Highway Division, Vol. 92, N° HW1, pp. 49-69.
- AL-TABBAA, A. (1987)- *"Permeability and stress-strain response of speswhite kaolin"*. Phd Thesis. University College of Swansea, pp. 107-128.
- ANDERSLAND, O. B. e DOUGLAS, A.G. (1970)- *"Soil deformation rates and activation energies"*. Géotechnique, Vol. 20, N° 1, pp. 1-16.
- ATKINSON, J.H. e P.L. BRANSBY (1978)- *"The mechanics of soils. An introduction to critical state soil mechanics"*. McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, London.
- BARROSO DE MELO, L. T. e FRANCISCO DE AZEVEDO, R. (1996)- *"O modelo elasto-plástico de Lade e Kim"*. Geotecnia, N° 75.
- BILÉ SERRA, J. P. e CALDEIRA, L. (1996)- *"Análise sísmica de estruturas geotécnicas. Programa DINAPLANO. Versão 1"*. LNEC, Relatório 107/96-NF.
- BISHOP, A. W. (1966)- *"The strenght of soils as engineering materials"*. Géotechnique, Vol. 16, N° 2, pp. 91-128.
- BISHOP, A.W. (1974)- *"The strength of crustal materials"*. Engineering Geology (Special Issue), Vol. 8, pp. 139-153.
- BISHOP, A.W. e LOVENBURY, H. T. (1969)- *"Creep characteristics of two undisturbed clays"*. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 29-37, Mexico
- BJERRUM, L. (1967)- *"Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings"*. Géotechnique, Vol. 17, pp. 81-118.

- BORJA, RONALDO I. (1990)- *"Analysis of incremental excavation based on critical state theory"*. Journal of Geotechnical Engineering , Vol. 116, Nº 6, pp. 964-985.
- BRITTO, A. M. e GUNN, M. J. (1987)- *"Critical State Mechanics via Finite Elements"*. Ellis Horwood Limited,Chichester, England.
- BROWN, C. B. e KING, I. P. (1966)- *"Automatic embankment analysis: equilibrium and instability conditions"*. Géotechnique, Vol. 16, Nº 3, pp. 209-219.
- BUISMAN,A.S.K. (1936)- *"Results of long duration settlement tests"*. 1st International Conference on Soil Mechanics, pp. 103-106, Cambridge.
- BURLAND, J. B. (1965)- *"The yielding and dilation of clay. Correspondence"*. Géotechnique, Vol. 15, pp. 211-214.
- CASAGRANDE, A. (1936)- *"Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earthfills"*. Journal of Boston Soc. of Civil Engineers, Vol. 2, Nº 1, pp. 13-32.
- CHARLEZ, P. (1995)- *"Pore collapse: A major plastic mechanism in soft porous rocks"*. News Journal. Int. Soc. for Rock Mechanics, Vol. 3, Nº 1, pp. 11-13.
- CHEN, W. F. e BALADI, G.Y. (1985)- *"Soil plasticity. Theory and implementation"*. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- CHISTENSEN, R. W. e WU, T. H. (1964)- *"Analysis of clay deformation as a rate process"*. J. Soil Mech. Fdn. Div. ASCE, Vol. 90, Nº 6, pp. 125-157.
- CHOW, Y. K.; CHAN, W. T.; LIU, L. F. e LEE, S. L. (1995)- *"Prediction of pile capacity from stress-wave measurements: A neural network approach"*. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 19, pp. 107-126.
- CORMEAU, I. C. (1975)- *"Numerical stability in quasi-static elasto-visco-plasticity"*. Int. Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 9, pp. 109-127.
- CUNDALL, P. A. e STRACK, O. D. L. (1979)- *"A discrete numerical model for granular assemblies"*. Géotechnique, Vol. 29, pp. 47-65.

