



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Engenharia

# Comportamento de talude arenoso imerso em escoamento fluvial

Ana Rita Carriço Silva

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**  
(Ciclo de Estudos Integrado)

Orientadora: Prof. Doutora Isabel Maria da Conceição F. Gonçalves Falorca

Covilhã, outubro de 2014



## **Dedicatória**

Dedico este trabalho a toda a minha família e namorado pelo apoio incondicional e constante motivação, assim como a todos os que possam beneficiar do conteúdo da dissertação e contribuir para a sociedade científica em que nos inserimos.



## Agradecimentos

A realização do presente trabalho representa o culminar da fase mais importante do meu percurso académico, e como tal dou os meus sinceros agradecimentos a todos os que de alguma forma participaram e ajudaram na sua realização. Pela orientação científica e técnica, incentivo e amizade que ao longo do tempo me foram oferecidos.

Em primeiro lugar, agradeço à Professora Doutora Isabel Maria C. F. G. Falorca, pela orientação, incentivo, confiança e acompanhamento constante e incondicional ao longo da realização da presente dissertação, tendo sido uma experiência muito enriquecedora e gratificante;

À Professora Doutora Cristina Maria S. Fael, pela constante motivação, e pelo apoio e auxílio incondicional;

À Universidade da Beira Interior, pelo apoio financeiro, e em especial a Faculdade de Engenharia por me ter conduzido ao longo dos últimos anos;

Aos Técnicos dos Laboratórios do DECA da UBI, nomeadamente ao Sr. Jorge Barros, Sr. Albino Alves e Sr. Jorge Bento, que voluntariosamente se empenharam em colaborar durante as várias fases do trabalho experimental desenvolvido;

Ao Professor Doutor Abílio Silva, que contribuiu com os seus preciosos conhecimentos e ajuda na análise granulométrica da areia com o instrumento Coulter LS200;

Ao Mestre Frederico Rodrigues do Departamento de Eletromecânica, que me disponibilizou o seu sistema PIV, e a quem agradeço também a sua incondicional disponibilidade para facilitar a utilização do sistema;

A toda a minha família, especialmente pais e irmão, pelo porto seguro e amor incondicional ao longo de todo este percurso;

Ao namorado e melhor amigo Helder Martins por acreditar em mim e me apoiar em todos os momentos;

Ao meu amigo Manuel Gomes pelo acompanhamento e auxílio em todos os trabalhos laboratoriais;

A todos os demais amigos, colegas e professores, pelo convívio, amizade e ajuda ao longo deste árduo mas gratificante caminho.



## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

“Se não conseguires reduzir a apresentação de um problema difícil de engenharia a apenas uma folha de papel, provavelmente nunca o irás entender.”

Ralph Peck em  
[*Protecting society from landslides - the role of the geotechnical engineer*,  
Lacasse S., 2013]





## Resumo

A presente dissertação insere-se na análise da estabilidade de taludes, com âmbito no estudo do comportamento de taludes em areia quando imersos em escoamentos fluviais.

As margens dos rios estão sujeitas a instabilidades associadas à modificação contínua das suas características físicas, em particular a sua geometria, devido à ação do escoamento. Os fenómenos que tipicamente causam instabilidade de taludes imersos são a diminuição da cota do leito e a erosão lateral. Apesar do conhecimento que se tem hoje sobre os processos de erosão lateral e de instabilidade dos taludes, geralmente a interação entre os referidos processos não é considerada na análise da estabilidade das margens dos leitos aluvionares sujeitos a forças hidrodinâmicas que resultam do escoamento de cheias. O escoamento da água atua como tensão tangencial nas suas fronteiras, o que pode alterar as tensões efetivas no solo. Consequentemente, a rotura pode ocorrer por redução da resistência ao corte do solo ou por aumento das forças instabilizadoras ou ambos.

Neste contexto, a presente dissertação pretende contribuir para melhorar o conhecimento sobre a interação entre os processos de erosão lateral e de instabilidade dos taludes e definir a condição de carga apropriada a incluir na análise da estabilidade dos taludes em areia imersos em escoamento fluvial.

Para concretizar o objetivo, foi realizada uma análise determinística complementada por modelação física do talude, em escala reduzida. Nos ensaios laboratoriais mediram-se campos de velocidades instantâneas recorrendo ao sistema de medição não intrusiva *Particle Image Velocimetry* (PIV).

De um modo geral, os resultados mostram que a ação do escoamento da água origina erosão lateral, o que aumenta a largura do leito, com o inerente aumento da inclinação do talude, o que diminui a sua estabilidade. A abordagem adotada para o cálculo da estabilidade dos taludes submersos tem em conta as alterações da sua geometria devido à erosão lateral, o que representa uma melhoria importante para a previsão da geometria que conduz à instabilidade do talude, que encontra aplicações em situações como a dragagem controlada de sedimentos e a análise de risco de instabilidade dos taludes associado ao escoamento de cheias.

## Palavras-chave

Escoamento fluvial, erosão, estabilidade de taludes, modelação física, análise determinística.



## Abstract

This work is on the slope stability analysis, with scope in the study of the behavior of sandy slopes when immersed in river flows.

The riverbanks are subjected to instabilities associated with continuous modification of their physical characteristics, in particular its geometry, in consequence of river flow. The phenomena that most commonly cause bank instability are bed degradation and lateral erosion. While understanding of both bank erosion and slope failure processes has improved in recent years, the interaction between these two processes is not usually considered in the context of sand-bed rivers subjected to hydrodynamic forces that arise from currents of the flood events. Currents act as tangential stress on its boundaries which can alter the effective overburden stress in soil mass. Failure can occur by reduction of the shear strength of the soil which decreases the resisting forces in the slope or by the increase of the driving forces in the slope or both.

In this context, the present work intends to contribute to improve the knowledge of the interaction between bank erosion and slope failure processes and set the appropriate loading condition to include in stability analysis of submerged sandy slopes.

To achieve the proposed objective, a deterministic analysis complemented by physical modeling of the slope was performed. In the laboratory tests, the measurement of instantaneous velocity fields was made using the non-intrusive technique Particle Image Velocimetry (PIV).

In general, the results show that the action of the river flow originates lateral erosion, which increases the bed width and results in steepening of the slope, which reduces its stability. The approach adopted for computing the stability of submerged slopes takes into account the changes of its geometry due to lateral erosion prior to mass failure, which represents a major improvement to the prediction of geometry that leads to instability of the slope, which finds applications in situations such as dredging of sediments and risk analysis of slope instability associated with the flow of flooding.

## Keywords

River flow, erosion, slope stability, physical modeling, deterministic analysis.



# Índice

Índice de Figuras .....	xv
Índice de Quadros.....	xix
Lista de Acrónimos.....	xxi
Lista de Símbolos .....	xxii
Unidades SI.....	xxv
1. Introdução .....	1
1.1 Importância e enquadramento do tema .....	1
1.2 Objetivo da investigação .....	2
1.3 Metodologia.....	2
1.4 Limitações da investigação .....	3
1.5 Estrutura da Dissertação .....	4
2. Estabilidade de taludes .....	5
2.1 Introdução .....	5
2.2 Conceitos básicos aplicados a estudos de estabilidade .....	8
2.3 Fatores que afetam a estabilidade dos taludes .....	9
2.4 Mecanismos de instabilidade e rotura .....	11
2.5 Fator de Segurança.....	17
2.6 Métodos e análise de estabilidade.....	17
2.6.1 Análise Limite de Tensões .....	19
2.6.2 Métodos de Equilíbrio Limite.....	20
2.7 Discussão e conclusão.....	25
3. Erosão em taludes.....	26
3.1 Introdução .....	26
3.2 Escoamentos de superfície livre .....	28
3.2.1 Escoamento permanente.....	29
3.2.2 Escoamento uniforme .....	29
3.2.3 Escoamento não uniforme ou variável .....	30
3.2.4 Escoamento laminar ou turbulento .....	30
3.2.5 Escoamento lento e rápido .....	32
3.2.6 Distribuição de velocidades .....	33
3.3 Camada limite.....	33
3.4 Escoamento em secção composta .....	35
3.4.1 Campo de Escoamentos .....	40
3.5 Interação escoamento-talude .....	50
3.5.1 Escoamento superficial sujeito à ação da gravidade .....	50
3.5.2 Cheias .....	51
3.5.3 A ação da corrente e de ondas induzidas .....	55

3.5.4	Outros fatores a considerar em análise .....	57
3.6	Discussão e conclusão .....	58
4	Programa Experimental .....	59
4.1	Modelação .....	59
4.1.1	Considerações Gerais .....	59
4.1.2	Vantagens e desvantagens no uso de modelos físicos .....	61
4.2	Instalações Laboratoriais, instrumentação e Sistema PIV .....	62
4.2.1	Descrição do canal .....	63
4.2.2	Instrumentação usada no laboratório .....	64
4.2.3	O Sistema PIV ( <i>Particle Image Velocimetry</i> ) .....	66
4.2.3.1	Descrição das partículas-alvo .....	67
4.2.3.2	Captura e processamento de imagens .....	67
4.3	Projeto do Modelo Físico .....	68
4.4	Procedimento Experimental .....	72
4.4.1	Caracterização da areia .....	72
4.4.2	Programa experimental .....	73
4.5	Software Geostudio Slope/W .....	76
5.	Análise do Comportamento do Talude .....	77
5.1	Introdução .....	77
5.2	Análise a partir da visualização do talude .....	77
5.2.1	Talude sujeito a escoamento em regime variável .....	77
5.2.2	Talude sujeito a escoamento em regime permanente .....	82
5.3	Análise de resultados do <i>Geostudio Slope/W</i> .....	84
5.4	Solução analítica aproximada .....	87
5.5	Discussão e conclusão .....	87
6.	Conclusões e sugestões de trabalhos futuros .....	89
6.1	Considerações finais .....	89
6.2	Principais conclusões .....	91
6.3	Sugestões para investigações futuras .....	91
	Bibliografia .....	93
	Anexos .....	97

## Índice de Figuras

Figura 2. 1: Formas geométricas de taludes (ver Lista de Acrónimos) (Chorley, Shumm e Sugden 1984). .....	6
Figura 2. 2: Geometria típica de um talude íngreme de topo alto (Millet 2011). .....	6
Figura 2. 3: Geometria típica de um talude suave de topo alto (Millet 2011). .....	6
Figura 2. 4: Geometria típica de um talude de topo baixo (Millet 2011). .....	6
Figura 2. 5: Geometria típica de um talude de topo longo (Millet 2011). .....	7
Figura 2. 6: Geometria típica de um talude de topo duplo (Millet 2011). .....	7
Figura 2. 7: Geometria típica de um talude de topo profundo (Millet 2011). .....	7
Figura 2. 8: Geometria típica de um talude com perfil em linha reta (Millet 2011). .....	7
Figura 2. 9: Geometria típica de um talude com perfil em linha reta, mas desnivelado (Millet 2011). .....	7
Figura 2. 10: Mecanismo de rotura de taludes com altura superior a 5 m e ângulo inferior a 90°; A: 1ª fase de rotura, B: 2ª fase de rotura (Adaptado de Magalhães 2010, com o programa de software <i>AutoCAD 2013 Educational Product</i> ). .....	12
Figura 2. 11: Mecanismo de rotura em margens de altura superior a 5 m e verticais (A: abertura da primeira fenda, B: Início do arrastamento, C: Rotura rotacional do material, D: Deposição junto ao pé do talude) (Adaptado de Magalhães 2010, com o programa de software <i>AutoCAD 2013 Educational Product</i> ). .....	13
Figura 2. 12: Mecanismos de rotura em margens de altura inferior a 2 metros e estratificadas (A: rotura originada pelo cisalhamento do material, B: rotura da camada subjacente à superficial, C: rotura rotacional) (Adaptado de Magalhães 2010, com o programa de software <i>AutoCAD 2013 Educational Product</i> ). .....	13
Figura 2. 13: Principais tipos de movimento de terras (Survey 2004). .....	14
Figura 2. 14: a) Diferença na distribuição de tensões entre o MEL e o MEF, ao longo da base de cada fatia da superfície de rotura da figura (b)) que se encontra do lado direito (Adaptado de Millet 2011). .....	19
Figura 2. 15: Desenho esquemático de um talude dividido em fatias (Adaptado de Gerscovich 2009). .....	20
Figura 2. 16: Tensão-deformação em material rígido-plástico (a) e elasto-plástico (b) (Gerscovich 2009). .....	21
Figura 2. 17: Forças que atuam numa fatia de uma massa de superfície de deslizamento circular (Millet, 2011). .....	21
Figura 2. 18: Discretização de fatias e respetivas forças no corpo acima da superfície de rotura (GEO-SLOPE International Ltd. 2013) .....	24
Figura 3. 1: Escoamento laminar uniforme em talude (Nascimento, et al., 1974). .....	27
Figura 3. 2: Velocidade de um escoamento turbulento, adaptado de (Campbell 2005). .....	32

Figura 3. 3: Perfil vertical de velocidades em canal de escoamento com superfície livre, (adaptado de Yen 2002). .....	33
Figura 3. 4: Desenvolvimento da camada limite ao longo do comprimento (X) de uma conduta, adaptado de (Quintela, 2005). .....	34
Figura 3. 5: Desenvolvimento do campo de velocidades e da camada limite ao longo de uma superfície, (adaptado de Silva 2012). .....	34
Figura 3. 6: Exemplo da secção transversal de um canal de secção composta (com o programa de <i>software AutoCAD 2013 Educational Product</i> ). .....	36
Figura 3. 7: Alturas de escoamento em canal de secção composta, (adaptado de Pinto 2010, com o programa de <i>software AutoCAD 2013 Educational Product</i> ). .....	36
Figura 3. 8: Descrição esquemática das correntes secundárias na interface entre o leito principal e o leito de cheias, (adaptado de Shiono e Knight, D. W. 1991). .....	37
Figura 3. 9: Desenvolvimento da camada de mistura ao longo de um canal de secção composta em planta, (adaptado de Pinto 2010, com o programa de <i>software AutoCAD 2013 Educational Product</i> ). .....	38
Figura 3. 10: Distribuição transversal de velocidades médias em profundidade em regime uniforme (X3000, X5000 e X7500 representam diferentes secções ao longo do canal), (adaptado de Duarte 2012). .....	40
Figura 3. 11: Perfis verticais de velocidade longitudinal no centro do canal de fundo liso em regime uniforme, (adaptado de Duarte 2012). .....	41
Figura 3. 12: Isolinhas de velocidade longitudinal U/Us em regime uniforme no canal de secção composta e de fundo liso (a - X3000, b - X5000, c - X7500), (adaptado de Duarte 2012). .....	41
Figura 3. 13: Isolinhas da velocidade transversal (cm/s) em regime uniforme e fundo liso (a - X3000, b - X5000, C - X7500), (adaptado de Duarte 2012). .....	42
Figura 3. 14: Distribuição transversal das velocidades médias para vários regimes de escoamento variável na secção X5000 de fundo liso, (adaptado de Duarte 2012). .....	43
Figura 3. 15: Desenho esquemático das Isolinhas de velocidade U/Us na secção de fundo liso X 5000 em regime variável para: a) -19%, b) Regime Uniforme, c) +19%, d) +38%, e) +53%, (adaptado de Duarte 2012). .....	44
Figura 3. 16: Desenho esquemático que representa a velocidade em duas camadas distintas, (1) camada superficial de escoamento livre de profundidade h, (2) camada rugosa delimitada por (3) e relacionada com a altura de rugosidade ks (adaptado de Huthoff 2012). .....	46
Figura 3. 17: Desenho esquemático segundo a classificação de rugosidade dos leitos. a) Fronteira lisa, b) Fronteira de transição, c) fronteira rugosa, (adaptado de Lory, 2011). .....	47
Figura 3. 18: Distribuição de velocidades em secções compostas com leito de cheia liso (a - profundidade do leito de cheia 0,24 m, b - 0,37 m, c - 0,5 m), (adaptado de Sun e Shiono 2008). .....	47



## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

Figura 3. 19: Distribuição de velocidades em secções compostas com leito de cheia rugoso (d - profundidade do leito de cheia 0,24 m, e - 0,37 m, f - 0,5 m), (adaptado de Sun e Shiono 2008). .....	48
Figura 3. 20: Distribuição de velocidades médias em profundidade, em regime uniforme e leito de cheia rugoso, (adaptado de Duarte 2012).....	49
Figura 3. 21: Isolinhas das velocidades transversais (cm/s) em regime uniforme de canal de secção composta e leito de cheia rugoso )a) X3000, b) X5000 e c) X7500), (adaptado de Duarte 2012). .....	49
Figura 3. 22: Perfil vertical de velocidades em canal simples em zona de vegetação e fora desta, (adaptado de Fu-sheng 2006). .....	50
Figura 3. 23: Esquema de um equipamento do ensaio de Inderbitzen (Bastos 1999). .....	51
Figura 3. 24: Esquema sintetizado dos hidrogramas e evolução dos perfis nas experiências 1, 2 e 3 (A, B e C respetivamente). 1: hidrograma, 2: ocorrência de roturas maiores, 3: ocorrência de roturas menores, 4: rotura inicial após a retirada da placa, 5: erosão progressiva devido à perda de siccção entre partículas, I: perfil inicial, F: perfil final, AF: perfil imediatamente após rotura (Nardi, Rinaldi e Solari 2010). .....	53
Figura 3. 25: Transbordamento provocado pela subida do nível da água - dano provocado à zona seca do talude por inundação, (adaptado de Allsop, Kortenhau e Morris 2007). .....	54
Figura 3. 26: Transbordamento provocada pelas ondas, h: nível da água estável, hd: altura do talude, (adaptado de Allsop, Kortenhau e Morris 2007). .....	54
Figura 3. 27: Movimentação de elementos da camada superficial provocada por ondas, (adaptado de Allsop, Kortenhau e Morris 2007). .....	54
Figura 3. 28: Deslizamento no talude oposto, (adaptado de Allsop, Kortenhau e Morris 2007). .....	54
Figura 3. 29: Efeito de piping, D: altura de uma camada de areia, (adaptado de Allsop, Kortenhau e Morris 2007) .....	54
Figura 3. 30: Tipos de transbordamento de talude. a) Ondas criadas pelo vento, b) talude não exposto à atividade de ondas, mas transbordado pela subida do nível da água, c) Combinação das duas situações (o nível da água em repouso sobe e as ondas criam mais um componente instável ). (Hughes 2008) .....	55
Figura 3. 31: Desenho esquemático do ângulo de impacto de uma onda num talude, (Mous 2010). .....	56
Figura 4. 1: Canal usado no procedimento experimental.....	62
Figura 4. 2: Desenho esquemático do canal de recirculação usado nos ensaios laboratoriais (com o programa de <i>software AutoCAD 2013 Educational Product</i> ). .....	63
Figura 4. 3: Laser usado nos ensaios laboratoriais de medição PIV. ....	64
Figura 4. 4: Fonte de alimentação do laser. ....	64
Figura 4. 5: Câmara digital usada nos ensaios laboratoriais de medição PIV. ....	64
Figura 4. 6: Reflexão induzida nas partículas de areia por parte do laser. ....	65

