



Glória Gonçalves de Mendonça

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Comportamento hidromecânico de fundações de barragens gravidade

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientadora: Ildi Cismasiu, Professora Auxiliar, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Co-orientadora: Maria Luísa Mendes de Vasconcelos Braga Farinha, Investigadora Auxiliar, Departamento de Barragens de Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Presidente: Professor Doutor Nuno M. C. Guerra

Arguente: Doutora Noemi Alejandra S. Leitão

Vogal: Professora Doutora Ildi Cismasiu



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Dezembro, 2017

Glória Gonçalves de Mendonça

Licenciada em Ciências de Engenharia Civil

Comportamento hidromecânico de fundações de barragens gravidade

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientadora: Ildi Cismasiu, Professora Auxiliar, Faculdade de Ciências
e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Co-orientadora: Maria Luísa Mendes de Vasconcelos Braga Farinha,
Investigadora Auxiliar, Departamento de Barragens de
Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Dezembro, 2017

Comportamento hidromecânico de fundações de barragens gravidade

“Copyright” Glória Gonçalves de Mendonça, da FCT/UNL e da UNL.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

A realização da presente tese só foi possível graças ao enorme apoio disponibilizado pelos orientadores.

À Professora Doutora Ildi Cismasiu, por todo o apoio prestado durante o percurso académico, pela disponibilidade e conselhos dados. Proporcionou uma oportunidade ímpar de crescimento académico e também pessoal, ao estabelecer a ligação com o Laboratório Nacional de Engenharia Civil, onde tive a oportunidade de desenvolver várias competências.

À Doutora Maria Luísa Braga Farinha, pela forma como me recebeu e acarinhou. Às recomendações, correcções imprescindíveis, à disponibilidade total para me receber no seu gabinete sempre acompanhada de bom humor, mesmo quando os desafios eram severos. Às suas palavras encorajadoras e amigas, que posso caracterizar desta forma, com muito privilégio.

Ao Doutor Nuno Monteiro Azevedo pelo seu método brilhante de ensinar e encorajar na aprendizagem e análise do programa que ele mesmo criou e desenvolveu. À disponibilidade total para esclarecer todas as dúvidas existentes.

Ao Presidente do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Investigador Carlos Pina e ao Diretor do Departamento de Barragens de Betão (DBB), Doutor António Lopes Batista, por garantirem todos os meios para o desenvolvimento desta tese de mestrado, no âmbito do convénio de cooperação entre a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL) e o LNEC.

Aos representantes da EDP-Eletricidade de Portugal e da Agência Portuguesa do Ambiente (APA) que participaram nas visitas de inspeção às barragens da Régua e do Carrapatelo, pela autorização para acompanhar as visitas e por me terem proporcionado o primeiro contacto com o importante tipo de obras que são as barragens.

Agradeço também a todos os investigadores, bolseiros e alunos de mestrado e doutoramento do DBB, nomeadamente ao David Pereira, parceiro de viagem, e ao Pedro Miranda, colega de gabinete, pela amizade e boas energias que sempre me ofereceram.

Aos colegas de curso que me acompanharam diariamente, no sentido do sucesso, pelo espírito positivo, companheirismo e amizade crescente durante todo o percurso académico. Em especial às minhas amigas de longas horas de estudo, Inês Costa, Sara Jerónimo e Ana Coutinho.

Um enorme obrigado à minha família, pelo apoio incondicional durante todos estes anos e pelo espírito vencedor que sempre me inspirou. Aos meus pais e irmãos um obrigado especial por serem os meus pilares, fonte de apoio e energia inesgotáveis. À Fernanda Gonçalves e Deolinda Gonçalves, minhas tias e grandes amigas, por estarem sempre presentes e pelas palavras de incentivo nas horas certas.

RESUMO

Em barragens gravidade, o escoamento de água pelas descontinuidades do maciço rochoso da fundação processa-se essencialmente na direção montante-jusante e a interação entre o comportamento mecânico e o comportamento hidráulico pode assumir uma grande importância.

Apresentam-se de uma forma sucinta os principais aspetos relativos a barragens do tipo gravidade e descrevem-se as visitas a duas obras que foram efetuadas durante o desenvolvimento dos trabalhos desta dissertação. São apresentados os fundamentos do comportamento hidromecânico necessários ao desenvolvimento do trabalho, assim como os principais módulos do programa de análise hidromecânico bidimensional utilizado, dando especial ênfase ao modelo hidráulico.

Apresentam-se estudos de verificação e validação do programa a modelos de comportamento simples onde se demonstra a aplicabilidade do programa na análise de meios contínuos, demonstrando que após calibração das aberturas iniciais dos canais de escoamento (modelo discreto) é possível obter resultados próximos dos valores teóricos de um meio contínuo equivalente poroso. Num exemplo simples de interação entre blocos demonstra-se a importância da consideração da interação mecânica/hidráulica no escoamento por uma junta entre blocos.

Por fim analisam-se três barragens com diferentes alturas fundadas num mesmo maciço rochoso. Os resultados apresentados permitem identificar claramente o efeito conjunto da cortina de impermeabilização e sistema de drenagem no comportamento hidromecânico da fundação, bem como o efeito da geometria da barragem na distribuição das pseudo-equipotenciais. Verifica-se ainda a influência da variação do nível da água na albufeira no valor do caudal drenado em ciclos de carga e descarga para dois cenários de comportamento (i) elástico e ii) não linear, nas interfaces betão/rocha e rocha/rocha) e para três valores de abertura inicial dos canais de escoamento. Com base em modelos de regressão definiram-se funções que permitem obter estimativas do caudal que aflui à rede de drenagem em função da cota da albufeira.

Palavras-chave: barragens gravidade, fundações rochosas, modelação numérica, comportamento hidromecânico, caudal, pressão da água.

ABSTRACT

In gravity dams seepage through the rock mass foundation discontinuities takes place mainly in the upstream-downstream direction and the interaction between the mechanical and the hidraulical behaviour may play a relavant role.

The main aspects regarding gravity dams are presented along with a brief description of two dam inspections that took place during the course of the master thesis work. The basics of the hydromechanical behavior which are relevant to the undertanding of the studies carried our and the main modules of the hydromechanical bidimensional computer program are presented, with a special emphasis on the hydraulic model.

Two different studies regarding the verification and validation of the computer program are presented, using simple seepage flow cases. It is shown that the discrete seepage channel model is capable of simulating the seepage through continuum media as long as the initial seepage channels opening values are properly calibrated. A simple block interaction model shows the importance of the coupled mechanical/hydraulic joint opening in the seepage flow along the rock block joint.

Finally three dams of diferent height with similar rock mass foundations are numerically analysed. The results presented clearly show the simultaneous effect of the drainage system and the grout curtain on the overall hydro-mechanical behavior and the dam geometry influence on the distribution of the pseudo-equipotentials. The influence of variations in water level on the calculated discharges at the drain system is assessed adopting load/unload cycles for two different behavior scenarios (i) linear elastic and ii) non linear behavior at the concrete/rock and rock/rock interfaces) and for three different initial hydraulic apertures of the seepage channels. Simple functions that relate the water level with the calculated discharges at the drainage system are obtained using regression models.

Keywords: gravity dams, rock foundations, numerical modelling, hydromechanical behaviour, discharge, water pressure.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento do tema.....	1
1.2	Objetivos e metodologia	3
1.3	Organização da tese	3
2	BARRAGENS GRAVIDADE.....	5
2.1	Funcionamento estrutural	5
2.2	Barragens gravidade no Mundo, na Europa e em Portugal	6
2.3	Principais problemas associados às barragens gravidade	8
2.4	Controlo de segurança	10
2.4.1	Legislação	10
2.4.2	Atividades do controlo de segurança	11
2.4.2.1	Visitas de inspeção.....	11
2.4.2.2	Exploração dos sistemas de observação	12
2.4.2.3	Análise do comportamento e avaliação das condições de segurança	12
2.5	Visitas às barragens da Régua e do Carrapatelo.....	12
2.5.1	Barragem da Régua	13
2.5.2	Barragem do Carrapatelo	16
3	COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS	19
3.1	Maciços rochosos de fundação de barragens	19
3.2	Potencial hidráulico	21
3.3	Comportamento hidromecânico de descontinuidades do maciço	23
3.3.1	Modelo de duas placas paralelas	23
3.3.2	Comportamento hidromecânico durante a abertura e fecho da descontinuidade	24
3.3.3	Comportamento hidromecânico durante o deslizamento	25
3.4	Modelos de cálculo numérico utilizados neste trabalho	26
3.4.1	Geração dos sistemas de blocos	27
3.4.2	Cálculos hidromecânicos	27
3.4.2.1	Modelo mecânico.....	28
3.4.2.2	Modelo hidráulico.....	32
3.4.2.3	Modelo hidromecânico	37
3.4.2.4	Funcionamento do programa de cálculo Parmac2D-Fflow	37
3.4.3	Ajuste de funções	38

4 ESTUDOS DE VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MÓDULO DO MODELO HIDROMECÂNICO DO PROGRAMA PARMAC2D-FFLOW.....41

4.1	Escoamento num meio contínuo.....	41
4.1.1	Solução analítica.....	42
4.1.2	Modelos numéricos.....	43
4.1.3	Procedimento de cálculo.....	43
4.1.4	Análise de resultados	44
4.1.4.1	Material homogéneo	44
4.1.4.2	Dois materiais	47
4.2	Escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal	50
4.2.1	Geometria, condições de fronteira e propriedades dos materiais	50
4.2.2	Procedimento de cálculo.....	52
4.2.3	Análise de resultados	53

5 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS GRAVIDADE.....57

5.1	Geometria	57
5.2	Modelos numéricos.....	59
5.3	Propriedades dos materiais e condições de fronteira	60
5.4	Condições de fronteira.....	61
5.5	Procedimento de cálculo.....	62
5.6	Análise de resultados.....	62
5.6.1	Potencial hidráulico	62
5.6.2	Distribuições de pressões na base da barragem	64
5.6.3	Caudal que percorre o modelo em função da altura da água da albufeira	68
5.6.4	Caudal que afluí ao sistema de drenagem em função da altura da água na albufeira	71
5.6.5	Funções que representam a influência da variação do nível da albufeira no valor de caudal drenado	76

6 CONCLUSÕES81

6.1	Aspetos relevantes dos estudos efetuados.....	81
6.2	Recomendação para estudos futuros	81

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Barragem de Pedrógão e perfil tipo de uma barragem gravidade com indicação das principais ações a ter em conta no dimensionamento (cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens).	6
Figura 2.2 – Barragens de Muel e de Arguis (www.panoramio.com .2012 ; www.panoramio.com. 2011).....	7
Figura 2.3 – Distribuição dos diferentes tipos de barragens no Mundo e na Europa (adaptado de ITCOLD 2013).....	7
Figura 2.4 – Grandes barragens registadas pela ICOLD - distribuição por tipo de barragem (adaptado de ICOLD 2017).....	8
Figura 2.5 – Ruínas da barragem de Austin, Pensilvânia (a) e da barragem de Austin, Texas (b).	9
Figura 2.6 – Localização das barragens da bacia hidrográfica do rio Douro e perfil longitudinal do rio, com indicação das alturas das barragens e da cota da água das diversas albufeiras.	13
Figura 2.7 – Barragem da Régua. Vista parcial a partir da margem esquerda.	14
Figura 2.8 – Corte transversal da barragem e bacia e dissipação da barragem da Régua.	14
Figura 2.9 – Grande galeria na base da barragem da Régua.	15
Figura 2.10 – Leitura de deslocamentos horizontais numa base de coordenómetro instalada na barragem da Régua.	15
Figura 2.11 – Corte da barragem do Carrapatelo, com indicação das principais características da barragem, da eclusa de navegação e do equipamento de observação insatado.	16
Figura 2.12 – Vazamento na base da barragem do Carrapatelo.	17
Figura 2.13 – Leque de piezómetros numa secção da barragem e pormenor de piezómetro em carga.	17
Figura 3.1 – Perfil de uma barragem gravidade, com indicação da localização da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem (adaptado de ICOLD 2017).....	20
Figura 3.2 – Diagrama de subpressões numa barragem sem sistema de drenagem e com sistema de drenagem.	21
Figura 3.3 – Respostas mecânicas típicas (a) e hidromecânicas (b) devidas à compressão. Resultados de amostras em laboratório (traço interrompido) e resultados à rotura in situ (tamanho de 1 m ²) (linha contínua) (adaptado de Rutqvist e Stephansson 2003).....	24
Figura 3.4 – Fenómeno da dilatância (adaptado de Hoek 2007)	25

Figura 3.5 – Respostas mecânicas típicas (a) e hidromecânicas (b) devidas à tensão de corte. Resultados de amostras em laboratório (traço interrompido) e resultados à fratura in situ (tamanho de 1 m ²) (linha contínua) (adaptado de Rutqvist e Stephansson 2003)	26
Figura 3.6 – Ciclo de cálculo do modelo mecânico	28
Figura 3.7 – Modelo do elemento de interface (adaptado de Azevedo e Farinha 2015).....	29
Figura 3.8 – Modelo do elemento de interface - funções de forma e eixos locais (Azevedo e Farinha 2015).....	30
Figura 3.9 – Esquema de inserção de nós em blocos vizinhos para compatibilização das arestas (Azevedo e Farinha 2015).....	32
Figura 3.10 – Sobreposição do modelo hidráulico e do modelo mecânico (Azevedo e Farinha, 2015).	32
Figura 3.11 – Abertura hidráulica (Azevedo e Farinha 2015).	33
Figura 3.12 – Ciclo de cálculo do modelo hidráulico.....	36
Figura 3.13 – Ciclo de cálculo do modelo hidromecânico.	37
Figura 4.1 – Geometria do modelo.	42
Figura 4.2 – Malhas utilizadas na análise do escoamento.....	44
Figura 4.3 – Variação de pressão ao longo dos nós hidráulicos situados na linha horizontal a meia altura do modelo para malha A e malha B, com abertura a_0 : 1.67×10^{-05} m, 1.67×10^{-04} m e 1.67×10^{-03} m.....	46
Figura 4.4 – Variação do caudal em função da abertura a_0	47
Figura 4.5 – Variação de pressão ao longo dos nós hidráulicos situados na linha horizontal a meia altura do modelo	48
Figura 4.6 – Variação de pressão ao longo dos nós hidráulicos situados na linha horizontal a meia altura do modelo, considerando o domínio com dois meios com permeabilidades diferentes, para malha A e B, com $a_{0, L1} = 8,34 \times 10^{-05}$ m e $a_{0, L2} = 1.67 \times 10^{-04}$ m.....	49
Figura 4.7 – Geometria do modelo.	51
Figura 4.8 – Modelo numérico: modelo mecânico e modelo hidráulico.....	51
Figura 4.9 – Modelo numérico: identificação das juntas e representação da carga adicional.....	53
Figura 4.10 – Variação da pressão da água ao longo da junta horizontal.	53
Figura 4.11 – Variação da pressão da água ao longo da junta horizontal para canais de escoamento com diferentes fatores de permeabilidade.	54

Figura 4.12 – Variação da pressão da água ao longo da junta horizontal quando é aplicada uma sobrecarga no bloco 3.	55
Figura 5.1 – Geometria tipo dos modelos adotados: barragem e fundação	58
Figura 5.2 – Dimensões dos diferentes modelos	58
Figura 5.3 – Discretização do modelo hidromecânico da barragem de 15 m.....	59
Figura 5.4 – Discretização do modelo hidromecânico da barragem de 30 m.....	59
Figura 5.5 – Discretização do modelo hidromecânico da barragem de 50 m.....	60
Figura 5.6 – Pseudo-equipotenciais e isolinhas de pseudo-equipotenciais de carga hidráulica-H= 15 m.	63
Figura 5.7 – Pseudo-equipotenciais e isolinhas de pseudo-equipotenciais de carga hidráulica-H= 30 m.	63
Figura 5.8 – Pseudo-equipotenciais e isolinhas de pseudo-equipotenciais de carga hidráulica-H= 50 m.	64
Figura 5.9 – Distribuição das pressões ao longo da base da barragem de 15 m.	65
Figura 5.10 – Distribuição das pressões ao longo da base da barragem de 30 m.	66
Figura 5.11 – Distribuição das pressões ao longo da base da barragem de 50 m.	67
Figura 5.12 – Caudal que percorre o modelo em função do nível da albufeira, barragem de 15 m.	68
Figura 5.13 – Caudal que percorre o modelo em função do nível da albufeira, barragem de 30 m.	69
Figura 5.14 – Caudal que percorre o modelo em função do nível da albufeira, barragem de 50m.	70
Figura 5.15 – Caudal que aflui à rede de drenagem em função do nível da albufeira-H= 15 m, para descarga e carga.	72
Figura 5.16 – Caudal que aflui à rede de drenagem em função do nível da albufeira-H= 30 m, para descarga e carga.	73
Figura 5.17 – Caudal que aflui à rede de drenagem em função do nível da albufeira-H= 50 m, para descarga e carga.	74
Figura 5.18 – Caudal que aflui à rede de drenagem em função do nível da albufeira-H= 50 m, para comportamento elástico linear e não linear.....	75
Figura 5.19 – Caudal que aflui à rede de drenagem em função do nível da albufeira-H= 15 e 30 m, para comportamento não linear.	76
Figura 5.20 – Caudal que aflui à rede de drenagem, calculado e funções de previsão, em função do nível da albufeira, para comportamento não linear e abertura a_0	77
Figura 5.21 – Funções que melhor ajustam o caudal que aflui à rede de drenagem.	80

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1- Valores de caudal e permeabilidade equivalente	45
Tabela 4.2- Pressão na interface de transição e caudal que percorre o modelo, malha larga. Comparação da solução analítica com o valor calculado.	49
Tabela 4.3- Pressão na interface de transição e caudal que percorre o modelo, malha fina. Comparação da solução analítica com o valor calculado.....	50
Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais	52
Tabela 4.5 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento.	52
Tabela 5.1 – Profundidade da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem.	59
Tabela 5.2 – Dados relativos ao modelo mecânico e hidráulico.	60
Tabela 5.3 - Propriedades mecânicas dos materiais.....	60
Tabela 5.4 - Propriedades hidráulicas.	61
Tabela 5.5 – Caudal que percorre o modelo para nível da albufeira à cota de 15m, barragem de 15m.....	70
Tabela 5.6 – Caudal que percorre o modelo para nível da albufeira à cota de 30m, barragem de 30m.....	70
Tabela 5.7 – Caudal que percorre o modelo para nível da albufeira à cota de 50 m, barragem de 50m.	71
Tabela 5.8 - Coeficientes de correlação das funções de previsão.	79
Tabela 5.9 – Coeficientes das funções que melhor prevêm o caudal que aflui ao sistema de drenagem.....	79

LISTA DE SIMBOLOS

a	abertura da descontinuidade [L]
a_0	abertura da descontinuidade com tensão normal nula [L]
Δa	variação da abertura da descontinuidade, sendo positiva na abertura [L]
a_h	abertura hidráulica [L]
a_{max}	abertura hidráulica máxima [L]
a_{min}	abertura hidráulica mínima [L]
c	coesão [$L^{-1}MT^{-2}$]
c	constante de amortecimento
E	módulo de Young; modulo de deformabilidade; módulo de deformação [$L^{-1}MT^{-2}$]
E_t	energia total [L]
E_c	energia cinética [L]
$F_i(t)$	forças nodais a atuar num dado instante [LMT^{-2}]
$F_i^e(t)$	forças externas aplicadas no ponto nodal [LMT^{-2}]
$F_i^c(t)$	forças externas devidas ao contacto com blocos vizinhos [LMT^{-2}]
$F_i^l(t)$	forças internas [LMT^{-2}]
g	aceleração da gravidade [LT^{-2}]
H	altura de água acima da base da barragem; altura da barragem [L]
H_i	carga hidráulica [L]
H_m	altura de água a montante da barragem [L]
h	altura da barragem [L]

i	gradiente hidráulico bidimensional [LL^{-1}]
J	gradiente hidráulico tridimensional [LL^{-1}]
k	permeabilidade [L^2]
k_{ce}	factor de permeabilidade do canal de escoamento [$LM^{-1}T$]
k_f	condutividade hidráulica [LT^{-1}]
k_n	rigidez normal associada ao elemento de interface [$L^{-2}MT^{-2}$]
k_s	rigidez tangencial associada ao elemento de interface [$L^{-2}MT^{-2}$]
k_w	modulo de compressibilidade da água [$L^{-1}MT^{-2}$]
L	comprimento; comprimento do canal de escoamento [L]
l	comprimento [L]
m	massa nodal
N_I	Função de forma associada ao nó I
p_0	pressão de referência [$L^{-1}MT^{-2}$]
p	pressão do fluido [$L^{-1}MT^{-2}$]
P_m	pressão na interface [$L^{-1}MT^{-2}$]
q	caudal por unidade de largura [L^3T^{-1}]
Q	caudal [$L^3 T^{-1}$]
t	tempo [T]
T	transmissividade da descontinuidade [L^2T^{-1}]
T_r	transmissividade residual da descontinuidade [L^2T^{-1}]
t_h	espessura do elemento de interface [L]
$\dot{u}_i(t)$	velocidade do ponto nodal [LT^{-1}]
$\ddot{u}_i(t)$	aceleração do ponto nodal [LT^{-2}]
u_n	deslocamento normal da junta (abertura e fecho) [L]
u_s	deslizamento da descontinuidade [L]

v	velocidade; velocidade de escoamento [LT^{-1}]
v_0	velocidade de referência [LT^{-1}]
w	peso associado ao ponto de integração
y	cota [L]
z	distância a um plano horizontal arbitrário, cota [L]
z_0	cota de referência arbitrária [L]
γ	peso específico [$L^{-2}MT^{-2}$]
γ_c	peso específico do betão [$L^{-2}MT^{-2}$]
γ_r	peso específico do maciço rochoso [$L^{-2}MT^{-2}$]
γ_w	peso específico da água [$L^{-2}MT^{-2}$]
ΔH	perda de carga
Δt	passo de cálculo [T]
Δu	variação na abertura da descontinuidade [L]
Δu_n	incremento de deslocamento na direção normal da interface [L]
Δu_s	incremento de deslocamento na direção tangencial da interface [L]
μ	viscosidade dinâmica do fluido [$L^{-1}MT^{-1}$]
ν_k	viscosidade cinemática do fluido [L^2T^{-1}]
ρ_w	densidade da água; massa volúmica da água [$L^{-3}M$]
σ	tensão [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_n	tensão normal na descontinuidade [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ'_n	tensão normal efetiva na descontinuidade [$L^{-1}MT^{-2}$]
σ_s	tensão de corte [$L^{-1}MT^{-2}$]
ν	coeficiente de Poisson [-]
φ	ângulo de atrito
ϕ	potencial hidráulico [L]
δ	fecho da descontinuidade

δ_{\max} fecho máximo da descontinuidade

LISTA DE SIGLAS

ANPC	Autoridade Nacional de Proteção Civil
APA	Agência Portuguesa do Ambiente
DBB	Departamento de Barragens de Betão
EDP	Electricidade de Portugal
FCT/UNL	Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa
ICOLD	Comissão Internacional das Grandes Barragens
ITCOLD	Comissão Italiana das Grandes Barragens
INAG	Instituto da Água
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
RSB	Regulamento de Segurança de Barragens

LISTA DE ABREVIATURAS

2D	2 dimensões
3D	3 dimensões
CE	canal de escoamento
NH	nó hidráulico

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

As barragens foram estruturas fundamentais para o desenvolvimento da humanidade, permitindo uma adaptação da civilização humana ao ambiente natural e possibilitando, ao longo do tempo, uma melhoria da qualidade de vida. A sua importância reflete-se desde há 5000 anos, em que as barragens eram construídas para o armazenamento de água no período das chuvas, para que em períodos de seca fosse possível abastecer as populações e regar os campos de cultivo. Atualmente as barragens têm múltiplas finalidades, como, por exemplo, a regularização dos caudais dos rios, o controlo de cheias e a produção de energia a partir da água acumulada, sem emissões de dióxido de carbono para a atmosfera.

A população da Terra mais do que triplicou no último século, o que levou a um enorme aumento da procura de água utilizável, e, consequentemente do número de barragens construídas. Mais de metade das cerca de 58519 grandes barragens hoje inventariadas pela Comissão Internacional das Grandes Barragens (ICOLD) foi construída a partir de meados do século XX, devido ao forte crescimento da procura de água (ICOLD 2017). De referir que, de acordo com a ICOLD, uma grande barragem tem uma altura igual ou superior a 15 m, medida desde a cota mais baixa da superfície geral das fundações até à cota do coroamento, ou tem uma altura compreendida entre 5 e 15 m e a albufeira tem uma capacidade superior a 3 milhões de metros cúbicos (3 hm^3).

Existem diferentes tipos de barragens: as barragens de aterro, que são construídas em terra ou pedra solta não aparelhada, e as barragens de betão e de alvenaria. As barragens de betão e de alvenaria são de três tipos principais: gravidade, abóbada e contrafortes. Cada um destes tipos de obra tem um diferente funcionamento estrutural.

Dado o elevado número de barragens existente e às graves consequências sociais, económicas e ambientais que podem ocorrer se se verificarem problemas nestas obras tem havido uma preocupação constante relativamente à segurança. De salientar que a rotura de uma barragem pode ter consequências desastrosas e levar à perda de um elevado número de vidas humanas.

As barragens de betão e de alvenaria são fundadas em maciços rochosos, que são compostos por blocos de rocha separados por descontinuidades. Assim, são estruturas descontínuas e, na maior

parte dos casos, heterogéneas e anisotrópicas. Estes maciços de fundação são submetidos a tratamentos que permitem melhorar as suas características mecânicas e hidráulicas. Apesar destes cuidados, verifica-se que a maior parte das roturas que ocorreram em barragens de betão foi devida a problemas no maciço rochoso de fundação (ICOLD 1995).

Nos maciços rochosos de fundação de barragens há, devido à existência da albufeira, uma constante passagem de água pelas descontinuidades dos maciços. Estas descontinuidades estão interligadas, pelo que a água se desloca através do maciço desde a zona da albufeira até à zona a jusante da obra. Esta passagem de água contribui para a deterioração dos maciços e as pressões da água que se instalam nas descontinuidades e na base das barragens pode pôr em causa a estabilidade das obras.

Verifica-se que há uma grande interligação entre o comportamento mecânico e o comportamento hidráulico dos maciços rochosos de fundação de barragens. Alterações no estado de tensão do maciço provocam movimentos de abertura e de fecho nas diversas descontinuidades, alterando os percursos de passagem de água e a quantidade de água que passa por cada descontinuidade. Estas variações no comportamento hidráulico, por sua vez, provocam alterações do campo de tensões. A importância do comportamento hidromecânico da fundação na segurança das barragens foi reconhecida no início dos anos 60 do século passado, depois do acidente que ocorreu na barragem de Malpasset, em França, que foi a primeira rotura de uma barragem abóbada (Londe e Sabarly 1966; Louis 1969).

Os modelos numéricos de análise que simulam o comportamento hidromecânico dos maciços rochosos não são usualmente utilizados na análise do comportamento deste tipo de obras nem em estudos de segurança. De facto, a utilização destes modelos não é requerida na atual regulamentação Portuguesa e a sua aplicação não é simples, pois, para além de ser necessário dispor de programas de cálculo com alguma complexidade, exige não só o conhecimento das características mecânicas e geométricas do maciço e das descontinuidades, mas também das propriedades hidráulicas. As propriedades hidráulicas são muito heterogéneas, o que dificulta muito uma modelação realista.

Os modelos matemáticos podem ser de dois tipos principais: modelos de contínuo equivalente ou modelos descontínuos. A principal diferença entre estes modelos é não terem ou terem explicitamente representadas as descontinuidades do maciço. Nos modelos de contínuo equivalente consegue-se representar as heterogeneidades do maciço rochoso considerando um

número limitado de regiões, admitindo propriedades uniformes em cada uma dessas regiões. Os modelos descontínuos permitem representar os blocos e as discontinuidades do maciço. Mas é muito difícil representar a geometria corretamente, e dispor das propriedades geométricas e hidráulicas.

1.2 Objetivos e metodologia

A realização da presente dissertação foi enquadrada no Projeto de Investigação do LNEC “Soluções de ponta para a avaliação sustentável das fundações de barragens de betão” que está a ser desenvolvido em parceria com a FCT/UNL.

Neste trabalho pretende-se, a partir de modelos descontínuos bidimensionais da fundação de barragens que simulam a interação hidromecânica, estudar o escoamento em maciços rochosos fissurados e a influência do estado de tensão para o caso de fundações de barragens gravidade. Analisar a influência da abertura das discontinuidades e da geometria do modelo nos caudais percolados. A partir dos resultados obtidos considerando três barragens com alturas diferentes, fundadas em maciços rochosos com características geométricas semelhantes, pretende-se definir uma função que permita calcular de forma simples e expedita, sem ser necessário recorrer a modelos complexos, o caudal que afluí à rede de drenagem.