- DELGADO RODRIGUES, J. (1991)- *"Physical characterization and assessment of rock durability through index properties"*. Nato ASI - Advances in Rockfill Structures, pp. 7-34. Kluwer Academic, Dordrecht.
- DEN HAAN, E.J. (1996)- *"A compression model for non-brittle soft clays and peat"*. Géotechnique, Vol. 46, N° 1, pp. 1-16.
- DRUCKER, D.C., W. PRAGER e H.J. GREENBERG (1952)- *"Extended limit design theorems for continuous media"*. Quarterly Applied Math., N° 9 , pp. 381-389.
- DUNCAN, J. M. e CHANG, C. Y. (1970)- *"Non-linear analysis of stress and strain in soils"*. ASCE, Journal of the Soil Mech. and Found. Eng. Div., Vol. SM5, September, pp. 1629-1653.
- DUNCAN, J. M. e CHANG, C. Y. (1970)- *"Analysis of soil movement around a deep excavation"*. J. Soil Mech. Fdn. Div. ASCE, Vol. 96, N° SM5, pp. 1655-1680.
- SCI-CT91-7555(TSTS) (1993)- *"Collapse settlement and creep in low grade rockfill structures. Report of activity during 1993"*. EEC CONTRACT
- SCI-CT91-7555(TSTS) (1994)- *"Collapse settlement and creep in low grade rockfill structures. Report of activity during 1994"*. EEC CONTRACT
- SCI-CT91-7555(TSTS) (1995)- *"Collapse settlement and creep in low grade rockfill structures. Final Report"*. EEC CONTRACT
- EYRING, H.; GLASSTONE, S. e LAIDLER, K. (1941)- *"The theory of rate process"*. McGraw-Hill International Book Company, New York.
- FEDA, J. (1989)- *"Interpretation of creep of soils by rate process theory"*. Géotechnique, Vol. 39, N° 4, pp. 667-677.
- GEO-SLOPE INC. (1992)- *"Sigma/w. For finite element stress/deformation analysis"*. Geo-Slope International Ltd. Alberta, Canada.
- GHABOUSSI, J.; GARRETT, J. H. e WU, X. (1991)- *"Knowledge-based modeling of material behaviour with neural networks"*. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 117, N° 1, pp. 132-153.

- GOH, A. T. C. (1995)- *"Empirical design in geotechnics using neural networks"*. Géotechnique, Vol. 45, N° 4, pp. 709-714.
- GROSSBERG, S. (1973)- *"Contour enhancement, short-term memory, and consistencies in reverberating neural networks"*. Studies in Applied Mathematics, Vol. 52, pp. 217-257.
- HECHT-NIELSEN (1989)- *"Neurocomputing"*. Addison-Wesley, New York.
- HERRIN, M.; JONES, G. E. (1963)- *"The behaviour of bituminous materials from the viewpoint of the absolute rate theory"*. Proc. tech. Sess. Asph. Pav. Technol., Vol. 32.
- HIDROPROJECTO (1983)- *"Abastecimento de água ao sotavento algarvio. Aproveitamento da ribeira de Odeleite. Projecto"*. Lisboa
- HVORSLEV, M. J. (1936)- *"Conditions of failure for remoulded cohesive soils. Discussion"*. First Int. Conf. on soil Mech. and Found. Eng., Vol. 3, pp. 51-53. Harvard University.
- INGOLD, I. S. (1979)- *"The effects of compaction on retaining walls"*. Geotecnik, Vol. 29, N° 3, pp. 265-283.
- ISHIHARA, K. (1970)- *"Relations between process of cutting and uniqueness of solutions"*. Soils and Foundations, Vol. 10, N° 3, pp. 50-65.
- JANBU, N. (1963)- *"Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test"*. Proc. 4th ECSMFE, Vol. 1, pp. 19-26, Wiesbaden.
- JUSTO, J. L (1968)- *"Deformacion de las Presas de Escollera"*. Fundacion Juan March.
- KNIGHT, D.J., NAYLOR D.J. e DAVIJ, P. D. (1985)- *"Stress-strain behaviour of the Monasavu soft core rockfill dam: prediction, performance and analysis"*. 15th Congress on large Dams, Vol. Q. 56, R. 68, pp. 1299-1326, Lansanne.
- KONDNER, R. L. (1963)- *"Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils"*. ASCE, Journal of Soil Mech. and Foundations Div., Vol. 89, N° SM1, pp. 115-143.