Figura 4. 7: Câmara com filtros polarizadores adaptados. ....	65
Figura 4. 8: Fotografia captada pela câmara com acessórios antirreflexo incorporados. ....	66
Figura 4. 9: Desenho esquemático de uma instalação de análise PIV (adaptado de Raffel, et al. 2007). ....	66
Figura 4. 10: Desenho esquemático do canal hidráulico e modelo físico em estudo (com o programa de <i>software AutoCAD 2013 Educational Product</i> ). ....	69
Figura 4. 11: Medidas da secção transversal do canal e modelo físico com instrumentação (com o programa de <i>software AutoCAD 2013 Educational Product</i> ). ....	69
Figura 4. 12: Pontos de medição PIV da secção transversal. ....	75
Figura 5. 1: Configuração da geometria a montante do talude após o ensaio nº 1 (A: estabilização do escoamento após a 1ª diminuição do nível da água). ....	78
Figura 5. 2: Configuração da geometria a jusante do talude após o ensaio nº 1 (A: estabilização do escoamento após a 1ª diminuição do nível da água). ....	78
Figura 5. 3: Configuração da geometria a montante do talude após o ensaio nº 2 (B: nível a partir do qual a diminuição do nível da água passa a ser controlada apenas pelo esvaziamento do reservatório de entrada). ....	79
Figura 5. 4: Configuração da geometria a jusante do talude após o ensaio nº 2 (B: nível a partir do qual a diminuição do nível da água passa a ser controlada apenas pelo esvaziamento do reservatório de entrada). ....	79
Figura 5. 5: Configuração da geometria a montante do talude após o ensaio nº 3 (B: nível a partir do qual a diminuição do nível da água passa a ser controlada apenas pelo esvaziamento do reservatório de entrada). ....	80
Figura 5. 6: Configuração da geometria a jusante do talude após o ensaio nº 3 (B: nível a partir do qual a diminuição do nível da água passa a ser controlada apenas pelo esvaziamento do reservatório de entrada). ....	80
Figura 5. 7: Configuração do talude após ensaio nº 4. ....	82
Figura 5. 8: Cenário de instabilidade que conduz o talude à rotura ( $t = 0$ s). ....	83
Figura 5. 9: Cenário de instabilidade que conduz o talude à rotura ( $t = 60$ s). ....	83
Figura 5. 10: Cenário de instabilidade que conduz o talude à rotura ( $t = :$ ). ....	83
Figura 5. 11: Modelo de talude analisado no programa de software Geostudio Slope/W. ....	84
Figura 5. 12: Análise de estabilidade no Geostudio pelo Método Tradicional (Fellenius). ....	84
Figura 5. 13: Análise de estabilidade no Geostudio pelo Método de Janbu. ....	85
Figura 5. 14: Análise de estabilidade no Geostudio pelo Método de Bishop. ....	85
Figura 5. 15: Análise de estabilidade no Geostudio pelo Método de Spencer. ....	86
Figura 5. 16: Análise de estabilidade no Geostudio pelo Método de Morgenstern-Price. ....	86

## Índice de Quadros

Quadro 2. 1: Escala de velocidades de deslizamento de terras (Adaptada de Cruden e Varnes 1996). .....	15
Quadro 2. 2: Métodos de Análise de Equilíbrio Limite. ....	22
Quadro 4. 1: Características da areia utilizada no modelo físico. ....	72
Quadro 4. 2: Plano de ensaios do modelo físico.....	74
Quadro 4. 3: Métodos usados no software e respectivas equações estáticas e tensões (GEO-SLOPE International Ltd. 2013).....	76
Quadro 5. 2: Resultados da análise de estabilidade no Geostudio.....	86



## Lista de Acrónimos

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CC	Forma geométrica de talude (côncavo nos dois sentidos - x e y)
CL	Forma geométrica de talude (côncavo-linear)
CV	Forma geométrica de talude (côncavo-convexo)
FS	Fator de Segurança
IP	<i>Individual Plant number</i>
IGS	<i>International Geosynthetics Society</i>
ISSMGE	<i>International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering</i>
LC	Forma geométrica de talude (linear-côncavo)
LL	Forma geométrica de talude (linear nos dois sentidos - x e y)
LV	Forma geométrica de talude (linear-convexo)
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEL	Método de Equilíbrio Limite
MEMS	<i>Microelectromechanical Systems</i>
PIV	<i>Particle Image Velocimetry</i>
SI	Sistema Internacional
SP	Areia com granulometria uniforme; areia mal graduada com poucos finos
VC	Forma geométrica de talude (convexo-côncavo)
VL	Forma geométrica de talude (convexo-linear)
VV	Forma geométrica de talude (convexo nos dois sentidos - x e y)

# Lista de Símbolos

## Alfabeto Latino

$A$	Área
$b$	Coeficiente de segurança relativo às vibrações impostas pelo escoamento turbulento
$c$	Coeficiente de coesão
$c'$	Coeficiente de coesão em termos de tensões efetivas
$C_c$	Coeficiente de curvatura
$c_u$	Coeficiente de coesão em condições não drenadas em termos de tensões efetivas
$C_u$	Coeficiente de uniformidade
$D$	Espessura da camada de solo submerso
$D_{10}$	Diâmetro médio das partículas ou diâmetro de peneiração em que 10% do peso é constituído por partículas mais finas
$D_{30}$	Diâmetro médio das partículas ou diâmetro de peneiração em que 30% do peso é constituído por partículas mais finas
$D_{50}$	Diâmetro médio das partículas ou diâmetro de peneiração em que 50% do peso é constituído por partículas mais finas
$D_{60}$	Diâmetro médio das partículas ou diâmetro de peneiração em que 60% do peso é constituído por partículas mais finas
$D_{75}$	Diâmetro médio das partículas ou diâmetro de peneiração em que 75% do peso é constituído por partículas mais finas
$D_{90}$	Diâmetro médio das partículas ou diâmetro de peneiração em que 90% do peso é constituído por partículas mais finas
$D_{max}$	Diâmetro máximo das partículas
$dU/dyc$	Tangente à velocidade na posição correspondente a $U_0$
$e$	Índice de vazios
$e_{max}$	Índice de vazios máximo
$e_{min}$	Índice de vazios mínimo
$F_F$	Forças de equilíbrio entre fatias (Método de Fellenius)
$F_M$	Momento entre fatias (Método de Fellenius)
$Fr$	Número de Froude
$g$	Aceleração gravítica
$G_s$	Densidade de partículas
$H$	Altura de escoamento no leito principal; Altura da caixa de corte
$h$	Espessura da camada superficial de um talude infinito
$h'$	Altura de escoamento no leito de cheia
$hr$	Altura de escoamento em secção composta
$hw$	Altura do escoamento em secção simples
$i$	Inclinação da linha de energia; gradiente hidráulico de amostra

## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

$i_r$	Inclinação da rampa do ensaio de Inderbitzen
$k$	Coefficiente de permeabilidade
$K_N$	Rugosidade equivalente de Nikuradse;
$K_s$	Coefficiente de rugosidade de Strickler
$k_{sat}$	Condutividade hidráulica
$L$	Comprimento característico
$l'$	Distância à qual a camada limite do escoamento se desenvolve completamente
$L_r$	Largura da rampa do ensaio de Inderbitzen
$m$	Referência ao modelo
$n$	Coefficiente de rugosidade
$N$	Força normal na base de cada fatia (Método de Fellenius)
$Ng$	Escala de proporção de $g$ entre o protótipo e o modelo
$NL$	Escala de proporção de $L$ entre o protótipo e o modelo
$Nu$	Escala de proporção de $u$ entre o protótipo e o modelo
$Nx$	Escala de proporção do parâmetro $x$ entre o protótipo e o modelo
$P$	Perímetro de escoamento
$p$	Referência ao protótipo
$Q$	Caudal
$Q_{máx}$	Caudal máximo
$Q_{méd}$	Caudal médio
$R$	Raio hidráulico
$Re$	Número de Reynolds
$Re'$	Número de Reynolds característico
$Rf$	Resultante das forças resistentes ao movimento de rotura
$S$	Secção de escoamento
$SO$	Declive do canal
$Sf$	Resultante das forças atuantes a favor do movimento de rotura
$u$	Velocidade resultante da soma da velocidade média e da parcela de oscilação (regime turbulento)
$\bar{u}$	Velocidade média
$u^*$	Parcela de oscilação (escoamento turbulento)
$u'$	Velocidade de atrito junto ao fundo
$U_{ca}$	Velocidade crítica de arrastamento
$ULC$	Velocidade no leito de cheia
$ULP$	Velocidade no leito principal
$Up$	Vetor velocidade da partícula (técnica de medição PIV)
$Us$	Diferença de velocidades características entre o leito principal e o leito de cheia
$W^*A$	Limite de absorção da amostra intacta
$WO$	Humidade de saturação teórica
$X_m$	Valor de "x" no modelo

$X_p$	Valor de “x” no protótipo
$y_i\%$	Posição transversal em que é atingida uma determinada velocidade no canal

#### Alfabeto Grego

$\alpha_{\text{máx}}$	Inclinação máxima que o talude imerso pode admitir sem que a sua estabilidade seja comprometida
$\gamma$	Peso específico das partículas de solo submerso
$\gamma_{d,\text{max}}$	Peso volúmico seco (areia compacta)
$\gamma_{d,\text{min}}$	Peso volúmico seco (areia solta)
$\gamma_{\text{sat}}$	Peso volúmico saturado
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\phi$	Ângulo de atrito
$\phi'$	Ângulo de atrito interno em termos de tensões efetivas
$B$	Ângulo do talude com o plano horizontal
$\delta'$	Espessura da subcamada viscosa
$\delta^*$	Espessura da camada de mistura
$\Delta_H$	Diferença de altura entre níveis de água
$\Delta \vec{r}$	Vetor deslocamento da partícula
$\Delta t$	Intervalo de tempo
$\rho$	Massa Volúmica da água
$\rho_d$	Massa volúmica da areia
$\sigma$	Tensão normal na superfície do terreno
$\sigma'$	Tensão normal efetiva na superfície do terreno
$\sigma'_N$	Tensão de confinamento
$\sigma'_{N0}$	Tensão normal inicial
$\sigma'_{Ns}$	Tensão normal ao plano de deslizamento após erosão lateral
$\tau$	Tensão de rotura
$\tau_s$	Tensão de corte limite
$\tau_w$	Tensão de arrastamento sobre a superfície do terreno
$\tau_0$	Tensão tangencial do fundo; tensão de corte inicial
$\tau_u$	Tensão de rotura em condições não drenadas
$\nu$	Viscosidade cinemática



## Unidades SI

As unidades básicas SI utilizadas na dissertação cumprem os requisitos da ENV 1997-1 (*Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*), assim como as recomendações do ISSMGE e do IGS. Qualquer tipo de unidade adicional é descrito no ponto do documento onde é utilizado. São utilizadas as seguintes unidades SI:

Aceleração gravítica	$m/s^2$
Caudal	$m^3/s, m^3/h$
Coefficiente de permeabilidade	$m/s$
Comprimento, altura, espessura, diâmetro, raio hidráulico	$m, cm, mm, \mu m$
Força	$N, kN$
Frequência	$Hz$
Massa volúmica	$kg/m^3$
Peso	$Kg, g$
Peso volúmico	$kN/m^3$
Pressão, tensão, resistência	$kN/m^2 (kPa)$
Secção	$m^2, mm^2$
Temperatura	$^{\circ}C$
Tempo, duração	$s, min$
Velocidade	$m/s$
Viscosidade cinemática	$m^2/s$
Volume	$m^3$



# 1. Introdução

## 1.1 Importância e enquadramento do tema

Desde o início da civilização que a humanidade enfrenta problemas relacionados com os rios, resolvendo-os de forma mais ou menos adequada. Com o aumento da população mundial intensificou-se o controlo e aproveitamento dos rios para variados fins - abastecimento de água, produção de energia, irrigação, descarga de efluentes, navegação e lazer - e os problemas a resolver aumentaram de complexidade, pelo que, cada vez mais, as soluções tendem a introduzir alterações artificiais nos cursos de água. Porém, nas últimas décadas tem-se procurado, em particular nos países mais desenvolvidos, que essas alterações sejam ecologicamente aceitáveis e hidraulicamente funcionais (Cardoso, 1998).

A escassez de investigação no que diz respeito à erosão fluvial de margens de leito móvel e as suas consequências no meio ambiente em que se insere constitui uma problemática que está longe de ser esclarecida. A erosão de taludes assume uma importância gradual à medida que aumenta o número de construções que podem provocar ou ser afetadas por ela, em simultâneo com o aumento da densidade populacional e poluição do meio ambiente.

Nardi et al. (2010) revelam que a maioria dos modelos morfodinâmicos sobre a evolução das margens consideram que a erosão e o arrastamento fluvial são os fatores mais importantes e que mais contribuem para a sua rotura, e que na maioria dos modelos de proteção da erosão marginal os fatores avaliados passam por uma esquematização muito simples onde são considerados apenas a velocidade de fluxo e alguns coeficientes de erodibilidade.

Grande parte dos estudos acerca da rotura das margens concentra-se em solos coesivos predominantemente finos e no entanto, margens compostas por solos granulares grossos e de menor coesão são muito comuns em casos reais e acabam por receber menos atenção, surgindo uma limitação em termos de modelos de estabilidade com uma tendência para simplificar demasiado a natureza complexa destas margens. Recentemente foi feito algum esforço para incluir os solos granulares em modelos de análise de rotura de taludes, mas apenas se consideram roturas de taludes infinitos, supondo que o ângulo de repouso é igual ao de estabilidade, e em situações reais existem ângulos muito superiores ao de repouso sendo portanto necessários modelos para este tipo de situação (Nardi et al., 2010).

Um talude arenoso submerso e sujeito à ação de um escoamento fluvial está entregue a muitos fatores que provocam e aceleram mecanismos de instabilidade que nos métodos de análise contemporâneos não são referidos nem contabilizados, para além de existirem muito poucos estudos que discutem o assunto. Apresenta-se como justificação de escolha do tema o facto de que muito foi feito para se avaliar a erosão de taludes, mas pouco ou nada se sabe

sobre a instabilidade das margens dos leitos aluvionares sujeitos a forças hidrodinâmicas que resultam do escoamento de cheias. O desenvolvimento com sucesso de um modelo de análise determinística do problema apresenta grande importância para a dragagem controlada de sedimentos e a análise de risco de instabilidade dos taludes associado ao escoamento de cheias.

## 1.2 Objetivo da investigação

A presente dissertação tem como objetivo fundamental contribuir para o conhecimento sobre a interação entre os processos de erosão lateral e de instabilidade dos taludes e definir a condição de carga apropriada a incluir na análise da estabilidade dos taludes em areia imersos em escoamento fluvial.

Atendendo ao objetivo fundamental estabelecido, nesta dissertação, os objetivos específicos são os seguintes:

- Revisão da literatura de modo a estabelecer um substrato teórico que suporte o desenvolvimento do trabalho;
- Analisar a situação mais desfavorável (sem vegetação) da erosão lateral;
- Observar os mecanismos de rotura e instabilidade que ocorrem no talude;
- Observar as condições de fronteira escoamento-talude no sentido longitudinal da linha de água (tensões de corte paralelas ao plano do talude);
- Estudar a margem independentemente da natureza do leito, uma vez que na maioria dos estudos não são considerados os taludes.

## 1.3 Metodologia

Para concretizar o objetivo, foi realizada uma análise determinística complementada por modelação física do talude, em escala reduzida. Nos ensaios laboratoriais mediram-se campos de velocidades instantâneas recorrendo ao sistema de medição não intrusiva *Particle Image Velocimetry* (PIV).

O programa experimental compreende a interação escoamento-leito, analisando a forma como a geometria do talude é afetada e o seu efeito no fator de estabilidade, que subentende uma descrição das características que influenciam a morfologia do leito.

A metodologia adotada na realização da dissertação passa por uma investigação aplicada, com o propósito de aplicar uma teoria e avaliar a sua aplicabilidade na resolução de problemas de carácter prático. Adota-se portanto uma investigação de carácter histórico, no que diz respeito à revisão bibliográfica, envolvendo o estudo de acontecimentos passados que possam auxiliar no desenvolvimento das práticas atuais; uma investigação experimental consistindo no estabelecimento de relações causa/efeito, controlando e analisando diversos

parâmetros variáveis tais como a velocidade de escoamento, o tempo, e a deslocação de massa; e uma investigação descritiva que passa por estudar e compreender a problemática do comportamento de talude arenoso imerso em escoamento fluvial.

Como tal, adotaram-se as seguintes etapas principais:

1. A definição do problema;
2. Formulação de objetivos e respetivas limitações do trabalho;
3. Recolha de informação bibliográfica e definição do estado de arte;
4. Metodologia experimental (instrumentos e procedimento laboratorial);
5. Execução dos 1<sup>os</sup> ensaios e respetiva validação de alterações;
6. Continuação dos ensaios laboratoriais;
7. Análise dos resultados obtidos;
8. Últimas alterações na escrita da dissertação e descrição do estudo experimental;
9. Formulação das conclusões e trabalhos futuros a desenvolver;
10. Conclusão do trabalho.

### 1.4 Limitações da investigação

A investigação realizada no presente trabalho é baseada no estudo de um modelo com uma determinada especificidade, ou seja, com determinadas dimensões e características. Como tal, torna-se necessário que futuros trabalhos da mesma temática sejam tratados e vistos no mesmo contexto geotécnico e hidrológico, ou que, tendo diferentes características, pelo menos sejam estudados com a coerência necessária para que se possam alcançar os objetivos pretendidos e os meios de comparação previstos.

No presente estudo, é usado apenas um tipo de solo, areia uniforme, e portanto apenas são analisados os mecanismos de rotura a este associados, podendo existir outros mecanismos de rotura provenientes de outros tipos de solo. Para além do tipo de solo, é necessário salientar que apenas se usa um tipo de geometria de talude e a respetiva razão entre a inclinação e altura.

Outro problema passa pela impossibilidade de reduzir o solo de taludes reais a um tamanho modelo e esperar por um comportamento erosivo precisamente igual. A erosão em taludes de solo natural apenas pode ser modelada em escala real para garantir que não existe qualquer efeito de escala (Hughes 2008).

## 1.5 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação encontra-se estruturada em 6 capítulos.

Capítulo 1: Introdução e enquadramento do trabalho, de forma a justificar a escolha do tema, o estabelecimento dos objetivos e a metodologia adotada.

Capítulo 2: Revisão bibliográfica com toda a base teórica sobre a estabilidade de taludes, nomeadamente conceitos e teorias necessárias para o prosseguimento dos trabalhos laboratoriais, assim como para a interpretação e análise dos resultados.

Capítulo 3: Revisão bibliográfica sobre a erosão em taludes. Nesta abordagem teórico-analítica são explicados os conceitos e fundamentos que permitem o desenvolvimento do modelo de análise da estabilidade dos taludes em areia imersos.

Capítulo 4: Descrição do modelo físico, instrumentação e Sistema PIV (*Particle Image Velocimetry*) incluindo uma introdução aos princípios da modelação física, assim como os procedimentos realizados para a obtenção dos resultados experimentais.

Capítulo 5: Apresentação dos resultados experimentais e análise crítica dos mesmos, a comparação com os resultados da análise realizada através do programa *Geostudio Slope/W* e proposta de um modelo de análise da estabilidade dos taludes em areia imersos em escoamento fluvial.

Capítulo 6: Sintetizam-se as principais conclusões extraídas no decorrer deste trabalho e sugerem-se, como resultado da experiência adquirida com o estudo desenvolvido, algumas perspetivas para trabalhos futuros no âmbito da temática abordada.

## 2. Estabilidade de taludes

### 2.1 Introdução

Um talude é uma superfície natural ou artificial exposta ao ar que forma um determinado ângulo com a horizontal e está sujeita a determinadas ações. A problemática da sua estabilidade é o principal assunto discutido na presente dissertação. Existem muitos fatores que provocam o desmoronamento de um talude. Um desses fatores é a erosão fluvial, que através da remoção do material de solo altera a distribuição de tensões nas camadas adjacentes. Estas alterações podem ser significativas de modo a destabilizar o equilíbrio do talude e provocar a sua rotura. Muito pouco é sabido sobre a forma como a erosão fluvial afeta a geometria do talude, e como estas alterações podem afetar a estabilidade do talude.

Um canal estável representa um canal natural que conduz água, cujas margens e fundo não sofrem erosão, e no qual não ocorre deposição de sedimentos. O problema em projetar ou manter canais estáveis passa por dois aspetos fundamentais: o problema da erosão nas margens e fundo, e a deposição de sedimentos. Quando são construídos canais de solo natural, torna-se necessário que não haja alterações nas margens e no fundo, para que não ocorram complicações. Quando a água atravessa o canal, espera-se que não transporte sedimentos que provoquem deposições, uma vez que estas podem provocar uma diminuição da capacidade do canal ou aumentar a erosão nas margens (Lane 1952).

Existem 3 classes de canais instáveis:

- Canais cujas margens e fundo sofrem erosão sem ocorrer formação de depósitos de sedimentos;
- Canais onde são formados depósitos de sedimentos sem ocorrer erosão ao longo do canal (acontece quando os sedimentos vêm de um canal anterior);
- Canais onde ocorrem erosão e depósitos de sedimentos (quando a água contém grandes quantidades de sedimentos e o material das margens e fundos é de baixa resistência).