1.3 Organização da tese

A tese está organizada em 6 capítulos. Após este capítulo 1, em que se apresenta o tema da dissertação e se definem os seus objetivos, são referidos, no capítulo 2, os aspetos mais relevantes relativos às barragens gravidade. No capítulo 3 apresentam-se os fundamentos teóricos e práticos em que se baseia o estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens e apresentam-se os modelos numéricos de cálculo utilizados. No capítulo 4 apresentam-se os estudos de verificação e validação do módulo do modelo hidromecânico do programa de cálculo numérico usado neste trabalho, Parmac2D-Fflow. No capítulo 5 apresentam-se três modelos numéricos hidromecânicos de fundações de barragens com diferentes dimensões desenvolvidos no âmbito desta dissertação e uma análise crítica dos resultados de diversos estudos paramétricos efetuados. Por fim, no capítulo 6, apresentam-se as principais conclusões do trabalho e perspectivas de desenvolvimentos futuros.

2 BARRAGENS GRAVIDADE

As barragens gravidade são um dos principais tipos de barragens de betão e alvenaria, a par das barragens de contrafortes e das barragens abóbada. Os estudos desenvolvidos neste trabalho limitam-se às barragens gravidade, pelo que se apresentam neste capítulo, de uma forma resumida, os principais aspetos relativos a este tipo de obras: i) modo de funcionamento estrutural, ii) estatísticas relativas à distribuição deste tipo de obras no mundo, e em particular, na Europa, e alguns dados relativos às grandes barragens gravidade portuguesas, e iii) principais problemas associados a este tipo de obras. Embora se apliquem a todos os tipos de barragens, é apresentado um pequeno subcapítulo relativo ao controlo de segurança estrutural, em que é referida a legislação aplicável, as inspeções que são feitas e como é efetuado o arquivo dos dados da observação de barragens. Por fim é apresentada uma breve descrição das visitas efetuadas às barragens da Régua e do Carrapatelo.

2.1 Funcionamento estrutural

As barragens gravidade são constituídas por uma estrutura de betão ou alvenaria que resiste à impulsão da água exclusivamente pelo efeito do seu peso próprio, transmitindo as solicitações à fundação. A secção transversal deste tipo de barragens é aproximadamente triangular (Figura 2.1 b) (INAG 2001). Em planta as barragens gravidade podem ser retas ou com ligeira curvatura, o que melhora o desempenho estrutural visto tirar partido da resistência na direção normal ao eixo do rio, embora estas estruturas sejam projetadas para resistir às ações a que são submetidas tendo em conta apenas a secção transversal. Estas estruturas são normalmente construídas em vales largos com declives suaves e boas fundações.

As barragens gravidade eram tradicionalmente construídas em alvenaria de pedra. Em meados do século XIX começou-se a usar betão em algumas obras e a composição do cimento utilizado foi sendo gradualmente ajustado de modo a ser adequado à construção deste tipo de estruturas. No início dos anos 80 do século passado começaram a ser construídas barragens gravidade de betão compactado com cilindros (BCC) (Schnitter 1994). A barragem de Pedrógão (Figura 2.1 a) foi a primeira, e única, barragem de BCC a ser construída em Portugal. Quando é possível são construídas barragens do tipo gravidade aligeirada, que têm um vazamento na parte inferior do seu perfil. De entre as barragens gravidade devem ainda ser referidas as barragens

descarregadoras, em que o dimensionamento é feito tendo em conta não só os condicionamentos estruturais mas também os condicionamentos hidráulicos. Neste tipo de barragens a secção transversal afasta-se da secção triangular típica das barragens gravidade, como indicado no sub-capítulo 2.5.

As principais ações a ter em conta no dimensionamento e na verificação da segurança das barragens gravidade são: i) o peso próprio da barragem, ii) a pressão hidrostática nos paramentos de montante e de jusante, e iii) a subpressão na base da barragem. Na Figura 2.1 b apresentam-se as principais ações no caso de uma barragem gravidade sem sistema de drenagem.

O dimensionamento destas barragens deve assegurar a segurança ao derrubamento e deslizamento segundo qualquer plano horizontal, quer no corpo da barragem quer na interface com a fundação. Deve também ser verificada a segurança ao deslizamento segundo qualquer descontinuidade geológica na fundação. As tensões no corpo da barragem e na fundação não podem exceder as tensões admissíveis.

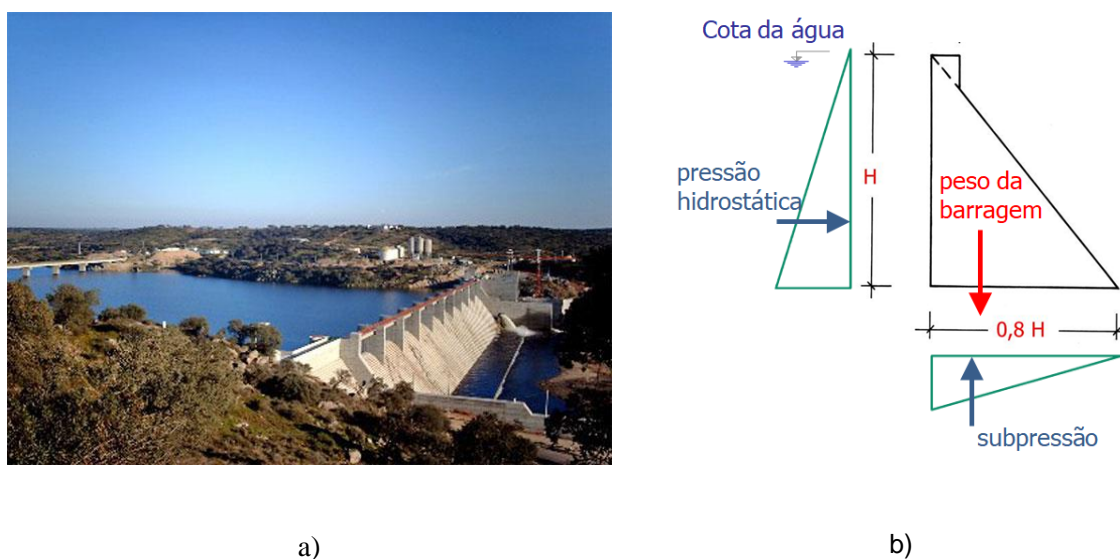


Figura 2.1 – Barragem de Pedrógão e perfil tipo de uma barragem gravidade com indicação das principais ações a ter em conta no dimensionamento (cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens).

2.2 Barragens gravidade no Mundo, na Europa e em Portugal

Na Europa ainda são utilizadas barragens gravidade muito antigas, mesmo algumas construídas na época da civilização Romana, e muitas barragens ainda em uso da Europa central e do norte foram

construídas nos séculos XVIII e XIX no decorrer da revolução industrial. Na Figura 2.2 apresentam-se dois exemplos de barragens espanholas nestas condições: a barragem de Muel, localizada em Saragoça e construída pelos romanos no século I para irrigação e abastecimento de água, em alvenaria de pedra e com 13 m de altura; e a barragem de Arguis, localizada no rio Isuela, na bacia do Ebro, construída no início do século XVIII para irrigação, que teve obras de manutenção e reabilitação na primeira metade do século XX e é hoje também usada para a pesca desportiva.

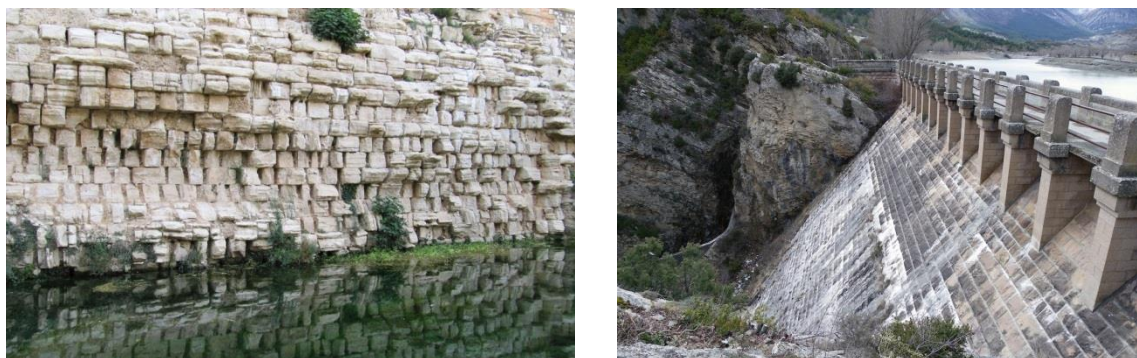


Figura 2.2 – Barragens de Muel e de Arguis (www.panoramio.com .2012 ; www.panoramio.com. 2011)

Na Figura 2.3 apresenta-se a distribuição dos diferentes tipos de barragens à escala mundial e na Europa (ITCOLD 2013). Observa-se que a proporção de barragens de betão (dos tipos gravidade, contrafortes, abóbada e abóbadas múltiplas) na Europa é de 43%, quase o dobro da que existe quando se considera o mundo inteiro (24%). No caso particular de barragens gravidade, verifica-se que correspondem a 17% das barragens no mundo, mas na Europa a proporção é maior, correspondendo a 24%. Considerando apenas as grandes barragens registadas pela ICOLD, verifica-se que a distribuição no mundo é diferente (Figura 2.4), com um enorme predomínio das barragens de aterro (63%), correspondendo apenas 13% a grandes barragens gravidade (ICOLD 2017).

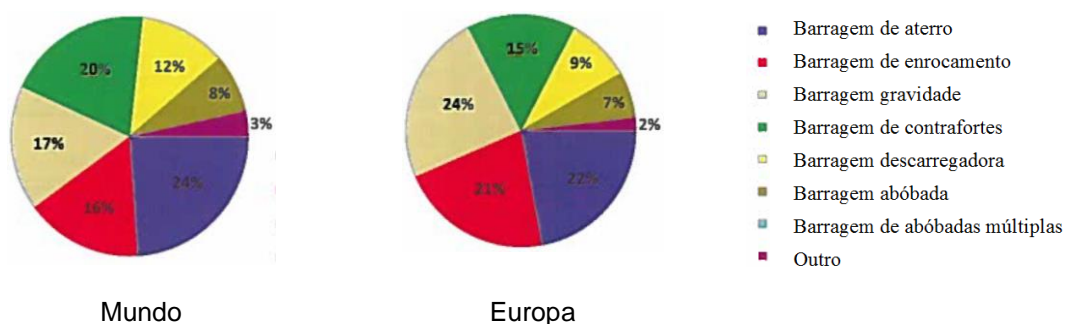


Figura 2.3 – Distribuição dos diferentes tipos de barragens no Mundo e na Europa (adaptado de ITCOLD 2013).

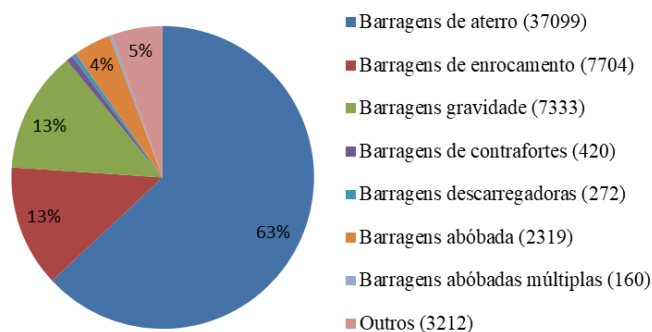


Figura 2.4 – Grandes barragens registadas pela ICOLD - distribuição por tipo de barragem (adaptado de ICOLD 2017).

A barragem gravidade mais alta do mundo é a barragem de Grande Dixence, na Suíça, com 285 m de altura, em exploração desde 1961 para a produção de energia elétrica.

Em Portugal estão atualmente em exploração cerca de 217 grandes barragens, das quais cerca de 35 são barragens gravidade (sendo 12 barragens gravidade de alvenaria). A mais alta é a barragem do Torrão, com 70 m de altura, que acabou de ser construída em 1988. É uma barragem gravidade aligeirada, com uma ligeira curvatura em planta e 218 de comprimento no coroamento, situada no rio Tâmega, utilizada para a produção de energia.

2.3 Principais problemas associados às barragens gravidade

Os principais problemas que podem ocorrer em barragens gravidade são: i) falta de resistência ao corte na superfície de ligação entre a barragem e o maciço rochoso de fundação ou nas descontinuidades do maciço, ii) a abertura de fendas no pé de montante da barragem devido a tensões de tração elevadas, e iii) passagem de grandes quantidades de água pela fundação da barragem ou na zona dos encontros (Hoek 2007).

A principal causa de rotura de barragens gravidade é a falta de resistência ao corte na superfície de ligação entre a barragem e o maciço rochoso de fundação ou nas descontinuidades do maciço, que provoca o deslizamento ao longo da interface betão/fundação, ou o deslizamento ao longo de camadas sub-horizontais de menor resistência, no corpo da barragem ou na fundação, próximo da base da barragem, quando estas camadas têm orientação desfavorável.

A interface barragem/fundação nas barragens gravidade tem uma área muito grande, o que conduz a subpressões elevadas na base da barragem que contribuem para diminuir o efeito estabilizador do peso da estrutura. As pressões da água elevadas também podem ocorrer em descontinuidades na fundação ou mesmo no corpo da barragem, se houver deficiências nas juntas de construção ou se existirem fendas que estejam em contacto com a albufeira.

A maior parte das roturas que ocorreram em barragens de betão foi devida a problemas no maciço rochoso de fundação: i) processos de deterioração, que conduziram a perda de resistência da fundação; ii) falta de resistência ao corte em planos de fraqueza de orientação desfavorável. Assim, a fundação das barragens é um elemento essencial em relação à segurança.

O primeiro enchimento da albufeira corresponde ao primeiro ensaio de carga da uma barragem, sendo por isso de extrema importância acompanhar o comportamento da obra durante esta fase. Verifica-se que várias roturas de barragens ocorreram durante ou imediatamente após o primeiro enchimento da albufeira.

Apresentam-se de seguida, a título de exemplo, dois casos de rotura de barragens gravidade que se deram devido a problemas na fundação. Na Figura 2.5 apresentam-se fotografias das ruínas das duas barragens.



Figura 2.5 – Ruínas da barragem de Austin, Pensilvânia (a) e da barragem de Austin, Texas (b).

(www.roadsideamerica.com.2009; upload.wikimedia.org.1900)

O primeiro caso é o da barragem de Austin, construída na Pensilvânia, nos Estados Unidos da América (EUA). O acidente deu-se em 1911, no final do primeiro enchimento da albufeira. A barragem tinha 15 m de altura e cerca de 165 m de comprimento e foi construída numa fundação

constituída por camadas horizontais de rochas sedimentares, principalmente arenito e argila xistosa. A rotura deu-se por deslizamento ao longo de uma camada de argila xistosa, que era a zona mais fraca da fundação (Greene e Christ 1998).

O segundo caso é o de uma barragem com o mesmo nome da primeira, também construída nos EUA, mas no Texas. Era uma barragem de alvenaria com cerca de 20 m de altura e 343 m de desenvolvimento no coroamento. A base da barragem tinha 20,1 m de largura. A fundação era de rocha calcária, com camadas alternadas de calcários brandos e duros. Esta barragem teve uma primeira rotura em 1900 devida ao deslizamento por descontinuidades na fundação. Este deslizamento ocorreu porque durante uma grande cheia a passagem de água sobre a barragem provocou a erosão do leito do rio a jusante da obra, deixando a estrutura sem resistência passiva. A barragem foi depois reconstruída, mas voltou a ter problemas em 1915 e em 1935, também durante o período de cheias, devido ao arrancamento das comportas (USBR 1998).

2.4 Controlo de segurança

O controlo de segurança das barragens ao longo da sua vida, que inclui as fases de projeto, construção, primeiro enchimento, exploração e abandono, tem sido uma preocupação em todo o mundo, de um modo particular para as barragens cuja rotura possa provocar a perda de vidas humanas ou tenha importantes consequências económicas. Para ter um conhecimento do comportamento da obra ao longo do tempo são normalmente instalados nas barragens equipamentos de observação, que fornecem informação sobre a evolução de diversas grandezas, como por exemplo os deslocamentos, as tensões e extensões, o caudal drenado ou as subpressões na base da barragem. São também feitas regularmente visitas de inspeção às obras.

2.4.1 Legislação

Atualmente, um elevado número de países possui regulamentos e normas, ou mesmo apenas códigos de boas práticas, que vão sendo atualizados. O objetivo destes documentos é não só garantir a boa construção deste tipo de estruturas, de modo a reduzir o risco de acidentes (Bradlow et al. 2002), mas também o de estabelecer princípios e critérios que devem presidir à elaboração de projetos e à observação e inspeção de barragens.

Em Portugal o primeiro regulamento de barragens foi publicado em 1990. Em 2007 foi publicada uma nova versão do regulamento (RSB 2007), que se encontra atualmente em fase de revisão.

Este documento aplica-se às grandes barragens e é complementado com três normas: Normas de Projeto de Barragens (NPB 1993); Normas de Construção de Barragens (NCB 1998); e Normas de Observação e de Inspeção de Barragens (NOIB 1993). Para as pequenas barragens está em vigor o Regulamento de Pequenas Barragens, que foi publicado em 1993 (RPB 1993). Os regulamentos e as normas encontram-se presentemente em fase de revisão.

De acordo com o RSB, o controlo de segurança das barragens é da competência de três entidades da Administração Pública, da Comissão de Segurança de Barragens e do dono de obra. As entidades da Administração Pública envolvidas são: i) o organismo com competência genérica de controlo de segurança das barragens, que se designa por Autoridade (atualmente estas funções são atribuídas à Agência Portuguesa do Ambiente – APA); ii) o LNEC, na qualidade de consultor da Autoridade em matéria de controlo de segurança das barragens; e iii) a Autoridade Nacional de Proteção Civil (ANPC), que tem a função de coordenar as atividades de proteção civil em todo o país.

2.4.2 Atividades do controlo de segurança

Durante a fase de exploração, as atividades de controlo de segurança das barragens são:

- i) visitas de inspeção às obras;
- ii) exploração do sistema de observação;
- iii) análise do comportamento e avaliação das condições de segurança das obras.

2.4.2.1 *Visitas de inspeção*

As visitas de inspeção são feitas durante a construção, antes do primeiro enchimento, nos patamares do primeiro enchimento, no final do enchimento e durante a exploração. No período de exploração realizam-se três tipos de inspeções visuais: i) de rotina; ii) de especialidade; e iii) de carácter excecional. As inspeções visuais de rotina são efetuadas por equipas locais, responsáveis pela exploração do sistema de observação, e as inspeções visuais de especialidade e de carácter excecional envolvem a deslocação à obra de especialistas em segurança estrutural de barragens, da Autoridade e do LNEC. As inspeções visuais de rotina são mensais, na maioria das obras. As visitas de especialidade são usualmente feitas anualmente ou de dois em dois anos, em obras sem problemas. As visitas de carácter excecional são feitas após a ocorrência de cheias, sismos ou

esvaziamentos e reenchimentos da albufeira. Nas visitas de inspeção procura-se verificar se aparecem sinais ou evidências de deteriorações e se o sistema de observação instalado está a funcionar corretamente.

2.4.2.2 *Exploração dos sistemas de observação*

O conjunto de informação relativo a cada barragem vai aumentando ao longo do tempo e têm sido desenvolvidos em vários países sistemas que facilitam a análise de toda essa informação. Em Portugal foi desenvolvido um sistema informático, designado por GestBarragens, (Pina e Portela 2006) com o objetivo de apoiar as atividades relacionadas com o controlo de segurança das obras, nas suas diversas fases.

2.4.2.3 *Análise do comportamento e avaliação das condições de segurança*

A análise do comportamento das barragens é feita recorrendo à análise dos resultados da observação e à sua comparação com os resultados de modelos que, traduzindo uma idealização da realidade, permitem simular o comportamento das barragens.

A avaliação da segurança das barragens gravidade é normalmente feita usando métodos de equilíbrio limite, considerando normalmente o bloco da barragem de maior altura e admitindo que o deslizamento se pode dar pela interface betão/maciço ou por descontinuidades menos resistentes da fundação. Deve ter-se o cuidado de analisar a segurança ao deslizamento por todas as superfícies onde este pode ocorrer (Hoek 2007)

2.5 Visitas às barragens da Régua e do Carrapatelo

No decorrer dos trabalhos desta dissertação foi possível acompanhar as visitas de inspeção de especialidade às barragens da Régua, no início de abril de 2017, e do Carrapatelo, no final de junho do mesmo ano. São duas barragens do tipo gravidade aligeirada, localizadas no troço nacional do rio Douro, que se destinam à produção de energia e a permitir a navegabilidade no rio. O dono de obra das duas barragens é a EDP. Na Figura 2.6 apresenta-se um mapa com indicação da localização das diversas barragens do troço nacional do rio Douro, dando destaque à localização das barragens visitadas. Na mesma figura apresenta-se o perfil longitudinal do rio, com indicação das alturas das barragens e da cota da água das diversas albufeiras.



Figura 2.6 – Localização das barragens da bacia hidrográfica do rio Douro e perfil longitudinal do rio, com indicação das alturas das barragens e da cota da água das diversas albufeiras.

2.5.1 Barragem da Régua

A barragem da Régua constitui a principal infraestrutura hidráulica do aproveitamento hidroelétrico da Régua, cuja construção terminou em 1973. O aproveitamento inclui, para além da barragem, uma central, junto à margem direita, e respetivo circuito hidráulico, um muro entre a barragem e a central, onde se integra uma eclusa de peixes, e uma eclusa de navegação estabelecida em continuidade com a barragem, junto ao encontro da margem esquerda (EDP 2011). Na Figura 2.7 apresenta-se uma vista de jusante do empreendimento e uma vista parcial da barragem a partir da margem esquerda.

A barragem é de betão do tipo gravidade aligeirada, dispondo de uma grande galeria na base. Tem 41 m de altura e 350 m de desenvolvimento no coroamento. No coroamento, que se situa à cota 81 m, passa uma estrada que liga as duas margens. O descarregador de superfície está dividido em 5 vãos que dispõem de comportas. A barragem dispõe ainda de uma descarga auxiliar de meio fundo. Na Figura 2.8 apresenta-se um corte transversal da barragem e da bacia de dissipação, com indicação das cotas da estrutura e das cotas da água a montante e a jusante. Na Figura 2.9 apresenta-se uma vista da grande galeria na base da barragem, com o piso constituído pelo maciço rochoso de fundação da barragem.



Figura 2.7 – Barragem da Régua. Vista parcial a partir da margem esquerda.

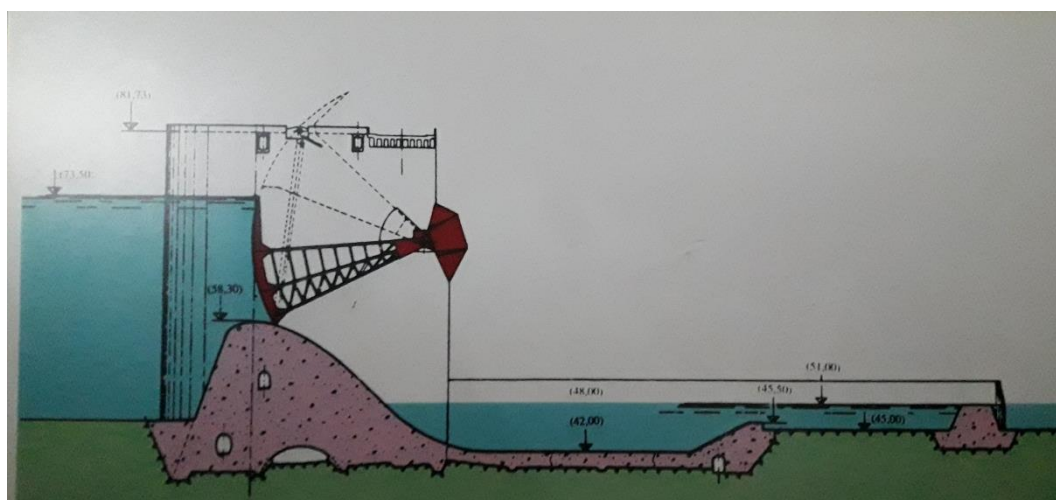


Figura 2.8 – Corte transversal da barragem e bacia e dissipação da barragem da Régua.

Durante a visita foi possível acompanhar uma parte de uma inspeção visual de rotina. Estas inspeções ocorrem mensalmente nesta barragem. Foi possível observar diversos equipamentos de observação instalados na obra. Estes equipamentos permitem a medição das principais acções que atuam na barragem e da resposta da estrutura e do maciço da fundação. Efectuaram-se leituras na base de coordenómetro de um fio-de-prumo (Figura 2.10), equipamento utilizado para medir deslocamentos horizontais da estrutura. A barragem dispõe de fios-de-prumo direitos e invertidos, com fios de aço inoxidável. Os fios-de-prumo direitos encontram-se suspensos num ponto próximo do coroamento, e dispõem de um peso na extremidade inferior, para manter o fio em tensão constante. Os fios-de-prumo invertidos fixam-se inferiormente num ponto situado na fundação a uma dada profundidade, e na extremidade superior apresentam um flutuador, dentro de água, que através da impulsão desta impõe uma tensão constante no fio. Os deslocamentos são

medidos em duas direções ortogonais, definindo a posição do fio-de-prumo relativamente a pontos da estrutura ou fundação. Os fios-de-prumo instalados são equipamentos simples e de fácil leitura. Realizaram-se também leituras em extensómetros de fundação, que permitem medir os deslocamentos relativos entre dois pontos pré-definidos. Foram também observados bases de alongâmetro que permitem fazer a medição dos movimentos relativos entre pontos da barragem. Estes equipamentos encontram-se instalados em zonas que podem apresentar movimentos diferenciais, por exemplo, em juntas ou em zonas fendilhadas. Verificou-se que os deslocamentos medidos quase não tinham tido alterações em relação aos registos anteriores.

De acordo com o protocolo em vigor, no final da visita decorreu uma reunião em que participaram os representantes da APA, do dono de obra (EDP) e do LNEC, e os técnicos que efetuam as inspeções visuais à obra.



Figura 2.9 – Grande galeria na base da barragem da Régua.



Figura 2.10 – Leitura de deslocamentos horizontais numa base de coordenómetro instalada na barragem da Régua.

2.5.2 Barragem do Carrapatelo

A barragem do Carrapatelo entrou em serviço em 1971, tendo sido a primeira barragem do Douro nacional a ser construída, pois localiza-se na zona do troço nacional do rio onde era possível aproveitar uma queda maior, logo era a mais interessante para a produção de energia. Tal como no caso da Régua, o aproveitamento hidroelétrico dispõe, para além da barragem, de uma central e respetivo circuito hidráulico e de uma eclusa de navegação. No muro entre a barragem e a central integra-se uma eclusa de peixes. A central localiza-se junto à margem esquerda e a eclusa de navegação junto ao encontro da margem direita (EDP 2011).

A barragem é de betão do tipo gravidade aligeirada, com uma grande galeria circular na base. Tem 57 m de altura e 400 m de desenvolvimento no coroamento. O coroamento está à cota 55 m. O descarregador de superfície está dividido em 6 vãos que dispõem de comportas. Na Figura 2.11 apresenta-se um corte da barragem do Carrapatelo, com indicação das principais características da barragem, da albufeira, da eclusa de navegação e do equipamento de observação instalado. Na Figura 2.12 apresenta-se uma vista da grande galeria na base da barragem, com o piso constituído pelo maciço rochoso de fundação da barragem.

Durante a visita foi dada especial atenção à observação dos caudais que afluem aos drenos e à leitura do valor das subpressões que estão instaladas na base da barragem. De referir que as propriedades físico-químicas das águas que afluem através dos drenos permitem a deteção de eventuais anomalias na fundação da barragem. Os piezómetros permitem caracterizar a distribuição espacial das subpressões na fundação da barragem. Na Figura 2.13 apresenta-se um leque de piezómetros numa secção da barragem e um pormenor de um piezómetro em carga.

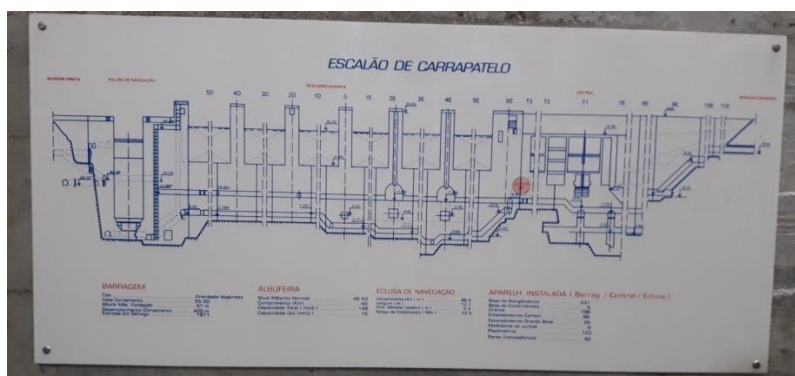


Figura 2.11 – Corte da barragem do Carrapatelo, com indicação das principais características da barragem, da eclusa de navegação e do equipamento de observação insatulado.



Figura 2.12 – Vazamento na base da barragem do Carrapatelo.



Figura 2.13 – Leque de piezómetros numa secção da barragem e pormenor de piezómetro em carga.

3 COMPORTAMENTO HIDROMECHANICO DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS

Neste capítulo apresentam-se os conceitos fundamentais em que se baseia o estudo do comportamento hidromecânico de fundações de barragens e apresentam-se os modelos numéricos de cálculo utilizados.