- KROSE, B. J. A. e VAN DER SMAGT, P. PATRICK (1993)- *"An introduction to Neural Networks"*. Faculty of Mathematics and Computer Science. University of Amsterdam, Amsterdam.
- KUHN, M. R. e MITCHELL, J. K. (1992)- *"Modeling of soil creep with the discrete element method"*. Engineering Computations, Vol. 9, pp. 277-287.
- KUHN, M. R. e MITCHELL, J. K. (1993)- *"New perspectives on soil creep"*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, N° 3, pp. 507-524.
- KULHAWY, F.; DUNCAN, J. e SEED, B. (1969)- *"Finite element analysis of stresses and movements in embankments during construction"*. Department of Civil Engineering, Report n° TE-69-4, pp. 1-168. University of California.
- LADD, C. C; FOOT, R., ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F. e POULOS, H. G. (1977)- *"Stress-deformation and strength characteristics"*. 9th International Conference on Soil Mechanics, Vol. 1, pp. 421-494, Tokyo.
- LADE, P. V. (1977)- *"Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces"*. Int. Jour. of Soil. and Struct., Vol. 13, pp. 1019-1035, Pergamon Press, Inc., New York.
- LADE, P. V.; KIM, M. K. (1988)- *"Single hardening constitutive model for frictional materials II. Yield criterion and plastic work contour"*. Computers and Geotechnics, Vol. 6, pp. 13-29.
- LADE, P. V.; KIM, M. K. (1988)- *"Single hardening constitutive model for frictional materials III. Comparisons with experimental data"*. Computers and Geotechnics, Vol. 6, pp. 31-47.
- LEPIDAS, L. (1992)- *"Creep and consolidation of soft soils - Numerical Analysis"*. 5th Young Geotech. LNEC, Lisboa.
- LEROUEIL, S.; MANGNA, J. P., TAVENAS, F. (1985)- *"Remblais sur argiles molles. Technique et Documentation"*. Lavoisier, Paris.

- LNEC (1983)- *"Plano de observação da barragem de Beliche"*. Relatório interno. Proc. 53/1/8254. LNEC, Lisboa.
- LNEC (1986)- *"Barragem de Beliche. Colaboração no controle de construção dos aterros"*. Relatório interno. LNEC, Lisboa.
- LNEC (1993)- *"Barragem de Odeleite. Plano de Observação"*. Relatório 133/93 - NF
- MARANHA das NEVES, E. (1975)- *"Os estados críticos e a utilização dos modelos elasto-plásticos e rígido plásticos"*. LNEC, Lisboa.
- MARANHA das NEVES, E.; VEIGA PINTO, A. (1977)- *"Enrocamentos. Actualização de conhecimentos, estudos experimentais e aplicações em barragens e vias de comunicação"*. LNEC, pp. 1-135, Lisboa
- MARANHA das NEVES, E. (1980)- *"Abastecimento de água ao sotavento algarvio. Aproveitamento da ribeira de Beliche. Projecto"*. Hidroprojecto, Lisboa.
- MARANHA das NEVES, E. e VEIGA PINTO, A. (1988)- *"Modelling collapse in rockfill dams"*. Computers and Geotechnics, Vol. 6, Nº 2, pp. 131-153.
- MARANHA das NEVES, E. e VEIGA PINTO, A. (1989)- *"Collapse of rockfill"*. Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., pp. 735-738.
- MARANHA das NEVES, E. (1991)- *"Comportamento de barragens de terra-enrocamento"*. Universidade Nova de Lisboa.
- MARANHA das NEVES, E. (1993)- *"Main Session 5: Fills and Embankments. General Report"*. International Symposium on Hard Soils-Soft Rocks, Athens.
- MARSAL (1965)- *"Stochastic processes in the grain skeleton of soils"*. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 303-307.
- MARTÍN, J. V. (1970)- *"Contribución a la explicación fisicoquímica del fenómeno de asiento en escolleras cuando los materiales se ponen en contacto con agua"*. (Não publicado).