Na prevenção da primeira classe, apenas é necessária uma análise da ação da erosão. Em relação à segunda classe, é necessário assegurar que os sedimentos que entram no canal, também saem. Quando ocorre uma situação de terceira classe, é necessário combinar os problemas de erosão e de transporte de sedimentos. Todos os canais têm a sua capacidade máxima de transporte de sedimentos sem ocorrer deposição. Se a quantidade de sedimentos ultrapassa a sua capacidade máxima, ocorre deposição (Lane 1952).

Na Figura 2. 1 constam os diversos tipos de encostas segundo Chorley, 1984.

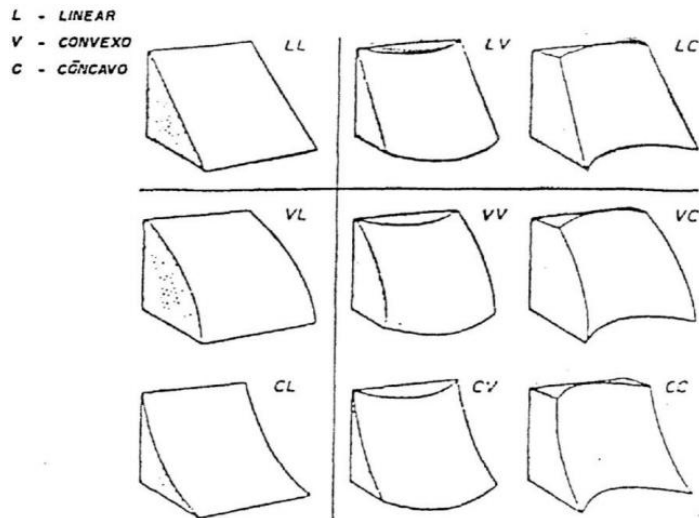


Figura 2. 1: Formas geométricas de taludes (ver Lista de Acrónimos) (Chorley, Shumm e Sugden 1984).

Na dissertação de Millet, são descritas oito geometrias típicas diferentes de taludes observadas no seu caso de estudo, que passam a ser descritas abaixo. É de salientar que as formas desenhadas não estão de acordo com a situação real, tendo sido exageradas para melhor se visualizarem as diferenças entre cada uma (Millet 2011).



Figura 2. 2: Geometria típica de um talude íngreme de topo alto (Millet 2011).

Topo alto, talude íngreme:

Margem subaquática distinta, de inclinação maior que 25° e altura superior a 5 metros.



Figura 2. 3: Geometria típica de um talude suave de topo alto (Millet 2011).

Topo alto, talude suave:

Este perfil é muito semelhante ao talude anterior, com exceção da inclinação que neste caso é inferior a 25°.



Figura 2. 4: Geometria típica de um talude de topo baixo (Millet 2011).

Topo baixo:

Semelhante ao talude íngreme de topo alto, com exceção da altura que se revela menor do que 5 metros.





Figura 2. 5: Geometria típica de um talude de topo longo (Millet 2011).

Topo longo:

Pode abranger os três primeiros tipos de geometria descritos com a condição adicional de topo longo (maior que 50 metros).



Figura 2. 6: Geometria típica de um talude de topo duplo (Millet 2011).

Topo duplo:

Este perfil engloba dois topos diferenciados situados um acima do outro, podendo ser altos e/ou baixos.



Figura 2. 7: Geometria típica de um talude de topo profundo (Millet 2011).

Topo profundo:

Este tipo de perfil refere-se a qualquer um dos descritos anteriormente, com a diferença de que o topo é muito profundo, podendo mesmo estender-se abaixo do nível do escoamento.



Figura 2. 8: Geometria típica de um talude com perfil em linha reta (Millet 2011).

Perfil em linha reta:

Este perfil é normalmente muito plano e suave, de inclinação contínua ao longo do talude (margem e fundo com inclinação muito semelhante).



Figura 2. 9: Geometria típica de um talude com perfil em linha reta, mas desnivelado (Millet 2011).

Perfil em linha reta, mas desnivelado:

Semelhante ao caso anterior, mas menos reto. Torna-se suave abaixo do nível do escoamento.

A classificação dos perfis obtidos não considera a geometria acima do nível da água uma vez que a tese se debruça sobre a estabilidade de taludes submersos, para além de que aparentemente a geometria do talude acima do nível da água não está diretamente associada à geometria abaixo do nível da água. É importante salientar que na realidade não há perfis idênticos, uma vez que existem sempre pequenas diferenças. A classificação acima descrita é apenas uma aproximação dos perfis reais existentes. Segundo as classificações de Chorley et al. e Millet, na presente dissertação será estudado um talude de forma geométrica LL (linear nos dois sentidos, x e y) e de topo baixo e talude íngreme (Figura 2. 1 e Figura 2.4).

## 2.2 Conceitos básicos aplicados a estudos de estabilidade

Este subcapítulo refere-se a alguns conceitos básicos para melhor se compreender a problemática da estabilidade de taludes, entre os quais aspetos geológicos que afetam a estabilidade, a presença de água e a mecânica dos solos.

A presença de água no maciço é um dos aspetos mais importantes no que diz respeito à análise da estabilidade de taludes. A sua influência pode estar ligada a diversos aspetos, tais como mudanças na pressão neutra, alterações das tensões efetivas e consequentemente na resistência do solo, e erosões internas e/ou externas. A pressão neutra atua na água intersticial e aumenta conforme as solicitações do maciço. Há também que ter em conta as condições drenadas vs não drenadas, a saturação do solo, a presença de superfícies de rotura já existentes e as descontinuidades no solo (Gerscovich 2009). O procedimento laboratorial no caso de estudo é realizado com o solo saturado sem qualquer superfície de rotura ou descontinuidades de solo pré-existentes.

Um aspeto muito importante no cálculo de estabilidade de taludes é o conjunto de parâmetros do solo, como foi referido anteriormente. A resistência do solo não depende de apenas um valor, mas sim de muitos fatores como por exemplo a situação de tensões no ponto de rotura, o histórico de tensões, a água capilar e as condições de drenagem, o quociente entre o carregamento e o corte, a cimentação, etc. (Millet 2011). A forma mais comum para determinar a resistência dos solos é a utilização do critério de rotura de Mohr-Coulomb que revela que o material entra em rotura quando a tensão de rotura é igual ou superior à tensão normal de resistência.

A tarefa mais importante em qualquer análise de estabilidade de taludes passa por reunir e organizar todos estes parâmetros de modo a que fiquem o mais próximo possível da realidade. Isto pode ser feito através de prospeções geotécnicas, de estudos da história geológica do local e análises de investigações já realizadas anteriormente. Uma vez estabelecidos todos os parâmetros necessários, pode prosseguir-se à modelação do talude, com o auxílio de um programa de *software* (exemplo: *Geostudio Slope/W*) (Millet 2011).

O Modelo de Mohr-Coulomb define a resistência do solo em condições drenadas de acordo com a sua equação clássica:

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan\phi' \quad [1]$$

onde  $\tau$  representa a tensão de rotura,  $c'$  o coeficiente de coesão,  $\sigma'$  a tensão normal efetiva na superfície do terreno e  $\phi'$  o ângulo de atrito interno, podendo concluir-se que a resistência do solo depende maioritariamente da coesão do solo e do atrito. Para uma análise em condições não drenadas (quando sob uma determinada solicitação ocorre um aumento de pressão neutra, uma vez que a água não consegue escoar para fora do maciço), pode optar-se por escolher um ângulo de atrito  $\phi = 0^\circ$  (ex: argilas) no modelo de Mohr-Coulomb ou usar um

material não drenado pré-definido onde a resistência do material é descrita pelo valor de  $c$  e onde a pressão nos poros não tem efeito na resistência ao corte do material.

$$\tau = c_u = \tau_u \quad [2]$$

Uma análise combinada consiste na utilização dos dois pontos anteriores (análise em condições drenadas e não drenadas). Esta análise foi desenvolvida para o *software Slope/W* devido a iniciativas tomadas por utilizadores na Suécia.

O objetivo do *software* consiste em calcular o fator de segurança que representa a razão entre as forças atuantes e as forças resistentes em cada fatia para condições drenadas e não drenadas, escolhendo-se entre as análises fornecidas o menor valor resultante e o mais desfavorável. Os valores de  $c'$  e  $\phi'$  variam de caso para caso e mudam com a magnitude da tensão efetiva. Para as argilas do Rio Göta, caso específico da dissertação de Millet foi desenvolvida a seguinte equação empírica (Millet 2011):

$$c' = 0,1\tau_u \rightarrow \frac{c'}{c_u} = 0,1 \text{ e } \phi' = 30^\circ \quad [3]$$

### 2.3 Fatores que afetam a estabilidade dos taludes

São inúmeros os fatores que afetam a estabilidade dos taludes. De entre os que já foram identificados e estudados encontram-se:

- A altura e a inclinação;
- Fatores condicionantes intrínsecos aos materiais:
  - Geológicos: planos e zonas de fraqueza, materiais sensíveis ou fissurados e discontinuidades,
  - Hidrogeológicos: presença de água intersticial,
  - Geotécnicos: comportamento mecânico do terreno (resistência e deformabilidade);
- Morfológicos: ciclo de gelo e degelo, erosão fluvial, glacial e subterrânea, e remoção da vegetação (provocada por incêndios ou cheias);
- Físicos: precipitação muito intensa, rápida dissolução de neve e terremotos;
- Humanos: escavação no pé do talude, sobrecarregamento do talude, desflorestação, irrigação, exploração mineira, vibração artificial, e fugas de água provenientes de outras construções (Cruden e Varnes 1996).

Entre os fatores que aumentam o efeito das forças atuantes ou que diminuem as forças resistentes de um talude (Dyminski 2011), encontram-se ainda: a variação do nível da água, que aumenta o peso específico do material e diminui a pressão neutra, a diminuição da resistência do solo ou do maciço ao longo do tempo através de lixiviação, modificação dos minerais, etc..

Magalhães diz que a estabilidade das margens depende ainda da composição e disposição do material da margem e do revestimento vegetal do talude. A composição pode derivar entre três tipos: materiais coesivos, granulares ou compostos e podem estar dispostos de maneira homogênea ou estratificados. A resistência do maciço depende assim da coesão do material, do grau de consolidação e do tamanho das partículas (Magalhães 2010).

O revestimento vegetal é considerado por muitos, segundo a mesma fonte, o fator que mais contribui para a estabilidade dos taludes. Previne instabilidades resultantes da erosão superficial e ainda movimentos de massas de solo cuja superfície de deslizamento ocorre a uma profundidade relativamente pequena. As raízes fixam as partículas do solo, contrariando a erosão superficial e aumentando a coesão do solo (através da transpiração das plantas). As que atingem as camadas mais profundas funcionam como estacas, suportando as camadas superiores de solo e cujo efeito é extremamente importante na estabilidade de taludes de solo residual. A capacidade da vegetação para aumentar a estabilidade de um talude depende de diversos fatores, entre os quais o tipo de vegetação, a densidade e profundidade das raízes e a sua posição na margem (Magalhães 2010). No entanto, o aumento da permeabilidade do solo e da rugosidade, conferido pelas raízes, promove um aumento da capacidade de infiltração de água nas camadas de solo superficial, o que é desfavorável à sua estabilidade. O crescimento excessivo de vegetação pode ainda criar condições de instabilidade nas margens, devido à ação do vento, e pode também conduzir ao aparecimento de sobrecargas, o que dependendo das circunstâncias, pode ser favorável ou não. Se a margem não suportar a sobrecarga da vegetação de grande porte (árvores) podem ocorrer roturas, levando grandes quantidades de material arrastado e criar zonas de erosão localizadas devidas aos troncos ou ramos presentes.

Uma forma de promover as vantagens da vegetação e minimizar as suas limitações consiste em combiná-la com outros elementos estruturais (madeira, pedra, betão, aço e geossintéticos). Estes materiais garantem temporariamente a função de reforço, proteção e controlo da erosão do solo, e conferem a segurança adicional necessária até ao pleno estabelecimento da vegetação. A longo prazo, a vegetação protege-os da radiação solar, da água, do vento e do gelo.

Magalhães ainda revela que a estabilização das margens por vegetação tende a ser mais eficiente em canais de pequena dimensão, uma vez que nos cursos de maior dimensão predominam os processos fluviais e hidráulicos. A vegetação na margem do canal altera ainda a interface escoamento-margem, diminuindo a velocidade do escoamento junto ao talude, levando a um aumento de resistência por parte do material à erosão. Esta alteração acontece apenas na parte emersa do talude, onde existe a cobertura vegetal. A parte submersa está sempre sujeita a erosão fluvial, uma vez que o escoamento está sempre presente, pelo que a cobertura vegetal tem muito pouca ou nenhuma influência no aumento da resistência do talude. Este efeito torna-se muito relevante em caso de taludes muito altos e verticais,

porque embora possa existir alguma vegetação na superfície da margem, as raízes só penetram até uma dada profundidade, deixando a restante área desprotegida. Quando utilizada de forma eficiente, a vegetação torna-se uma alternativa muito útil para aumentar a estabilidade de uma margem (Magalhães 2010).

Outro fator que afeta a estabilidade dos taludes e que não consta em nenhum dos trabalhos acima descritos, considerado bastante relevante para o presente trabalho trata-se das condições de fronteira escoamento-talude no sentido longitudinal, ou seja, as tensões de corte que se formam paralelamente ao plano do talude resultantes das forças atuantes do escoamento turbulento.

### 2.4 Mecanismos de instabilidade e rotura

Um mecanismo de instabilidade ocorre antes de um mecanismo de rotura, e indica quando parte do talude está prestes a separar-se do maciço e a perder a sua capacidade de suporte e equilíbrio (J. M. Silva 2011). O material tem tendência para se desagregar do maciço sob a influência da ação da gravidade e outro tipo de forças, sendo ou não suportadas pela sua resistência ao corte (Dyminski 2011). A erosão do material da base da margem depende da capacidade de resistência do material do talude e é provocada por tensões de arrastamento, que surgem segundo a necessidade que o rio tem de dissipar a energia do escoamento por efeito de atrito. A resistência do material altera-se de acordo com o teor de água no solo ou com a descida/subida do nível da água. O aumento de peso da margem, a perda parcial ou total de pressão negativa, o excesso de pressão neutra ou o confinamento do material por forças hidrostáticas provocado pela diminuição do nível de água são alguns dos processos que provocam a alteração das condições de resistência do material. A infiltração de água no maciço anula a pressão neutra negativa que se torna essencial na resistência do talude, e o seu aumento provoca instabilidade do material quando ocorre em simultâneo com a diminuição do nível do escoamento, sendo a situação mais perigosa para um talude a ocorrência de precipitações intensas e a diminuição do nível de água ao mesmo tempo. Em qualquer destas situações, há uma diminuição do valor do fator de segurança, e portanto resulta em instabilidade por parte do talude (Magalhães 2010).

A maioria dos mecanismos de rotura de taludes ocorre após um longo período de cheias, quando se dá o abaixamento rápido (*Rapid Drawdown*) do nível da água, que segundo Vandenberg *et al.* tem vindo a ser reconhecido como uma das condições críticas de projeto para canais (Vandenberg, Duncan e Brandon 2013). A remoção acelerada da água combinada com a mudança da pressão neutra nos vazios resulta numa condição de descarga não drenada, e portanto numa diminuição de tensões totais, embora as tensões de corte no talude aumentem. Ambos os conceitos de tensões efetivas e tensões totais têm vindo a ser desenvolvidos para analisar a estabilidade durante o abaixamento rápido do nível da água.

Quanto ao cálculo da tensão efetiva, a principal dificuldade concentra-se no facto de que a pressão neutra tem de ser conhecida durante o abaixamento e que este acontece sob condições não drenadas. Estimar a pressão neutra em condições não drenadas torna-se um procedimento muito complexo e incerto. A mesma fonte (VandenBerge, Duncan e Brandon 2013) revela que é possível calcular a pressão neutra de um abaixamento rápido usando um modelo constitutivo elasto-plástico que inclui os efeitos da dilatação e fornece resultados realistas, mas necessita de relações constitutivas muito complexas. No estudo de tensões totais não é preciso estimar o valor da pressão neutra após o abaixamento, uma vez que esta é contabilizada na resistência não drenada do solo compactado (um solo bem compactado é mais resistente que o mal compactado, e portanto as pressões neutras são menores). Esta vantagem faz com que esta análise seja mais usada que a anterior. No entanto, hoje em dia torna-se mais lógico usar um método baseado nos elementos finitos para avaliar o estado de tensões antes do abaixamento rápido.

Os deslizamentos de terra diferenciam-se pela geometria da superfície de rotura e pela velocidade com que esta ocorre, sendo agrupados em seis categorias segundo Varnes (1978): quedas, tombamentos/desabamentos, escorregamentos, expansões, e fluxos/escoamentos de rocha, solos predominantemente finos e predominantemente grossos (Varnes 1978) (Gerscovich 2009) (Cruden e Varnes 1996). Podem também ser distinguidas as roturas planas, em cunha e basculamento de blocos.

Na dissertação de Magalhães, os mecanismos de rotura são diferenciados pela forma da superfície de rotura ou modo de rotura. Em taludes com altura superior a 5 metros, a superfície de rotura depende da inclinação da margem. Ângulos inferiores a  $90^\circ$  correspondem a uma superfície de rotura circular (Figura 2. 10), e taludes verticais correspondem normalmente a superfícies planas (Figura 2.11), embora se revele um mecanismo de rotura bastante raro (Magalhães 2010).

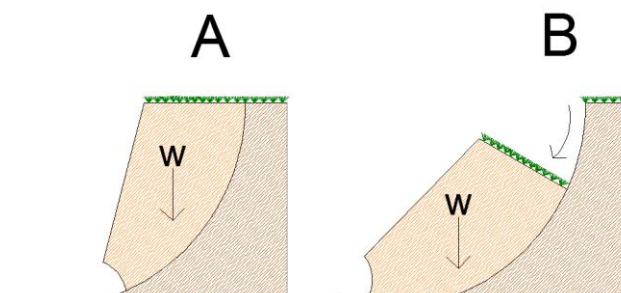


Figura 2. 10: Mecanismo de rotura de taludes com altura superior a 5 m e ângulo inferior a  $90^\circ$ ; A: 1ª fase de rotura, B: 2ª fase de rotura (Adaptado de Magalhães 2010, com o programa de *software AutoCAD 2013 Educational Product*).

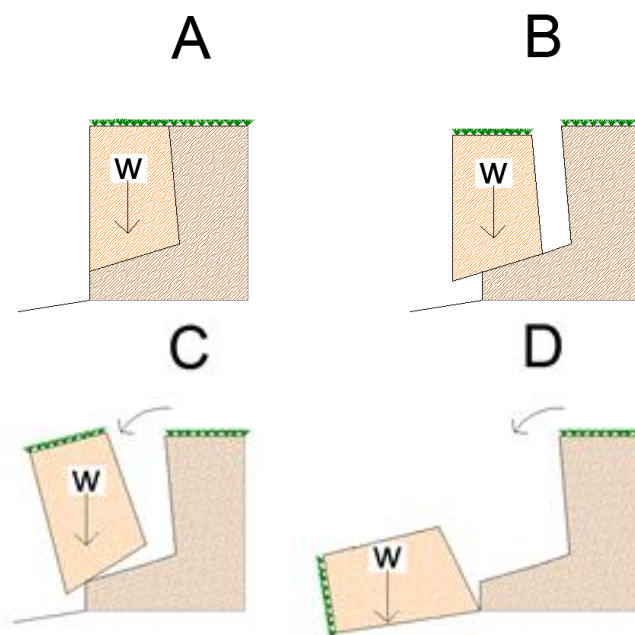


Figura 2. 11: Mecanismo de ruptura em margens de altura superior a 5 m e verticais (A: abertura da primeira fenda, B: Início do arrastamento, C: Ruptura rotacional do material, D: Deposição junto ao pé do talude) (Adaptado de Magalhães 2010, com o programa de *software AutoCAD 2013 Educational Product*).

Os taludes de alturas compreendidas entre os 2 e os 5 metros são geralmente formados por materiais consolidados, e a superfície de ruptura é normalmente plana com ruptura rotacional. Em taludes baixos (abaixo dos 2 metros), o principal mecanismo de instabilidade é a remoção do material junto ao pé, sendo este mais frequente em margens estratificadas (Figura 2. 12).