3.1 Maciços rochosos de fundação de barragens

Como já foi referido, os maciços rochosos de fundação de barragens são estruturas descontínuas, heterogêneas e anisotrópicas. O tratamento da fundação que é normalmente efetuado no caso das grandes barragens torna as características do maciço ainda mais complexas. O tratamento envolve: i) injeções de consolidação; ii) injeções para criar uma cortina de impermeabilização; e iii) a abertura de furos na fundação para criar sistemas de drenagem. O objetivo deste tratamento é contribuir para a melhoria das características mecânicas e hidráulicas dos maciços rochosos na zona da fundação das barragens.

As injeções de consolidação garantem que as zonas mais superficiais do maciço rochoso normalmente perturbadas pelas escavações, que se encontram descomprimidas e mais fraturadas, se tornem mais consolidadas devido à injeção de caldas de cimento.

A estabilidade da estrutura é influenciada pelo escoamento da água na fundação da barragem. É necessário garantir que a velocidade de escoamento é baixa, para não ocorrer o arrastamento dos materiais das descontinuidades do maciço, e garantir que as subpressões são aceitáveis no contexto das condições definidas no projeto da obra. É também necessário garantir, por questões económicas, que os caudais percolados não têm um valor elevado.

A redução local da permeabilidade é feita através de cortinas de impermeabilização, com injeção de caldas de cimento, em furos orientados tendo em conta a localização e orientação das descontinuidades do maciço. Os furos são usualmente feitos a partir da galeria de drenagem. As cortinas de impermeabilização formam superfícies verticais ou sub-verticais que acompanham a superfície de inserção da barragem a montante e penetram na fundação até uma determinada

profundidade. Assim, diminui o valor dos caudais e das velocidades do escoamento nas superfícies de descontinuidade na fundação da obra.

É possível reduzir o valor das subpressões na fundação das obras com cortinas de drenagem, que permitem que as águas de percolação na fundação afluam à galeria de drenagem, aliviando assim as pressões na superfície de inserção da barragem na fundação e nas superfícies de descontinuidade do próprio maciço. O diâmetro usual dos furos de drenagem é de 76 mm e encontram-se normalmente afastados de 3 m. Estes furos são feitos depois de terminarem as injeções da cortina de impermeabilização, para minimizar o risco de preencher os furos de drenagem com calda de cimento. Os furos podem não ser revestidos, quando são feitos em rocha de boa qualidade, ou revestidos com geodrenos, em rocha muito fraturada, para permitir que o furo fique aberto e evitar o desmoronamento das paredes do furo. A cortina de drenagem é efetuada a jusante da cortina de impermeabilização, e geralmente o seu comprimento em profundidade é de um terço a metade do comprimento em profundidade da cortina de impermeabilização. Na Figura 3.1 apresenta-se o perfil de uma barragem gravidade, com indicação da localização da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem.

A drenagem é sempre relevante em fundações de barragens, e sobretudo em fundações com descontinuidades de abertura muito reduzida, onde se podem instalar ao longo do tempo pressões de água muito elevadas. Nos casos em que as obras não dispõem de cortina de drenagem, o diagrama de subpressões na base da barragem é aproximadamente linear entre as fronteiras de montante e jusante. A Figura 3.2 apresenta o diagrama de subpressões típico numa obra sem sistema de drenagem e com sistema de drenagem. Ao longo da vida útil da obra é importante verificar a eficiência da cortina de impermeabilização e dos sistemas de drenagem, através da medição de subpressões e de caudais.

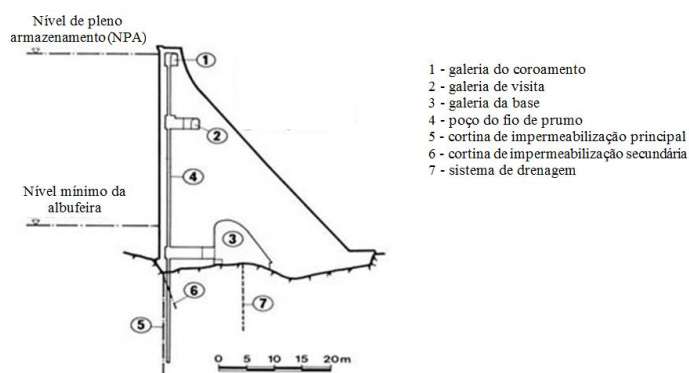


Figura 3.1 – Perfil de uma barragem gravidade, com indicação da localização da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem (adaptado de ICOLD 2017).

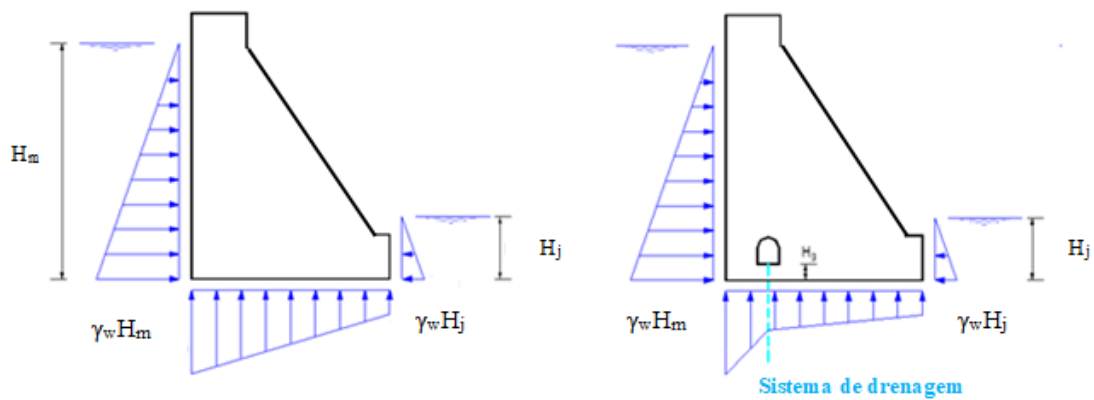


Figura 3.2 – Diagrama de subpressões numa barragem sem sistema de drenagem e com sistema de drenagem.

3.2 Potencial hidráulico

A energia de um elemento de fluido varia em função do tempo e espaço, quer este se encontre em movimento ou em repouso. As energias são distinguidas em gravitacional, piezométrica e cinética. A energia gravitacional representa o trabalho necessário para elevar o elemento de fluido de uma cota de referência arbitrária z_0 a outra cota qualquer z . A energia piezométrica é caracterizada pelo trabalho que se tem de dispensar para aumentar a pressão de referência p_0 do elemento de fluido para uma pressão p . Por fim, a energia cinética é igual ao trabalho realizado para modificar a velocidade do elemento de fluido de uma velocidade de referência v_0 para outra velocidade qualquer v . A água desloca-se de zonas de energia mais elevada para zonas de menor energia.

A energia total E_t de um elemento de um fluido com peso unitário pode ser definida por:

$$E_t = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \quad (3.1)$$

onde z [m] representa a distância a um plano horizontal arbitrário, p [$\text{kg m}^{-1} \text{s}^{-2}$] a pressão do fluido num determinado ponto A, γ [$\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-2}$] o peso do fluido, v [m s^{-1}] a velocidade do escoamento do ponto A e g [m s^{-2}] a aceleração da gravidade.

O potencial hidráulico, designado por ϕ , contribui para a energia total a partir do potencial de elevação e potencial de pressão, sendo também frequente utilizar para o referir os termos de potencial piezométrico, energia potencial ou simplesmente potencial:

$$\phi = z + \frac{p}{\gamma} \quad (3.2)$$

A energia cinética por unidade de peso é representada pelo potencial de velocidade, que define a altura em queda livre que um elemento de fluido deve sofrer para atingir a velocidade v :

$$E_c = \frac{v^2}{2g} \quad (3.3)$$

O fluido, no seu domínio, apresenta diferentes valores de energia cinética e energia potencial. Ao considerar que o escoamento é permanente (estacionário), a energia potencial pode ser apresentada por um sistema de coordenadas espacial:

$$\phi(x, y, z) = z(x, y, z) + \frac{p(x, y, z)}{\gamma} \quad (3.4)$$

A função potencial do fluido permite escrever o gradiente hidráulico \vec{J} :

$$\vec{J} = -g \vec{\nabla} \phi(x, y, z) \quad (3.5)$$

Em notação indicial:

$$J_i = -\frac{\partial \phi}{\partial x_i} \quad (i = 1, 2, 3) \quad (3.6)$$

Se a função espacial for conhecida, os planos ou linhas equipotenciais, caso tridimensional ou bidimensional, podem ser representados por:

$$\phi(x, y, z) = \text{const.} \quad (3.7)$$

3.3 Comportamento hidromecânico de descontinuidades do maciço

3.3.1 Modelo de duas placas paralelas

Para compreender o comportamento hidromecânico das fundações das barragens de betão é fundamental compreender o escoamento numa única descontinuidade. O modelo conceptual de escoamento considerado neste caso é o modelo de duas placas paralelas, que simula a descontinuidade como um espaço vazio entre duas placas lisas e paralelas (Louis e Maini 1970; Snow 1965).

A velocidade do escoamento, para o fluxo laminar incompressível em estado estacionário para esta geometria é dado por:

$$\vec{v} = k_f \vec{i} \quad (3.8)$$

Onde i [m m^{-1}] representa o gradiente hidráulico e k_f [m s^{-1}] a condutividade hidráulica, dada por:

$$k_f = \frac{a^2 g}{12 \nu} \quad (3.9)$$

representando a [m] a abertura da descontinuidade, ν [$\text{m}^2 \text{s}^{-1}$] a viscosidade cinemática do fluido e g [m s^{-2}] a aceleração da gravidade.

O caudal por unidade de largura, q , é expresso por:

$$q = \nu a = \frac{a^3 g}{12 \nu} i \quad (3.10)$$

Verifica-se que o caudal entre placas paralelas é proporcional ao cubo da abertura, o que significa que é extremamente sensível à sua variação.

Na realidade, as discontinuidades existentes nos maciços rochosos não são nem lisas nem paralelas. Contudo, vários estudos concluíram que o modelo de placas paralelas é adequado para a previsão do escoamento em discontinuidades naturais (e.g. Louis 1969, Barton e de Quadros 1997).

3.3.2 Comportamento hidromecânico durante a abertura e fecho da discontinuidade

A tensão normal influencia o comportamento do escoamento nas discontinuidades, como é possível observar na Figura 3.3, em que a Figura 3.3 a) relaciona a tensão normal efetiva com o fecho da discontinuidade e a Figura 3.3 b) relaciona a tensão normal efetiva com a transmissividade da discontinuidade.

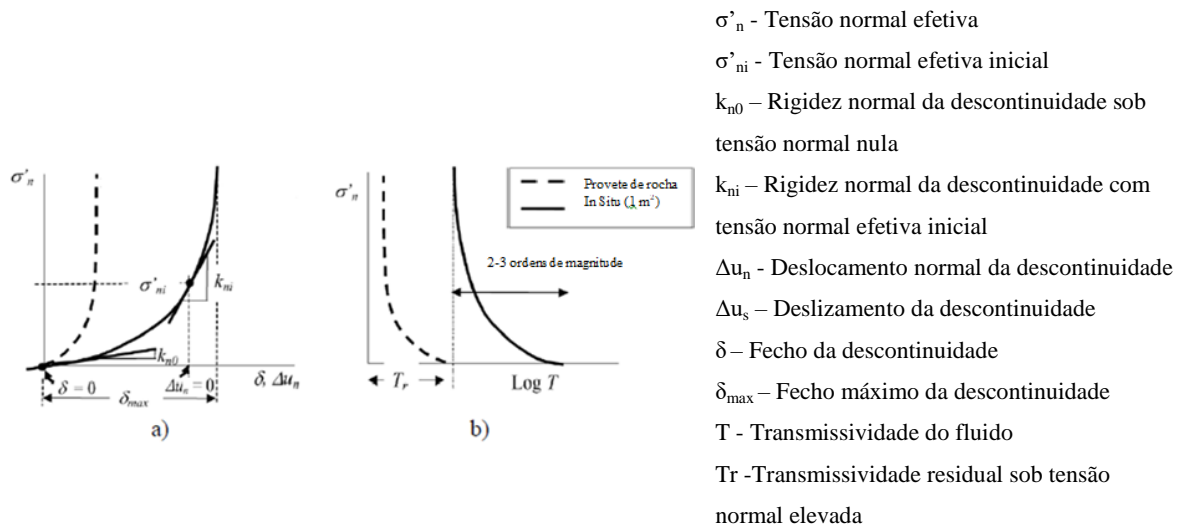


Figura 3.3 – Respostas mecânicas típicas (a) e hidromecânicas (b) devidas à compressão. Resultados de amostras em laboratório (traço interrompido) e resultados à rotura in situ (tamanho de 1 m²) (linha contínua) (adaptado de Rutqvist e Stephansson 2003)

A transmissividade (T), relaciona-se diretamente com a abertura da discontinuidade, representada por a , e com a condutividade hidráulica k_f :

$$T = k_f a \quad (3.11)$$

Verifica-se que com o aumento da tensão a deformação normal varia de um modo não linear, e o incremento de deformação vai diminuindo à medida que a tensão se torna mais elevada. Isto significa que a rigidez da discontinuidade aumenta com o aumento da tensão normal efetiva. A

mesma figura também mostra que há um efeito de escala: para a mesma tensão observam-se maiores movimentos de fecho das descontinuidades quando a amostra é maior.

Relativamente ao comportamento hidromecânico (Figura 3.3 b) verifica-se que há uma diminuição na transmissividade da descontinuidade com o aumento da tensão normal. Contudo, por mais elevado que seja o valor da tensão normal, existe sempre uma transmissividade residual (T_r). Este efeito deve-se à rugosidade das descontinuidades e levou Witherspoon et al. (1980) a definir o conceito de abertura hidráulica residual.

A Figura 3.3 b) mostra que no comportamento hidromecânico também se observa um efeito de escala: para a mesma tensão a transmissividade é maior quando a amostra é maior.

3.3.3 Comportamento hidromecânico durante o deslizamento

As superfícies das descontinuidades dos maciços rochosos apresentam rugosidade, o que dá origem ao fenómeno de dilatância (Figura 3.4). Este fenómeno é a tendência que dois corpos em contacto têm em separar-se durante o movimento tangencial relativo, devido à rugosidade das superfícies em contacto.

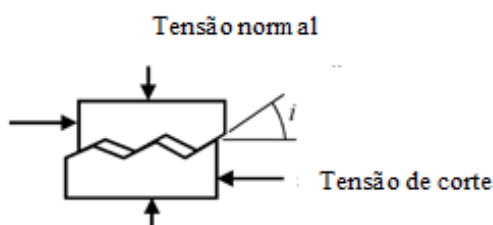


Figura 3.4 – Fenómeno da dilatância (adaptado de Hoek 2007)

Esta separação das paredes das descontinuidades durante o deslizamento provoca um aumento do valor da abertura da descontinuidade e, conseqüentemente, um aumento na permeabilidade.

O comportamento mecânico e hidromecânico típico de descontinuidades de maciços rochosos com rugosidade quando submetidas a tensão normal constante é apresentado na Figura 3.5.

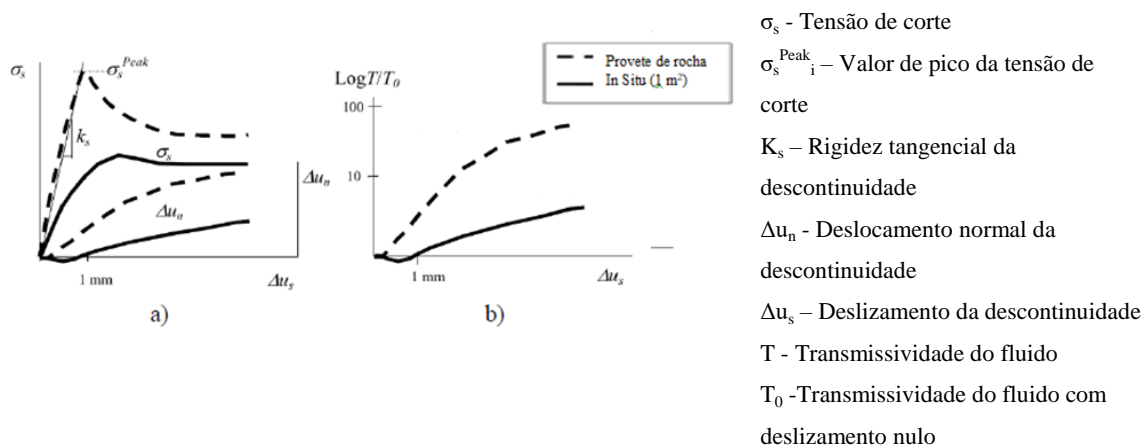


Figura 3.5 – Respostas mecânicas típicas (a) e hidromecânicas (b) devidas à tensão de corte. Resultados de amostras em laboratório (traço interrompido) e resultados à fratura in situ (tamanho de 1 m²) (linha contínua) (adaptado de Rutqvist e Stephansson 2003)

Em relação ao comportamento mecânico, verifica-se que a tensão de corte aumenta rapidamente até atingir um valor de pico, diminuindo depois gradualmente. O deslizamento é acompanhado por dilatação, como se mostra nas curvas inferiores da Figura 3.5 a). Durante a deformação elástica da fratura, a dilatação é mínima. Aumenta quando as rugosidades começam a deslizar umas sobre as outras. Há também um efeito de escala: para uma amostra maior, o pico da tensão de corte é menor e ocorre após um maior deslizamento.

Relativamente ao comportamento hidromecânico, há dois fenómenos que têm efeitos opostos: por um lado o deslizamento provoca o desprendimento das zonas rugosas da descontinuidade que tendem a obstruir a descontinuidade e a fazer diminuir a condutividade hidráulica, mas por outro lado o efeito da dilatação faz aumentar a condutividade hidráulica.

3.4 Modelos de cálculo numérico utilizados neste trabalho

No decorrer dos trabalhos desta dissertação foram usados três programas de cálculo automático:

- os modelos de blocos que permitiram o desenvolvimento dos modelos hidromecânicos apresentados neste trabalho foram gerados recorrendo ao programa UDEC (Itasca 2004);
- os cálculos hidromecânicos foram efetuados com o programa Parmac2D-Fflow (Azevedo e Farinha 2015);

- iii) as funções que melhor representam a influência de variações do nível da água na albufeira no valor dos caudais que afluem à rede de drenagem foram definidas usando um programa de interpretação quantitativa (Farinha 2010) desenvolvido em VBA - Visual Basic for Applications (Microsoft Excel 2010).

3.4.1 Geração dos sistemas de blocos

No estudo que se apresenta utilizou-se o módulo de geração de blocos do programa UDEC apenas como ferramenta de pré-processamento para definir os sistemas de blocos dos diversos modelos apresentados. De referir que os modelos de natureza descontínua requerem a prévia idealização do domínio como um sistema de blocos.

O programa UDEC (Universal Distinct Element Code) é um código numérico bidimensional que simula meios descontínuos, como maciços rochosos, submetidos a ações estáticas ou dinâmicas. O domínio é representado por um conjunto de blocos, que podem ter um comportamento rígido ou deformável, e as descontinuidades são representadas como condições de fronteira entre os blocos. O programa permite simular maciços rochosos diaclasados em que ocorre a abertura de descontinuidades admitindo grandes deslocamentos.

3.4.2 Cálculos hidromecânicos

O modelo hidromecânico utilizado neste trabalho utiliza elementos de interface entre os diversos blocos que constituem o domínio. O modelo integra-se no programa Parmac2D desenvolvido inicialmente para a análise da fratura em betão, e que tem sido gradualmente adaptado para a análise do comportamento e da estabilidade de barragens de betão em situações estáticas e dinâmicas, Azevedo (2003). O módulo do modelo hidromecânico em 2D deste programa é apresentado em Azevedo e Farinha (2017). A adoção de discretizações equivalentes ao longo das arestas dos blocos em contacto permite a obtenção de campos de tensões/deslocamentos compatíveis nas interfaces. Contudo, o modelo proposto requer um esquema de pré-processamento robusto, de modo a garantir que as interações entre blocos são somente aresta/aresta. O modelo hidráulico segue os princípios gerais definidos em Bretas et al. (2013), fazendo coincidir os nós hidráulicos onde se calculam as pressões com os pontos nodais da malha de elementos finitos, onde são calculados os deslocamentos.

3.4.2.1 Modelo mecânico

O modelo mecânico é um modelo de natureza discreta que utiliza um algoritmo de solução explícito baseado no método das diferenças centrais, Azevedo (2003) e Lemos (2004). É possível ter em consideração a deformabilidade dos blocos se, depois de se ter o domínio dividido num sistema de blocos, se discretizar internamente cada um dos blocos com uma malha de elementos triangulares. Na Figura 3.6 apresenta-se o ciclo de cálculo do modelo mecânico explícito adotado.

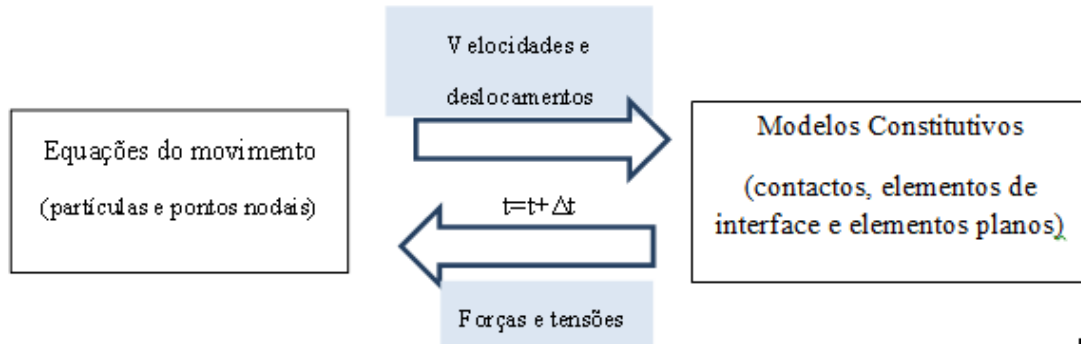


Figura 3.6 – Ciclo de cálculo do modelo mecânico

As equações do movimento para um dado ponto nodal, i , são dadas por:

$$m_i \ddot{u}_i(t) + c \dot{u}_i(t) = F_i(t) + m_i g_i \quad (3.12)$$

em que m é a massa nodal, g_i a aceleração da gravidade, c é a constante de amortecimento, $\dot{u}_i(t)$ a velocidade e $\ddot{u}_i(t)$ a aceleração. $F_i(t)$ são as forças nodais a atuar num dado instante definidas por três termos:

$$F_i(t) = F_i^e(t) + F_i^c(t) + F_i^l(t) \quad (3.13)$$

onde $F_i^e(t)$ são as forças externas aplicadas no ponto nodal, $F_i^c(t)$ são as forças externas devidas ao contacto com blocos vizinhos, existentes apenas nos pontos nodais na fronteira do bloco, e $F_i^l(t)$ são as forças internas que resultam da deformação dos elementos finitos planos

associados, Lemos e Cundall (1999). A integração da equação 3.1 é realizada com base no método das diferenças centrais que é condicionalmente estável. A definição do passo de cálculo e o esquema de solução a adotar quando se requer apenas a solução estática do problema podem ser encontrados em Azevedo (2003).

A interação entre os blocos é realizada através do modelo de elemento de interface. Em geral, os modelos do elemento de interface são adequados para análises em pequenos deslocamentos. Neste modelo em que se utilizam elementos de interface é necessário que as malhas de elementos finitos triangulares de cada bloco sejam compatíveis, isto é, que as discretizações ao longo das arestas dos blocos em contacto sejam iguais. Deste modo, obtém-se o mesmo campo de deslocamentos ao longo das interfaces adjacentes e os campos de tensões/deslocamentos são compatíveis. Na Figura 3.7 representa-se a interação entre o bloco B1 e os blocos B2 e B3, com base em elementos de interface.

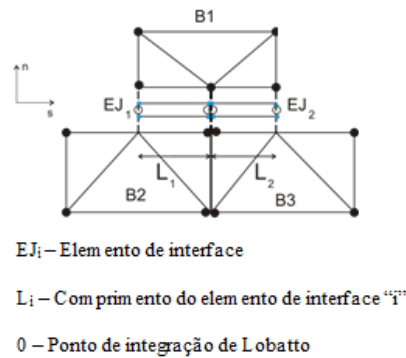


Figura 3.7 – Modelo do elemento de interface (adaptado de Azevedo e Farinha 2015)

O elemento de interface, resultante do contacto entre dois blocos, desenvolve forças de interação. Na Figura 3.8 representam-se as funções de forma linear associadas ao elemento de interface e o sistema de eixos local adotado (s,n). A tensão normal em cada ponto de integração do elemento de interface, num dado instante e nos eixos locais, é dada por:

$$\sigma_n(t + \Delta t) = \sigma_n(t) + k_n \Delta u_n(t) \quad (3.14)$$

onde $\sigma_n(t)$ é o valor de tensão normal no instante atual, $\sigma_n(t + \Delta t)$ é a estimativa elástica do valor de tensão normal no instante a seguir, $\Delta u_n(t)$ é o incremento de deslocamento na direção

normal da interface, definido com base nos deslocamentos dos pontos nodais que definem a interface, e k_n é o valor de rigidez normal associado ao elemento de interface.

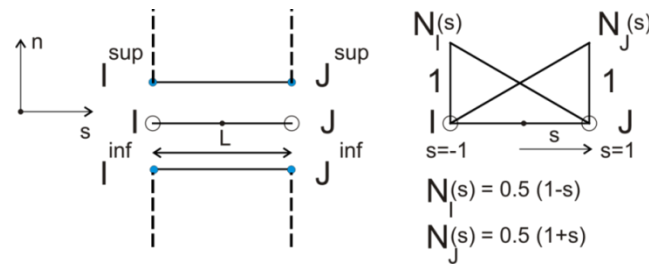


Figura 3.8 – Modelo do elemento de interface - funções de forma e eixos locais (Azevedo e Farinha 2015).

Analogamente, a tensão de corte em cada ponto de integração do elemento de junta e num dado instante é dada por:

$$\sigma_s(t + \Delta t) = \sigma_s(t) + k_s \Delta u_s(t) \quad (3.15)$$

onde $\sigma_s(t)$ é o valor de tensão de corte no instante atual, $\sigma_s(t + \Delta t)$ é a estimativa elástica do valor da tensão de corte no instante a seguir, $\Delta u_s(t)$ é o incremento de deslocamento na direção tangencial da interface, definido com base nos deslocamentos dos pontos nodais que definem a interface, e k_s é o valor de rigidez tangencial, associado ao elemento de interface. Com base na estimativa de tensões adota-se o modelo constitutivo da interface e corrigem-se os valores previstos caso seja necessário.

A integração numérica dos elementos de junta baseia-se na regra de dois pontos de Lobatto, colocados nas extremidades do elemento de interface (Figura 3.7 e Figura 3.8). Os pontos de integração coincidem com a posição dos pontos nodais fictícios do plano médio do elemento de interface, sendo as coordenadas dadas pela média das coordenadas dos pontos nodais dos elementos planos triangulares de cada lado da interface.

O vetor de tensões nos eixos globais é dado em função das tensões locais e dos vetores normal e tangencial do elemento de interface. Em cada ponto de integração tem-se:

$$\vec{\sigma}(t) = \sigma_n(t) \vec{n} + \sigma_s(t) \vec{s} \quad (3.16)$$

Em cada ponto nodal fictício do plano médio do elemento de interface, as forças nodais internas são dadas por:

$$\vec{F}_{\text{int},I}(t) = \sum_{i=1}^n \vec{\sigma}(t) N_I w_i \det J_i t_h \quad (3.17)$$

onde, N_I é o valor da função de forma associada ao nó I no ponto de integração i , w_i é o peso associado ao ponto de integração i , $\det J_i$ é o determinante do jacobiano no ponto de integração i e t_h é a espessura do elemento de interface, a que normalmente se atribui o valor unitário.