- MATEUS da SILVA, J. M. M. (1990)- *"Modelação de descontinuidades em Geotecnia"*. Universidade Nova de Lisboa. Dissertação de Mestrado.
- MATEUS da SILVA, J. M. M. (1992)- *"Programa MBE - Programa de cálculo automático de barragens de aterro pelo método dos elementos finitos"*. LNEC. Relatório interno 20/92 - NF.
- MATEUS da SILVA, J. M. M.; MARANHA das NEVES, E. (1995)- *"Modelação do colapso em aterros"*. IV Encontro Nacional de Mecânica Computacional. LNEC Lisboa, Vol. 2, pp. 909-919.
- MITCHELL, J. K.; CAMPANELLA, R. G. e SINGH, A. (1968)- *"Soil creep as a rate process"*. ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 94, N° SM1, pp. 21-46.
- MRÓZ, Z.; NORRIS, V. A.; ZIENKIEWICZ, O. C. (1979)- *"Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elasto-plastic deformation of soils"*. Géotechnique, Vol. 29, N° 1, pp. 1-34.
- MURAYAMA, S.; SHIBATA, T. (1958)- *"On the rheological characteristic of clay. Part I"*. Bol. n° 26. Disaster Prevention Research Institute. Kyoto University, Japan
- NAYAK, G. C. e ZIENKIEWICZ, O. C. (1972)- *"Elasto-plastic stress analysis. A generalization for various constitutive relations including strain softening"*. Int. Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 5, pp. 113-135.
- NAYLOR, D. J. (1975)- *"Non-linear finite element models for soils"*. Ph. D. Thesis. Swansea University.
- NAYLOR, D. J., PANDE, G. N.; SIMPSON B. e TABB, R. (1981)- *"Finite elements in geotechnical engineering"*. Pineridge Press, Swansea, U.K.
- NAYLOR, D. J.; MATTAR, D.; ENGMANN, F. O. (1984)- *"Layered analysis of embankment construction"*. Institute for Numerical Methods in Engineering, Swansea.
- NAYLOR, D. J. (1985)- *"A continuous plasticity version of the critical state model"*. Int. Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 21, pp. 1187-1204.

- NAYLOR, D. J., MARANHA das NEVES E., MATTAR JR., D. e A. VEIGA PINTO (1986)-
"Prediction of construction performance of Beliche dam". Géotechnique, N° 3 , pp.
359-376.
- NAYLOR, D. J.; TONG, S. L.; SHAHKARAMI, A. A (1989)- *"Numerical modelling of
saturation shrinkage"*. 3rd NUMOG, pp. 636-648. Elsevier.
- NAYLOR, D. J. (1990)- *"Numerical modelling of load transfer in embankment dams"*. N°
GR/E/83887.
- NAYLOR, D. J. (1991)- *"Finite element methods for fills and embankment dams"*. Cap. 12 -
Nato ASI - Advances in Rockfill Structures. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.
- NAYLOR, D. J. (1995)- *"Canales Dam - A 3D Collapse settlement study"*. Internal Report
CR/902/95 - Univ. of Wales Swansea..
- NAYLOR, D. J.; MARANHA, J. R.; MARANHA das NEVES, E.; VEIGA PINTO, A.
(1995)- *"A back analysis of Beliche dam"*. Géotechnique.
- NOBARI, E. e DUNCAN, J. (1972)- *"Effect on reservoir filling on stresses and movements in
earth and rockfill dams"*. pp. 1-186. Department of Civil Engineering, University of
California.
- OHNISHI, Y. e SOLIMAN, M. (1995)- *"Seepage under concrete dam founded on rock
formation using artificial neural networks"*. Rock Foundation, pp. 355-360, Yoshinaka
& Kikuchi Balkema, Rotterdam.
- OWEN, D. R. J.; HINTON, E. (1980)- *"Finite elements in plasticity"*. Pineridge Press
Limited.
- OZAWA, Y.; DUNCAN, J. (1973)- *"- ISBILD - A computer program for analysis of static
stresses and movements in embankments"*. Dep. of Civil Engineering, Report N° TE-
73-4. Univesity of California.
- PAGANO, L.; SILVESTRI, F.; VINALE, F.; MARANHA das NEVES, E. (1996)- *"Coupled
analysis of Beliche Dam"*. Próximo congresso ICOLD, Florença.

- PARKIN, A. K. (1981)- *"Consolidation analysis by the velocity method"*. Proc 10th Int. Conf.on Soil Mech and Found. Engineering, Vol. 4, pp. 723-726, Stockholm.
- PARKIN, A. K. (1985)- *"Settlement rate behaviour of some fill dams in Australia"*. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, pp. 2007-2010.
- PARKIN, A. K. (1991)- *"Creep of rockfill"*. Cap. 9 - Nato ASI - Advances in Rockfill Structures, pp. 221-237. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.
- PARRY, R. H. (1960)- *"Triaxial compression and extension tests on remoulded saturated clay"*. Géotechnique, Vol. 10, pp. 166-180.
- PEDRO, J. O. (1973)- *"Finite element stress analysis of plates, shells and massive structures"*. CEB International Course on Structural Concrete (C3-1). LNEC, Lisboa.
- PERZYNA, P. (1963)- *"The constitutive equations for rate sensitive plastic materials"*. Quarterly applied Math., Vol. 20, pp. 321-332.
- PUSCH, R. e FELTHAM, P. (1980)- *"A stochastic model for the creep of soils"*. Géotechnique, Vol. 30, N° 4, pp. 497-506.
- QUINTELA A. M. (1991)- *"Ensaio de compressão triaxial. Equipamento para imposição automática de trajetórias de deformação"*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.
- REE, T. e EYRING, H. (1958)- *"The relaxation theory of transport phenomena"*. Rheology, Vol. 2, Chapter 3. Academic Press, New York.
- RENDULIC, L. A. (1936)- *"Pore-index and pore-water pressure"*. Baningenieur, Vol. 17, pp. 559.
- RENDULIC, L. A. (1938)- *"A consideration of the question of plastic limiting states"*. Baningenieur, Vol. 19, pp. 159-164.
- RHETT, D. (1995)- *"Pore collapse compaction: An overview"*. News Journal. Int. Soc. for Rock Mechanics, Vol. 3, N° 1, pp. 6-10.