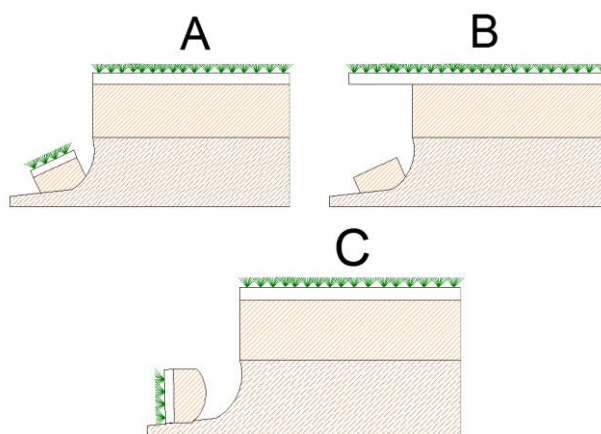


Figura 2. 12: Mecanismos de ruptura em margens de altura inferior a 2 metros e estratificadas (A: ruptura originada pelo cisalhamento do material, B: ruptura da camada subjacente à superficial, C: ruptura rotacional) (Adaptado de Magalhães 2010, com o programa de *software AutoCAD 2013 Educational Product*).

As rupturas de tipos A e B (Figura 2. 12) ocorrem normalmente quando o maciço não suporta o peso das camadas que caem, devido à erosão fluvial no pé do talude, embora a ruptura de tipo A favoreça depois a estabilidade do talude na zona da base, uma vez que o material caído protege o talude contra a ação do escoamento e a sua vegetação diminui a velocidade, para

além de que as suas raízes tornam o material mais resistente. Na rotura de tipo C, o material roda na base do talude pelo que não o protege tão eficazmente como no caso anterior.

A Figura 2. 13 ilustra os diversos tipos de deslizamento de terras segundo o *United States Geological Survey* (Survey 2004).

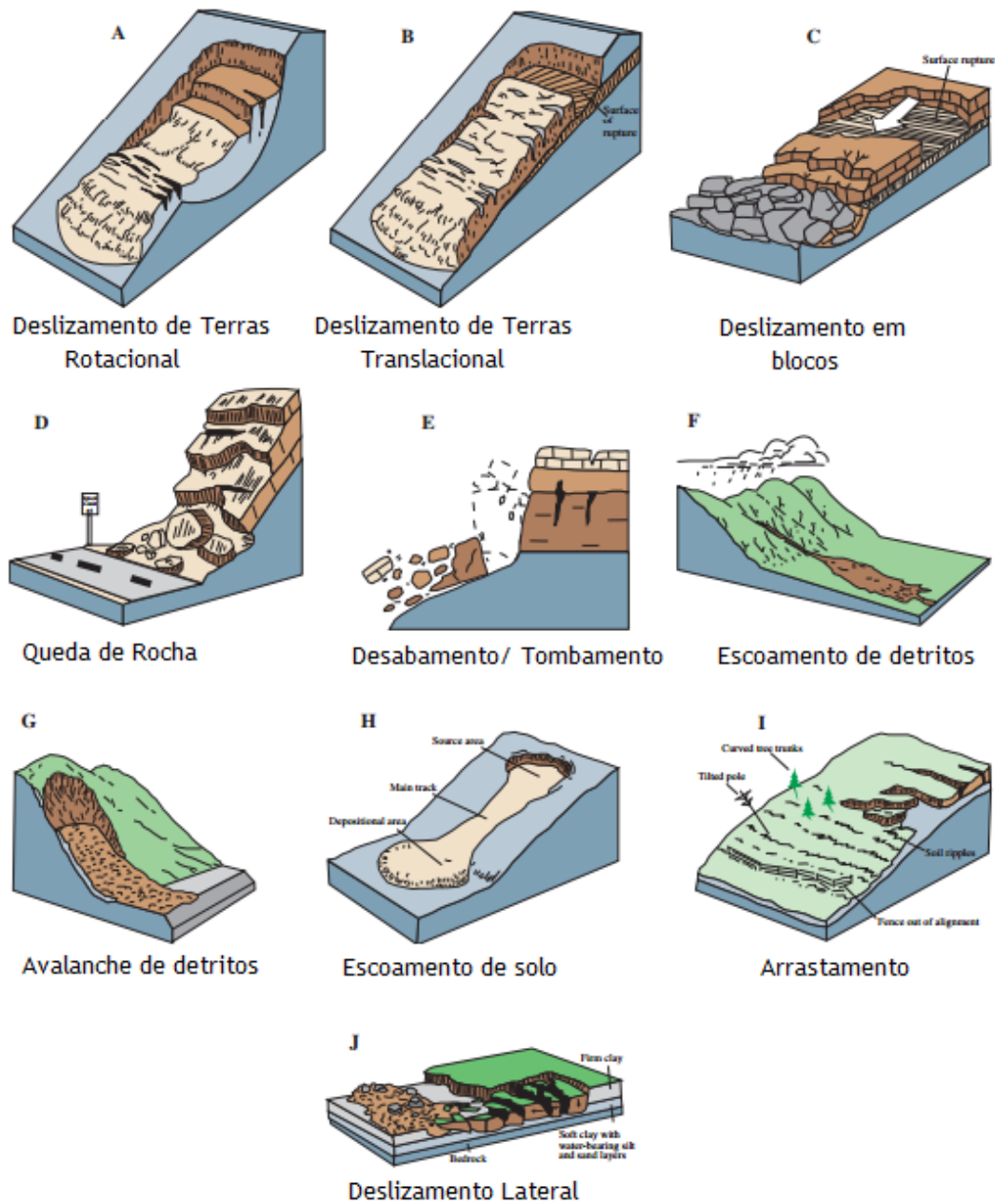


Figura 2. 13: Principais tipos de movimento de terras (Survey 2004).

Em 1996, Varnes propôs uma escala de velocidades para os diferentes tipos de movimento de terras (Quadro 2.1).



## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

Quadro 2. 1: Escala de velocidades de deslizamento de terras (Adaptada de Cruden e Varnes 1996).

Classe de Velocidade	Descrição	Velocidade (mm/s)	Velocidade típica
7	Extremamente elevada	$5 \times 10^3$	5 m/s
6	Muito elevada	$5 \times 10^1$	3 m/min
5	Elevada	$5 \times 10^{-1}$	1,8 m/h
4	Moderada	$5 \times 10^{-3}$	13 m/mês
3	Lenta	$5 \times 10^{-5}$	1,6 m/ano
2	Muito lenta	$5 \times 10^{-7}$	16 mm/ano
1	Extremamente lenta		

Nos pontos que se seguem são apresentadas as características de cada tipo de movimento de massa.

Queda (*fall*, Figura 2. 13- D):

A queda é normalmente caracterizada pelo deslocamento de rocha de um tamanho considerável ao longo de fissuras, juntas ou planos de descontinuidade. É fortemente influenciada pela gravidade, desagregação mecânica e na presença de água intersticial (Survey 2004). Com velocidade elevada e diferentes tipos de geometria (lascas, placas, blocos, etc.) (Gerscovich 2009).

Tombamento/Desabamento (*topless*, Figura 2. 13 - E):

É identificado pela desagregação e rotação do material por ação da gravidade e de forças exercidas por material adjacente ou água nas fissuras (Survey 2004). Dependendo da geometria e tamanho do material, pode ser considerado queda ou deslizamento (Dyminski 2011).

Escoamento (*flow*, Figura 2. 13 - F e H):

Existem diversos tipos de escoamento, tais como: escoamento e avalanche de detritos, de solo, de lama e por arrastamento. O escoamento de detritos é caracterizado por um movimento de massa de solo solto, rocha, matéria orgânica, ar e água, incluindo o material com menos de 50% de finos, de velocidade elevada e normalmente provocado por um escoamento superficial intenso devido a uma elevada precipitação ou neve derretida. Os incêndios aumentam a sua probabilidade de ocorrência.

A avalanche de detritos é uma variante do escoamento de detritos que varia entre velocidade muito elevada e extremamente elevada. O escoamento de solo tem uma geometria típica de “ampulheta” (ver Figura 2. 13 - H), onde o material liquefaz e desliza, formando uma depressão na cabeça do talude. É normalmente longo e ocorre em solo fino ou argiloso em condições saturadas, embora também possa ocorrer em material granular. O escoamento de lama é uma variante do escoamento de solo que está suficientemente húmido para deslizar rapidamente e contém pelo menos 50% de partículas de areia, silte e argila. Em algumas ocasiões os escoamentos de lama e o deslizamento de detritos podem ser designados por “deslizamento de lama”. O escoamento por arrastamento é muito lento (quase em repouso) e provocado por tensões de corte bastante grandes para causar deformações permanentes, mas demasiado pequenas para provocar rotura de corte. Existem normalmente três tipos de arrastamento: sazonal, contínuo e progressivo (Survey 2004). É normalmente de baixa velocidade, decrescente com a profundidade e de geometria indefinida (Gerscovich 2009).

Expansão (*spread*):

A expansão é caracterizada por movimentos de terra que se deslocam ao longo de uma distância considerável. Ocorre normalmente em solos argilosos, que podem ter permanecido estáveis por algum tempo (Dyminski 2011).

Deslizamento (*slide*, Figura 2. 13 - A, B, C e J):

Embora muitos tipos de movimento de terras sejam associados ao deslizamento, o grupo mais restrito é caracterizado pelo processo onde existe uma zona fraca que separa o material de deslizamento de um material mais resistente. Os dois maiores tipos de deslizamento são o rotacional e o de translação. O primeiro é mais comum em solos homogéneos ou com características semelhantes entre as partículas cuja superfície de rotura é circular. O deslizamento por translação ocorre quando uma camada mais resistente subjacente à camada instável se encontra a pouca profundidade e relativamente paralela à superfície do talude. Pode também existir uma configuração mista (J. M. Silva 2011).

Os deslizamentos têm um movimento semelhante ao de um líquido viscoso, e normalmente velocidades moderadas e altas, envolvendo um grande volume de material (Gerscovich 2009). Quando ocorre sob velocidades mais lentas, pode ser também chamado de arrastamento ou *creep* (Dyminski 2011).

## 2.5 Fator de Segurança

A análise de estabilidade de taludes envolve a determinação de um fator de segurança (FS) que indica o nível de estabilidade de um determinado talude. Quanto maior o fator de segurança, menor a probabilidade de ocorrência de deslizamento de terras, e uma vez atingida ou ultrapassada a unidade atinge-se o equilíbrio (Oliveira e Almeida 2011).

$$FS = \frac{R_f}{S_f} \quad [4]$$

Sendo:

$R_f$  - Resultante das forças resistentes ao movimento de rotura;

$S_f$  - Resultante das forças atuantes a favor do movimento de rotura.

A determinação do fator de segurança depende dos métodos usados na análise de estabilidade, e na determinação da tensão de corte, das consequências da rotura e da gravidade da sua aplicação. Assume uma posição cíclica no que diz respeito à estabilidade de um talude, ou seja, uma vez atingida a rotura, o valor do fator de segurança volta a aumentar.

## 2.6 Métodos e análise de estabilidade

A análise da estabilidade de taludes está dividida entre duas problemáticas: a determinação do menor fator de segurança (que pode ser avaliado através da análise limite ou equilíbrio limite) e a definição da superfície de rotura crítica (através de métodos computacionais ou programação matemática), sendo o seu principal objetivo avaliar o carregamento máximo que a estrutura natural suporta sem ocorrer deslizamento de terras (Vilela e Gitirana J. 2011). Pode também ser usada para tomar medidas corretivas em relação a roturas potenciais ou reais. É necessário o conhecimento geológico e mecânico dos materiais que formam o talude, os possíveis modelos ou mecanismos de rotura que podem ocorrer e o conhecimento dos fatores que os influenciam e condicionam.

A estabilidade de taludes pode ser avaliada através de metodologias probabilísticas ou determinísticas. Os métodos determinísticos podem ser analisados através de duas técnicas principais: a análise limite de tensões e a teoria do equilíbrio limite. Na primeira determinam-se as tensões em todos os pontos ao longo da superfície de rotura e comparam-se com as tensões resistentes, através de métodos numéricos como por exemplo o dos Elementos Finitos (MEF) através de processos iterativos. Os Métodos do Equilíbrio Limite (MEL) usam a teoria da plasticidade ou técnicas numéricas (MEF) (Oliveira e Almeida 2011), dividindo a massa correspondente à superfície de rotura em “fatias” e determinando o fator de segurança através do equilíbrio estático (Vilela e Gitirana J. 2011). As técnicas de análise limite baseiam-se nos teoremas limite para corpos rígido-plásticos (equilíbrio de tensões, equações

de compatibilidade e relação tensão-deformação do material (Vilela e Gitirana J. 2011)) associados também ao MEF, e embora de custo mais económico que a análise elasto-plástica (MEL), ainda existem problemas de otimização de algoritmo. A análise da estabilidade de taludes passa por um processo iterativo juntamente com a experiência do projetista, pelo que existem diversos problemas ao determinar o menor fator de segurança e consequentemente a superfície de rotura mais adequada (Oliveira e Almeida 2011).

Os métodos determinísticos que podem ser usados na análise da estabilidade de taludes e que serão descritos mais tarde são:

- Método do Talude Infinito,
- Método de Cullman,
- Método Tradicional das Fatias ou de Fellenius,
- Métodos derivados do método tradicional:
  - Bishop,
  - Janbu,
  - Spencer,
  - Morgenstern-Prince.

A metodologia probabilística baseia-se na determinação de um índice de fiabilidade do fator de segurança, a partir do qual se pode analisar a probabilidade de rotura de um determinado talude. Pode ser considerada uma distribuição normal para o fator de segurança, uma vez que se torna mais simples e conduz a bons resultados. Não existindo especificações técnicas na atribuição de valores ao índice de fiabilidade e à probabilidade de rotura, estes devem ser escolhidos dependendo do caso e em função do tipo de rotura (Viana da Fonseca 2005).

Hoje em dia existem outras ferramentas de modelagem avançadas, que usam o método dos elementos finitos, e que por vezes são usadas para complementar outros métodos tradicionais em caso de taludes mais complexos. Se o talude em estudo for mais ou menos homogéneo até uma profundidade considerável abaixo da superfície de rotura e se não estiver reforçado estruturalmente com muros de suporte ou ancoragens, os métodos descritos neste capítulo são suficientes para realizar uma análise de estabilidade.

Outro aspeto importante acerca do MEL consiste no cálculo das tensões normais na base de cada fatia, que pode não representar rigorosamente a realidade em relação às tensões no solo. Isto porque o método é baseado apenas na estática sem quaisquer equações constitutivas de tensão-deformação. Na Figura 2. 14 pode ser observada a diferença entre as tensões calculadas a partir de uma análise de MEF e uma análise do MEL. A distribuição geral é semelhante entre os dois, e apesar das forças de cada fatia não serem muito realistas, o fator de segurança global é ainda realista (Millet 2011).

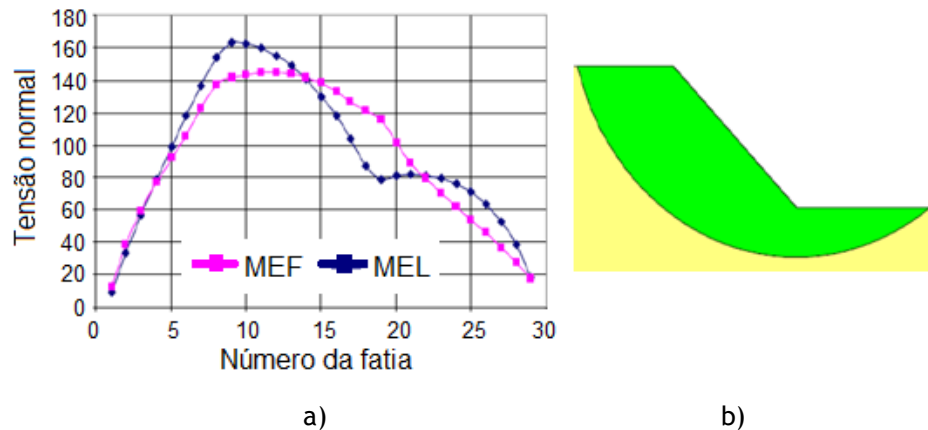


Figura 2. 14: a) Diferença na distribuição de tensões entre o MEL e o MEF, ao longo da base de cada fatia da superfície de rotura da figura (b)) que se encontra do lado direito (Adaptado de Millet 2011).

Todas as incertezas em relação ao cálculo do fator de segurança estão relacionadas com a definição dos parâmetros de resistência do solo e com a modelação dos taludes e não com as formulações físicas e matemáticas que envolvem o método de análise efetuado pelo *software* (Millet 2011).

Outro aspeto muito importante concentra-se no facto de que nenhum dos métodos de análise contemporâneos inclui as ações impostas pelo escoamento fluvial, e como tal não são contabilizados diversos fatores como a turbulência provocada pelo escoamento na base das margens, a velocidade e as tensões ao longo do plano longitudinal do talude, o que consequentemente poderá provocar ou não uma diminuição do fator de segurança da estabilidade de taludes e da resistência do material.

### 2.6.1 Análise Limite de Tensões

A análise de tensões considera o conceito da plastificação do solo e aplica-se a estudos de estabilidade baseados na análise de tensão-deformação com o auxílio de programas computacionais, como o MEF. Estes programas utilizam várias hipóteses de base, como por exemplo: a anisotropia (quando uma determinada propriedade de uma substância varia segundo uma determinada direção), a não homogeneidade, a não linearidade da curva tensão-deformação, e a influência do estado de tensão inicial (Gerscovich 2009).

A superfície de rotura pode ser definida segundo os pontos onde a tensão atuante é maior que a tensão de resistência ao corte, sendo estas determinadas numericamente. Segundo a mesma fonte, os resultados obtidos através da análise de tensões permitem estabelecer áreas plastificadas sem se determinar a superfície de rotura, estabelecer níveis de tensão de interesse para ensaios laboratoriais e conhecer a magnitude das deformações que se podem revelar mais importantes que o próprio fator de segurança. Uma vez que a análise limite usa modelos matemáticos mais complexos que os métodos de equilíbrio limite tradicionais, ainda não é tão usual entre os projetos geotécnicos.

## 2.6.2 Métodos de Equilíbrio Limite

Os métodos de Equilíbrio Limite são uma ferramenta que usa a teoria da plasticidade e baseiam-se no equilíbrio de uma parte do solo delimitada por uma superfície de rotura de uma determinada geometria. Um dos procedimentos mais fáceis de calcular o fator de segurança de estabilidade de um determinado talude consiste em dividir a superfície de rotura em fatias/porções, onde o ângulo de superfície e as propriedades do solo são constantes em cada uma.

Tem como principais hipóteses: a ocorrência de um mecanismo de rotura assumindo uma superfície de rotura (plana, circular ou mista) e a massa de solo acima dela (corpo livre) que sob a ação da gravidade se movimentava como um bloco, e o equilíbrio calcula-se através das equações de estática (forças horizontais, verticais e momentos) dividindo o corpo livre em fatias e analisando-as individualmente (Figura 2. 15). O problema é estaticamente indeterminado, uma vez que há mais incógnitas do que equações disponíveis. Para resolver este problema, os métodos existentes têm diversas hipóteses de base para tentar combater esta indeterminação, por exemplo assumir que a tensão normal na base da fatia atua no centro (Gerscovich 2009).

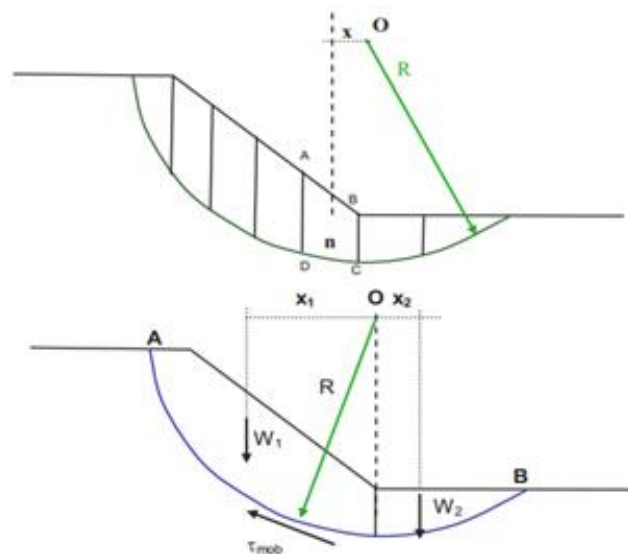


Figura 2. 15: Desenho esquemático de um talude dividido em fatias (Adaptado de Gerscovich 2009).