As forças internas nos nós superiores e nos nós inferiores do elemento junta (Figura 3.8) são definidas por:

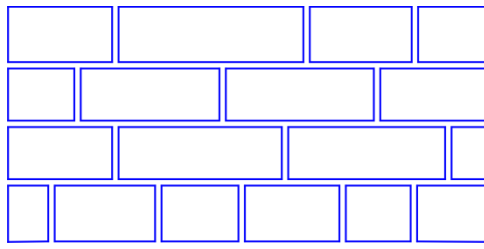
$$\vec{F}_{\text{int},I}^{\text{sup}}(t) = + \vec{F}_{\text{int},I}(t) \quad (3.18)$$

$$\vec{F}_{\text{int},I}^{\text{inf}}(t) = - \vec{F}_{\text{int},I}(t) \quad (3.19)$$

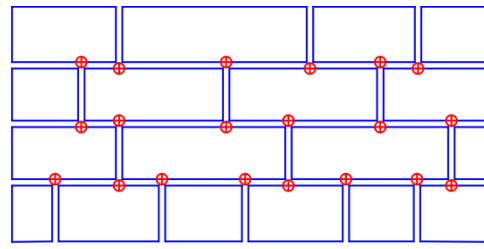
Procedimento que assegura que os contactos entre blocos são apenas do tipo aresta/aresta

Para gerar um modelo com blocos compatíveis, com contactos entre blocos apenas do tipo aresta/aresta, é necessário que o código numérico disponha de um procedimento de pré-processamento que permita, antes de gerar a malha de elementos triangulares interna, detetar para cada aresta de cada bloco os vértices dos blocos vizinhos que são interseccionados por cada uma das arestas. Estes vértices passam a fazer parte da geometria dos dois blocos em contacto através da subdivisão das arestas, com se mostra na Figura 3.9. Este procedimento conduz a arestas perfeitamente compatíveis, com o mesmo comprimento, entre blocos adjacentes. Depois desta compatibilização é necessário indicar o comprimento desejado de cada lado da malha de

elementos finitos triangulares, e depois é gerada automaticamente a malha de elementos planos triangulares dentro dos diversos blocos do modelo.



a) Sistema de blocos inicial

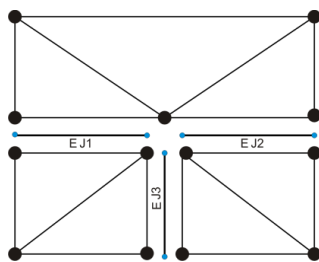


b) Sistema de blocos com arestas compatíveis após inserção de nós

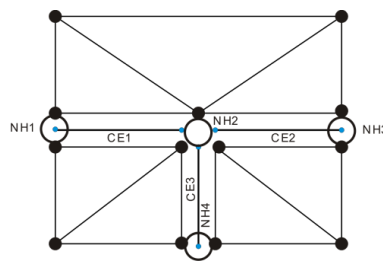
Figura 3.9 – Esquema de inserção de nós em blocos vizinhos para compatibilização das arestas (Azevedo e Farinha 2015).

3.4.2.2 Modelo hidráulico

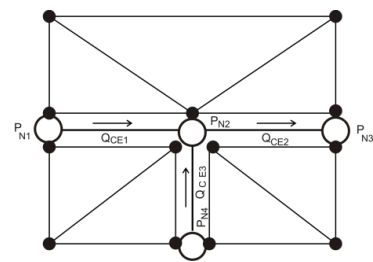
O modelo hidráulico é compatível com o modelo mecânico, pois os nós hidráulicos coincidem com os pontos nodais da malha de elementos planos triangulares. A posição de cada nó hidráulico (NH) é dada pela média das coordenadas do conjunto de nós do modelo mecânico associado a esse nó. Ao longo do processo de cálculo ocorre movimento. A alteração da sua posição inicial é possível porque os pontos nodais têm comportamento mecânico independente.



a) Modelo mecânico



b) Modelo hidráulico: nós hidráulicos (NH) e canais de escoamento (CE)



c) Modelo hidráulico: pressões nos nós hidráulicos (P) e caudais nos canais de escoamento (Q)

Figura 3.10 – Sobreposição do modelo hidráulico e do modelo mecânico (Azevedo e Farinha, 2015).

A sobreposição dos modelos leva a que os canais de escoamento do modelo hidráulico (CE) se localizem sobre o plano médio dos elementos de interface (Figura 3.10). Os pontos nodais do

elemento de interface associados ao CE permite o conhecimento do caudal que é atravessado neste, em função da abertura que apresenta. Os nós hidráulicos permitem determinar o valor das pressões, existindo continuidade das mesmas no encontro entre canais adjacentes, como apresentado em Bretas et al. (2013). As fronteiras destes nós encontram-se bem definidas.

A abertura hidráulica (a_h) inicialmente definida pelas extremidades do canal de escoamento (CE), ao longo do processo é obtida em função do deslocamento normal da interface (abertura mecânica) u_n e de três parâmetros a_0 , a_{\min} e a_{\max} , em que a_0 é o valor da abertura da descontinuidade com tensão normal nula, a_{\min} é a abertura hidráulica mínima e a_{\max} é a abertura hidráulica máxima. É possível obter o valor de u_n visto que cada CE coincide com o elemento de interface do modelo mecânico.

De modo a obter pressões e caudais próximos dos observados, os valores dos parâmetros a_0 , a_{\min} e a_{\max} , podem ser calibrados. As descontinuidades quando submetidas a compressões significativas, diminuem a abertura, até um valor mínimo de a_{\min} . Com este valor de abertura hidráulica é possível calcular a permeabilidade da descontinuidade quando fortemente comprimida. Por outro lado, considera-se a existência de uma abertura hidráulica máxima que limita o valor de caudal que percorre a descontinuidade, a_{\max} . A representação gráfica para definir a abertura hidráulica é apresentada na Figura 3.11.

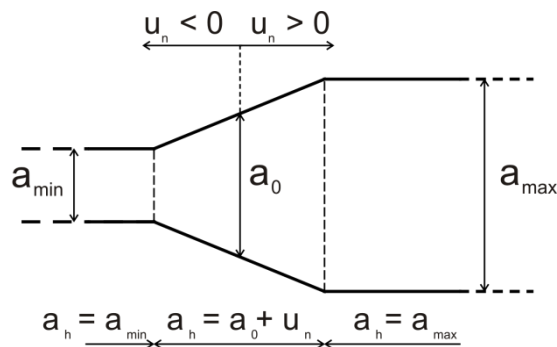


Figura 3.11 – Abertura hidráulica (Azevedo e Farinha 2015).

De acordo com o esquema apresentado no programa UDEC, Itasca (2004), a abertura hidráulica associada a cada ponto de integração (extremidades do CE) é dada por:

$$a_h = \begin{cases} a_{\min} & \text{se } u_n + a_0 < a_{\min} \\ u_n + a_0 & \text{se } a_{\min} \leq u_n + a_0 \leq a_{\max} \\ a_{\max} & \text{se } u_n + a_0 > a_{\max} \end{cases} \quad (3.20)$$

A abertura média de cada CE é calculada através das aberturas hidráulicas nas extremidades, sendo estas conhecidas por estar associado a cada CE, um elemento de interface com pontos de integração nas suas extremidades:

$$a_{h,CE} = \frac{a_{h,1} + a_{h,2}}{2} \quad (3.21)$$

Considerando a hipótese simplificativa de escoamento laminar entre placas paralelas (Louis 1969, Louis e Maini 1970, Snow 1965), o caudal que atravessa o CE é dado por (Bear 1988):

$$Q_{CE} = \frac{1}{12 \nu_k} g a_{h,CE}^3 \frac{\Delta H_{CE}}{L} = \frac{1}{12 \mu} a_{h,CE}^3 \rho_w g \frac{\Delta H_{CE}}{L} = k_{CE,i} \rho_w g \Delta H_{CE} \quad (3.22)$$

em que g é a aceleração da gravidade, ν_k é a viscosidade cinemática do fluido, L o comprimento da descontinuidade (comprimento do CE), ρ_w é a massa volúmica do fluido, μ é a viscosidade dinâmica do fluido que se relaciona com a viscosidade cinemática do fluido por $\mu = \nu_k \rho_w$, $k_{CE,i}$ é a permeabilidade do CE e ΔH_{CE} é a perda de carga entre as duas extremidades da descontinuidade dada por:

$$\Delta H_{CE} = \left(\frac{P_2}{\rho_w g} + y_2 \right) - \left(\frac{P_1}{\rho_w g} + y_1 \right) \quad (3.23)$$

A perda de carga entre as duas extremidades depende da pressão P_i e da cota y_i na extremidade i do CE. No cálculo do gradiente hidráulico despreza-se a contribuição do termo dinâmico

associado à velocidade do escoamento. Em cada NH os caudais que percorrem os CE (Q_{NH}) confluentes nesse nó são somados:

$$Q_{NH}(t) = \sum_{i=1}^n Q_{CE_i}(t) \quad (3.24)$$

Os valores dos caudais confluentes e da variação de volume hidráulico associado ao NH, influenciam a variação de pressão no NH, $\Delta P_{NH}(t)$, para um fluido compressível:

$$\Delta P_{NH}(t) = \frac{K_w}{V_{NH}(t)} (Q_{NH}(t) \Delta t + \Delta V_{NH}(t)) \quad (3.25)$$

O módulo de deformabilidade volumétrica do fluido encontra-se representado como K_w , a variação de volume associado ao NH entre dois passos consecutivos $\Delta V_{NH}(t)$ e o passo de cálculo adotado no domínio hidráulico Δt .

No cálculo da pressão no instante subsequente, considerando o escoamento em regime permanente, a variação de volume entre dois passos consecutivos pode ser desprezada:

$$P_{NH}(t + \Delta t) = P_{NH}(t) + \frac{K_w}{V_{NH}(t)} Q_{NH}(t) \Delta t \quad (3.26)$$

O modelo hidráulico proposto permite o cálculo das situações de escoamento confinado e de escoamento com superfície livre. De forma a ter em consideração que as pressões nos escoamentos em maciços rochosos são maiores que zero, é necessário incluir artifícios numéricos que o garantam. Assim se forem determinadas pressões negativas durante o processo de cálculo (equação 3.26), estas são imediatamente igualadas a zero. Um segundo artifício garante que a solução de escoamento converge para um estado de equilíbrio onde não se verificam pressões negativas (Bretas et al. 2013).

O fator de redução permite reduzir progressivamente o caudal num dado CE (calculado pela equação 3.22) nos casos em que o escoamento no CE se estabelece essencialmente devido à ação da gravidade:

$$f_{red} = \begin{cases} \frac{P_1}{(y_1 - y_2) \rho_w g} & \text{se } H_1 > H_2 \cap y_1 > y_2 \cap P_1 < (y_1 - y_2) \rho_w g \\ 1 & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (3.27)$$

onde H_i representa a carga hidráulica, P_i a pressão e y_i a cota na extremidade i do CE.

Na Figura 3.12 apresenta-se o ciclo de cálculo do modelo hidráulico. Em cada passo de cálculo, tendo em conta a posição relativa dos diversos blocos, é conhecida a abertura mecânica dos elementos de interface. A partir destes valores é possível calcular os valores das aberturas hidráulicas, a condutividade hidráulica nos canais de escoamento, o gradiente hidráulico e os caudais (equações 3.20 a 3.23).

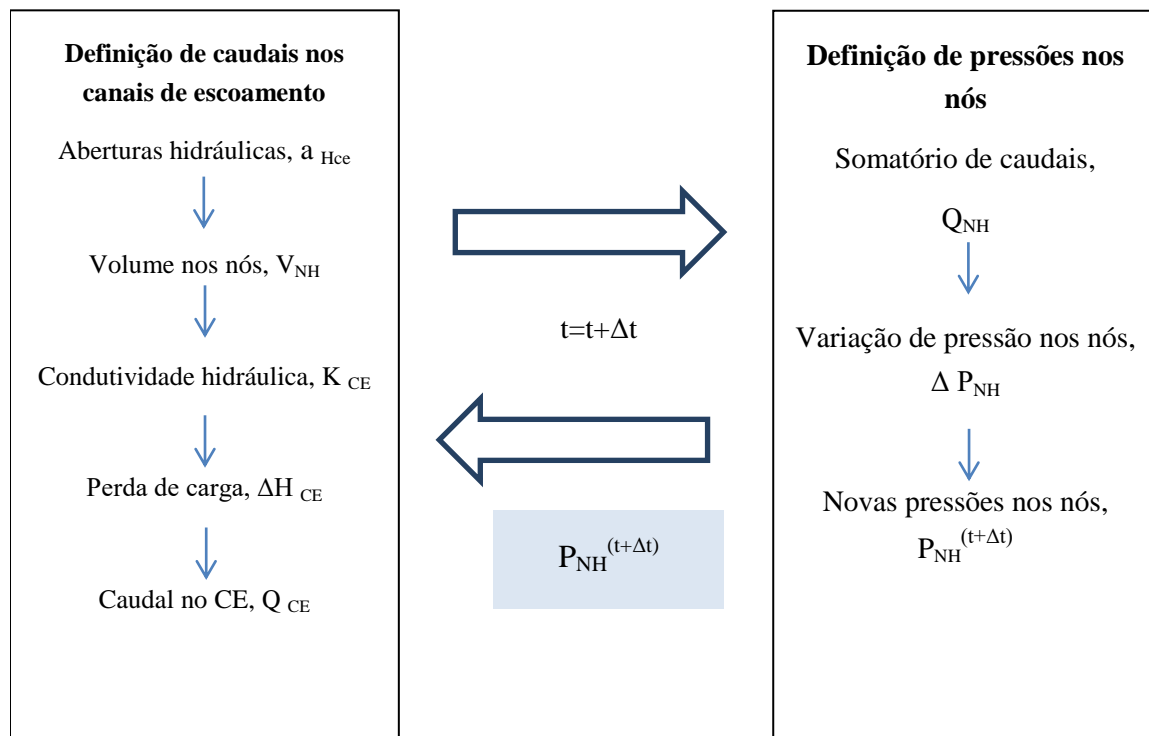


Figura 3.12 – Ciclo de cálculo do modelo hidráulico.

3.4.2.3 Modelo hidromecânico

O modelo hidromecânico é um acoplamento do modelo mecânico com o modelo hidráulico. Estes dois modelos interagem ao longo do tempo, condicionando os resultados entre si. Partindo de uma abertura hidráulica inicial, esta vai ser afetada pelos deslocamentos normais das descontinuidades obtidas no modelo mecânico. Por sua vez, as pressões calculadas no modelo hidráulico são consideradas no modelo mecânico e alteram o valor das forças internas nas descontinuidades do modelo mecânico. De referir que nos elementos de interface se obtêm tensões efetivas. Na Figura 3.13 representa-se de forma esquemática o funcionamento do modelo hidromecânico.

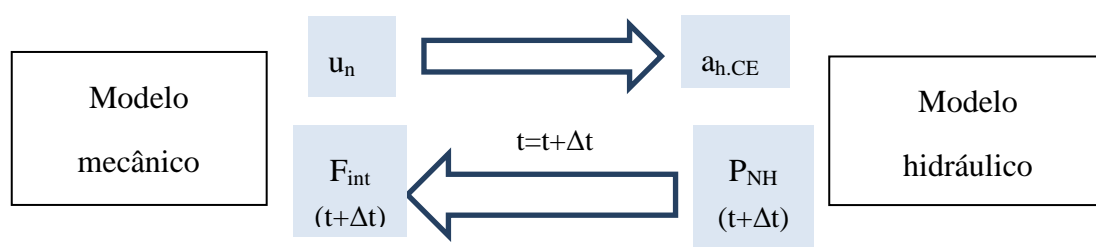


Figura 3.13 – Ciclo de cálculo do modelo hidromecânico.

O passo de cálculo (Δt) usado nos dois modelos é o mesmo, tomando o valor do menor dos passos de cálculo de cada domínio. Quando se admite que o escoamento ocorre em regime permanente e se pretende obter apenas a solução estática do modelo mecânico é adotado, em ambos os domínios, um passo de cálculo unitário. De modo a garantir a estabilidade numérica, os volumes hidráulicos associados aos nós hidráulicos e as massas associadas aos pontos nodais do modelo mecânico são escalados admitindo o passo de cálculo unitário.

3.4.2.4 Funcionamento do programa de cálculo Parmac2D-Fflow

O programa de cálculo Parmac2D-Fflow tem sido desenvolvido no âmbito de trabalhos de investigação (Azevedo e Farinha 2015) e tem sido usado por um número muito reduzido de pessoas, não estando disponível um manual. Assim, inicialmente foram cruciais os conhecimentos transmitidos pessoalmente pelo autor e principal utilizador do programa. Muitos dos avanços na aprendizagem sucederam-se pelo método de tentativa e erro.

O processo base que permitiu a execução dos vários modelos presentes no trabalho, depois de se ter gerado o modelo no UDEC, requer um ficheiro de dados criado pelo utilizador onde se

estabelece informação sobre todos os elementos do modelo mecânico e do modelo hidráulico: materiais, blocos, malha de elementos planos triangulares, elementos de junta, canais de escoamento, condições de fronteira de deslocamentos e forças, condições de fronteira hidráulicas.

O ficheiro de dados inicia-se com a definição de diferentes materiais que constituem o domínio da simulação, tais como módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e massa específica, para posterior caracterização dos blocos do modelo. Definem-se as propriedades dos canais de escoamento, entre elas, aberturas iniciais, limites máximos e mínimos das aberturas, permeabilidade e deformabilidade volumétrica do fluido. Para limitar os blocos, criam-se vértices, que permitem definir polígonos. Aos polígonos fazem-se corresponder os materiais inicialmente definidos. Para cada polígono é definido o que se quer obter na recolha dos resultados, como o acesso aos elementos planos, pontos nodais, nós hidráulicos ou canais de escoamento. Estabelecem-se as condições de fronteira mecânica, sendo por exemplo, possível restringir deslocamentos horizontais ou verticais, e condições de fronteira hidráulica, como aplicação de pressões ou caracterização de determinada fronteira como impermeável. No contacto entre polígonos diferentes é necessário definir o material a que se associa o elemento de interface.

Dependendo das dimensões do modelo em estudo, é importante ter em atenção a dimensão dos pontos nodais e dos nós hidráulicos, para serem coerentes com a escala em análise.

Exemplos de ficheiros de resultados que se podem obter são gráficos de deslocamentos ou de tensões e tabelas com dados relativos tanto ao modelo mecânico como hidráulico.

3.4.3 Ajuste de funções

O módulo de ajuste de funções pelo método dos mínimos quadrados utilizado neste estudo faz parte de um programa de interpretação quantitativa (Farinha 2010) desenvolvido na linguagem de programação VBA (Visual Basic for Applications) que pode ser utilizada na ambiente de trabalho do Microsoft Excel (2010). O programa foi desenvolvido para analisar as grandezas escalares observadas nas atividades de controlo de segurança de barragens de betão. O programa dispõe de diferentes funções pré-definidas (do tipo polinomial, exponencial e logarítmico) e permite, se necessário, a introdução de novas funções.

Para correr o programa é necessário indicar numa folha de cálculo do Excel qual o tipo de função que se quer ajustar. Como resultado obtêm-se, noutra folha de Excel criada no decorrer da análise,

os valores dos coeficientes dos diversos parâmetros da função, o valor do coeficiente de correlação e de diversos parâmetros de análise do erro (valor médio do erro, valor absoluto do erro, erro quadrático médio).

4 ESTUDOS DE VERIFICAÇÃO E VALIDAÇÃO DO MÓDULO DO MODELO HIDROMECÂNICO DO PROGRAMA PARMAC2D-FFLOW

Os estudos de verificação e validação do modelo hidromecânico usado neste trabalho incluíram a análise de duas situações diferentes de escoamento através de um maciço rochoso:

- i) admitindo um meio contínuo isotrópico uniforme;
- ii) admitindo duas formações com permeabilidades diferentes;

Em cada uma das situações os resultados numéricos obtidos com duas malhas diferentes foram comparados com a solução analítica.

O efeito hidromecânico foi verificado considerando um sistema de quatro blocos impermeáveis, separados por uma descontinuidade horizontal por onde a água pode passar, e por duas descontinuidades verticais que não foram consideradas no cálculo hidráulico.

Os estudos realizados permitiram não só aprender a trabalhar com o programa de cálculo, nomeadamente preparar os ficheiros de dados, correr o programa e analisar resultados, mas também adquirir sensibilidade aos valores dos parâmetros mecânicos e hidráulicos considerados nos cálculos.

4.1 Escoamento num meio contínuo

Com o exemplo de um escoamento ao longo de um meio contínuo com geometria retangular pretende-se demonstrar a potencialidade do modelo hidráulico adotado, de natureza discreta, na modelação de um meio contínuo. Pretende-se ainda demonstrar que é possível calibrar a abertura inicial dos canais de escoamento do modelo hidráulico discreto de modo a obter-se uma permeabilidade equivalente ao modelo contínuo. De salientar que em estudos hidromecânicos com modelos de natureza discreta é necessário calibrar a abertura inicial, a_0 , das descontinuidades por onde se processa o escoamento, de modo a que o modelo represente a mesma permeabilidade que o meio contínuo em estudo.

4.1.1 Solução analítica

Na Figura 4.1 apresenta-se a geometria retangular adotada com um comprimento L_1+L_2 e uma altura H . Adotou-se uma espessura unitária. Como condições de fronteira do modelo hidráulico considera-se que a face superior e inferior são impermeáveis. Nas faces laterais são impostas pressões que se mantêm constantes: P_1 na face esquerda e P_2 na face direita, com P_1 maior que P_2 . Assim estabelece-se o escoamento da fronteira lateral esquerda para a fronteira lateral direita ($P_1 > P_2$). Considera-se que o meio é isotrópico e homogêneo.

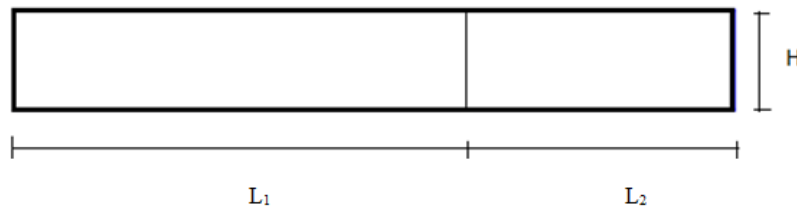


Figura 4.1 – Geometria do modelo.

Tendo em consideração a lei de Darcy, quando se atinge a situação de equilíbrio, o caudal que atravessa o modelo é dado por:

$$Q = \frac{kH(P_1 - P_2)}{\mu W} \quad (4.1)$$

Onde μ representa a viscosidade dinâmica do fluido (no caso da água o valor de μ é $1,00 \times 10^{-3}$ Pa.s) e k representa a permeabilidade do meio. Assim, esta permeabilidade pode ser expressa por:

$$k = \frac{Q\mu W}{H(P_1 - P_2)} \quad (4.2)$$

No caso de um meio constituído por dois materiais com permeabilidade distinta, o caudal em cada um dos materiais é dado por:

$$Q_1 = \frac{k_1 H_1 (P_1 - P_m)}{\mu W_1} \quad (4.3)$$

$$Q_2 = \frac{k_2 H_2 (P_m - P_2)}{\mu W_2} \quad (4.4)$$

Em que P_m é a pressão que ocorre na interface de transição entre os dois meios. Dado que o escoamento é contínuo, o caudal que percorre o material 1 é igual ao caudal que percorre o material 2, $Q_1 = Q_2$. Assim, é possível obter o valor analítico da pressão na interface entre os dois materiais:

$$P_m = \frac{k_1 L_2 P_1 + k_2 L_1 P_2}{k_1 L_2 + k_2 L_1} \quad (4.5)$$

4.1.2 Modelos numéricos

Para verificar o desempenho do programa Parmac2D-Fflow na modelação de um escoamento num meio contínuo poroso foram estudados dois casos: 1) escoamento através de uma amostra homogénea e isotrópica, e 2) escoamento através de dois materiais com diferentes permeabilidades. Para cada caso de escoamento adotaram-se duas malhas distintas: malha A, em que se discretizou o domínio com elementos triangulares, definidos pela divisão de quadrados de 0,125 m de lado, e malha B, em que se adotou uma discretização mais refinada com elementos triangulares com arestas de comprimento médio de 0,0625 m.

O modelo com a malha menos refinada, malha A, apresenta 256 elementos triangulares, com um total de 768 pontos nodais. O modelo mecânico apresenta ainda 348 elementos de interface. O modelo hidráulico apresenta 165 nós hidráulicos e 348 canais de escoamento (Figura 4.2 a). O modelo com malha mais refinada, malha B, apresenta 948 elementos triangulares, com um total de 2844 pontos nodais. O modelo mecânico apresenta ainda 1356 elementos de interface. O modelo hidráulico apresenta 543 nós hidráulicos e 1350 canais de escoamento (Figura 4.2b).

Adotou-se nas simulações um valor de pressão P_1 de 25 MPa e um valor de pressão P_2 de 5MPa.

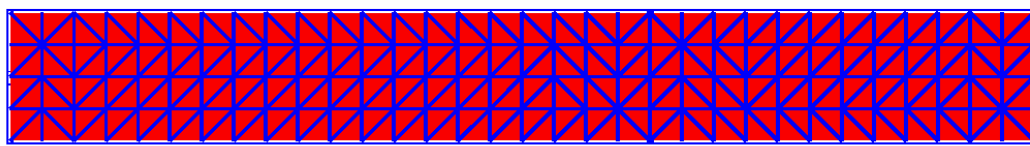
4.1.3 Procedimento de cálculo

Numa primeira fase realizaram-se vários estudos numéricos (duas malhas) em que para um meio uniforme se definiram os caudais numéricos percolados num modelo hidráulico discreto para

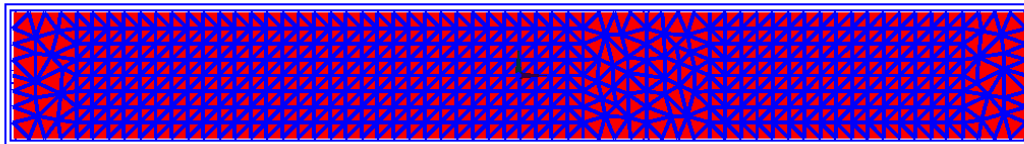
diferentes valores de abertura dos canais de escoamento. Com base nos valores de caudais obtidos é possível definir a permeabilidade do meio contínuo equivalente recorrendo à equação 4.2.

Os valores de permeabilidade obtidos permitiram a análise de outra situação de escoamento, que se processa através de dois materiais com permeabilidades diferentes. O comprimento do segmento L_1 é 2,5 m e do segmento L_2 é 1,5 m. A altura H é de 0,5 m.

Os resultados numéricos de pressão e caudal obtidos considerando um domínio com dois materiais são comparados com os valores analíticos da pressão na zona de interface e do caudal.



a) Malha A (0,125 m)



b) Malha B (0,0625 m)

Figura 4.2 – Malhas utilizadas na análise do escoamento.

4.1.4 Análise de resultados

4.1.4.1 Material homogéneo

Na Tabela 4.1 apresentam-se os valores de caudal calculados considerando diferentes valores de abertura a_0 , e o correspondente valor da permeabilidade calculado a partir da solução analítica (equação 4.2).

Na Figura 4.3 apresenta-se a evolução das pressões ao longo do domínio numa linha horizontal a meia altura do modelo obtida com as duas malhas, para as aberturas de a_0 : 1.67×10^{-05} m, 1.67×10^{-04} m e 1.67×10^{-03} m. Verifica-se que a distribuição de pressões obtida no modelo discreto é próxima da distribuição de pressões esperada no modelo contínuo, isto é, linear, verificando-se

uma perda de carga constante, de 25 MPa para 5 MPa. A distribuição de pressões obtida com a malha fina é idêntica à obtida com a malha larga.

O gráfico do caudal em função da abertura dos canais de escoamento, para as duas malhas consideradas, é apresentado na Figura 4.4.

O valor da abertura dos canais de escoamento tem grande influência no caudal escoado, tornando-se mais acentuado para valores mais elevados da abertura do canal. A análise da Figura 4.4 mostra que para a mesma abertura do canal de escoamento quanto mais fina é a malha (maior porosidade) maior é o caudal que percorre o modelo para as mesmas condições de fronteira.