- ROSCOE, K. H., SCHOFIELD, A. N. e WROTH C. P.(1958)- *"On the yielding of soils"*. Géotechnique, Vol. 8, Nº 1, pp. 22-53.
- ROSCOE,K. H. ; BURLAND, J. B. (1968)- *"On the generalized stress strain behaviour of 'wet' clay"*. pp. 535-609. Cambridge University Press.
- RUMELHART, D. E.; HINTON, G. E.; WILLIAMS, R. J. (1986)- *"Learning internal representations by error propagation"*. Parallel distributed processing, Vol. 1, pp. 318-362. MIT Press.
- SANTOS PEREIRA, C. (1991)- *"Elasto-plasticidade de meios particulados. Aplicação do modelo de Lade"*. Dissertação de Doutoramento. Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- SHARMA, H. D.; NAYAK, G. C. e MAHESHWARI, J. B. (1975)- *"Nonlinear analysis of rockfill dam with vertical and inclined cores"*. Int. Symposium on Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams. Univ. of Walles, Swansea.
- SHARMA, H. D.; NAYAK, G. C. e MAHESHWARI, J. B. (1979)- *"Generalization of sequential nonlinear analysis. A study of rockfill dam with joint elements"*. Numerical Methods in Geomechanics, pp. 663-685.
- SINGH, A. e MITCHELL, J. K. (1968)- *"General stress-strain-time functions for soils"*. J. Soil Mech. Fdn. Div. ASCE, Vol. 94, Nº 1, pp. 21-46.
- SKEMPTON, A. W. e NORTHEY, R. D. (1953)- *"The sensivity of clays"*. Géotechnique, Vol. 3, pp. 30-53.
- SOUSA, L. R. e TELES, M. M. (1980)- *"Modelo de cálculo para estudo de túneis pelo método dos elementos finitos"*. LNEC. Relatório interno, Lisboa.
- STOLLE, D. F. E e HIGGINS, J. E. (1989)- *"Viscoplasticity and plasticity - Numerical stability revised"*. 3rd NUMOG, pp. 431-438. Elsevier Applied Science.
- TAYLOR, D. W. (1942)- *"Research on consolidation of clays"*. MIT,Dep. of Civil and Sanitary Engineering, Vol. Serial 82.
- TER-MARTIROSYAN, Z. G. (1986)- *"Prediction of mechanical processes in multiphase soil masses"*. pp. 1-724. Nedra, Moscovo.

- TER-MARTIROSYAN, Z. G. (1992)- *"Rheological parameters of soils and design of foundations"*. Balkema.
- TERZAGHI, K. (1960)- *"Discussions"*. Trans. ASCE, Vol. 125, N° 2, pp. 139-148.
- TIETZ, T. e DORN, J. (1956)- *"Creep of copper at intermediate temperatures"*. Trans. American Institute of Mechanical Engineers, Vol. 206, pp. 156.
- TONG, S. L. (1992)- *"Numerical Modelling of the Performance of Embankment Dams"*. Phd Thesis. University College of Swansea.
- VEIGA PINTO, A. (1983)- *"Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento"*. Tese para especialista. LNEC, Lisboa.
- WARREN, S. S. (1994)- *"Neural Networks and Statistical Models"*. Proc. 9th Annual SAS Users Group International Conf.
- WASSERMAN, P. D. (1989)- *"Neural computing: Theory and Practice"*. Van Nostrand Reinhold, New York.
- ZIENKIEWICZ, O. C. (1977)- *"The finite element method in engineering science"*. McGraw-Hill, London.