Existem outras hipóteses de base assumidas nos métodos de Equilíbrio Limite, tais como: o fator de segurança é determinado comparando as tensões atuantes com as resistentes, é constante em toda a superfície de rotura, e o seu valor mínimo é obtido através de um processo iterativo. Admite-se ainda um plano de tensões 2D (sendo os efeitos 3D ignorados), e que o material tem um modelo rígido-plástico (não havendo informação sobre as deformações, e portanto não há maneira de verificar se estas são admissíveis ou não).

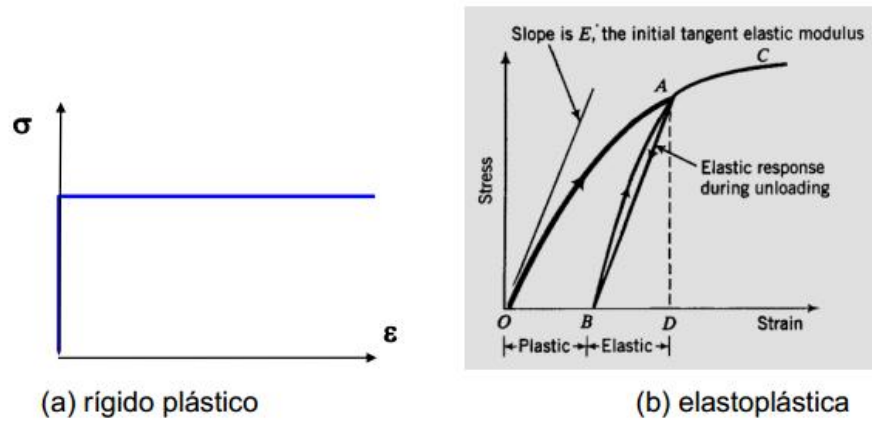


Figura 2. 16: Tensão-deformação em material rígido-plástico (a) e elasto-plástico (b) (Gerscovich 2009). As tensões são apenas determinadas na superfície de rotura, e como tal, assume-se que a massa de rotura move-se como um bloco rígido e que só existem movimentos ao longo da superfície de rotura. As hipóteses acima referidas fazem com que seja possível modelar e analisar um problema no limite de equilíbrio de um talude através do método das fatias, como mostra a Figura 2. 17 (Millet 2011).

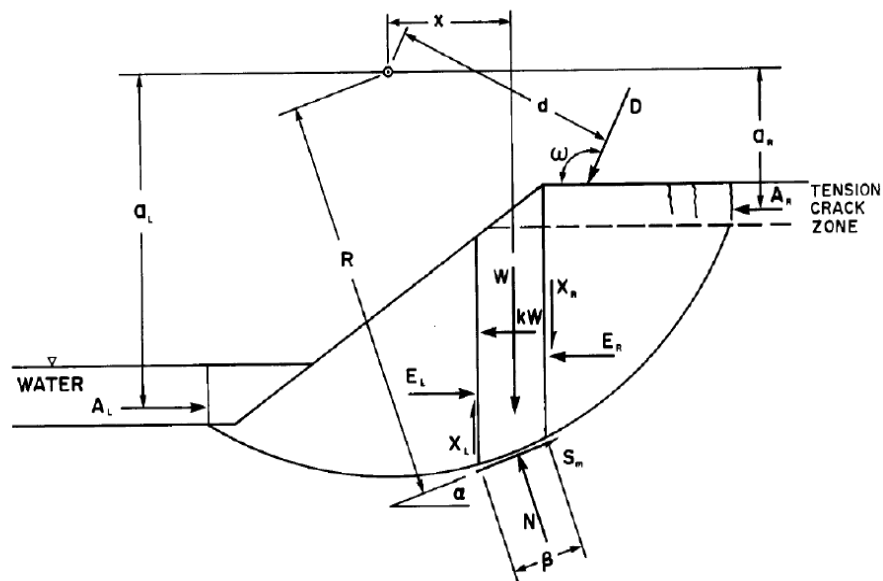


Figura 2. 17: Forças que atuam numa fatia de uma massa de superfície de deslizamento circular (Millet, 2011).

Observando a imagem acima, conclui-se que nos métodos existentes apenas se consideram as tensões perpendiculares ao plano do talude em contacto com a água, e portanto qualquer tensão proveniente da corrente fluvial (paralela ao plano do talude) é desprezada. O facto de que nas hipóteses do método se assumir que a massa de rotura se move como um bloco rígido e que só existem movimentos ao longo da superfície de rotura, em conjunto com o facto de que são ignorados os efeitos 3D revela que existe um lapso de grande importância no que diz respeito à análise de estabilidade e à contabilização dos efeitos causados pela turbulência de uma corrente fluvial.

O quadro 2.2 apresenta uma síntese dos Métodos de Análise de Equilíbrio Limite descritos na presente dissertação, realçando a forma da superfície de rotura, as equações de equilíbrio estabelecidas e a consideração de forças de corte entre fatias.

Quadro 2. 2: Métodos de Análise de Equilíbrio Limite.

Método	Superfície de Rotura		Equações Consideradas		Considera forças de corte entre fatias
	Circular	Não Circular	Momentos	Forças	
Talude Infinito		X (Plana)		X	(sem fatias)
Cullman		X (Plana)		X	(sem fatias)
Tradicional (Fellenius)	X		X		
Bishop	X	X	X		
Janbu	X	X		X	
Spencer	X		X	X	X
Morgenstern-Price	X	X	X	X	X

É de salientar que todos os métodos de análise descritos neste ponto consideram o talude de geometria fixa e o escoamento fluvial hidrostático. Na realidade, a geometria nunca é fixa uma vez que as margens naturais em estudo são de leito móvel e ao longo do tempo existem mudanças nas suas propriedades geométricas, resultantes de uma combinação de diversos agentes erosivos e mecanismos de instabilidade, como por exemplo a ação da corrente fluvial que cria tensões de corte paralelas ao talude e micro-vórtices entre as suas partículas superficiais.

#### Método do Talude Infinito:

Considera-se que um talude é infinito quando a relação entre as suas grandezas geométricas (comprimento e espessura da fatia) for considerável, sendo portanto desprezadas as condições de fronteira a montante e jusante. Neste caso, a superfície de rotura é plana e paralela à superfície do talude. No cálculo do FS estão incluídos o peso volúmico do solo e da água, a coesão efetiva, o ângulo de atrito, o declive do talude, a espessura da fatia do solo instável e a proporção da fatia saturada em água. Quando submetida a um regime de percolação, é admitido que as linhas de fluxo são paralelas à superfície (Marangon 2009).

#### Método de Cullman:

O método de Cullman também admite uma superfície de rotura plana, cujo fator de segurança é calculado através dos seguintes parâmetros: a coesão, o comprimento da



superfície de rotura, o esforço atuante, o ângulo de atrito interno e o peso do corpo rígido (Marangon 2009).

### Método Tradicional das Fatias e Derivados:

O primeiro método das fatias foi usado em 1916 para uma análise de estabilidade para o cais de *Stigberg*, na Suécia. Em 1936, o Método tradicional (ou Sueco) foi introduzido por Fellenius, que foi seguido pelos métodos de Janbu e de Bishop, nos anos 50. Todos os métodos citados acima são baseados na divisão de uma grande massa em fatias. O que os diferencia uns dos outros é a forma como cada um calcula as forças entre fatias e o método estático que usa. O método tradicional despreza todas as forças de corte entre fatias, e satisfaz apenas o equilíbrio de momentos. É usado para obter um valor inicial de  $N$  (força normal na base de cada fatia). Como consequência, o fator de segurança não é muito representativo, sendo este mais conservador que no método de Bishop ou outros mais desenvolvidos (Millet 2011). No método de Fellenius, calcula-se o equilíbrio de forças em cada fatia segundo a direção normal à superfície de rotura (Dyminski 2011). Para solos coesivos, o método fornece resultados semelhantes aos do Método de Bishop. Em superfícies de rotura circulares muito profundas e com elevados valores de pressão neutra, fornece valores pouco fiáveis. As hipóteses simplificadas adotadas permitiram calcular o fator de segurança à mão, um aspeto muito importante visto que na altura não havia computadores disponíveis.

Os métodos dos anos 50, o de Janbu e o de Bishop, foram os primeiros a incorporar as forças entre fatias. No entanto, os estudos só falam de forças normais entre fatias e não as de corte. A única diferença entre os dois métodos consiste no fator de segurança e no tipo de superfície de rotura. O método de Janbu pode ser aplicado a superfícies de rotura de qualquer geometria e determina o fator de segurança a partir das forças de equilíbrio e momentos. O de Bishop foi inicialmente desenvolvido para superfícies circulares embora possa ser usado noutros tipos de geometria, e calcula o fator de segurança apenas através de momentos (Millet 2011). Incluindo as forças normais entre fatias, a equação do fator de segurança passou a ser não-linear, sendo necessário aplicar um procedimento iterativo ao seu cálculo. Existe ainda o Método Simplificado de Bishop e o simplificado de Janbu, cuja resultante das forças laterais entre fatias tem direção horizontal, que no caso de Bishop as forças de corte são consideradas nulas, e no de Janbu é tido em conta um coeficiente de segurança em relação às forças de interação desprezadas pelo método.

Com o avanço tecnológico dos computadores nos anos 60, tornou-se possível desenvolver e manipular mais facilmente os procedimentos iterativos, bem como formulações matemáticas mais rigorosas, pelo que surgiram outros dois métodos. O método de Morgenstern-Price (1965) aplicado a qualquer tipo de superfície de rotura, é o mais desenvolvido entre os métodos conhecidos e assume uma função matemática para descrever a direção das forças entre fatias. Considera tanto o equilíbrio de forças como o de momentos (D. G. Fredlund 1976). O

método de Spencer (1967) aplicado a superfícies de rotura circulares inclui a relação constante das resultantes paralelas entre forças normais e de corte entre fatias e considera também o equilíbrio de forças e momentos (D. G. Fredlund 1976). Spencer, Morgenstern e Price resolveram assim um problema de limite de equilíbrio que contabiliza tanto forças normais como forças de corte entre fatias (Millet 2011).

Existe ainda outro método desenvolvido em 1988, o Método de Correia, que usa todas as condições de equilíbrio tal como o de Morgenstern-Price, cuja única diferença se baseia no cálculo do fator de segurança. É o único método em que o seu cálculo é feito a partir de uma equação não-linear cuja dedução passa pelo equilíbrio de forças na direção horizontal e vertical e pelo equilíbrio de momentos em torno de um determinado ponto. A sua resolução é feita através do método de Newton-Raphson (J. Ferreira 2012).

O aparecimento de computadores pessoais mais potentes na década de 80 tornou viável o desenvolvimento de *software* comercial baseado nestes métodos, que nos dias de hoje é uma ferramenta muito usada na análise de estabilidade em engenharia geotécnica. Um dos exemplos de *software* mais usado é o *Slope/W* do grupo *Geostudio*, que torna possível analisar uma complexa estratigrafia, condições de pressão neutra irregulares, modelos lineares e não-lineares de tensão de corte, qualquer tipo de superfície de rotura, e ainda considera a aplicação de cargas concentradas e reforço estrutural (GEO-SLOPE International Ltd. 2013). Enquanto se torna possível analisar problemas cada vez mais complexos com este tipo de *software*, também se compreendem cada vez melhor os métodos de equilíbrio limite (MEL).

Como já foi dito anteriormente, têm vindo a ser desenvolvidas diversas técnicas para o método das fatias, ao longo dos anos. As diferenças entre as mesmas dependem do tipo de equações estáticas incluídas, o tipo de forças entre fatias, e qual a relação entre as tensões normais e de corte.

A Figura 2. 18 ilustra um corpo típico deslizante dividido em fatias e as respetivas forças aplicadas. As forças de corte e normais atuam na base e em ambos os lados da fatia.

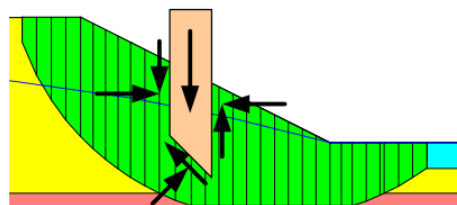


Figura 2. 18: Discretização de fatias e respetivas forças no corpo acima da superfície de rotura (GEO-SLOPE International Ltd. 2013)

Ao usar a análise do equilíbrio limite, há que ter em conta que é muito importante conhecer o método, tanto as suas capacidades como as suas limitações, não podendo esperar resultados que este não consiga fornecer. Uma vez que o método se baseia apenas em equações

estáticas, não considerando qualquer tipo de deslocamento ou rotação, nem sempre é possível obter distribuições de tensões realistas. No entanto, o facto de surgirem alguns valores de tensões irrealistas numa determinada fatia, não significa que o fator de segurança final não possa ser aceite. É necessário um maior cuidado quando surgem concentrações de tensões na superfície de rotura devido à sua geometria ou à interação entre o solo e uma estrutura (GEO-SLOPE International Ltd. 2013). Recomenda-se o uso de um método que satisfaça ambas forças e momentos, que considere forças normais e de corte entre fatias e que possa ser usado em qualquer tipo de superfície de rotura.

### 2.7 Discussão e conclusão

Nas secções anteriores foi feita uma síntese do estado do conhecimento sobre os aspetos mais relevantes da análise da estabilidade de taludes, permitindo formular algumas conclusões que serão discutidas nos parágrafos seguintes.

Os métodos de análise consideram o talude imerso em escoamento fluvial com geometria fixa e sujeito a pressões hidrostáticas. Obviamente que se trata de um problema com fronteiras móveis e que ao longo do tempo ocorrem mudanças nas suas propriedades geométricas, sobretudo resultantes de uma combinação de mecanismos de erosão e de instabilidade. Acresce o facto de os métodos assumirem que a massa instável se move como um bloco rígido, revelando um lapso de grande importância no que diz respeito à análise de estabilidade de taludes em areia atacados por correntes fluviais.

A análise em equilíbrio limite, correspondente a muito grandes deformações, parece ser uma metodologia adequada para os primeiros desenvolvimentos de uma solução analítica de determinação da inclinação máxima de um talude imerso, sem revestimento vegetal, sujeito à ação de escoamento permanente do tipo fluvial e de escoamento variável (situação de abaixamento rápido - *Rapid Drawdown*) após um longo período de cheias.

## 3. Erosão em taludes

### 3.1 Introdução

A erosão vem do termo latino *erodere* (corroer), e representa o processo pelo qual os materiais passam ao serem degradados e transportados por agentes erosivos (vento, chuva, água fluvial, etc.), podendo ser de origem natural ou antrópica, sendo a última caracterizada pela intensificação do fenômeno e chamada de erosão acelerada (Bastos, Milititsky e Gehling 2000). É um dos processos mais importantes que transformam a superfície da Terra. Existem muitos tipos de erosão, no entanto o presente trabalho concentra-se na erosão fluvial. A erosão das margens fluviais tem vindo a ser estudada há muito tempo. É mais do que óbvio, que a erosão das margens é uma das maiores causas de pequenos e grandes desmoronamentos. Existe no entanto, uma lacuna de conhecimento de como esta erosão deve ser modelada, estudada e evitada, assim como a forma como esta se relaciona com a diminuição da estabilidade dos taludes (Millet 2011).

A erosão hídrica provocada por fluxo superficial contínuo é um fenômeno muito complexo devido à diversidade dos parâmetros envolvidos, o que faz com que na área da Geotecnia haja alguma escassez na investigação quanto à quantificação dos seus mecanismos (Bastos, Milititsky e Gehling 2000).

Daniel Millet caracterizou a evolução da erosão fluvial de um canal de solo coesivo e o fator de segurança do Rio Göta, Suécia, entre os anos 2003 e 2009. Embora talvez seja o método mais rigoroso para prever os mais diversos mecanismos de rotura, são necessários intervalos de tempo muito alargados e diversos casos de estudo (para diversos tipos de solo), para além de serem precisas roturas reais. Contabilizando as ações da corrente fluvial (tensões de corte, turbulência e micro-vórtices entre partículas) na análise da estabilidade, talvez se possa prever mais cedo a evolução real da erosão fluvial sem se tornar necessária a ocorrência de roturas reais como parte do estudo (Millet 2011).

A erodibilidade é a capacidade que o solo tem em se degradar por um agente erosivo, e que depende de um conjunto muito vasto de fatores químicos, físicos, biológicos e mecânicos, sendo as suas principais propriedades relacionadas: a expansibilidade, a granulometria e a plasticidade dos solos. Um dos principais objetivos passa pela investigação de técnicas de ensaios, de critérios de avaliação e da relação entre a erodibilidade e outras propriedades geotécnicas, sendo na sua maioria voltados para a erosão hídrica (Bastos, Milititsky e Gehling 2000).

Se as tensões de corte provenientes do escoamento forem maiores do que as tensões transversais resistentes entre as partículas de solo, este começa a degradar-se. Além de que, se estas forem suficientemente elevadas, as partículas são erodidas pela água, transportadas

e depositadas no fundo do canal. Para além das tensões transversais entre as partículas, a estabilidade do talude depende também da sua densidade, forma e granulometria, compactação do material e do ângulo de superfície. Os solos mais resistentes à erosão são coerentes, onde as partículas estão ligadas através de forças eletroquímicas (Millet 2011).

A Figura 3. 1 representa parte de um talude sujeito a um escoamento de espessura  $h_w$  e que exerce uma tensão de arrastamento  $\tau_w$  sobre a superfície do terreno, que pode ser determinada através da expressão:

$$\tau = \gamma \cdot h \cdot \text{sen}\beta \cdot \text{cos}\beta \quad [5]$$

e aplicada à camada líquida, desde que se use o peso específico da água:

$$\tau_w = \gamma_w \cdot h_w \cdot \text{sen}\beta \cdot \text{cos}\beta \quad [6]$$

A partir do momento em que as partículas de solo se desagregam, atinge-se a tensão crítica de arrastamento, que pode também ser chamada de tensão de erosão (Nascimento e Castro 1974).

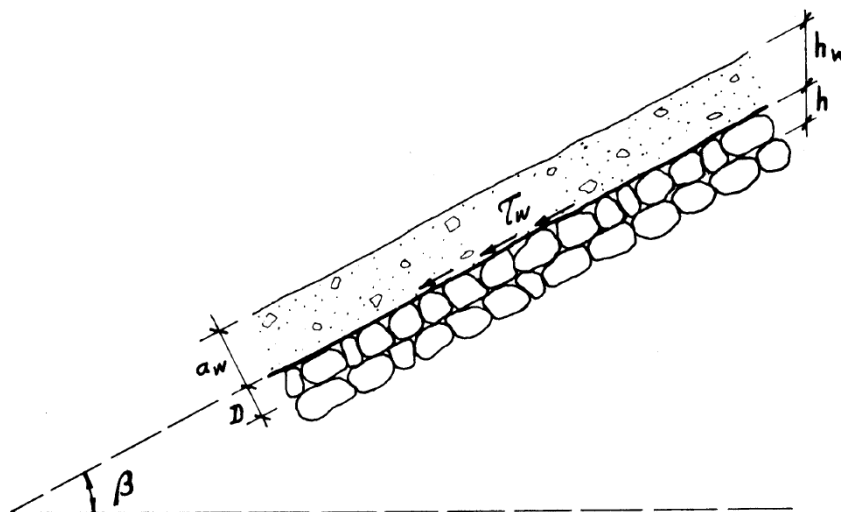


Figura 3. 1: Escoamento laminar uniforme em talude (Nascimento, et al., 1974).

A resistência do solo ( $\tau$ ) face à erosão hídrica pode ser avaliada através da Lei de Coulomb, caracterizada pela expressão:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}\phi \quad [7]$$

onde  $c$  representa o coeficiente de coesão,  $\phi$  o ângulo de atrito interno, e  $\sigma$  a tensão normal na superfície do terreno dada por:

$$\sigma = \gamma' \cdot D \cdot \text{cos}^2\beta \quad [8]$$

onde  $D$  é a espessura da camada de solo submerso e  $\gamma'$  o respetivo peso específico.