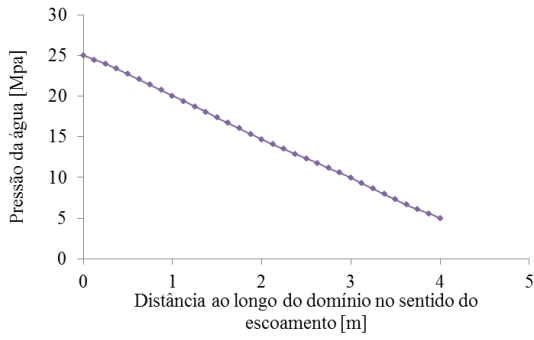
Tabela 4.1- Valores de caudal e permeabilidade equivalente

a) Malha A

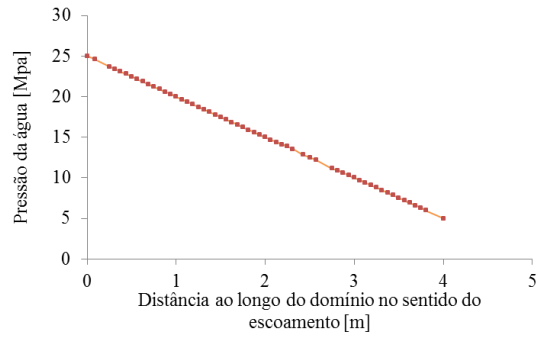
a_0 (m)	Caudal calculado, Q ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)	Valor analítico da permeabilidade, k (m^2)
$1,67 \times 10^{-05}$	$9,65 \times 10^{-06}$	$3,86 \times 10^{-15}$
$3,34 \times 10^{-05}$	$7,72 \times 10^{-05}$	$3,09 \times 10^{-14}$
$8,34 \times 10^{-05}$	$1,21 \times 10^{-03}$	$4,82 \times 10^{-13}$
$1,67 \times 10^{-04}$	$9,65 \times 10^{-03}$	$3,86 \times 10^{-12}$
$3,34 \times 10^{-04}$	$7,72 \times 10^{-02}$	$3,09 \times 10^{-11}$
$8,34 \times 10^{-04}$	$1,21 \times 10^0$	$4,82 \times 10^{-10}$
$1,67 \times 10^{-03}$	$9,65 \times 10^0$	$3,86 \times 10^{-09}$

b) Malha B

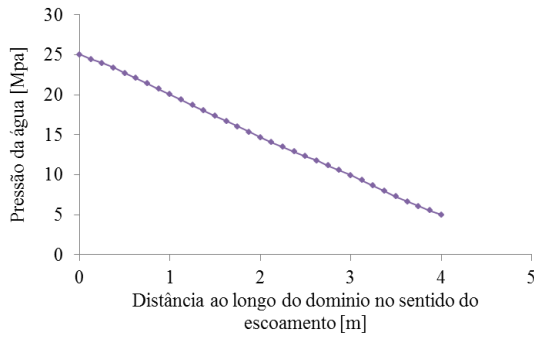
a_0 (m)	Caudal calculado, Q ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)	Valor analítico da permeabilidade, k (m^2)
$1,67 \times 10^{-05}$	$2,00 \times 10^{-05}$	$8,00 \times 10^{-15}$
$3,34 \times 10^{-05}$	$1,60 \times 10^{-04}$	$6,40 \times 10^{-14}$
$8,34 \times 10^{-05}$	$2,49 \times 10^{-03}$	$9,96 \times 10^{-13}$
$1,67 \times 10^{-04}$	$1,99 \times 10^{-02}$	$7,97 \times 10^{-12}$
$3,34 \times 10^{-04}$	$1,60 \times 10^{-01}$	$6,40 \times 10^{-11}$
$8,34 \times 10^{-04}$	$2,49 \times 10^{+00}$	$9,96 \times 10^{-10}$
$1,67 \times 10^{-03}$	$2,00 \times 10^{+01}$	$8,00 \times 10^{-09}$



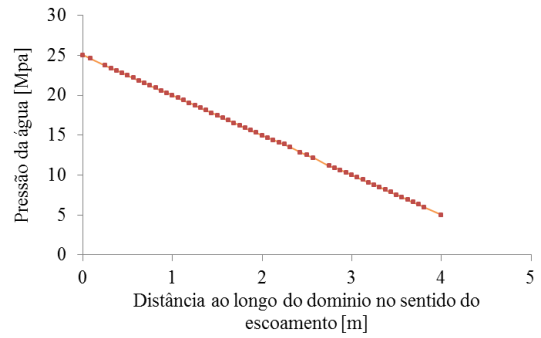
a) Malha A, $a_0=1,67\times 10^{-5}$ m



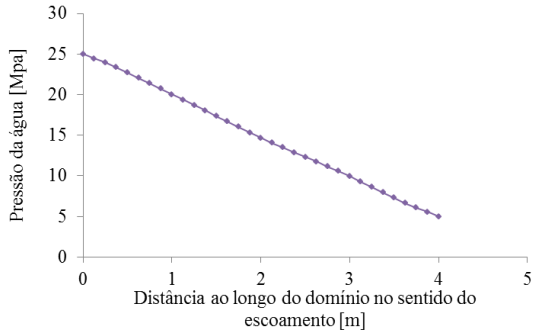
b) Malha B, $a_0=1,67\times 10^{-5}$ m



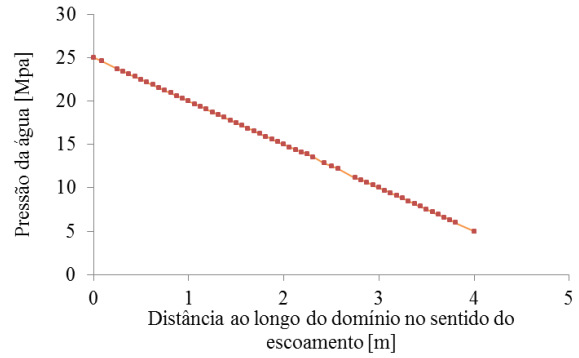
c) Malha A, $a_0=1,67\times 10^{-4}$ m



d) Malha B, $a_0=1,67\times 10^{-4}$ m



e) Malha A, $a_0=1,67\times 10^{-3}$ m



f) Malha B, $a_0=1,67\times 10^{-3}$ m

Figura 4.3 – Variação de pressão ao longo dos nós hidráulicos situados na linha horizontal a meia altura do modelo para malha A e malha B, com abertura a_0 : 1.67×10^{-5} m, 1.67×10^{-4} m e 1.67×10^{-3} m.

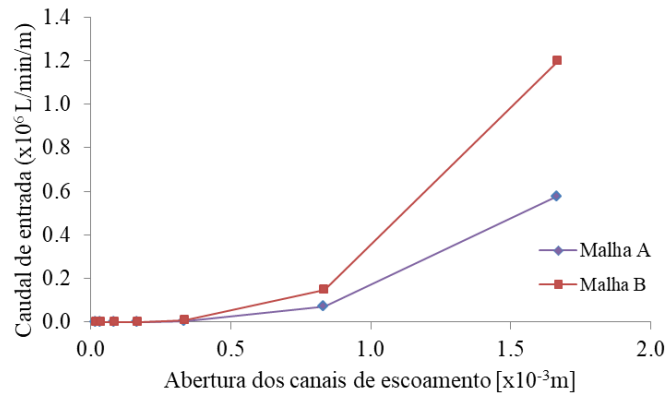


Figura 4.4 – Variação do caudal em função da abertura a_0 .

4.1.4.2 Dois materiais

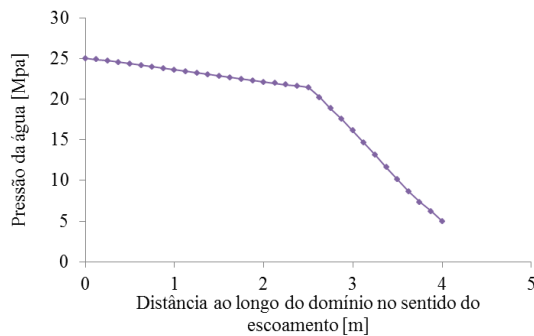
Utilizou-se o programa Parmac2D-Fflow para analisar o escoamento através de um meio com duas permeabilidades diferentes. No material 1 considerou-se que os canais de escoamento têm uma abertura inicial, a_0 , com o valor de $1,67 \times 10^{-04} \text{ m}$, a que corresponde uma permeabilidade equivalente de meio contínuo de $3,86 \times 10^{-12} \text{ m}^2$ (malha A) ou de $7,97 \times 10^{-12} \text{ m}^2$ (malha B), ver Tabela 4.1. No material 2 considerou-se que os canais de escoamento têm uma abertura inicial, a_0 , com o valor de $8,34 \times 10^{-05} \text{ m}$, a que corresponde uma permeabilidade equivalente de meio contínuo de $4,82 \times 10^{-13} \text{ m}^2$ (malha A) ou de $9,96 \times 10^{-13} \text{ m}^2$ (malha B), ver Tabela 4.1.

Na Figura 4.5 a) e b) apresenta-se a distribuição de pressão admitindo no comprimento L_1 as características do material 1 e no comprimento L_2 as características do material 2, para ambas as malhas. Na Figura 4.5 c) e d) apresenta-se a distribuição de pressão obtida admitindo no comprimento L_1 as características do material 2 e em L_2 as características do material 1.

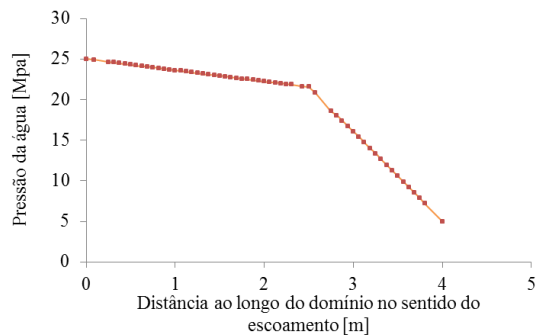
Na Tabela 4.2 e 4.3 apresenta-se uma comparação entre o valor analítico da pressão na interface de transição entre os dois meios de diferente permeabilidade e a pressão calculada e entre o valor analítico do caudal e o caudal calculado com o modelo numérico. Em ambos os casos é indicado o valor do erro, em percentagem.

Verifica-se que mesmo para uma malha larga o modelo hidráulico discreto prevê valores de pressão na interface e valores de caudal percolado muito próximos dos valores analíticos. Verifica-se igualmente que o modelo discreto apresenta uma maior precisão nos valores de

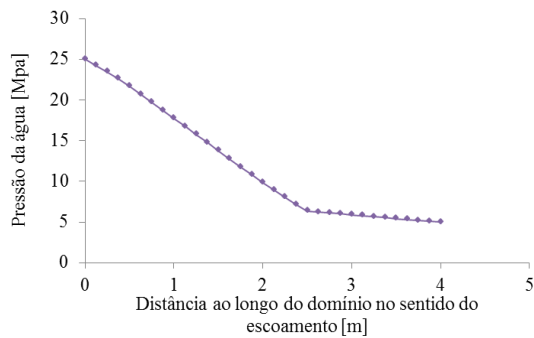
pressão. Os valores obtidos com a malha fina são ainda mais próximos dos valores analíticos para um meio contínuo com dois materiais.



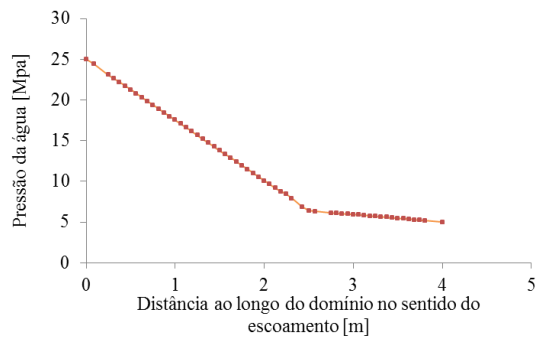
a) Malha A: $a_{0, L1} = 1,67 \times 10^{-04}$ m e $a_{0, L2} = 8,34 \times 10^{-05}$ m.



b) Malha B: $a_{0, L1} = 1,67 \times 10^{-04}$ m e $a_{0, L2} = 8,34 \times 10^{-05}$ m.



c) Malha A: $a_{0, L1} = 8,34 \times 10^{-05}$ m e $a_{0, L2} = 1,67 \times 10^{-04}$ m.



d) Malha B: $a_{0, L1} = 8,34 \times 10^{-05}$ m e $a_{0, L2} = 1,67 \times 10^{-04}$ m.

Figura 4.5 – Variação de pressão ao longo dos nós hidráulicos situados na linha horizontal a meia altura do modelo

É possível verificar que o gradiente de perda de pressão é mais elevado na zona cujo material apresenta menor permeabilidade (menor abertura do canal de escoamento). De forma a comparar mais facilmente os resultados entre as duas malhas, selecionou-se a distribuição de pressão obtida admitindo no comprimento L_1 as características do material 2 e em L_2 as características do material 1. Os resultados apresentam-se na Figura 4.6, verificando-se que são quase coincidentes.

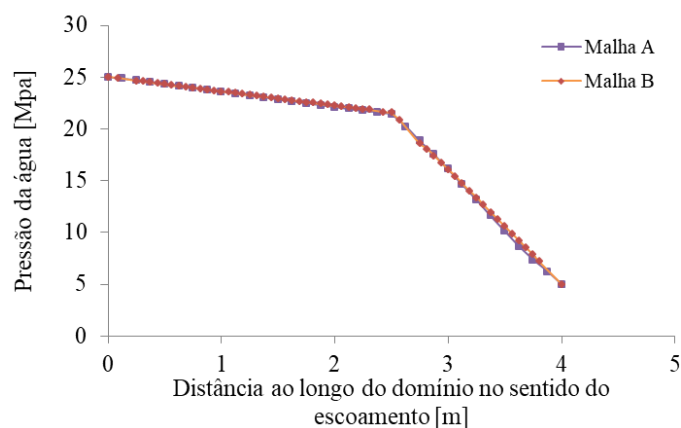


Figura 4.6 – Variação de pressão ao longo dos nós hidráulicos situados na linha horizontal a meia altura do modelo, considerando o domínio com dois meios com permeabilidades diferentes, para malha A e B, com $a_{0, L1} = 8,34 \times 10^{-05}$ m e $a_{0, L2} = 1,67 \times 10^{-04}$ m.

Da análise realizada verifica-se que com o modelo hidráulico discreto é possível modelar meios contínuos e que existe uma relação entre o valor de abertura adotado no canal de escoamento e o valor da permeabilidade equivalente do meio contínuo.

Tabela 4.2- Pressão na interface de transição e caudal que percorre o modelo, malha larga. Comparação da solução analítica com o valor calculado.

a) Pressão na interface de transição

	Valor analítico da pressão (kPa)	Pressão calculada (kPa)	Diferença entre a solução analítica e valor calculado (kPa)	Diferença para a solução analítica (%)
L ₁ : material 1 L ₂ : material 2	$6,40 \times 10^{03}$	$6,34 \times 10^{03}$	$5,38 \times 10^{01}$	0,84 %
L ₁ : material 2 L ₂ : material 1	$2,16 \times 10^{04}$	$2,14 \times 10^{04}$	$1,09 \times 10^{02}$	0,51 %

b) Caudal que percorre o modelo

	Valor analítico do caudal (m ³ s ⁻¹)	Caudal calculado (m ³ s ⁻¹)	Diferença entre a solução analítica e valor calculado (kPa)	Diferença para a solução analítica (%)
L ₁ : material 1 L ₂ : material 2	$1,80 \times 10^{-03}$	$1,77 \times 10^{-03}$	$2,05 \times 10^{-05}$	1,14 %
L ₁ : material 2 L ₂ : material 1	$2,66 \times 10^{-03}$	$2,72 \times 10^{-03}$	$-5,44 \times 10^{-05}$	-2,04 %

Tabela 4.3- Pressão na interface de transição e caudal que percorre o modelo, malha fina. Comparação da solução analítica com o valor calculado.

a) Pressão na interface de transição

	Valor analítico da pressão (kPa)	Pressão calculada (kPa)	Diferença entre a solução analítica e valor calculado (kPa)	Diferença para a solução analítica (%)
L ₁ : material 1 L ₂ : material 2	$6,40 \times 10^3$	$6,39 \times 10^3$	$6,31 \times 10^0$	0,09 %
L ₁ : material 2 L ₂ : material 1	$2,16 \times 10^4$	$2,16 \times 10^4$	$-1,66 \times 10^{-01}$	-0,001 %

a) Caudal que percorre o modelo

	Valor analítico do caudal ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)	Caudal calculado ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$)	Diferença entre a solução analítica e valor calculado (kPa)	Diferença para a solução analítica (%)
L ₁ : material 1 L ₂ : material 2	$3,71 \times 10^{-03}$	$3,71 \times 10^{-03}$	$4,02 \times 10^{-07}$	0,00 %
L ₁ : material 2 L ₂ : material 1	$5,50 \times 10^{-03}$	$5,52 \times 10^{-03}$	$-2,57 \times 10^{-05}$	0,46 %

4.2 Escoamento ao longo de uma descontinuidade horizontal

Para um modelo hidráulico muito simples, com uma só descontinuidade, pretende-se estudar o efeito na distribuição da pressão da água ao longo da descontinuidade e no valor do caudal percolado:

- do valor da permeabilidade adotado ao longo dos canais de escoamento;
- do valor da abertura mecânica/abertura hidráulica da descontinuidade.

4.2.1 Geometria, condições de fronteira e propriedades dos materiais

Na Figura 4.7 apresenta-se o modelo estudado com 4 blocos com comprimento total de 20 m e altura total de 10 m. As descontinuidades são representadas por uma junta horizontal que percorre todo o modelo e duas juntas verticais. O modelo inicial de blocos foi gerado com base nos algoritmos de geração incluídos no programa UDEC.

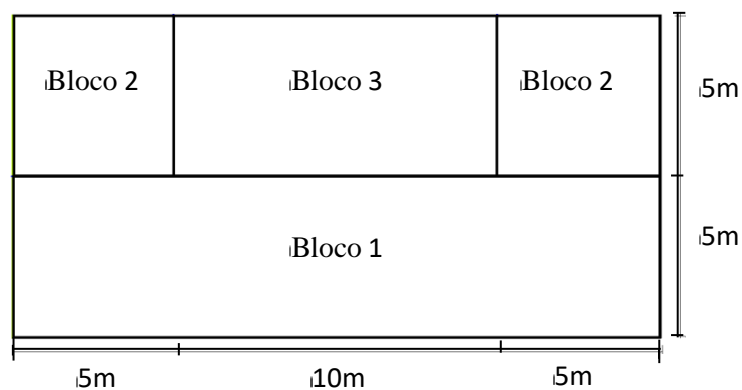
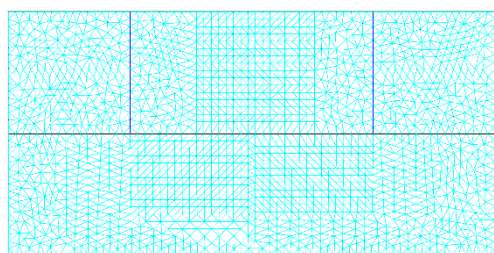


Figura 4.7 – Geometria do modelo.

Na Figura 4.8 apresenta-se o modelo hidromecânico adotado. O modelo mecânico tem 4 blocos deformáveis que se encontram subdivididos em 3486 elementos triangulares, com um total de 1949 pontos nodais. Este modelo tem 101 elementos de interface. O modelo hidráulico apresenta 68 nós hidráulicos e 67 canais de escoamento.



a) Mecânico



b) Hidráulico

Figura 4.8 – Modelo numérico: modelo mecânico e modelo hidráulico.

No modelo mecânico adotaram-se como condições de fronteira deslocamentos verticais e horizontais nulos na base do modelo (base do bloco 1). Em todos os pontos nodais do modelo foram impedidos os deslocamentos horizontais. Assim, as juntas verticais do modelo apenas apresentam deslocamentos relativos de corte.

No modelo hidráulico, admitiu-se no nó hidráulico localizado na fronteira lateral esquerda uma pressão equivalente a 10 m de altura de água, e na fronteira lateral direita não se admitiu a existência de água. Altura de água tem como referência a base do modelo.

Para os elementos de interface adotou-se um comportamento elástico linear com os valores de rigidez indicados na Tabela 4.4. Nos elementos de interface verticais adotou-se um valor de rigidez ao corte nulo, permitindo-se assim o deslizamento entre os blocos 2 e 3.

Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais

Propriedades mecânicas do material	
E (GPa)	10,0
ν	0,2
ρ_w (kg m⁻³)	2650
k_n (GPa m⁻¹)	10
k_s (GPa m⁻¹)	5
Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento	
k_w (GPa)	2,1
$k_{ce} J_3$ (MPa⁻¹s⁻¹)	$0,8300 \times 10^8$

As propriedades mecânicas dos materiais e as propriedades hidráulicas dos canais de escoamento são apresentadas na Tabela 4.4 e na Tabela 4.5. Os valores destas propriedades baseiam-se nos valores utilizados nos modelos desenvolvidos para análise do escoamento e para a realização de estudos à roçura pela fundação da barragem de Pedrogão. Estes modelos foram validados tendo em consideração não só as propriedades dos materiais medidas in situ e em laboratório mas também os valores dos caudais e das pressões observadas in situ, com a barragem em exploração (Farinha 2010). Nestas tabelas k_{ce} representa o fator de permeabilidade do canal de escoamento, que é um parâmetro utilizado no programa Parmac2D-Fflow, cujo valor teórico é de $1/12\mu$, sendo μ a viscosidade dinâmica da água. No programa, a permeabilidade de uma descontinuidade pode ser alterada variando a abertura da descontinuidade ou multiplicando o valor teórico do fator da permeabilidade por outro fator.

Tabela 4.5 – Propriedades hidráulicas dos canais de escoamento.

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4
$k_{ce} J_1$ (MPa⁻¹s⁻¹)	$0,8300 \times 10^8$	$0,4150 \times 10^8$	$0,8300 \times 10^8$	$0,8300 \times 10^8$
$k_{ce} J_2$ (MPa⁻¹s⁻¹)	$0,8300 \times 10^8$	$0,4150 \times 10^8$	$0,4150 \times 10^8$	$0,8300 \times 10^8$
P (kN m⁻¹)	0	0	0	132,5

4.2.2 Procedimento de cálculo

Com o objetivo de analisar a influência da permeabilidade da descontinuidade na pressão e caudal, foram efetuados cálculos considerando o peso próprio dos blocos e uma sobrecarga vertical a atuar somente sobre o bloco 3 (Figura 4.9).

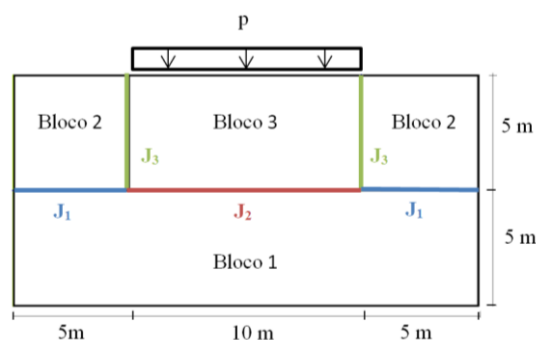


Figura 4.9 – Modelo numérico: identificação das juntas e representação da carga adicional.

A análise inicia-se considerando que todas as juntas do modelo apresentam a abertura inicial, a_0 , de 0,1668 mm. Numa primeira fase realiza-se apenas o cálculo mecânico simples para as cargas verticais correspondentes ao peso próprio. Após convergência realizou-se um cálculo hidromecânico acoplado. No caso em que se considerou um acréscimo de carga sobre o bloco 3, este só foi considerado nesta segunda fase (modelo 4).

4.2.3 Análise de resultados

Na Figura 4.10 apresentam-se os valores de pressão ao longo da junta horizontal para o caso em que se considerou apenas o peso próprio dos blocos e se considerou um fator de permeabilidade uniforme. Os valores obtidos permitem verificar que a pressão diminui de forma linear ao longo da junta horizontal, apresentando o valor da pressão imposta, de 100 kPa, na extremidade da fronteira lateral esquerda do modelo, e o valor imposto de pressão nula na extremidade da fronteira lateral direita. A variação linear está relacionada com o facto de as aberturas hidráulicas ao longo do canal de escoamento serem constantes, pois as aberturas mecânicas são constantes. O caudal que percorre o modelo é de cerca de $1,92 \times 10^{-6} \text{ (L min}^{-1}) \text{ m}^{-1}$.

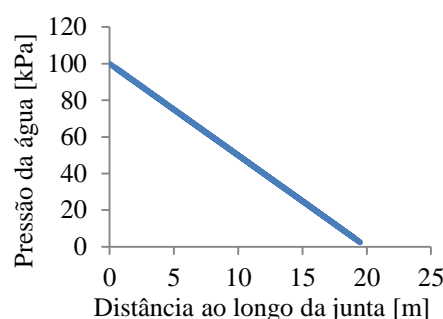


Figura 4.10 – Variação da pressão da água ao longo da junta horizontal.

Considerando as mesmas características do modelo anterior, mas reduzindo o fator de permeabilidade da junta para metade, $0,415 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1} \text{ s}^{-1}$ obtém-se um gráfico de variação da pressão da água igual ao apresentado na Figura 4.10. A pressão da água mantém o seu carácter linear, visto que a permeabilidade é uniforme. Tal como esperado o caudal que percorre a junta horizontal reduziu de uma forma proporcional à redução do fator de permeabilidade da junta passando para $9,61 \times 10^{-7} \text{ (L min}^{-1}) \text{ m}^{-1}$.

De forma a analisar o efeito de uma possível heterogeneidade ao longo da descontinuidade horizontal admitiu-se um fator de permeabilidade mais baixo no troço J2 da descontinuidade horizontal. $0,415 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1} \text{ s}^{-1}$. Este valor é cerca de metade do adotado nos canais de escoamento J1 ($8,30 \times 10^{-5}$). Verifica-se, tal como esperado, que no troço descontinuidade horizontal em que se considerou um fator de permeabilidade mais baixo o decréscimo de pressão é maior (Figura 4.11). O caudal que percorre o modelo toma o valor de $1,29 \times 10^{-6} \text{ (L min}^{-1}) \text{ m}^{-1}$. Este valor está, de forma coerente, dentro do intervalo limitado pelos resultados dos dois modelos anteriormente apresentados. Observa-se que quanto maior o fator de permeabilidade da junta maior o caudal escoado.

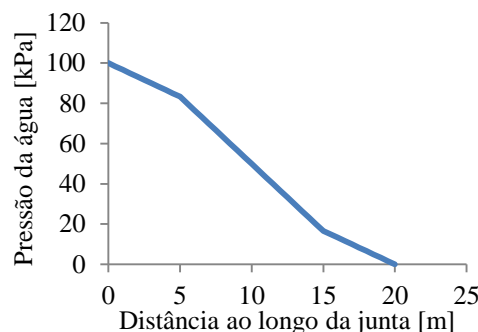


Figura 4.11 – Variação da pressão da água ao longo da junta horizontal para canais de escoamento com diferentes fatores de permeabilidade.

De forma a analisar a influência de um possível acréscimo de carga vertical sobre o bloco 3, que origina uma menor abertura mecânica e consequentemente uma menor abertura hidráulica na interface J2, entre o bloco 1 e 3, optou-se por aplicar sobre o bloco 3 um carregamento de $132,5 \text{ kN m}^{-1}$ ao longo da fronteira superior do bloco (carga total equivalente ao peso próprio do bloco 3).

Nos canais de escoamento da junta horizontal adotou-se uma permeabilidade de $0,830 \times 10^{-5} \text{ kPa}^{-1} \text{ s}^{-1}$. Nos resultados apresentados na Figura 4.12 observa-se o efeito do acréscimo

de carga na redução da permeabilidade da descontinuidade entre os blocos 1 e 3. A redução de pressão é de tal modo elevada que a pressão após a passagem pela interface 1-3 praticamente se anula. Tal como esperado, o caudal escoado diminuiu quando comparado com o valor obtido no modelo anterior sem carga adicional tomando o valor de $1,03 \times 10^{-7} \text{ (L min}^{-1}\text{) m}^{-1}$. Se o carregamento aumentar o caudal que escoar através da junta diminui, mas nunca se anula. Existe uma abertura mínima que caracteriza a rugosidade das paredes das descontinuidades rugosas.

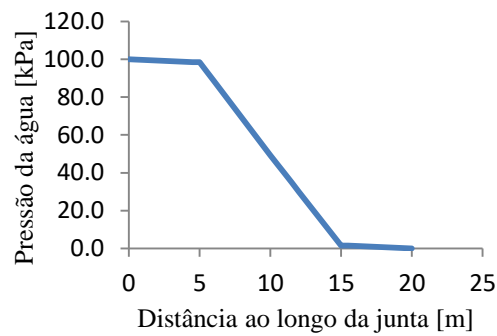


Figura 4.12 – Variação da pressão da água ao longo da junta horizontal quando é aplicada uma sobrecarga no bloco 3.

5 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS GRAVIDADE

Para estudar o comportamento hidromecânico da fundação de barragens gravidade foram desenvolvidos três modelos correspondentes a barragens de diferentes alturas: 15 m, 30 m e 50 m. Para cada um dos modelos foram efetuadas duas análises hidromecânicas distintas: a primeira admitindo propriedades uniformes em toda a fundação, e a segunda considerando a existência da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem. Admitiram-se, em cada uma das análises efetuadas, duas hipóteses de cálculo: i) regime elástico e ii) regime não linear nas interfaces rocha/rocha e rocha/betão.

Numa primeira fase realizaram-se cálculos hidromecânicos para o nível máximo da albufeira e analisou-se o efeito da presença da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem. Foram efetuados cálculos considerando um ciclo de descarga, correspondente ao esvaziamento da albufeira, e um ciclo de carga, correspondente ao enchimento da albufeira. Para analisar o efeito nos caudais calculados da abertura inicial das descontinuidades entre blocos as análises numéricas foram feitas considerando três aberturas iniciais diferentes: a_0 , $2a_0$ e $a_0/2$.

Para os modelos hidromecânicos com cortina de impermeabilização e sistema drenagem procurou encontrar-se uma função que permita, em fundações com características mecânicas e geométricas semelhantes, prever o caudal que afluí à rede de drenagem em função da cota da albufeira. Este resultado é relevante para o acompanhamento do comportamento de barragens gravidade situadas em locais onde o efeito do nível de água na albufeira é predominante, sendo uma forma expedita de identificar situações anómalas envolvendo o comportamento da fundação.

5.1 Geometria

Na Figura 5.1 apresenta-se a geometria dos modelos desenvolvidos, em que H representa a altura da barragem e a a largura de coroamento. Os valores de H considerados para a análise do comportamento hidromecânico foram de 15 m, 30 m e 50 m com respectivas larguras de coroamento de 3 m, 5 m e 7 m. O modelo inicial de blocos foi gerado com base nos algoritmos de geração incluídos no programa UDEC. Considerou-se a existência de duas famílias de descontinuidades na fundação perpendiculares entre si, a primeira horizontal e contínua com

afastamento entre descontinuidades de 5 m e a segunda formada por troços verticais com afastamento médio entre descontinuidades de 5 m e desvio padrão de 1 m.

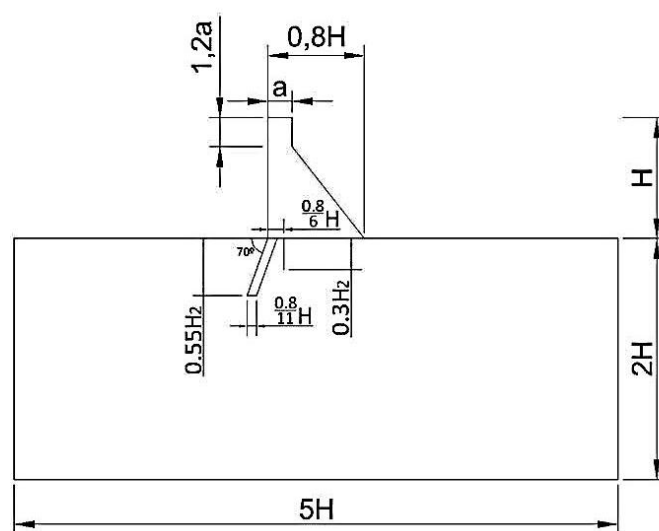


Figura 5.1 – Geometria tipo dos modelos adotados: barragem e fundação

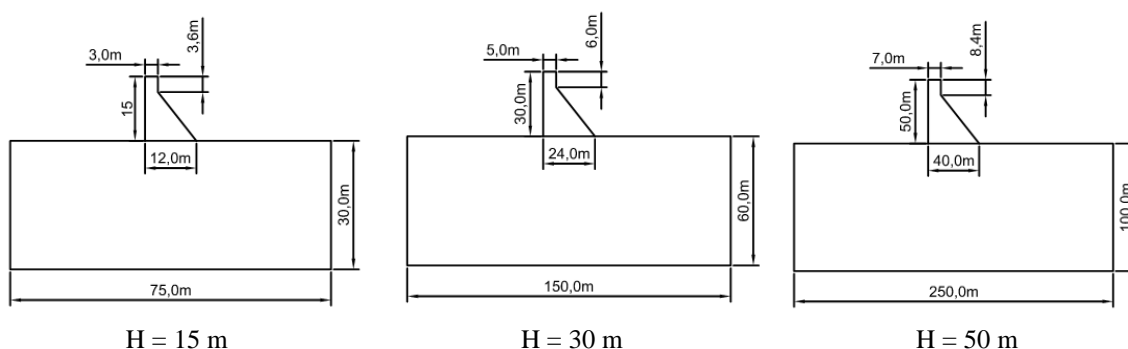


Figura 5.2 – Dimensões dos diferentes modelos

Nos modelos em que é considerada a existência da cortina de impermeabilização, esta inicia-se no pé de montante e tem uma largura igual a $1/11$ da dimensão da base da barragem. A cortina de impermeabilização tem uma inclinação para montante de 70° . A profundidade da cortina é de $0,55H_2$, sendo H_2 igual à altura da barragem subtraída de 2 m, onde se considera o nível de pleno armazenamento. A distância da cortina de drenagem ao pé de montante da barragem é igual a $1/6$ do comprimento da base da barragem, atingindo a profundidade de $0,3H_2$. Na Tabela 5.1 apresentam-se os valores da profundidade da cortina de drenagem e do sistema de impermeabilização consideradas nos diferentes modelos.

Tabela 5.1 – Profundidade da cortina de impermeabilização e do sistema de drenagem.

Modelo	Altura da barragem (m)	Profundidade da cortina de impermeabilização (m)	Profundidade da cortina de drenagem (m)
1	15	7,2	3,9
2	30	15,4	8,4
3	45	26,4	14,4

5.2 Modelos numéricos

Nas Figuras 5.3 a 5.5 apresentam-se os modelos hidromecânicos adotados para as três barragens de diferentes alturas. Dada a reduzida permeabilidade do corpo da barragem relativamente à fundação não são simulados canais de escoamento nas interfaces de construção betão/betão. Na tabela 5.2 apresentam-se alguns dados relativos aos modelos mecânicos e hidráulicos.

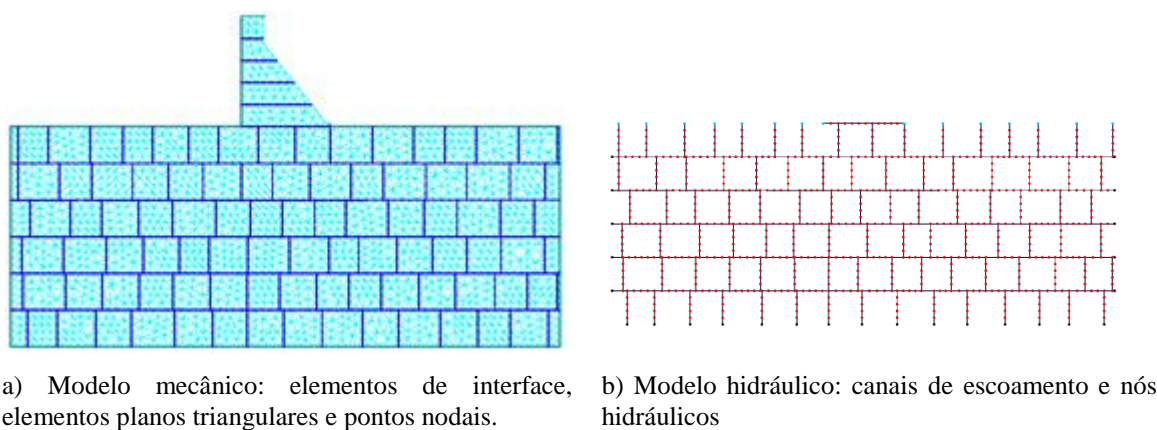


Figura 5.3 – Discretização do modelo hidromecânico da barragem de 15 m.

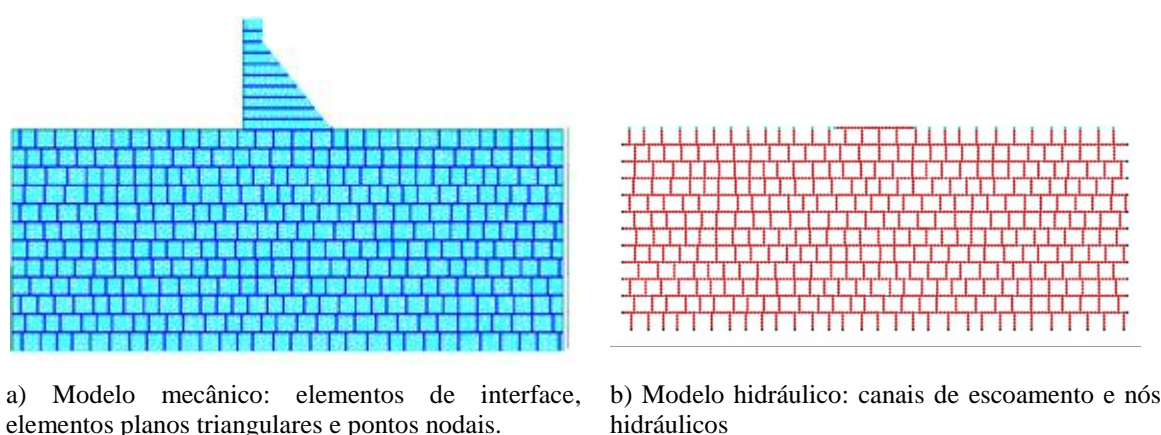
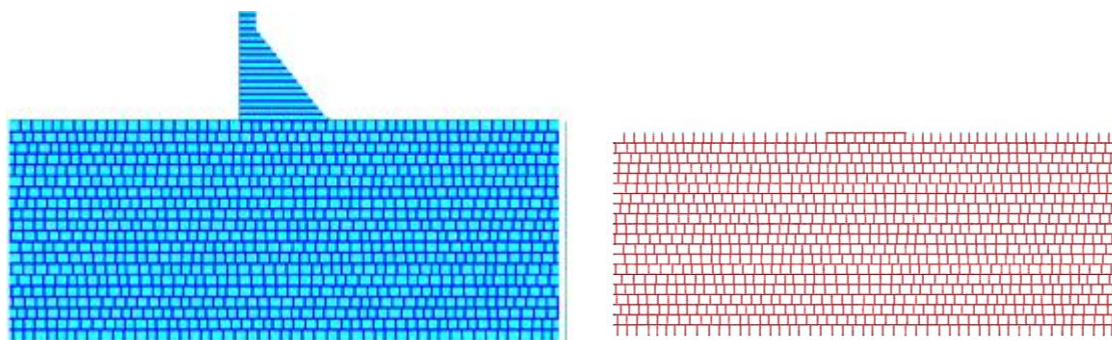


Figura 5.4 – Discretização do modelo hidromecânico da barragem de 30 m.



a) Modelo mecânico: elementos de interface, elementos planos triangulares e pontos nodais. b) Modelo hidráulico: canais de escoamento e nós hidráulicos

Figura 5.5 – Discretização do modelo hidromecânico da barragem de 50 m.

Tabela 5.2 – Dados relativos ao modelo mecânico e hidráulico.

Modelo	Nºblocos deformáveis	Nºelementos triangulares	Nºpontos nodais	Nºelementos de interface	Nº nós hidráulicos	Nº canais de escoamento
1	101	3873	3024	867	785	842
2	360	15433	11889	3559	3157	3447
3	1003	42793	32919	10096	8886	9772

5.3 Propriedades dos materiais e condições de fronteira

Na Tabela 5.3 apresentam-se as propriedades mecânicas dos materiais referentes ao betão da barragem e aos blocos do maciço rochoso. Nos elementos de interface da zona em betão, nas descontinuidades do maciço e na ligação barragem/fundação considera-se a rigidez normal (k_n) igual a 12 GPa m⁻¹, a rigidez tangencial (k_s) igual a 6 GPa m⁻¹.

Tabela 5.3 - Propriedades mecânicas dos materiais.

Material	E [GPa]	ν	ρ [kg m ⁻³]
Betão da barragem	20,0	0,2	2400,0
Blocos do maciço rochoso	12,0	0,2	2650,0

Tal como referido anteriormente admitiram-se duas hipóteses de cálculo: i) regime elástico e ii) regime não linear nas interfaces rocha/rocha e rocha/betão. Em regime não linear, nos elementos de interface que simulam a ligação betão/rocha adotou-se um modelo de Mohr-Coulomb com ângulo de atrito (ϕ) de 35°, uma coesão de 2 MPa e uma resistência à tração (σ_t) de 2 MPa. E nos elementos de interface que simulam descontinuidades rocha/rocha adotou-se um modelo de Mohr-Coulomb com ângulo de atrito (ϕ) de 35° e com coesão e resistência à tração

nulas. Estes valores são os habitualmente considerados em cálculos de segurança à rotura de fundações de barragens de betão.

Na Tabela 5.4 indicam-se as propriedades hidráulicas adotadas para os canais de escoamento. Nos cálculos realizados adotou-se como valor de abertura hidráulica $a_0 = 0,1668$ mm. Nos cálculos hidromecânicos com ciclos de carga/descarga optou-se por estudar os resultados referentes a $2a_0$ e $a_0/2$ de modo a observar a influência da abertura inicial a_0 . Tomou-se como a_{min} um valor de $1/3$ do valor de a_0 e para a_{max} um valor de 5 vezes o valor de a_0 .

Nos modelos em que se considerou a existência da cortina de impermeabilização, adotou-se nos canais de escoamento na zona da cortina um fator de permeabilidade 10 vezes menor que o adotado na modelação do maciço rochoso de fundação envolvente. O sistema de drenagem foi simulado impondo o valor de pressão igual a um terço da altura de água a montante.

Tabela 5.4 - Propriedades hidráulicas.

Canal de escoamento (CE)	K_w [GPa]	k_{CE} [MPa ⁻¹ s ⁻¹]
CE Betão/Maciço	2,1	$0,8300 \times 10^8$
CE Maciço/Maciço	2,1	$0,4150 \times 10^8$

5.4 Condições de fronteira

No modelo mecânico admitiu-se deslocamentos nulos nas fronteiras laterais e na base do modelo. No topo do maciço rochoso a montante da barragem e no paramento de montante da barragem aplicaram-se no domínio mecânico pressões equivalentes à pressão hidrostática, em função do nível da água da albufeira.

No modelo hidráulico admitiu-se que as fronteiras laterais e a base do modelo são impermeáveis. Nos nós hidráulicos localizados no topo do maciço rochoso a montante da barragem impôs-se um valor de pressão equivalente ao nível da água da albufeira.

5.5 Procedimento de cálculo

A análise foi efetuada em duas fases. Primeiro determinou-se o efeito mecânico do peso da barragem admitindo que a superfície freática se encontrava à cota do terreno a montante da barragem e que a relação entre tensões efectivas horizontais e verticais *in situ* era igual a 0,5.

De seguida aplicou-se a pressão hidrostática no paramento de montante e na base da albufeira correspondente ao nível adotado da água da albufeira. Nesta segunda fase, foi primeiro efectuado um cálculo mecânico e, de seguida, um cálculo hidromecânico.

Nos ciclos de carga e descarga realizados os valores da pressão considerados no modelo mecânico e no modelo hidráulico foram redefinidos para cada patamar de análise, tendo em conta a cota de água na albufeira em cada patamar.

5.6 Análise de resultados

5.6.1 Potencial hidráulico

Em regime linear, para o valor de nível de água na albufeira correspondente à altura da barragem, com abertura inicial das descontinuidades, a_0 , de 0,1668 m foram realizados cálculos hidromecânicos admitindo, em primeira análise, propriedades uniformes em toda a fundação, e em segunda análise, considerando a existência da cortina de impermeabilização e sistema de drenagem.

Da Figura 5.6 à Figura 5.8 apresentam-se para as diferentes geometrias analisadas, gráficos do pseudo-equipotencial hidráulico. Utiliza-se o termo pseudo-equipotencial dada a natureza discreta do escoamento (pelas descontinuidades do maciço rochoso). No caso de um maciço homogéneo verifica-se que a variação de potencial ocorre de forma gradual desde o valor máximo na superfície do maciço a montante da barragem até ao valor nulo na superfície do maciço a jusante da barragem.

Nos exemplos com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem é visível, na zona onde se localizam, que a variação de potencial apresenta uma maior perturbação, observando-se uma redução significativa nos valores de pressão que ocorrem desde o pé de montante até à linha de drenagem.

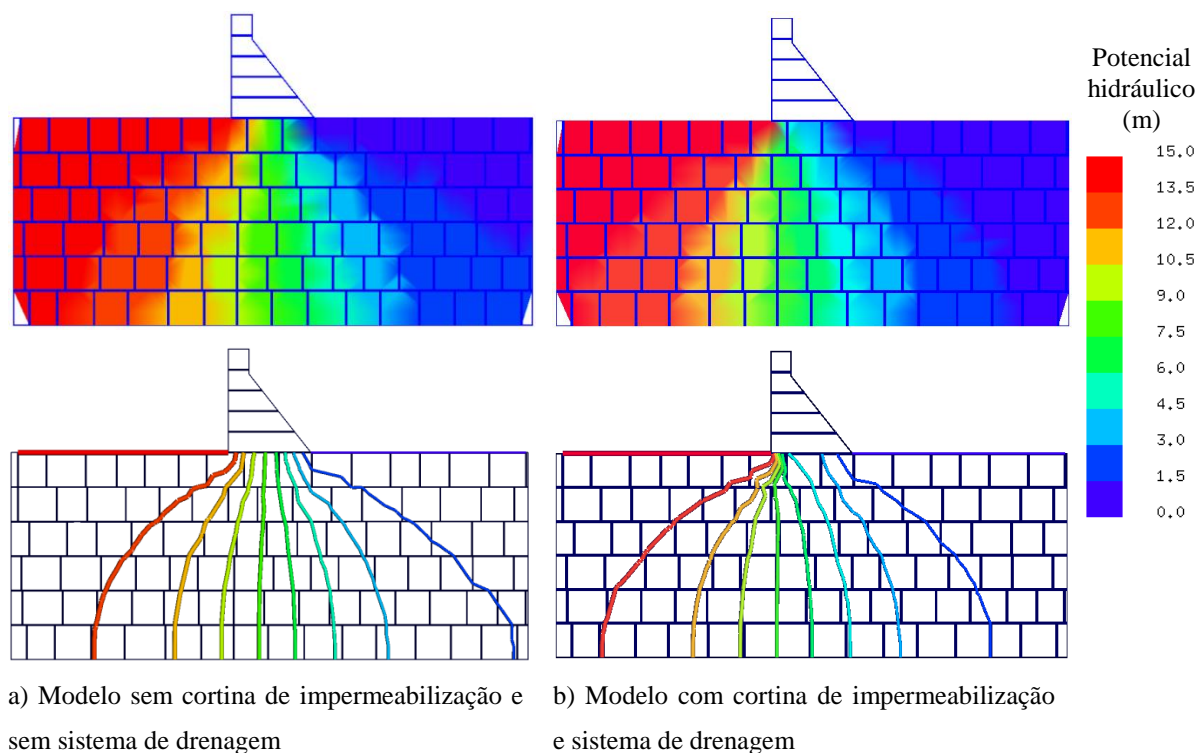


Figura 5.6 – Pseudo-equipotenciais e isolinhas de pseudo-equipotenciais de carga hidráulica- $H=15$ m.

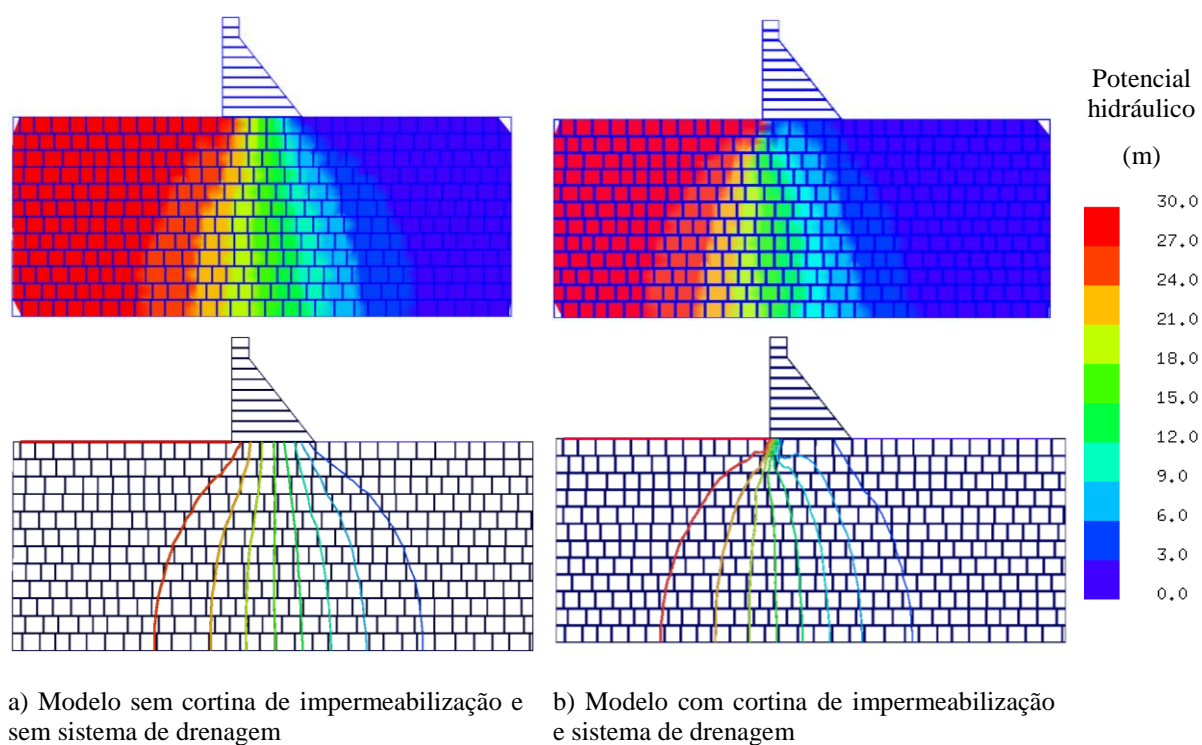


Figura 5.7 – Pseudo-equipotenciais e isolinhas de pseudo-equipotenciais de carga hidráulica- $H=30$ m.

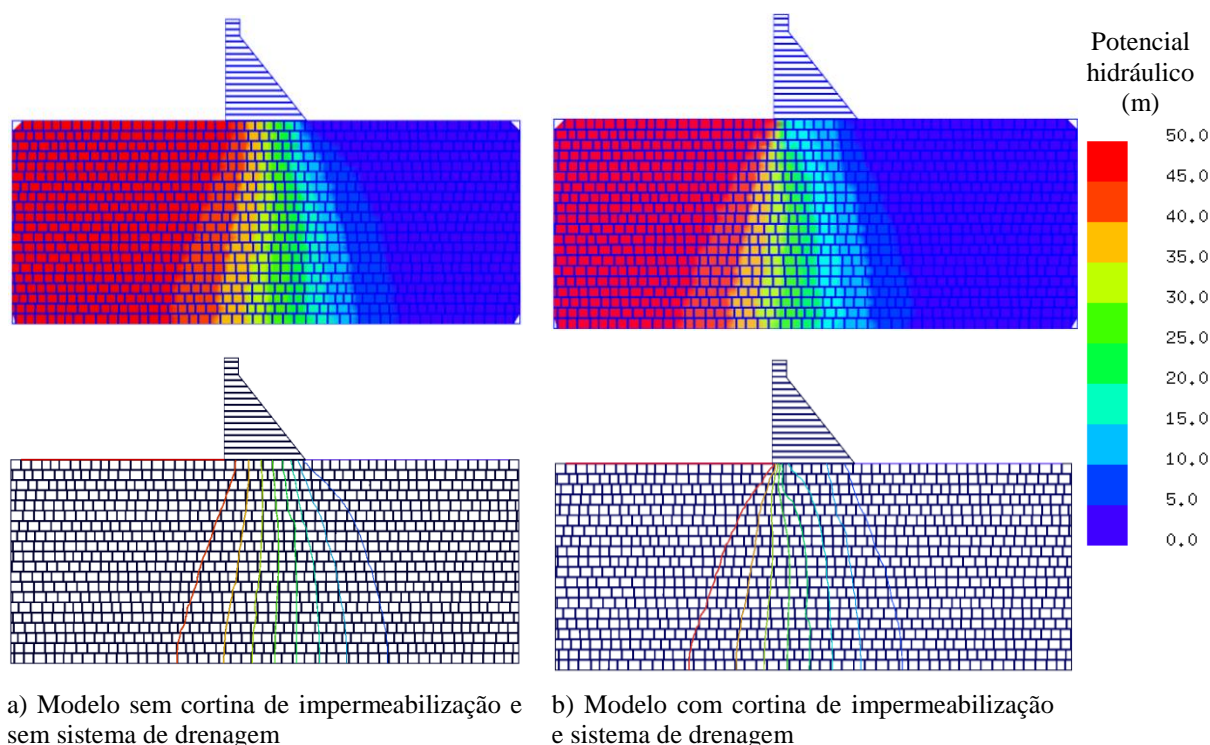
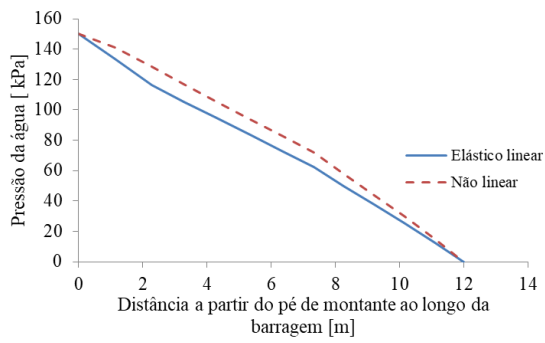


Figura 5.8 – Pseudo-equipotenciais e isolinhas de pseudo-equipotenciais de carga hidráulica- $H= 50$ m.

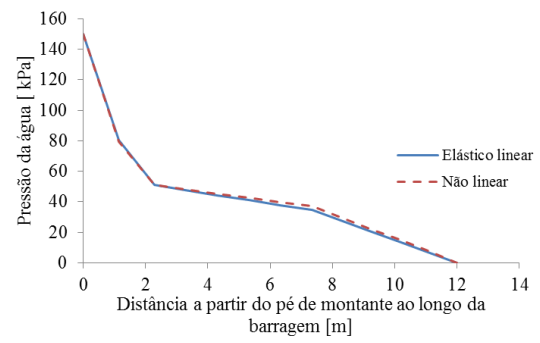
As dimensões adotadas para as três fundações das barragens permitem observar o decréscimo do potencial hidráulico de montante para jusante. Da análise da Figura 5.6 à Figura 5.8 verifica-se que quanto maior é a altura da barragem maior é a tendência da concentração das pseudo-equipotenciais correspondentes ao nível máximo de água. De referir que a geometria da fundação é idêntica para todas as barragens consideradas.

5.6.2 Distribuições de pressões na base da barragem

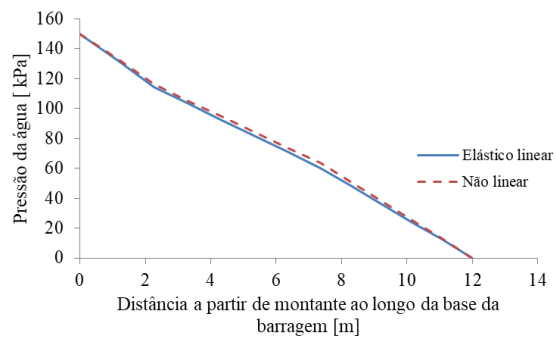
A distribuição das pressões ao longo da base da barragem, é apresentada nas Figuras 5.9, 5.10 e 5.11, respectivamente para as barragens de 15 m, 30 m e 50 m. É possível observar os resultados para os casos de comportamento elástico linear e de comportamento não linear, com os diferentes valores de abertura hidráulica, $a_0/2$, a_0 e $2a_0$. É analisado o modelo sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem e o modelo com cortina de impermeabilização e com sistema de drenagem.



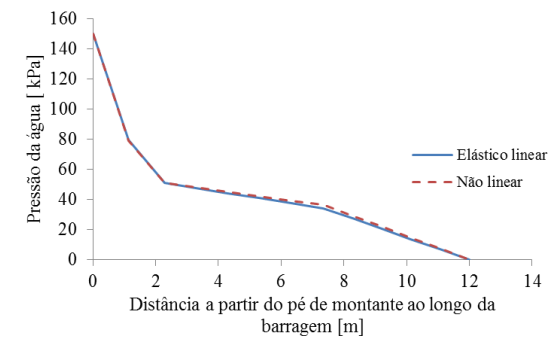
a) Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem e abertura $a_0/2$.



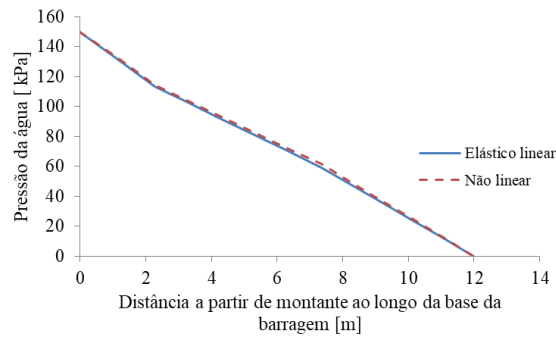
b) Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem e abertura $a_0/2$.



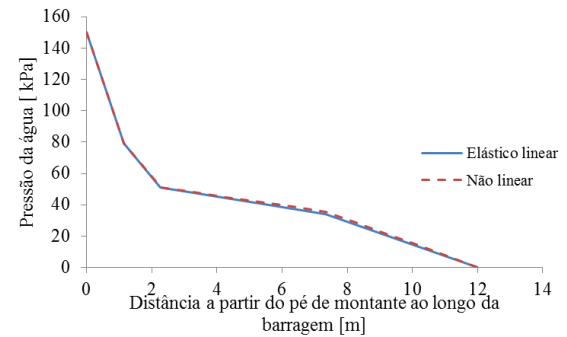
c) Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem e abertura a_0 .



d) Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem e abertura a_0 .

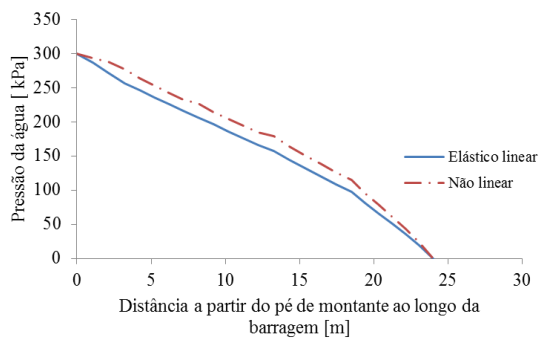


e) Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem e abertura $2a_0$.

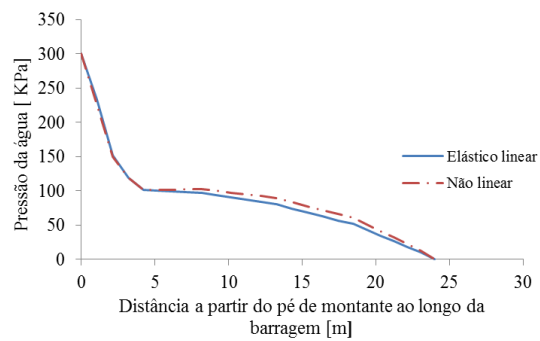


f) Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem e abertura $2a_0$.