Uma vez que

$$D = h \cdot \cos\beta \quad [9]$$

conclui-se que:

$$\tau = c + \gamma' \cdot D \cdot \cos\beta \cdot \text{tg}\phi \quad [10]$$

No entanto, se o escoamento passar a um regime turbulento, as partículas de solo ficam sujeitas a outros tipos de ações, nomeadamente vibrações que diminuem a resistência ao corte do solo, e portanto a expressão apresentada anteriormente torna-se inválida, sendo necessário adicionar um coeficiente de segurança  $b$ :

$$\tau = c + b \cdot \gamma' \cdot D \cdot \cos\beta \cdot \text{tg}\phi \quad [11]$$

É de salientar que, se a superfície do talude tiver alguma rugosidade, pode considerar-se um coeficiente mais baixo em consequência do aumento da resistência ao corte (Nascimento e Castro 1974).

Segundo Nascimento e Castro, a coesão do solo é uma das propriedades mais importantes envolvidas na resistência ao corte, principalmente em solos onde esta não existe (solos incoerentes), cujos estudos principais se debruçam na estabilidade do fundo e das margens realizados por Lane em 1952. Em relação aos solos coerentes, a mesma fonte revela que existem recomendações feitas por alguns autores, mas os terrenos são caracterizados de maneira imprecisa (Nascimento e Castro 1974).

Bastos propõe a seguinte metodologia para caracterizar a erodibilidade de solos residuais frente a um escoamento superficial:

- Caracterização geométrica, geológica e geomorfológica do local;
- Ensaio *in situ* do comportamento dos solos em relação à suscetibilidade de erosão hídrica;
- Ensaio de erodibilidade em laboratório (de avaliação direta, quando existe equipamento disponível (ex: Procedimento de Inderbitzen), ou indireta através do comportamento dos solos sujeitos a erosão) (Bastos 1999).

### 3.2 Escoamentos de superfície livre

Como o próprio título indica, o presente subcapítulo diz respeito à caracterização do escoamento de superfície livre, desenvolvendo uma revisão bibliográfica acerca dos tipos de escoamento existentes (uniforme, não uniforme e permanente) e de regime (laminar e turbulento), incidindo mais no escoamento não uniforme turbulento, uma vez que vai de encontro ao âmbito da dissertação. Fala-se também sobre a distribuição de velocidades no escoamento incluindo um perfil típico vertical de velocidades; descreve-se a camada limite e

seus componentes, englobando também o conceito de subcamada viscosa em caso de escoamento turbulento. De seguida apresenta-se um pequeno texto sobre escoamento em secção composta, e por fim analisa-se o campo de escoamentos em canais de fundo e/ou margens lisos e rugosos, de caudal constante e variável.

Diz-se que o escoamento é de superfície livre quando parte do seu contorno está em contacto com a atmosfera ou outro meio gasoso (Quintela 2005).

### 3.2.1 Escoamento permanente

Num escoamento permanente (ou estacionário), os seus parâmetros são constantes ao longo do tempo (nível da água, velocidade e caudal), e apesar de na realidade ser uma situação muito difícil de acontecer, obtêm-se bons resultados se se considerarem os valores médios, que são praticamente constantes ao longo do tempo. Caso contrário, dizem-se variáveis. É de salientar que apesar dos parâmetros referidos serem constantes ao longo do tempo, estes podem variar de secção para secção (Quintela 2005).

Será analisado um talude de leito móvel sujeito a um escoamento turbulento permanente durante os trabalhos experimentais da presente dissertação.

### 3.2.2 Escoamento uniforme

Em escoamento uniforme, os seus parâmetros são considerados constantes ao longo do comprimento de canal, implicando a não-variação da secção transversal e do nível da água. Caso o escoamento uniforme seja constante ao longo do tempo, este diz-se permanente.

No caso de escoamento uniforme com superfície livre, o perfil da superfície é paralelo ao perfil do leito, sendo a sua ocorrência possível em apenas canais de secção prismática ou cilíndrica, com secção e rugosidade constantes. Em tais condições, o escoamento tende para uniforme num trecho intermédio suficientemente afastado dos extremos para que a sua influência não seja sentida (Quintela 2005), pormenor tido em conta nos ensaios laboratoriais da presente dissertação.

Em escoamentos de regime uniforme, a superfície livre, a linha piezométrica e o perfil longitudinal do leito são retilíneos e paralelos, e portanto a perda de carga resulta da diminuição da cota do perfil longitudinal do leito, ou seja, igual ao seno do ângulo que este forma com a horizontal. Caso o ângulo seja relativamente pequeno, o seno torna-se igual à tangente e portanto admite-se que a perda de carga é igual ao declive do leito. Segundo Pinto, o escoamento permanente uniforme (parâmetros constantes ao longo do tempo e percurso) utiliza-se com mais frequência devido às suas hipóteses simplificadas, apesar da sua rara ocorrência em casos reais. Isto implica que sejam desprezadas diversas variações a nível de rugosidade superficial e secção transversal (Pinto, 2010).

### 3.2.3 Escoamento não uniforme ou variável

O escoamento não uniforme (ou variável) caracteriza-se pela variabilidade dos seus parâmetros ao longo do tempo e do comprimento do canal, sendo necessária uma determinada distância para que se estabeleça novamente o regime uniforme. Pode ser dividido em gradualmente variado e rapidamente variado, conforme a curvatura das linhas de corrente (Cardoso 1998).

Os ensaios laboratoriais da presente dissertação são realizados em função de um escoamento variável, uma vez que se prosseguirá à análise da estabilidade do talude em caso de descida rápida do nível da água (*Rapid Drawdown*).

### 3.2.4 Escoamento laminar ou turbulento

O escoamento laminar ou turbulento são os dois tipos de regime existentes que dependem das forças de inércia e de viscosidade.

Imagine-se que o fluido do canal parte do repouso, fazendo com que apenas exista tensão tangencial devida à resistência do escoamento (viscosidade). Sendo assim, a trajetória é regular, estável e individualizada. Este regime é conhecido como o escoamento laminar, ou seja, duas partículas adjacentes nunca se cruzam ao longo da sua trajetória (Quintela, 2005), e ocorrem para velocidades e alturas de escoamento pouco suscetíveis de existirem em canais de superfície livre (Cardoso 1998).

O escoamento turbulento é na sua maioria, o tipo de regime que mais interesse prático tem. Até à década de 50 era aceite a hipótese de que a trajetória das partículas não assumia qualquer regularidade, fazendo com que a sua velocidade divergisse em grandeza e direção. Esta visão tem evoluído significativamente e hoje sabe-se que existe uma certa regularidade no escoamento turbulento (Buarque 2007). Vários autores estudaram a dinâmica dos escoamentos turbulentos e chegaram à conclusão de que de facto existem eventos que se repetem com alguma frequência. Estes eventos são chamados de estruturas coerentes, que consistem em regiões de vorticidade e que têm uma forma definida durante um intervalo de tempo superior à sua rotação. A turbulência é caracterizada pela presença de vórtices no escoamento com as respetivas dimensões, distribuição e periodicidade variáveis (Quintela 2005).

Segundo António Quintela, um vórtice é o movimento de um fluido com trajetória circular e concêntrica, existindo três tipos diferentes: o vórtice forçado, livre ou misto, podendo estes ser de eixo vertical ou não. O vórtice forçado é caracterizado pela ocorrência de uma força exterior mantida ao longo do tempo, que origina uma rotação no escoamento em torno de um eixo (como por exemplo um recipiente mantido em rotação), sendo a velocidade da trajetória



proporcional ao raio. O vórtice livre toma forma após a dissipação das forças que o originaram (Quintela 2005).

*“A energia do escoamento é transferida pela ação das forças tangenciais, para a energia cinética dos vórtices de dimensões maiores. Estes vão-se subdividindo em vórtices de menores dimensões (...). A dissipação da energia faz-se pela ação da viscosidade, nos vórtices de menores dimensões.”*

De António Quintela, 2005

Como dito anteriormente, escoamento turbulento pode classificar-se ainda como permanente ou uniforme, conforme os seus parâmetros (nomeadamente a velocidade e/ou caudal) sejam constantes ao longo do tempo ou comprimento em consequência da agitação, podendo os efeitos da velocidade compensar sobre o caudal em toda a secção (Quintela, 2005).

Segundo a mesma fonte, Reynolds realizou uma série de experiências em 1883 segundo as quais, e conforme o valor do parâmetro atribuído (número de Reynolds) ocorreria um dos dois tipos de regime. O número de Reynolds consiste na relação entre as forças viscosas e as forças de inércia e é caracterizado pela seguinte expressão:

$$Re = \frac{\bar{u}R}{\nu} \quad [12]$$

Sendo  $\bar{u}$  a velocidade média (m/s),  $R$  o raio hidráulico (m) que se determina segundo a razão entre a secção molhada ( $S$ , m<sup>2</sup>) e o perímetro molhado ( $P$ , m) e  $\nu$  a viscosidade cinemática (m<sup>2</sup>/s). Considera-se como valor crítico um  $Re = 3000$ , pelo que valores superiores ao mesmo representam um escoamento turbulento, e inferiores a 2000, um escoamento laminar (Cardoso 1998). Quando o número de Reynolds se encontra entre os dois valores acima citados, considera-se que o escoamento se encontra em regime de transição, pelo que pode variar entre escoamento laminar e turbulento.

Com base no valor numérico de Reynolds característico de atrito ( $Re^*$ ), é possível classificar também os leitos em função da sua rugosidade (Brederode 1997):

$$Re^* = \frac{u'K_N}{\nu} \quad [13]$$

Em que  $u'$  representa a velocidade de atrito junto ao fundo,  $K_N$  a escala geométrica dos elementos rugosos (também conhecida por rugosidade equivalente de Nikuradse), e  $\nu$  a viscosidade cinemática do fluido.

$$u' = \sqrt{\tau_0/\rho} \quad [14]$$

Sendo  $\tau_0$  a tensão tangencial do fundo (N/m<sup>2</sup>) e  $\rho$  a massa volúmica da água (1000 kg/m<sup>3</sup>).

Outro aspeto importante é o facto de que se em escoamento laminar existir uma descontinuidade na distribuição de velocidades, geram-se forças de inércia e caso a relação entre as forças de inércia e as forças de viscosidade aumente, ocorre a formação de vórtices e o regime passa a turbulento (Quintela 2005). Em escoamentos turbulentos, a velocidade em qualquer ponto da secção varia em torno de um valor médio, sendo portanto frequente descrever o escoamento turbulento como um movimento aleatório, não organizado e sobreposto a um movimento médio (Cardoso 1998). A velocidade de escoamentos turbulentos pode ser definida a partir da seguinte expressão (Pinto 2010):

$$\mathbf{u} = \bar{\mathbf{u}} + \mathbf{u}^* \quad [15]$$

Sendo  $u$  a componente da velocidade resultante da soma de uma parcela de valor médio no tempo ( $\bar{u}$ ), com uma parcela de oscilação  $u^*$  (Figura 3. 2).

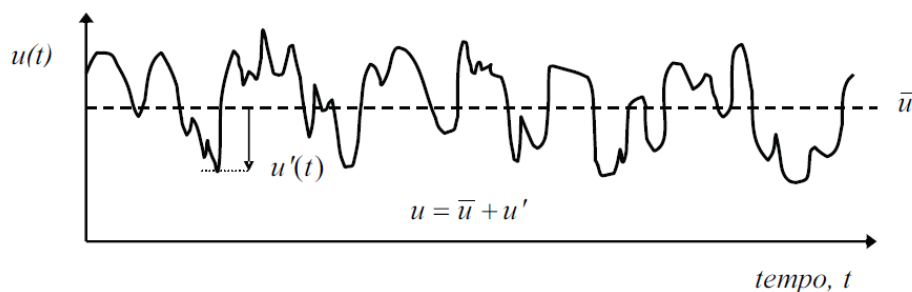


Figura 3. 2: Velocidade de um escoamento turbulento, adaptado de (Campbell 2005).

### 3.2.5 Escoamento lento e rápido

A velocidade do escoamento é caracterizada pelo número de Froude, cuja expressão é apresentada em baixo e representa a relação entre as forças de inércia e as forças gravíticas numa determinada secção, por unidade de volume:

$$Fr = \frac{\bar{u}}{\sqrt{gL}} \quad [16]$$

Sendo  $\bar{u}$  a velocidade média (m/s),  $g$  a aceleração gravítica ( $9,8 \text{ m/s}^2$ ) e  $L$  (m) um comprimento característico que normalmente em canais é usada a altura média do escoamento (Cardoso 1998). Quando  $Fr < 1$ , o escoamento é considerado lento e para  $Fr > 1$ , o escoamento é rápido. Quando o parâmetro atinge a unidade, diz-se que o escoamento é crítico.

No geral, o escoamento dos canais naturais é lento. Os escoamentos rápidos ocorrem em rios de montanha, imediatamente a jusante de descarregadores, na base de quedas bruscas em canais, etc. (Cardoso 1998).

### 3.2.6 Distribuição de velocidades

A Figura 3. 3 representa um perfil típico de velocidades aproximadamente logarítmico em canais simples de fundo liso com escoamento de superfície livre. Podem distinguir-se duas regiões distintas: a interior e a exterior.

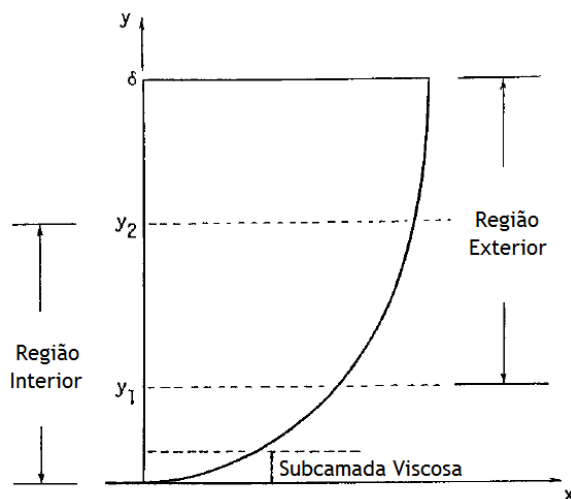


Figura 3. 3: Perfil vertical de velocidades em canal de escoamento com superfície livre, (adaptado de Yen 2002).

Observa-se que a velocidade aumenta rapidamente desde o valor nulo no fundo do canal até ao máximo valor imediatamente antes da superfície. O conceito de subcamada viscosa (ou camada limite) é descrito no ponto 3.3.- Camada limite. Entre a região exterior e interior existe ainda uma zona intermédia onde se aplicam as leis de distribuição de velocidades adequadas às duas regiões. A camada interior é ainda dividida em 3 subsecções: a subcamada laminar ou viscosa, a subcamada de transição e a subcamada turbulenta (Massa 2011), como descrito no próximo ponto.

No que diz respeito à distribuição de velocidades de canais com secção composta, esta será descrita mais tarde, no ponto 3.4 Escoamento em secção composta.

## 3.3 Camada limite

Novais Barbosa revela que o conceito de camada limite proposto por L. Prandtl em 1904 é de elevada importância no que diz respeito ao desenvolvimento do estudo de fluidos reais em proximidades de fronteiras fixas, e conclui que para números de Reynolds suficientemente elevados (escoamento turbulento) se desenvolve uma camada de pequena espessura junto das paredes influenciada pelos efeitos da viscosidade (subcamada laminar ou viscosa) (Barbosa 1968).

Um líquido é considerado perfeito se na interface entre o escoamento e a fronteira não se desenvolverem tensões tangenciais, e portanto a velocidade é constante em toda a secção. No caso dos líquidos reais, a velocidade é nula junto à fronteira, devido às tensões

tangenciais e viscosidade que aí se formam. Define-se portanto o conceito de camada limite como sendo a região junto à fronteira e na qual a velocidade do escoamento aumenta de zero até ao seu valor real na corrente principal, podendo até ocupar toda a secção a partir de uma determinada distância, no caso de condutas fechadas (Figura 3. 4), (Quintela 2005).

Diogo Buarque diz ainda que Prandtl provou que o escoamento sobre fronteiras fixas pode ser dividido em duas zonas: a camada limite onde dominam as forças viscosas e a restante zona onde o escoamento é dominado pelas forças de inércia e a viscosidade é desprezível, podendo o fluido ser tratado como não viscoso (Buarque 2007).

A Figura 3. 4 representa um desenho esquemático da camada limite dentro de uma conduta ao longo de um determinado comprimento e a Figura 3. 5 mostra o seu desenvolvimento ao longo de uma superfície. A montante do canal o escoamento é laminar, mas com o aumento da espessura da camada limite e das perturbações a jusante, são criadas turbulências fazendo com que a camada limite aumente acentuadamente no sentido do escoamento.

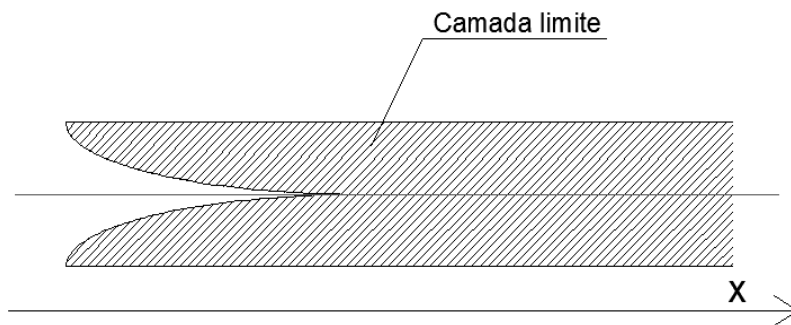


Figura 3. 4: Desenvolvimento da camada limite ao longo do comprimento (X) de uma conduta, adaptado de (Quintela, 2005).

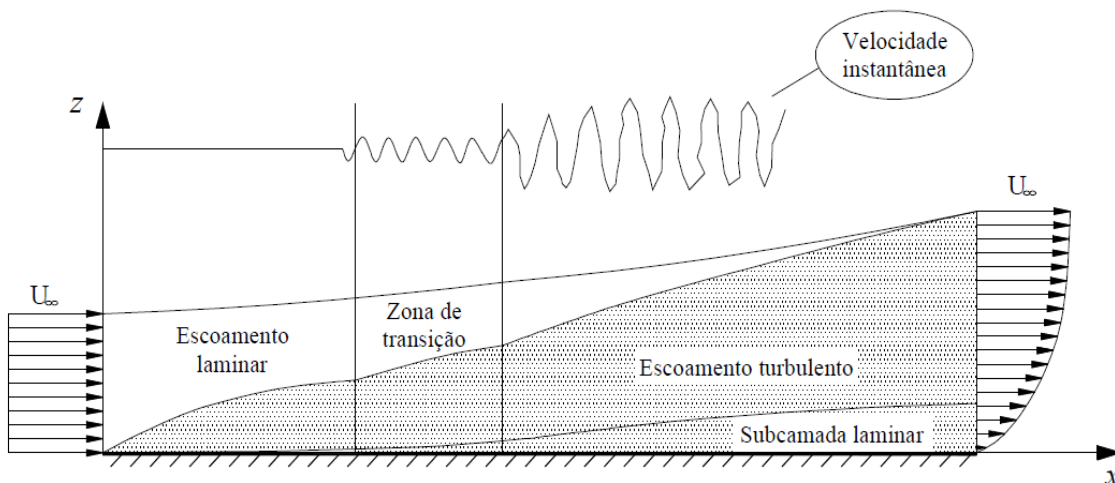


Figura 3. 5: Desenvolvimento do campo de velocidades e da camada limite ao longo de uma superfície, (adaptado de Silva 2012).

A transição entre o regime laminar e o turbulento ocorre devido a alguns parâmetros, nomeadamente a distribuição de pressões, a natureza das perturbações no escoamento fora da camada limite e a rugosidade das fronteiras. Enquanto em regime laminar se conseguem

distinguir camadas de pequena espessura adjacentes entre si, no caso do escoamento turbulento isso não acontece. As camadas hipotéticas misturam-se entre si dependendo da distribuição de velocidades do escoamento (Barbosa 1968).

A mesma fonte revela que abaixo da camada de escoamento turbulento se distingue uma subcamada laminar (ou viscosa) junto à fronteira fixa onde as forças viscosas predominam sobre as de inércia, não existindo turbulência. Segue-se depois, uma camada de transição (ou amortecimento - *buffer layer*) onde as oscilações da velocidade dão origem a tensões de Reynolds da ordem de grandeza das viscosas. A observação da subcamada laminar é quase impossível devido à sua pequena espessura, mas a sua análise é fundamental, uma vez que dela dependem as tensões de corte junto à fronteira.

A espessura da subcamada viscosa ( $\delta'$ ) pode ser determinada a partir da seguinte expressão:

$$\delta' = \frac{11,6\nu}{u'} \quad [17]$$

Em que  $\nu$  representa a viscosidade cinemática e  $u'$  a velocidade de atrito junto ao fundo.

A definição da espessura da camada limite pode ser entendida como a distância a partir da fronteira a que a velocidade difere em 1% da velocidade máxima (Barbosa 1968). A sua medição é um processo complicado nomeadamente em escoamentos turbulentos. Uma estimativa pode ser determinada a partir da condição de igualdade entre as forças de atrito e as de inércia. A espessura da camada turbulenta é maior que a laminar uma vez que há mais perdas de energia na sua formação (Buarque 2007).

Outro conceito relacionado com a camada limite é a separação que ocorre quando as partículas se separam da camada devido à turbulência do escoamento. Em alguns casos, quando a camada limite aumenta para jusante, o escoamento passa a dar-se no sentido inverso, fazendo com que as partículas se destaquem (Barbosa 1968).

A teoria da camada limite revolucionou e impulsionou a união entre a hidrodinâmica teórica e a hidráulica, marcando a era moderna da Mecânica dos Fluidos (Buarque 2007).

### 3.4 Escoamento em secção composta

A maioria dos canais fluviais existentes na natureza é constituída por secção composta, isto é, por um leito principal e dois leitos de cheia (Figura 3. 6).

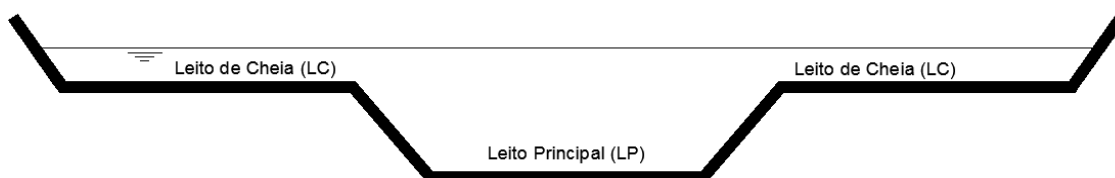


Figura 3. 6: Exemplo da seção transversal de um canal de seção composta (com o programa de software AutoCAD 2013 Educational Product).

A caracterização do campo de escoamentos em seção composta é de uma enorme complexidade. Em caso de ocorrência de cheias, a capacidade de vazão do rio é excedida, pelo que o escoamento terá de ser feito também pelo leito de cheia, zona de velocidades mais baixas comparativamente ao leito principal. A análise de cheias em rios implica o estudo de diversos parâmetros nomeadamente o nível da água, a distribuição de caudais e velocidades e até o desenvolvimento de mapas de risco de inundação. Geralmente determina-se a curva de vazão, que representa a relação entre o caudal que passa em determinada seção e a altura do escoamento na mesma seção (Pinto 2010).

Existe também alguma dificuldade em estudar a zona de interface entre o leito principal e o leito de cheia uma vez que o processo depende de vários parâmetros geométricos e hidráulicos, como as alturas de escoamento em ambos os leitos, a relação entre as rugosidades, a inclinação do fundo, a seção transversal do canal, etc. (Teixeira 2011).

A Figura 3. 7 representa as alturas de escoamento num hipotético canal de seção composta.

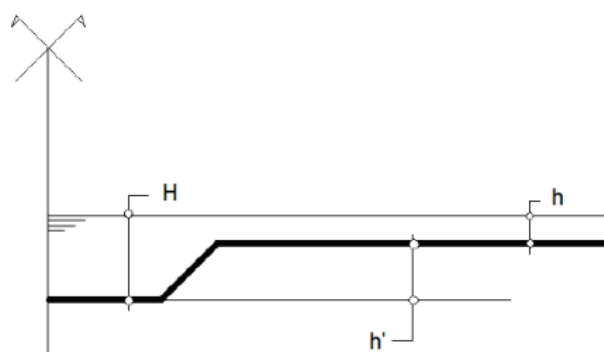


Figura 3. 7: Alturas de escoamento em canal de seção composta, (adaptado de Pinto 2010, com o programa de software AutoCAD 2013 Educational Product).

A altura de escoamento em seção composta é representada pela altura relativa ( $h_r$ ), parâmetro adicional que se determina a partir da seguinte expressão:

$$h_r = \frac{H-h'}{H} \quad [18]$$

O cálculo do nível da água atingido pelo escoamento em canais de seção composta é um processo complexo, ao contrário da análise de canais simples, que se faz de forma precisa. O gradiente de velocidades que se verifica entre o escoamento do leito principal e o do leito de

cheias dificulta a sua análise (Figura 3. 8), uma vez que o escoamento é mais rápido no leito principal que no de cheias, para além de que no primeiro a altura de escoamento é maior e a fronteira é normalmente menos rugosa (Pinto 2010).

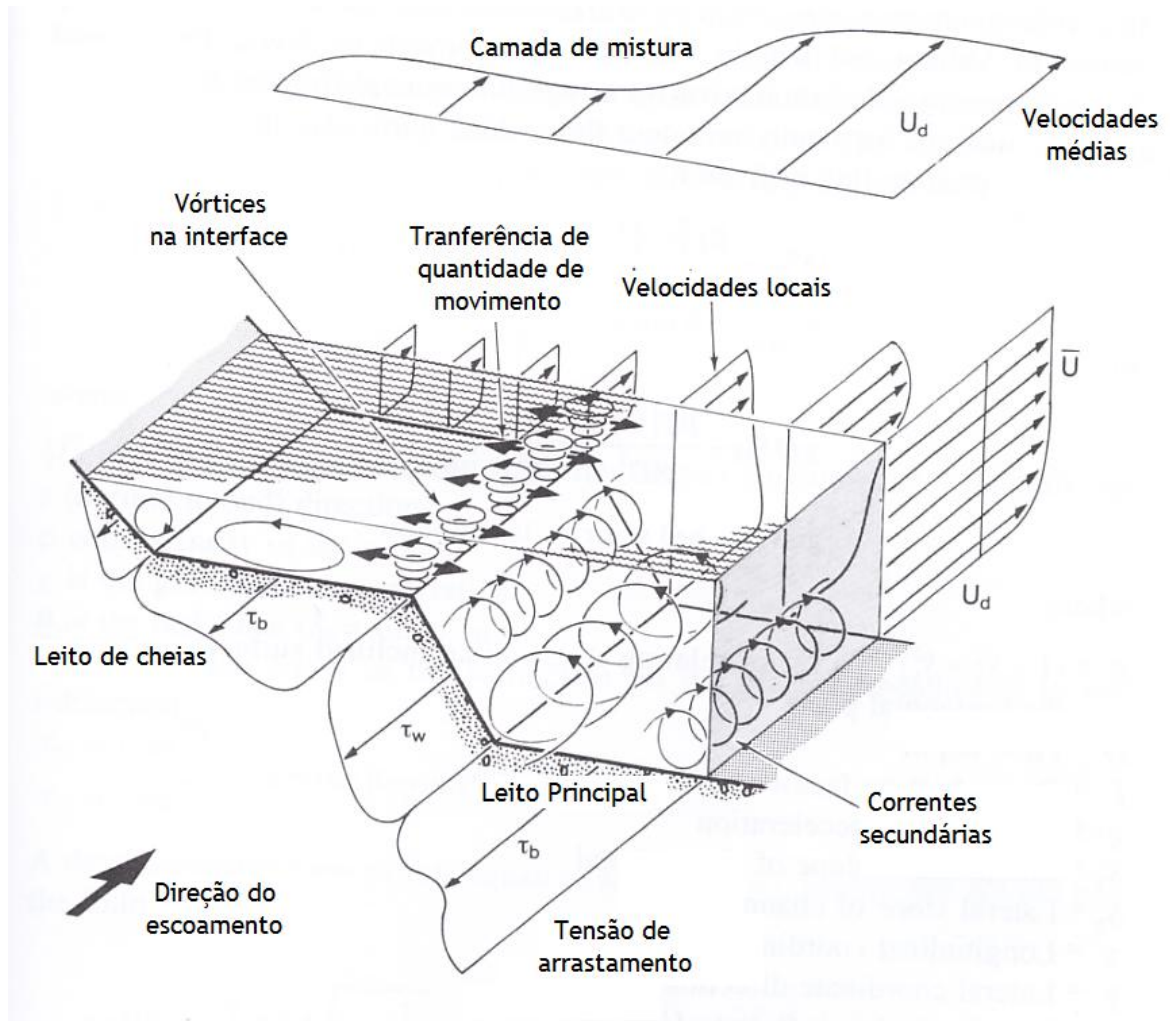


Figura 3. 8: Descrição esquemática das correntes secundárias na interface entre o leito principal e o leito de cheias, (adaptado de Shiono e Knight, D. W. 1991).

Na Figura 3. 8 observam-se dois tipos de vórtices: de eixo vertical na interface dos dois leitos gerados pelo gradiente de velocidades entre os mesmos, e de eixo horizontal longitudinalmente ao leito principal também conhecidos por correntes secundárias provocadas por forças centrífugas e que variam ao longo do tempo. O escoamento do leito principal constitui um papel fundamental nas tensões tangenciais que se formam entre os leitos e no controlo do caudal em situação de cheias. No entanto, as correntes secundárias são as responsáveis pela distribuição das velocidades entre os leitos na direção transversal, tomando por isso um papel igualmente importante. Como resultado da interação, existem diversos tipos de transferência de massa e de quantidade de movimento que tornam o escoamento em canais de secção composta muito complexo (Pinto 2010).

A Figura 3. 9 mostra o desenvolvimento dos perfis de velocidades de um escoamento em secção composta, em que a situação A ocorre a montante do canal e a situação B representa o efeito das paredes laterais e a tendência da uniformização da distribuição de velocidades.

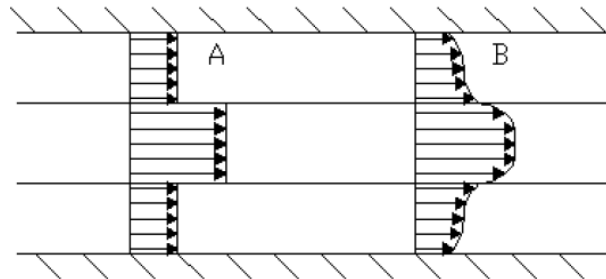


Figura 3. 9: Desenvolvimento da camada de mistura ao longo de um canal de secção composta em planta, (adaptado de Pinto 2010, com o programa de *software AutoCAD 2013 Educational Product*).

Esta uniformização entre as velocidades no leito principal e no leito de cheias corresponde ao desenvolvimento da camada de mistura (*mixing layer*). A camada de mistura consiste numa zona de tensão transversal que resulta da interação entre as diferentes velocidades observadas nos leitos, estando portanto ligados à sua origem os vórtices de eixo vertical presentes na interface. À medida que o escoamento se dá ao longo do canal surge uma diminuição do gradiente de velocidades entre o escoamento do leito principal e o de cheias, aumentando a velocidade no leito de cheias e diminuindo no principal.

Segundo Pedro Massa, o cálculo da largura de uma camada de mistura ( $\delta^*$ ) é sugerido por vários autores. Stephen Pope desenvolveu em 2000 uma expressão para calcular  $\delta^*$  de uma camada de mistura plana e sem influência das paredes (Massa 2011):

$$\delta^* = (y_{90\%} - y_{10\%}) \quad [19]$$

Em que  $y_{i\%}$  corresponde à posição transversal em que é atingida a velocidade  $U(y_{i\%})$  dada por:

$$U(y_{i\%}) = U_{LC} + i(U_{LP} - U_{LC}) \quad [20]$$

Em 2002, Prooijen e Ujtewaal, desenvolveram outra expressão para escoamentos pouco profundos horizontais (sob influência do leito):

$$\delta^* = \frac{U_s}{\frac{dU}{dy_c}} \quad [21]$$

Sendo que  $U_s$  é a diferença de velocidades características ( $U_{LP} - U_{LC}$ ), e a parcela  $dU/dy_c$  representa a tangente à velocidade na posição correspondente a  $U_c$  (velocidade característica de convecção) dada por:

$$U_c = \frac{1}{2}(U_{LP} + U_{LC}) \quad [22]$$



Em 2005, Prooijen, Battjes e Uijttewaal desenvolveram outra expressão para calcular a largura da camada de mistura em escoamento de leito inclinado, onde são consideradas as transferências de velocidade na interface entre o leito principal e o de cheia (Massa 2011):

$$\delta^* = 2(y_{75\%} - y_{25\%}) \quad [23]$$

Quanto à distribuição de velocidades nos leitos, Pedro Duarte chegou a algumas conclusões na sua dissertação:

- O aumento da altura relativa ( $h_r$ ) em regime uniforme, com leitos de cheia lisos, faz com que haja um aumento das velocidades longitudinais em toda a secção, sendo o maior aumento verificado nos leitos de cheia;
- Quanto menor a altura relativa, maior a percentagem de transferência de massa entre os leitos, sendo maior do leito principal para o de cheia (Duarte 2012).

Um dos métodos mais simples e usados na modelação de estimativa das relações entre caudais e alturas de escoamentos uniformes trata-se do Método do Canal Único, que considera a secção como um todo, aplicando uma formulação de resistência ao escoamento, como a fórmula de Manning-Strickler, fazendo com que o cálculo do caudal associado a um determinado nível da água seja efetuado para ambos os leitos, assumindo um coeficiente de rugosidade global (Pinto 2010):

$$Q = K_s R^{2/3} S S_0^{1/2} \quad [24]$$

Sendo que  $Q$  representa o caudal ( $m^3/s$ ),  $K_s$  o coeficiente de rugosidade de Strickler ( $m^{1/3}/s$ ),  $S$  a secção de escoamento ( $m^2$ ) e  $S_0$  o declive do canal. É importante salientar que esta formulação apenas se pode aplicar a escoamentos com distribuição quase uniforme numa determinada secção, situação que não acontece em canais de secção composta, uma vez que a velocidade no leito principal é superior à do leito de cheia. Outro grande problema apontado por David Pinto é o facto de que no Método do Canal Único aplicado apenas a uma secção única, constata-se que devido à passagem do escoamento de leito principal para leito de cheia existe uma diminuição errada do caudal devido ao aumento do valor do perímetro molhado, o que corresponde a uma tremenda falha (Pinto 2010). A mesma fonte escreve sobre o Método da Divisão do Canal, derivado do método descrito anteriormente e que considera a divisão da secção em partes, sendo o caudal total igual à soma de todos os subcaudais. Aplica-se o Método do Canal Único em todas as secções através da formulação de Manning-Strickler. O Método da Divisão do Canal sobrestima o caudal da secção composta, uma vez que este não conta com a distribuição de velocidades entre os leitos.

Mais recentemente, surgiram trabalhos de investigação que visam melhorar a análise da interface entre os dois leitos. Segundo Pedro Massa, Knight e Shiono analisaram em 1990 o processo de transbordo do escoamento num canal de secção composta e as respetivas tensões de Reynolds na região de variação transversal, desenvolvendo o Método de Shiono e Knight

(SKM - *Shiono and Knight Method*) que permite antever a distribuição lateral da velocidade média e tensão tangencial ou de corte em canais e rios. Com a evolução da tecnologia computacional, surgiu uma nova visão de investigação da turbulência em canais deste tipo, começando a ser modelada de um modo mais eficiente. O Método de Lattice Boltzman constitui um modelo de simulação em grande escala que contabiliza as transferências de quantidade de massa na interface de ambos os leitos, sendo capaz de modelar o escoamento turbulento em canais de secção composta com uma precisão razoável podendo assim ser usado em situações reais de engenharia (Massa 2011).

### 3.4.1 Campo de Escoamentos

#### Canal de secção lisa:

Pedro Duarte apresenta a análise do perfil de velocidades em canal liso de secção composta em regime uniforme (caudal constante ao longo do canal, Figura 3. 10) (Duarte 2012):

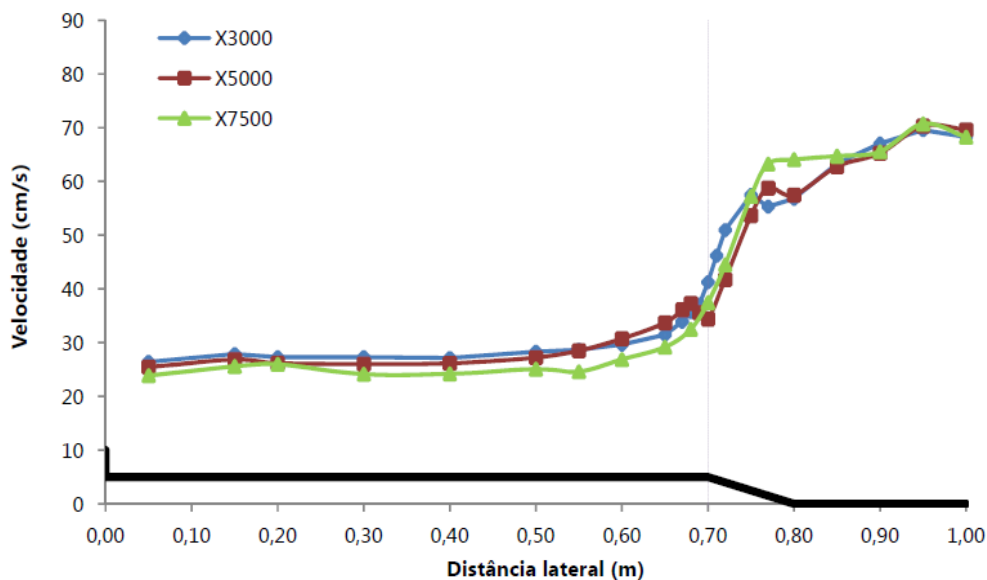


Figura 3. 10: Distribuição transversal de velocidades médias em profundidade em regime uniforme (X3000, X5000 e X7500 representam diferentes secções ao longo do canal), (adaptado de Duarte 2012).

Através da interpretação da Figura 3. 10 verifica-se que as velocidades são maiores no leito principal que no leito de cheias, o que vai de encontro ao exposto no ponto 3.4 Escoamento em secção composta. Aliás, o valor da velocidade média observada no leito principal é aproximadamente o dobro do valor observado no leito de cheia. A diminuição do valor junto do lado direito dá-se devido ao atrito provocado pela presença da parede do canal. A Figura 3. 11 representa o perfil de velocidades longitudinais no centro do mesmo canal de fundo liso em regime uniforme.

## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

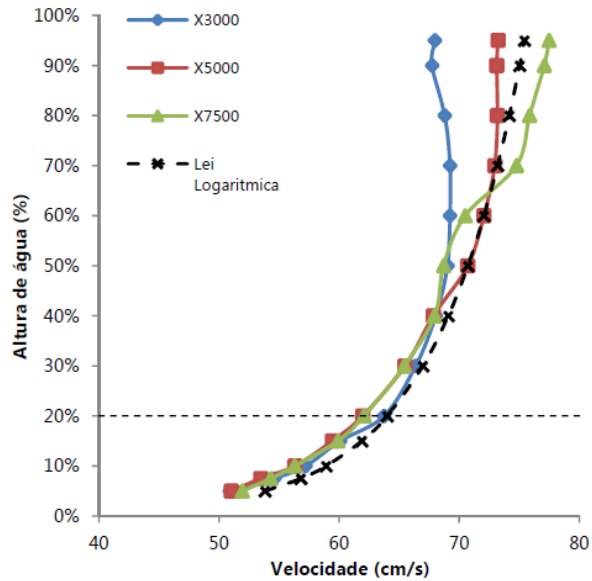


Figura 3. 11: Perfis verticais de velocidade longitudinal no centro do canal de fundo liso em regime uniforme, (adaptado de Duarte 2012).