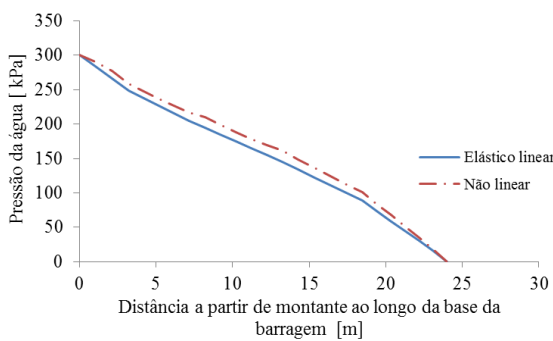
Figura 5.9 – Distribuição das pressões ao longo da base da barragem de 15 m.



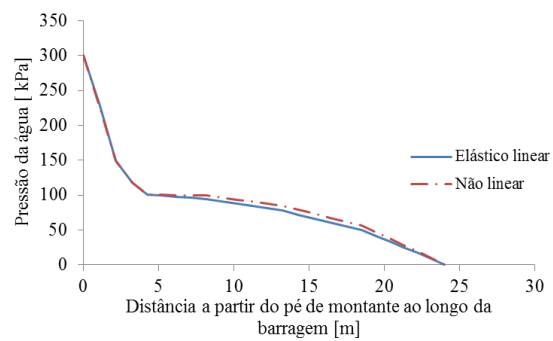
a) Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem e abertura $a_0/2$.



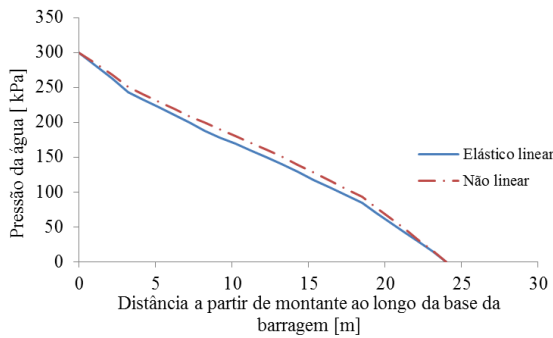
b) Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem e abertura $a_0/2$.



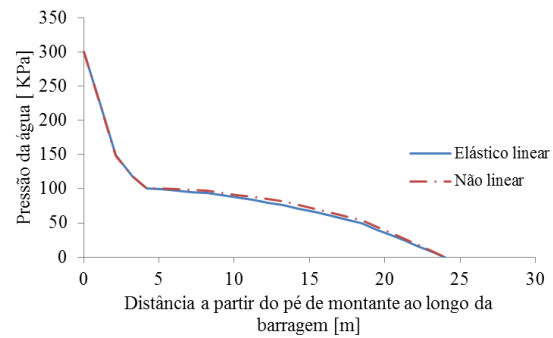
c) Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem e abertura a_0 .



d) Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem e abertura a_0 .



g) Sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem e abertura $2a_0$.



h) Com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem e abertura $2a_0$.

Figura 5.10 – Distribuição das pressões ao longo da base da barragem de 30 m.

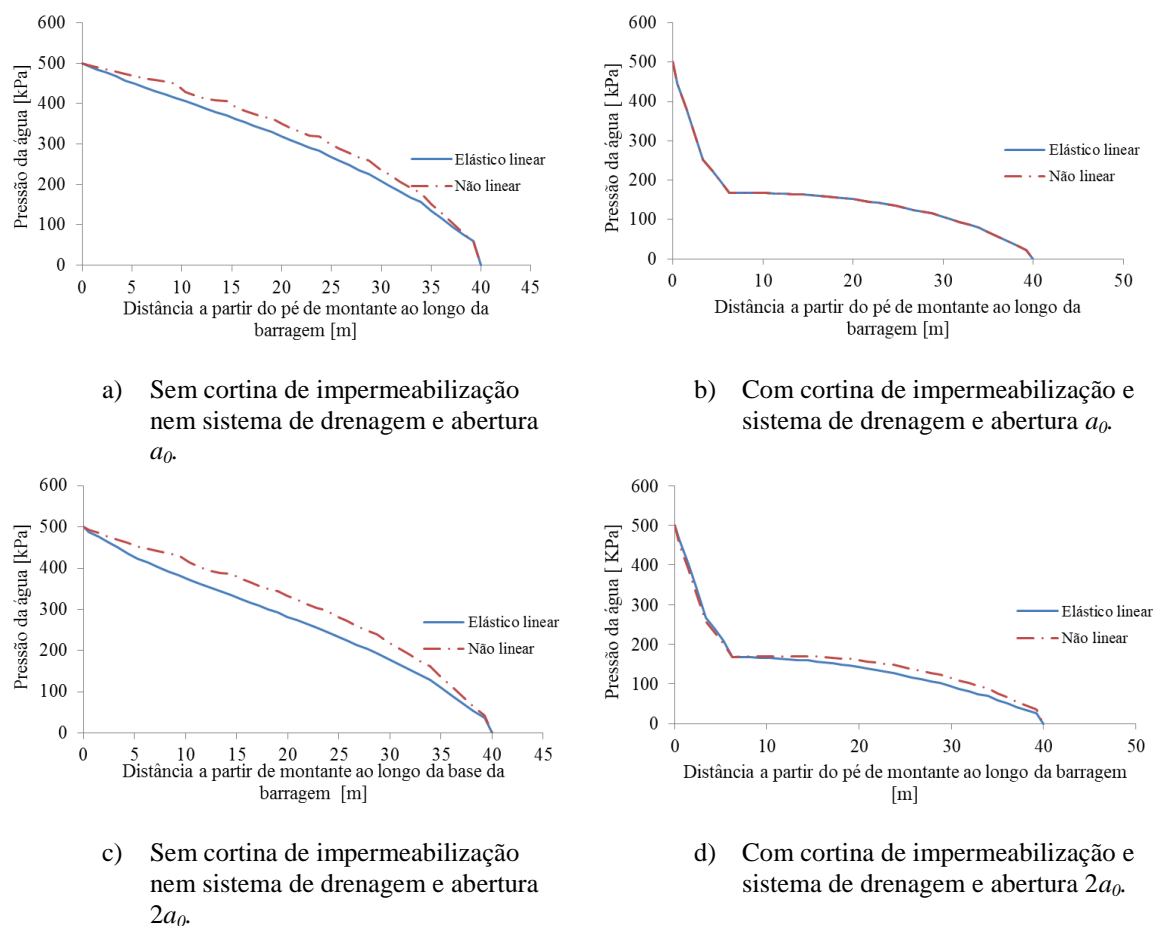


Figura 5.11 – Distribuição das pressões ao longo da base da barragem de 50 m.

A análise das figuras revela que os valores de pressão na base da barragem são mais elevados quando se admite um comportamento não linear das discontinuidades. Verifica-se também que quanto maior é a abertura hidráulica, menor é a diferença entre os resultados obtidos nos dois diferentes tipos de comportamento considerados. A diferença entre os dois comportamentos é menos significativa no modelo que apresenta a cortina de impermeabilização e sistema de drenagem.

Os valores obtidos permitem observar uma continuidade de pressões ao longo da base da barragem, tal acontece porque o nó hidráulico no programa Parmac2D-FFlow representa o conjunto de pontos nodais mecânicos que confluem numa dada zona.

5.6.3 Caudal que percorre o modelo em função da altura da albufeira

De forma a analisar o caudal que percorre o modelo apresentam-se os caudais calculados considerando um ciclo de descarga e outro de carga, correspondente ao vazamento e enchimento da albufeira em vários patamares, para as diferentes aberturas, $a_0/2$, a_0 e $2a_0$, para as barragens de 15 m, 30 m e 50 m. Para a barragem de 15 m os patamares foram definidos com saltos de 3 m e as barragens de 30 m e 50 m em patamares de 5 m.

Realizaram-se cálculos para um cenário em que se admite um comportamento linear (EL) e para um cenário em que se admite um comportamento não linear (NL) nas interfaces rocha/rocha e rocha/betão. Apresentam-se os resultados obtidos para o modelo sem cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem e para o modelo com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem. Da Figura 5.12 à 5.14 apresentam-se os caudais obtidos para as diferentes alturas de barragem analisadas e para cada cenário de comportamento.

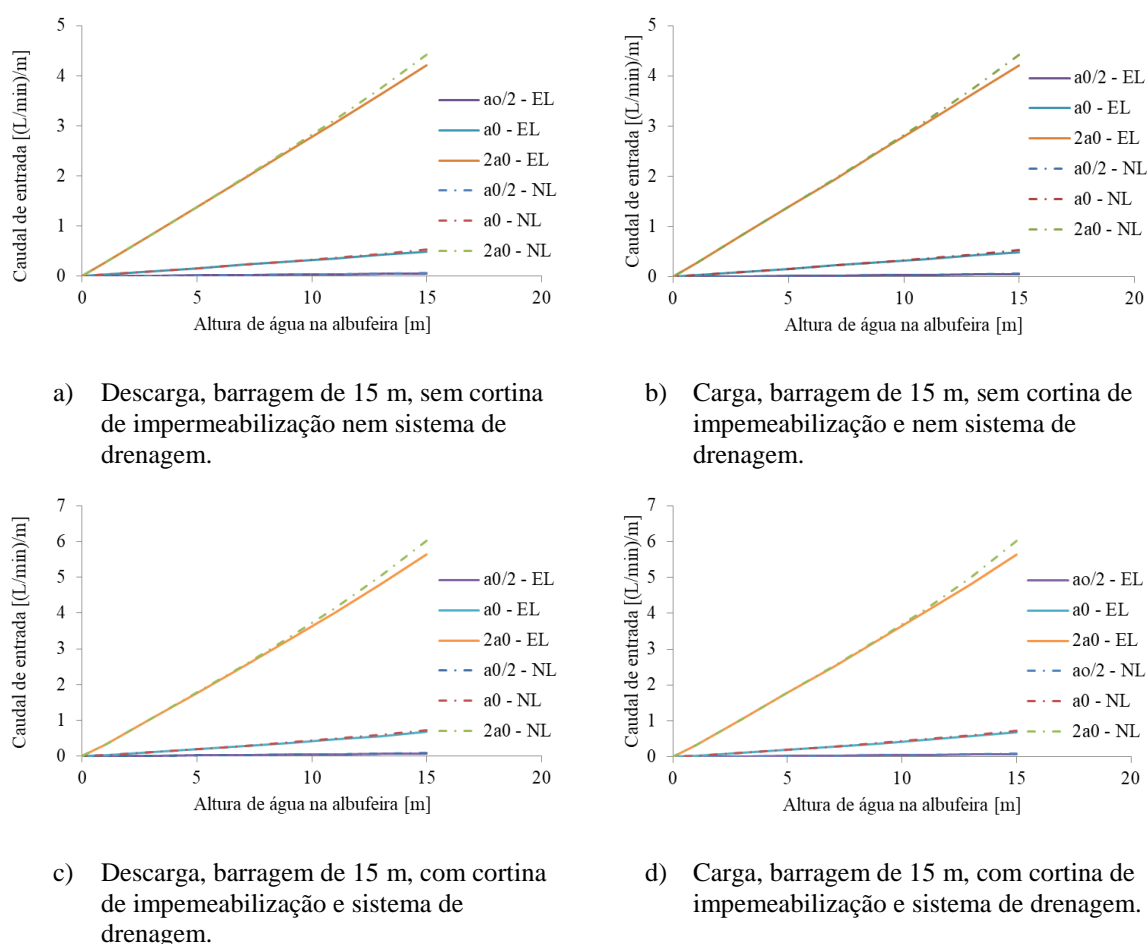
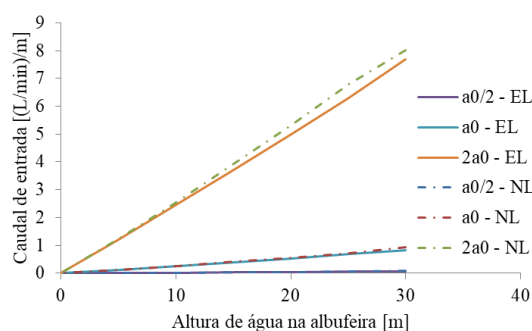
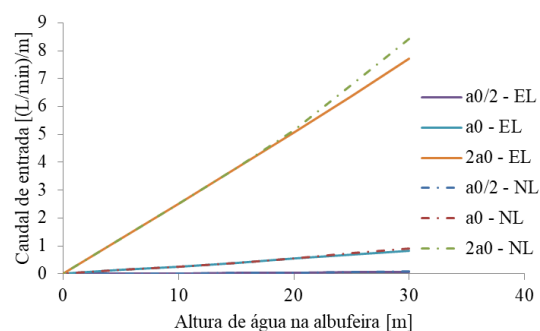


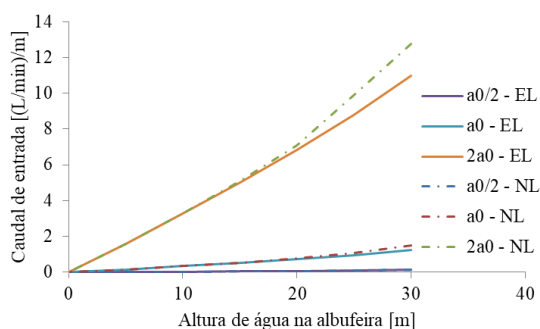
Figura 5.12 – Caudal que percorre o modelo em função do nível da albufeira, barragem de 15 m.



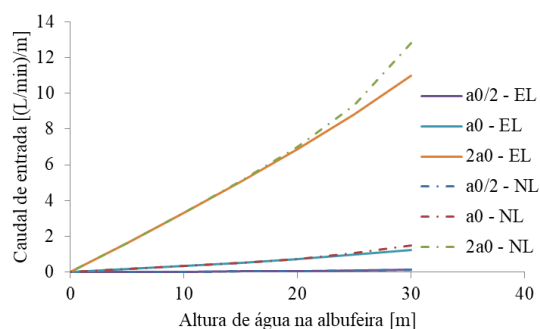
a) Descarga, barragem de 30 m, sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem.



b) Carga, barragem de 30 m, sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem.



c) Descarga, barragem de 30 m, com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem.

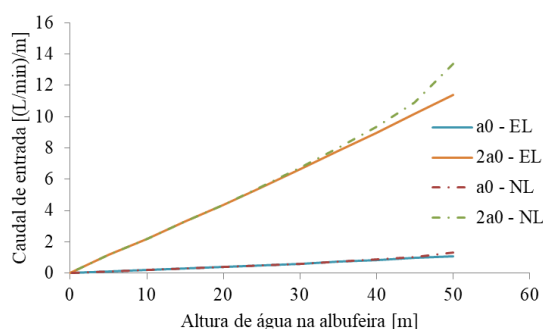


d) Carga, barragem de 30 m, com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem.

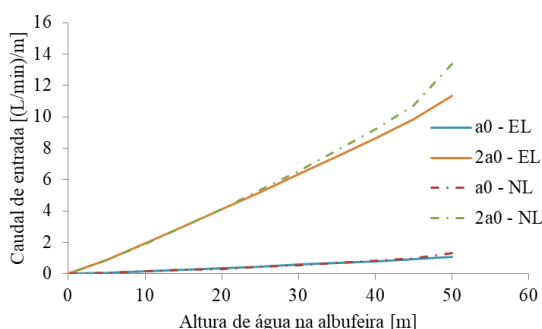
Figura 5.13 – Caudal que percorre o modelo em função do nível da albufeira, barragem de 30 m.

Tal como esperado, quanto maior a altura da barragem maior é o valor de caudal que entra no modelo quando se considera a água à cota máxima e quanto maior é a abertura inicial adotada maior é o valor de caudal.

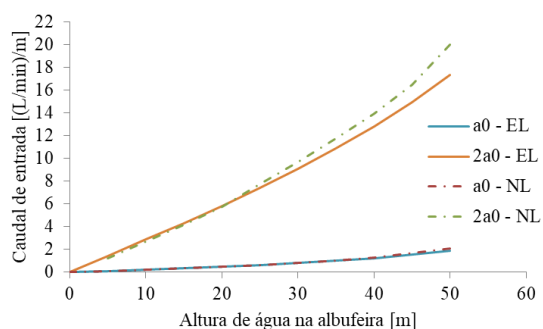
Observa-se que para um dado valor do nível de água da albufeira o cenário com comportamento não linear prevê maiores valores de caudal que o cenário admitindo um comportamento elástico linear. Para valores de altura de água inferiores a um dado valor ambos os cenários conduzem a respostas idênticas, de onde se conclui que para esses valores de altura de água, mesmo admitindo um comportamento não linear, a resposta ainda ocorre dentro de um regime elástico.



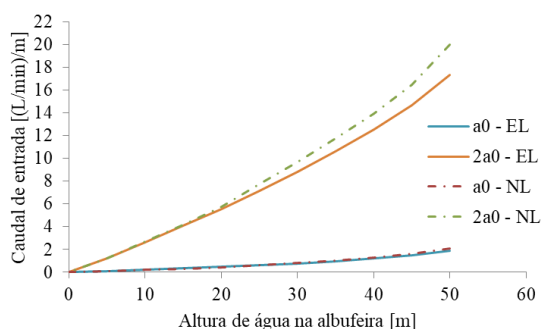
a) Descarga, barragem de 50 m, sem cortina de impermeabilização nem sistema de drenagem.



b) Carga, barragem de 50 m, sem cortina de impermeabilização e sem sistema de drenagem.



c) Descarga, barragem de 50 m, com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem.



d) Carga, barragem de 50 m, com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem.

Figura 5.14 – Caudal que percorre o modelo em função do nível da albufeira, barragem de 50m.

Tabela 5.5 – Caudal que percorre o modelo para nível da albufeira à cota de 15m, barragem de 15m.

	Caudal de entrada ($L \min^{-1} m^{-1}$)					
	Elástico linear			Não linear		
	$a_0/2$	a_0	$2a_0$	$a_0/2$	a_0	$2a_0$
Modelo A	0.076976	0.674971	5.640572	0.083372	0.730552	6.01875
Modelo B	0.053785	0.494029	4.214245	0.062366	0.531126	4.428751
Diferença (%)	-30.1	-26.8	-25.3	-25.2	-27.3	-26.4

Tabela 5.6 – Caudal que percorre o modelo para nível da albufeira à cota de 30m, barragem de 30m.

	Caudal de entrada ($L \min^{-1} m^{-1}$)					
	Elástico linear			Não linear		
	$a_0/2$	a_0	$2a_0$	$a_0/2$	a_0	$2a_0$
Modelo A	0.129769	1.255179	10.9722	0.153111	1.4897	12.74643
Modelo B	0.07479	0.833254	7.702266	0.085358	0.91286	8.411556
Diferença (%)	-42.4	-33.6	-29.8	-44.3	-38.7	-34.0

Tabela 5.7 – Caudal que percorre o modelo para nível da albufeira à cota de 50 m, barragem de 50m.

	Caudal de entrada ($L \min^{-1} m^{-1}$)					
	Elástico linear			Não linear		
	$a_0/2$	a_0	$2a_0$	$a_0/2$	a_0	$2a_0$
Modelo A	0.180062	1.877804	17.33019	0.185321	2.113703	20.16317
Modelo B	0.076322	1.089814	11.37606	0.08851	1.300124	13.3804
Diferença (%)	-57.6	-41.9	-34.4	-52.2	-38.5	-33.6

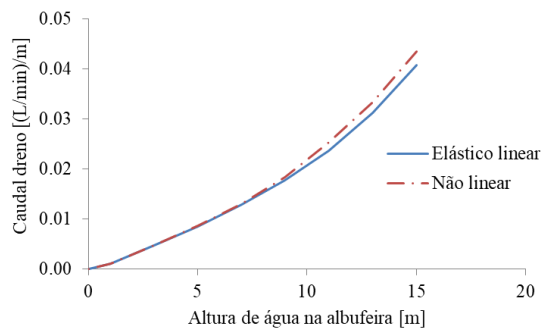
5.6.4 Caudal que aflui ao sistema de drenagem em função da altura da água na albufeira

Foi também analisado o caudal que aflui à rede de drenagem em cada uma das situações analisadas no sub-capítulo anterior (nesta análise foram apenas considerados os modelos com cortina de impermeabilização e sistema de drenagem).

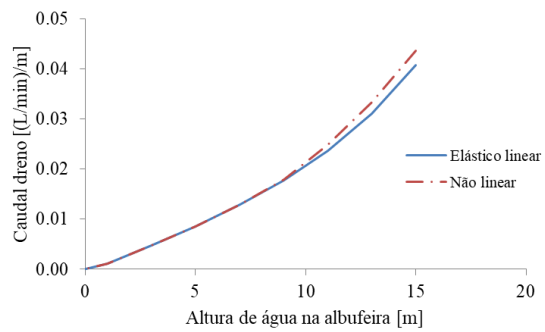
À semelhança do que se observou no caudal que percorre o modelo, o caudal que aflui ao sistema de drenagem aumenta com a altura da barragem. Do mesmo modo, quanto maior é a abertura inicial das descontinuidades maior é o valor de caudal drenado obtido, como se verifica nos gráficos das Figuras 5.15 a 5.17. A consideração de comportamento não linear conduz a valores mais elevados de caudal drenado do que admitindo um comportamento elástico linear. É possível verificar que o comportamento não linear só tem efeito nos caudais drenados a partir de uma determinada cota de água.

Verifica-se ainda que para a barragem de menor altura ($H=15$ m) os valores obtidos admitindo um comportamento não linear nas juntas rocha/rocha e rocha/betão são mais próximos dos valores calculados quando se admite um comportamento elástico linear do que nas barragens de 30 m e 50 m de altura. Pode-se assim concluir que para a geometria de diaclasamento considerada neste estudo quanto maior a altura da barragem mais provável é a ocorrência de efeitos não lineares.

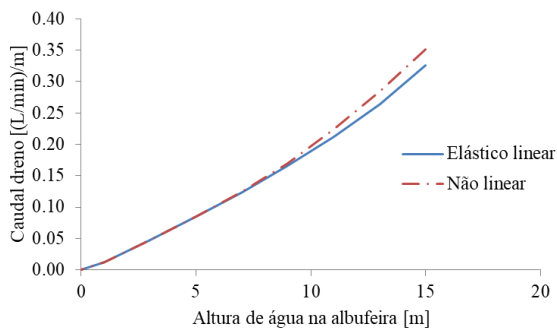
Nas tabelas 5.5 a 5.7 são apresentados os valores dos caudais que percorrem o modelo para as três alturas definidas. No modelo A observa-se o caudal no cenário de descarga e no modelo B o caudal no cenário de carga.



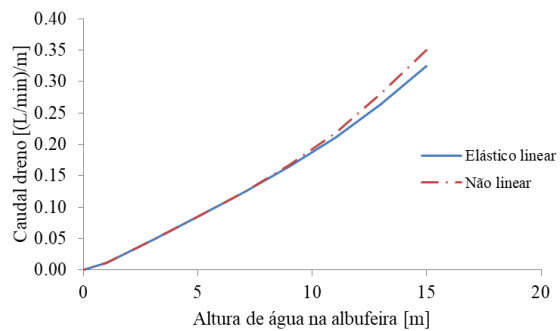
a) Descarga, abertura $a_o/2$.



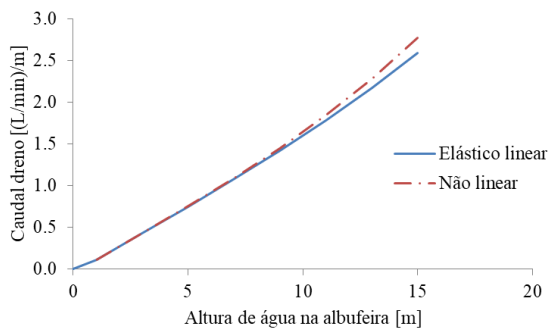
b) Carga, abertura $a_o/2$.



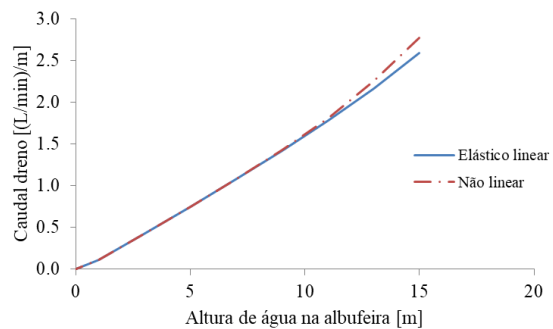
c) Descarga, abertura a_o .



d) Carga, abertura a_o .

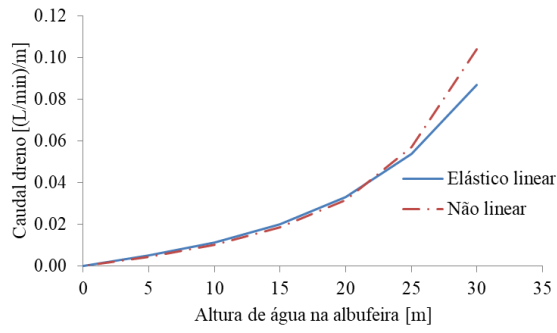


e) Descarga, abertura $2a_o$.

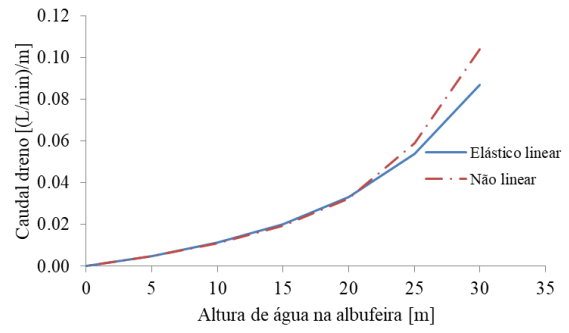


f) Carga, abertura $2a_o$.

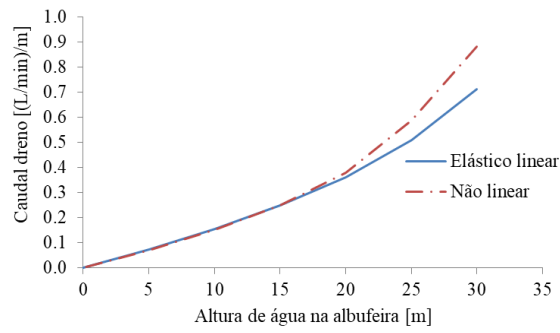
Figura 5.15 – Caudal que aflui à rede de drenagem em função do nível da albufera-H= 15 m, para descarga e carga.



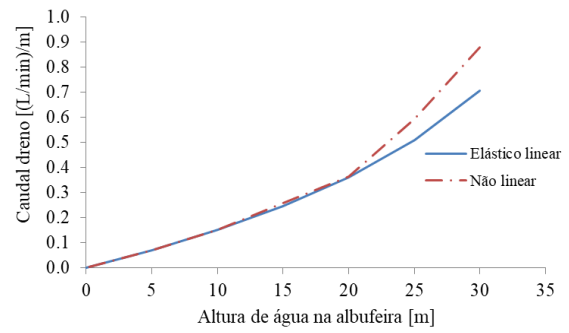
a) Descarga, abertura $a_o/2$.



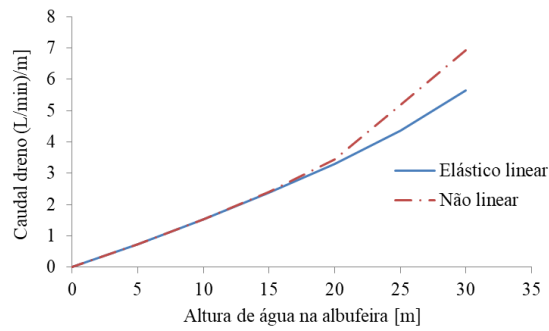
b) Carga, abertura $a_o/2$.



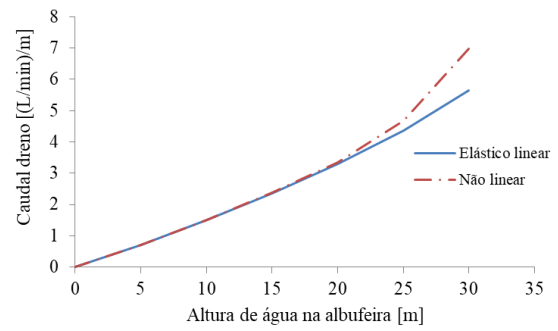
c) Descarga, abertura a_o .



d) Carga, abertura a_o .

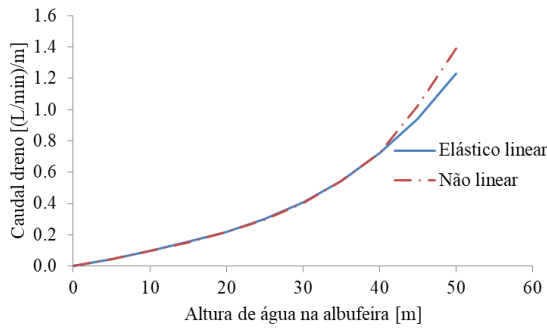


e) Descarga, abertura $2a_o$.

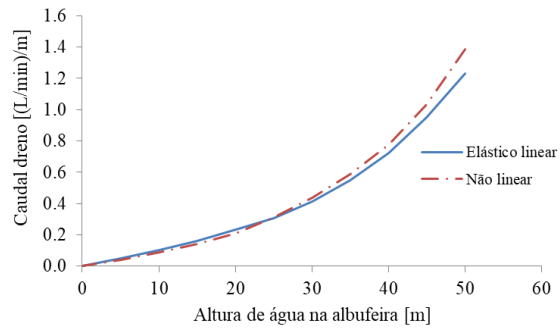


f) Carga, abertura $2a_o$.

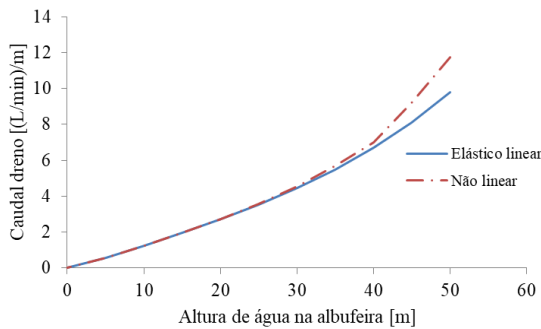
Figura 5.16 – Caudal que aflui à rede de drenagem em função do nível da albufera-H= 30 m, para descarga e carga.



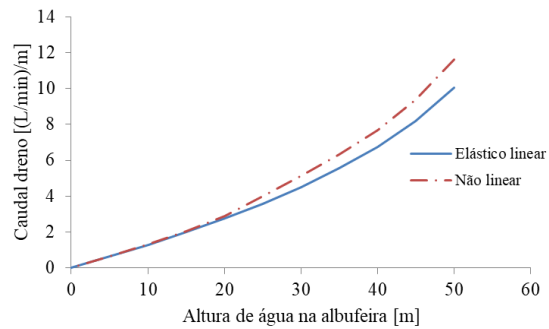
a) Descarga, abertura a_0 .



b) Carga, abertura a_0 .



c) Descarga, abertura $2a_0$.



d) Carga, abertura $2a_0$.

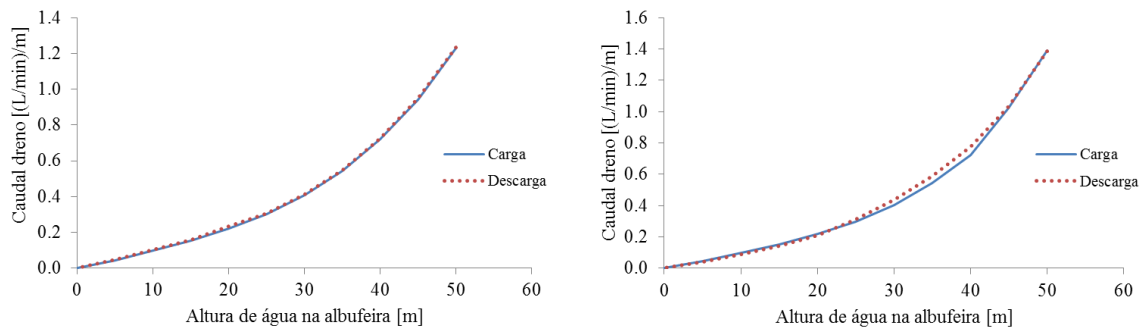
Figura 5.17 – Caudal que aflui à rede de drenagem em função do nível da albufeira-H= 50 m, para descarga e carga.

Os valores obtidos, nos ciclos de descarga e carga, para a barragem de 15 m apresentam valores muito idênticos para o comportamento elástico linear e não linear nos distintos ciclos. Contudo esta diferença tende a aumentar com o aumento da altura da barragem, como é possível observar nos resultados obtidos para as barragens com 30 m e 50 m. Para a barragem mais alta (H=50 m) os resultados para os ciclos de descarga e de carga, no caso da menor abertura, $a_0/2$, não são apresentados, pois não convergem. Verifica-se que nesta situação a distribuição de pressões na base da barragem conduz a uma situação de instabilidade da barragem (para o valor de ângulo de atrito considerado no cálculo não linear).

Os valores a partir dos quais a resposta entre os comportamentos lineares e não lineares divergem, identifica-se nas figuras apresentadas. Na barragem de 15 m, a resposta diverge quando a altura de água na albufeira atinge os 9 m de altura, quer no ciclo de descarga como no ciclo de carga. Para a barragem de 30 m observa-se a divergência a partir dos 20 m de altura de água na albufeira. A barragem que apresenta maior altura, 50 m, tem pontos de divergência distintos entre os dois ciclos. No ciclo de descarga a altura de água na albufeira a partir da qual o comportamento

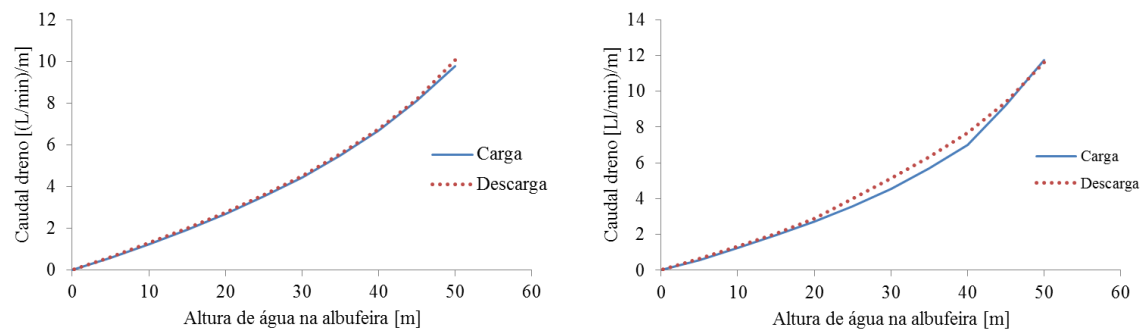
linear se afasta do não linear, para abertura a_0 coincide com a altura de 40 m e para abertura de $2a_0$ coincide com 30 m, enquanto que para o ciclo de carga, no caso da abertura a_0 acontece a 30 m e para a abertura de $2a_0$ a 20 m de altura de água na albufeira.

De seguida, para melhor comparação dos valores de caudal que aflui à rede de drenagem, entre os dois ciclos, apresentam-se as figuras 5.18 e 5.19. Admitindo um comportamento linear os valores de caudal que afluem aos drenos nos dois ciclos é coincidente, assim a título representativo, só estão apresentados estes valores para a barragem de 50 m, figura 5.18. Admitindo comportamento não linear, tal não se verifica, observando-se uma diferença mais significativa para a abertura maior. A barragem com altura mais elevada apresenta uma diferença de caudal maior entre ciclos, enquanto que as barragens de 15 e 30 m tem variações reduzidas (Figura 5.19).



a) Comportamento elástico linear, a_0 .

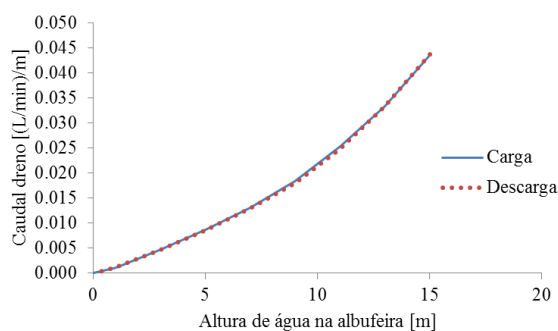
b) Comportamento não linear, a_0 .



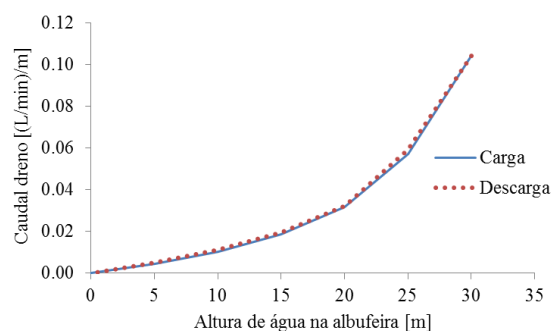
c) Comportamento elástico linear, $2a_0$.

d) Comportamento não linear, $2a_0$.

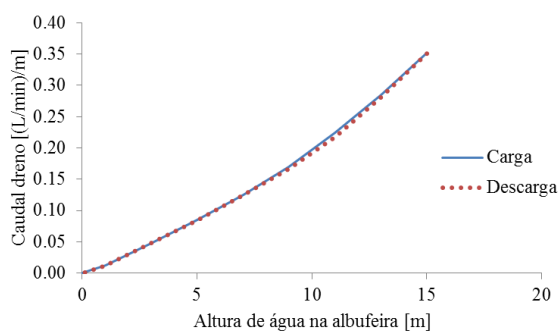
Figura 5.18 – Caudal que aflui à rede de drenagem em função do nível da albufeira-H= 50 m, para comportamento elástico linear e não linear.



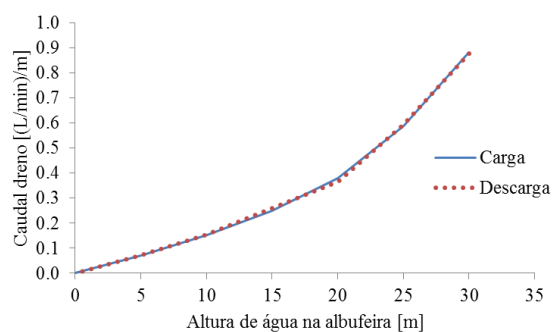
a) Barragem 15 m, $a_{0/2}$.



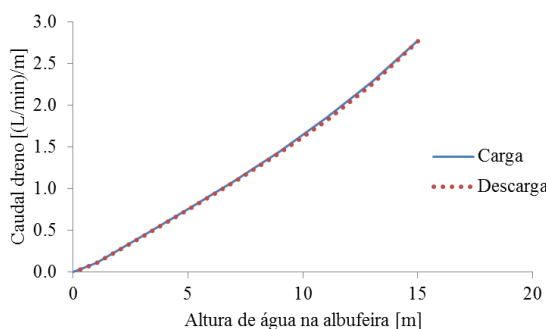
b) Barragem 30 m, $a_{0/2}$.



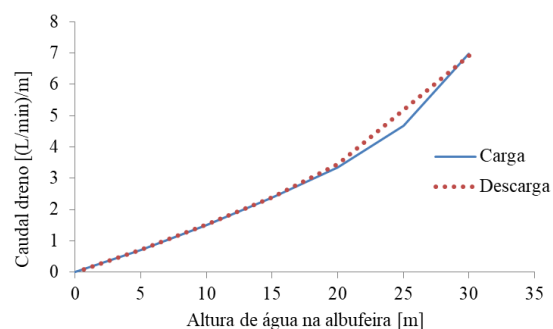
c) Barragem 15 m, a_0 .



d) Barragem 30 m, a_0 .



e) Barragem 15 m, $2a_0$.

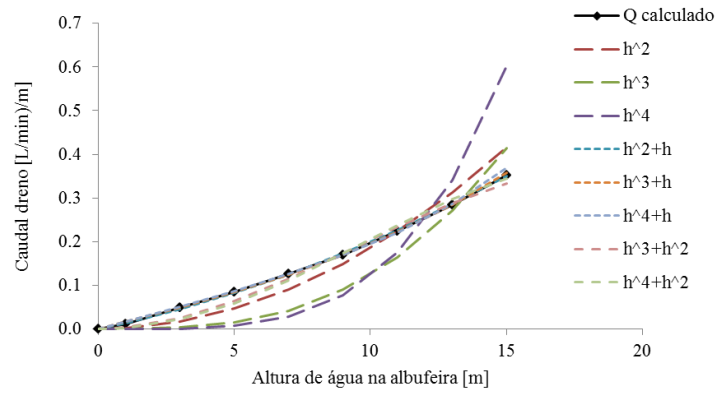


f) Barragem 30 m, $2a_0$.

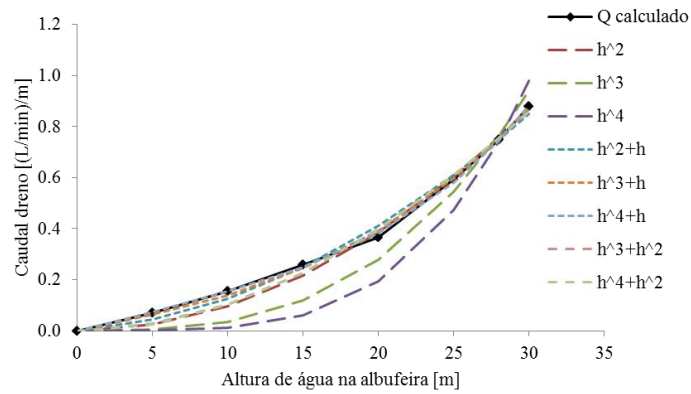
Figura 5.19 – Caudal que aflui à rede de drenagem em função do nível da albufeira- $H=15$ e 30 m, para comportamento não linear.

5.6.5 Funções que representam a influência da variação do nível da albufeira no valor de caudal drenado

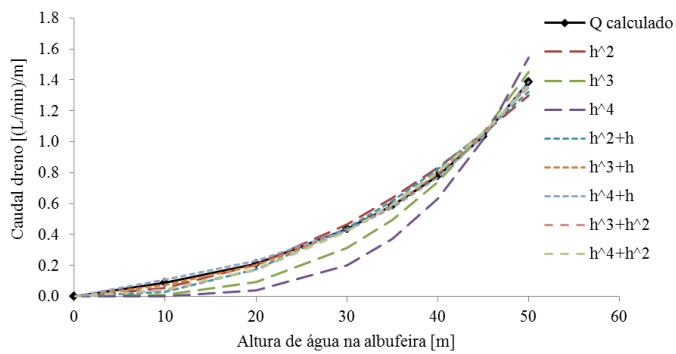
Procurou-se neste trabalho determinar funções que permitam, de uma forma expedita, relacionar o nível da água na albufeira com o valor de caudal drenado, de modo a ser possível identificar situações anómalas envolvendo o comportamento da fundação. Na Figura 5.20. consideram-se oito



a) Barragem de 15 m.



b) Barragem de 30 m



c) Barragem de 50 m.

Figura 5.20 – Caudal que afluí à rede de drenagem, calculado e funções de previsão, em função do nível da albufera, para comportamento não linear e abertura a_0 .

funções polinimiais, para preverem o caudal que aflui à rede de drenagem em função da cota da albufeira.

Na análise efectuada considerou-se apenas o caso de comportamento não linear e abertura a_0 , das descontinuidades do maciço. Como referido no sub-capítulo 3.4.3, o ajuste de funções foi feito tendo em conta os valores calculados e recorrendo ao métodos dos mínimos quadrados.

Nos resultados apresentados para as barragens com três alturas diferentes é possível verificar que as funções h^3 e h^4 não apresentam uma boa aproximação, pois os valores de caudal obtidos para as cotas de água mais baixas são muito inferiores aos calculados, pois não existe uma parcela linear, e os valores obtidos para as cotas de água elevadas são mais elevados que os calculados. A função h^2 não apresenta estas características de forma tão significativa visto ser um polinómio de menor grau.

Relativamente à barragem de menor altura, Figura 5.20 a) as funções h^3+h^2 e h^4+h^2 apresentam até perto dos 10 m de altura de água na albufeira valores de caudais inferiores aos obtidos. As funções h^2+h , h^3+h e h^4+h são as que melhor representam o valor do caudal afluente à rede de drenagem.

No caso da barragem de 30 m, Figura 5.20 b) verifica-se que com as funções h^3+h^2 , h^4+h^2 , h^3+h e h^2+h se obtêm valores de caudal inferiores aos calculados. É possível observar que a função que melhor se adequa é h^4+h .

No caso da barragem de maior altura, Figura 5.20 c) verifica-se novamente que se obtêm caudais inferiores aos calculados quando se consideram as funções h^3+h^2 e h^4+h^2 e h^2+h . As funções que melhor representam o caudal calculado são: h^4+h e h^3+h .

Dado que o estudo destas funções se prende com o objetivo de identificar alterações no comportamento da fundação, é importante defini-las correctamente. A Tabela 5.8 apresenta os coeficientes de correlação das diferentes funções, permitindo assim uma análise mais clara.

O coeficiente de correlação relaciona duas variáveis quantitativas. Este coeficiente varia entre os valores -1 e 1. Se o coeficiente for igual a zero significa que não há relação linear, o valor 1 e -1 indica uma relação linear perfeita. Sendo que o -1 indica uma proporção inversa, ou seja quando uma das variáveis aumenta a outra diminui, este caso não se adequa ao caso estudado. Os valores

obtidos encontram-se muito próximos de 1, o que significa uma proporcionalidade direta e forte associação linear entre as duas variáveis.

No caso da barragem de 15 m a função que apresenta coeficiente de correlação mais elevado é a h^2+h com coeficiente de 0,999844. Para as barragens de 30 e 50 m os valores mais elevados são da função h^4+h , com coeficientes de correlação de 0,999591 e 0,999662, respectivamente.

Tabela 5.8 - Coeficientes de correlação das funções de previsão.

	Altura da barragem (H)		
	15 m	30 m	50 m
h^2	0.988128	0.997095	0.995436
h^3	0.951586	0.98837	0.994941
h^4	0.912123	0.971351	0.97836
h^2+h	0.999844	0.997019	0.996537
h^3+h	0.999833	0.999181	0.999557
h^4+h	0.999044	0.999591	0.999662
h^3+h^2	0.995874	0.996619	0.998419
h^4+h^2	0.994946	0.996581	0.998893

Tendo em conta os resultados apresentados conclui-se que as funções que melhor aproximam o valor dos caudais drenados são da forma ah^2+bh para o caso da barragem de 15 m de altura e ah^4+bh para o caso das barragens de 30 m e 50 m de altura. Na tabela 5.9 apresentam-se os coeficientes das funções que melhor representam o caudal que aflui à rede de drenagem em função da altura da água na albufeira.

Tabela 5.9 – Coeficientes das funções que melhor prevêm o caudal que aflui ao sistema de drenagem.

	Altura da barragem (H)		
	15 m	30 m	50 m
a	$6,78 \times 10^{-4}$	$5,41 \times 10^{-7}$	$1,38 \times 10^{-7}$
b	$1,3131 \times 10^{-2}$	$1,4769 \times 10^{-2}$	$1,0463 \times 10^{-2}$

Na Figura 5.21 apresenta-se para cada uma das barragens uma comparação entre o caudal no sistema de drenagem calculado com o programa Parmac2D-Fflow e obtido com a função ajustada. Verificando que as curvas são praticamente coincidentes.

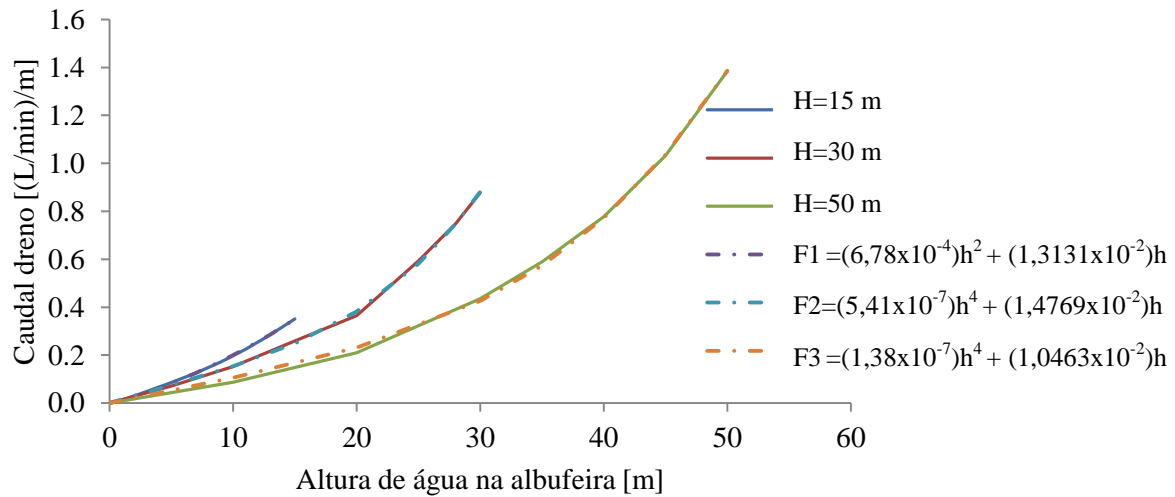


Figura 5.21 – Funções que melhor ajustam o caudal que aflui à rede de drenagem.

A utilização destas funções pode permitir identificar situações anómalas do comportamento da fundação através do valor caudal drenado.

6 CONCLUSÕES

6.1 Aspetos relevantes dos estudos efetuados

Os estudos realizados demonstram que é possível calibrar os parâmetros do modelo hidráulico descontínuo de modo a simular os valores de caudal e pressão que ocorrem num meio contínuo equivalente. Demonstrou-se ainda a importância de ter um programa que permita realizar análise de comportamento hidromecânico forma acoplada (mecânico/hidráulico).

A modelação numérica de três barragens com alturas diferentes de geometria tipificada, fundadas em maciços rochosos com características geométricas semelhantes, permitiu analisar a influência da abertura descontinuidade do maciço no valor dos caudais que percorrem o modelo e que afluem à rede de drenagem. Permitiu ainda compreender o efeito conjunto da cortina de impermeabilização e sistema de drenagem no comportamento hidromecânico do conjunto barragem/fundação.

Por fim com base em modelos de regressão foram definidas para cada barragem expressões que permitem calcular de forma simples e expedita, sem ser necessário recorrer a modelos complexos, o caudal que afluem à rede de drenagem em função do nível da água na albufeira.

6.2 Recomendação para estudos futuros

Como sugestão para trabalhos futuros considera-se interessante a utilização dos modelos das barragens gravidade desenvolvidos para a realização de estudos paramétricos, fazendo variar outros parâmetros do modelo, como por exemplo os valores da rigidez normal e tangencial das juntas.

Também teria interesse realizar os mesmos estudos, mas considerando que as descontinuidades do maciço apresentam geometria diferente (outras orientações e outros espaçamentos entre descontinuidades).

Nesta dissertação foi analisado o valor dos caudais que percorrem o modelo e que afluem à rede de drenagem. Mas os modelos desenvolvidos podem igualmente ser utilizados para fazer análises de estabilidade das barragens (estáticas e dinâmicas).

A partir dos resultados da observação de caudais em barragens gravidade Portuguesas em exploração seria interessante verificar se as funções que relacionam o nível de água na albufeira com o valor de caudal drenado apresentadas no final do capítulo 5 são adequadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo, N.M. 2003. *A rigid particle discrete element model for the fracture analysis of plane and reinforced concrete*. Dissertação de Doutoramento, Heriot-Watt University, Escócia.
- Azevedo, N.M., Farinha, M.L.B. 2015. *Um modelo hidromecânico para análise de fundações de barragens gravidade em betão*, Geotecnia, 133(Março): 5-33.
- Barton, N., e de Quadros, E.F. 1997. *Joint aperture and roughness in the prediction of flow and groutability of rock masses*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, 34(3-4): 252e251-252e214.
- Bear, J. 1988. *Dynamics of fluids in porous media*, Dover Publications, Inc., Nova York.
- Bradlow, D.D., Palmieri, A., Salman, S.M.A. 2002. *Regulatory frameworks for dam safety - a comparative study*, Law, Justice and Development series, The World Bank, Washington, D.C.
- Bretas, E., Lemos J.V., Lourenço P. 2013. *Hydromechanical analysis of masonry gravity dams and their foundations*, Rock Mechanics and Rock Engineering 46:327–339.
- EDP 2010. *Carrapateiro - aproveitamento hidroelétrico*, Centro de Comunicação, Porto.
- EDP 2011. *Declaração ambiental 2011*, Direção de Produção Hidráulica, Centro de Produção Douro, Porto.
- Farinha, M.L.B. 2010. *Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations. In situ tests and numerical modelling*, Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Farinha, M.L.B., Azevedo, N.M., Candeias, M. 2017. *Small displacement coupled analysis of concrete gravity dam foundations: static and dynamic conditions*, Rock Mechanics and Rock Engineering, 50(2): 439-464.
- Greene, B., Christ, C.A. 1998, *Mistakes of man: the Austin dam disaster of 1911*, Pennsylvania Geology, 29(2/3): 7-14.
- Hoek, E. 2007. *Practical Rock Engineering*, British Columbia, Canada.
- ICOLD 1995. *Dam failures*, Statistical analysis, Internacional Commission on Large Dams, Paris.
- INAG 2001. *Curso de Exploração e Segurança de barragens*, Instituto da Água, Lisboa.

- Itasca 2004. *UDEC - Universal Distinct Element Code*, Version 4.0, Itasca Consulting Group, Minneapolis.
- ITCOLD 2013. *Dams in Europe*, Italian Committee on Large Dams, Roma.
- Lemos, J.V., Cundall, P. 1999. *Earthquake analysis of concrete gravity dams on jointed rock foundations*, in *Distinct Element Modelling in Geomechanics*, A.A. Balkema, Rotterdam: 117-143.
- Lemos, J.V. 1999. *Estudo do comportamento hidromecânico de maciços rochosos descontínuos pelo método dos elementos discretos*, Informação Científica Barragens, INBC 4, LNEC.
- Lemos, J.V. 2004. *Os modelos de elementos discretos em geotecnia - evolução e perspectivas futuras*, IRevista Geotecnia nº100, pp. 333-344.
- Londe, P., Sabarly, F. 1966. *La distribution des perméabilités dans la fondation des barrages voûtes en fonction du champ de contrainte*, in *Proceedings do 1st International Congress on Rock Mechanics*. Lisboa, Portugal, 25 Setembro - 1 Outubro 1966, Vol.II, pp. 517-522.
- Louis, C. 1969. A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses. Dissertação de Doutoramento, University of Karlsruhe (em Alemão), Tradução para Inglês, Imperial College Rock Mechanics Research Report nº10, London, UK.
- Louis, C., Maini, Y.N. 1970. *Determination of in situ hydraulic parameters in jointed rock*, in *Proceedings do 2nd International Congress on Rock Mechanics*. Belgrade, EUA, 21-26 setembro 1970, Vol.I, pp. 235-245.
- Microsoft Excel 2010. Spreadsheet included in Microsoft office 2010, version 14.0, Microsoft.
- NCB - Normas de Construção de barragens, Portaria nº246/98, de 21 de abril, Diário da República, Lisboa.
- NOIB - Normas de observação e inspeção de barragens, Portaria nº847/93, de 10 de setembro, Diário da República, Lisboa.
- NPB - Normas de projecto de barragens, Portaria nº846/93, de 10 de setembro, Diário da República, Lisboa.
- Pina, C.A.B., Portela, E.A. 2006. Tecnologias de informação no controlo de segurança de barragens de betão. *Construção Magazine*. Revista Técnico-Científica de Engenharia Civil, 15(Dossier "Grandes Obras"): 18-25.
- RSB 2007. *Regulamento de Segurança de Barragens*, Decreto-Lei 344/2007 de 15 de Outubro, Diário da República, Lisboa.

RPB 1993. *Regulamento de Pequenas Barragens*, Decreto-Lei 409/1993 de 15 de Outubro, Diário da República, Lisboa.

Rutqvist J., Stephansson O. 2003. *The role of hydromechanical coupling in fractured rock engineering*. Hydrogeology Journal 11(1):7-40.

Serafim, J.L. 1954. *A subpressão nas barragens*, Dissertação LNEC, Publicação nº55, Lisboa.

Schnitter, N.J. 1994. *A history of dams - the useful pyramids*, A.A. Balkema, Rotterdam, Holanda.

Snow, D.T. 1965. *A parallel plate model of fractured permeable media*. Dissertação de Doutoramento, University of California, Berkeley, EUA.

USBR 1998. *Concrete dams: Case histories of failures and nonfailures with back calculations*, U.S. Bureau of Reclamation, U.S. Department of the Interior, DSO-98-05.

Witherspoon, P.A., Wang, J.S.Y., Iwai, K., and Gale, J.E. 1980. *Validity of cubic law for fluid flow in a deformable rock fracture*. Water Resources Research, 16(6): 1016-1024.

Páginas da internet

ICOLD. "Dams." Consultado em setembro 2017 (<http://www.icold-cigb.net>)

"Muel, Presa hidráulica romana del siglo." www.panoramio.com.2011. Consultado em setembro 2017 (<http://www.panoramio.com/photo/59723932>)

"Arguis dam." www.panoramio.com.2012. Consultado em setembro 2017 (<http://www.panoramio.com/photo/69969251>)

"Austin Dam Burst." www.roadsideamerica.com.2009. Consultado em setembro 2017 (https://www.roadsideamerica.com/attract/images/pa/PAAUSdam_wintermantel2.jpg)

"View of The Great Austin Dam one hour after break." upload.wikimedia.org.1900. Consultado em setembro 2017 (https://upload.wikimedia.org/wikipedia/en/a/a2/Austin_Dam_After_the_Break.jpg)

"Barragens de Portugal-Barragem do Carrapatelo." <http://cnpgb.apambiente.pt>.2011. Consultado em setembro de 2017 (http://cnpgb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/Pedrogao.htm)