Através de 13 pontos de medição verticais, Pedro D. concluiu que até à altura de escoamento de 20% o perfil apresenta um comportamento logarítmico, o que permite assumir que no centro do canal e até à altura referida está presente um escoamento 2D, que nas mesmas condições poderá ser analisado para tal. A cerca de 50% do nível da água verifica-se que a velocidade aumenta ao longo do canal nas secções analisadas (X3000 a montante e X7500 a jusante) evidenciando-se a formação da camada limite. Figura 3. 12 representa a distribuição de velocidades nas secções analisadas (Duarte 2012).

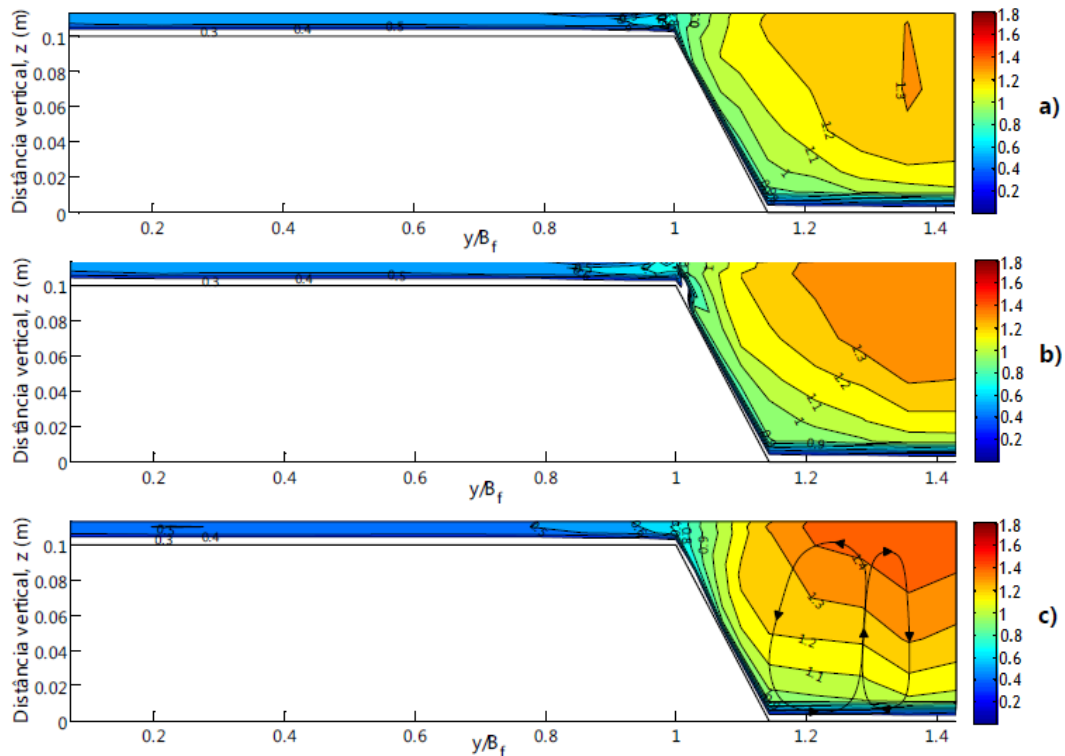


Figura 3. 12: Isolinhas de velocidade longitudinal  $U/U_s$  em regime uniforme no canal de secção composta e de fundo liso (a - X3000, b - X5000, c - X7500), (adaptado de Duarte 2012).

A distribuição de velocidades referente à Figura 3. 12 representa valores adimensionais  $U/U_s$  que resulta da relação entre a componente da velocidade com direção coincidente com a direção do escoamento (longitudinal,  $U$ ) e a a velocidade média de cada secção ( $U_s$ ) (X3000, X5000 e X7500).

Observa-se que ao longo do canal (de X3000 para X7500) ocorre um ligeiro aumento da velocidade no leito principal. No entanto, junto à interface entre os dois leitos, mas do lado do leito principal ocorre uma pequena diminuição da velocidade devido ao desenvolvimento da camada de mistura, situação que pode também ser observada na Figura 3. 13. A curvatura das isolinhas no leito principal evidencia também a presença de correntes secundárias, identificadas nos pontos de inflexão, podendo verificar-se a sua extensão no sentido transversal de X 3000 para X7500, e sugerindo o desenvolvimento de vórtices horizontais e verticais e consequentemente a transferência de massa entre os dois leitos.

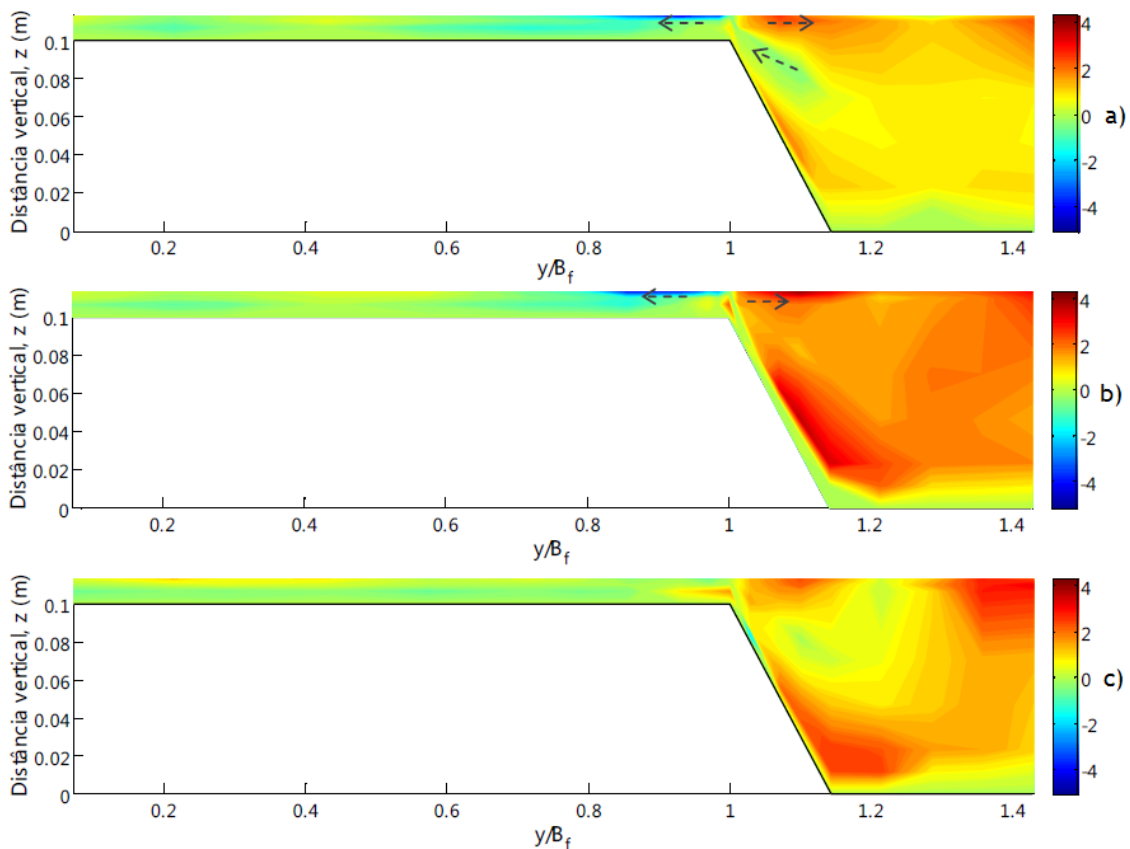


Figura 3. 13: Isolinhas da velocidade transversal (cm/s) em regime uniforme e fundo liso (a - X3000, b - X5000, C - X7500), (adaptado de Duarte 2012).

A Figura 3. 13 representa a distribuição da velocidade transversal em cada secção analisada (X3000 - X7500). As setas indicam a direção da transferência de massa, e as velocidades positivas têm sentido da esquerda para a direita e as negativas *vice-versa*. É possível verificar a existência de um vórtice horizontal no leito principal em todas as secções e um vertical na zona da camada de mistura.

A mesma fonte analisou a distribuição de velocidades em canal de secção composta com fundo liso em regime variável, fazendo variar a percentagem de caudal direcionado para o leito de cheia, mantendo-se o caudal total determinado para o regime uniforme. A Figura 3. 14 mostra a distribuição transversal de velocidades médias na secção X 5000 para diferentes percentagens adicionadas ao caudal no leito de cheia (+19%, + 38% e +53%) e subtraída (-19%), subtraindo e adicionando respetivamente o restante ao caudal do leito principal, fazendo com que haja um aumento previsível da velocidade do escoamento nas zonas onde o caudal aumenta. A Figura 3. 15 representa as isolinhas de velocidade  $U/U_s$  (adimensional) na secção X5000 para os regimes variáveis representados na Figura 3. 14.

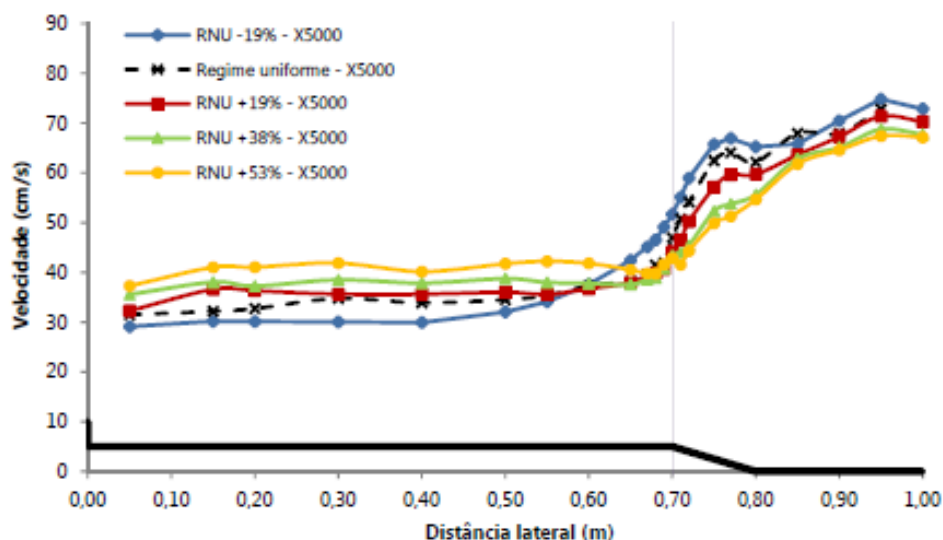


Figura 3. 14: Distribuição transversal das velocidades médias para vários regimes de escoamento variável na secção X5000 de fundo liso, (adaptado de Duarte 2012).

A mesma fonte revela que ao impor diferentes valores de caudal em cada leito, verifica-se uma mudança de comportamento do escoamento, permitindo mais transferências de massa entre ambos os leitos para compensar a diferença de caudal induzidas. No caso Figura 3. 15-a), que corresponde ao regime de -19% de caudal no leito de cheia pode identificar-se a transferência de massa do leito principal para o de cheia. O sentido oposto pode ser observado na Figura 3. 15-e), apesar de não ter a mesma grandeza de incidência uma vez que no leito principal ocorrem velocidades mais elevadas que no de cheia e portanto existirá alguma resistência na transferência de massa. A Figura 3. 16 representa a distribuição da velocidade transversal na secção 5000 para os diferentes regimes de caudal.

Em relação à distribuição das velocidades transversais, o mesmo estudo concluiu que existe um comportamento semelhante à distribuição de velocidades longitudinais, verificando um aumento de velocidade no leito de cheia nos regimes de maior percentagem.

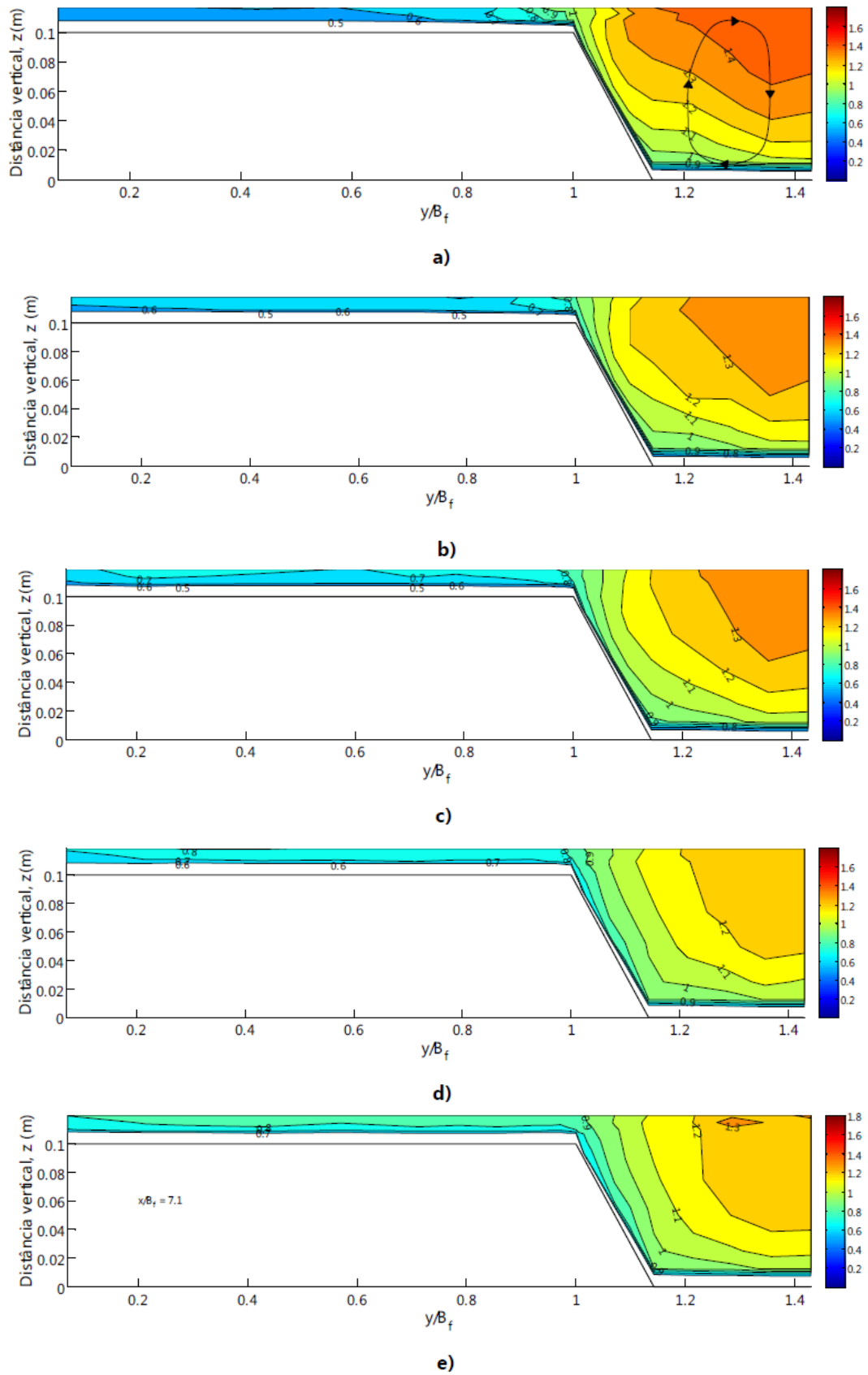


Figura 3. 15: Desenho esquemático das Isolinhas de velocidade  $U/U_s$  na secção de fundo liso X 5000 em regime variável para: a) -19% com esquema do vórtice horizontal representado, b) Regime Uniforme, c) +19%, d) +38%, e) +53%, (adaptado de Duarte 2012).

## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

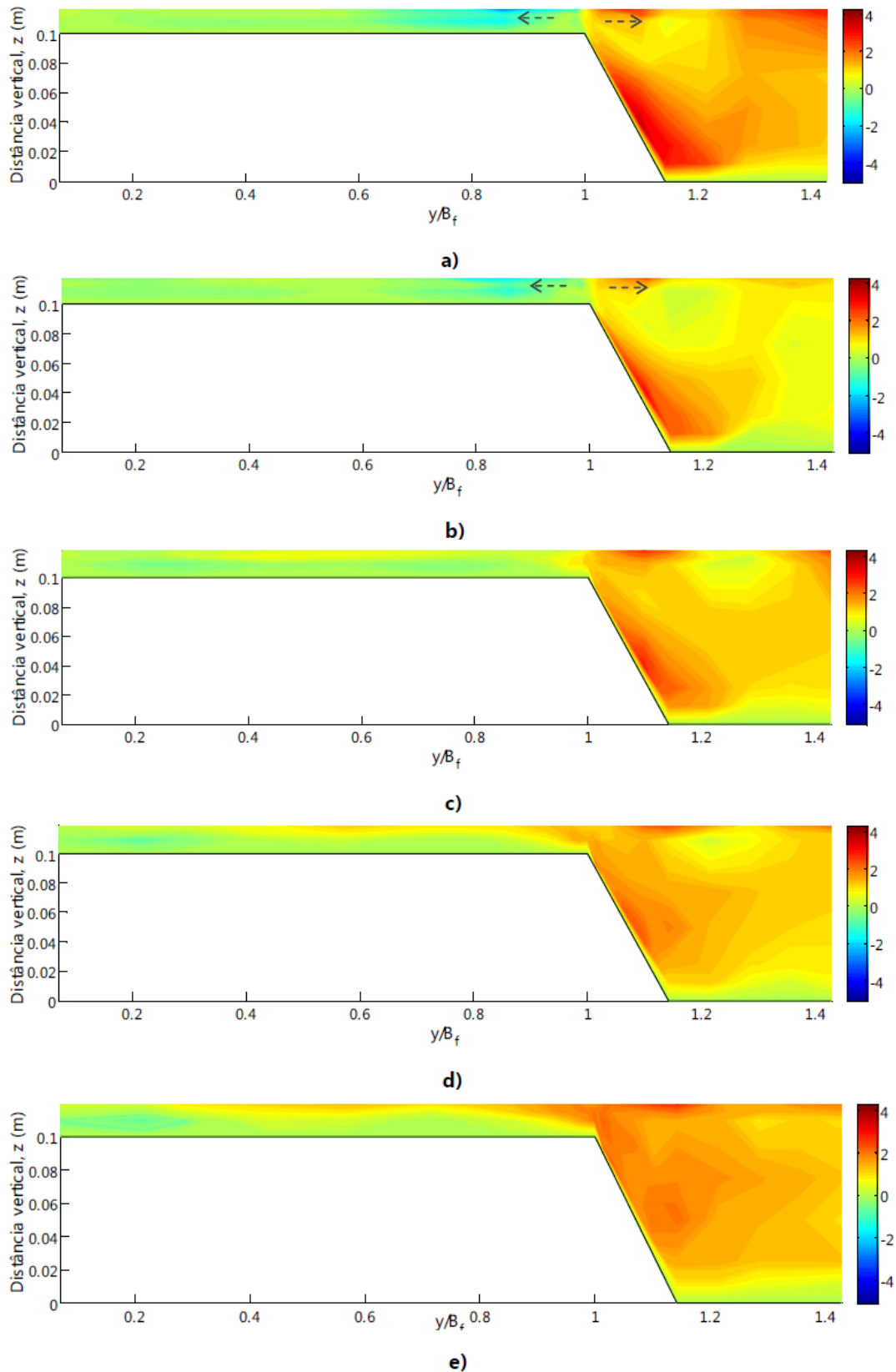


Figura 3. 16: Isolinas da velocidade transversal (cm/s) na secção de fundo liso X 5000 em regime variável para: a) -19% com esquema do vórtice horizontal representado, b) Regime Uniforme, c) +19%, d) +38%, e) +53% (adaptado de Duarte 2012).

## Canal de secção rugosa:

Fredrik Huthoff diz que em canais delimitados onde a rugosidade das partículas excede a subcamada viscosa, o campo de escoamentos é afetado pelo tamanho, forma e distribuição dos elementos rugosos, e como tal, propõe uma metodologia para análise da resistência hidráulica causada por tais elementos, relacionando as propriedades geométricas das partículas na fronteira sólida com a altura equivalente de rugosidade (Huthoff 2012).

Para um escoamento turbulento em fundo rugoso, a equação da resistência de Manning relaciona a velocidade média  $\bar{u}$  com a profundidade do escoamento  $h_w$ , a inclinação da linha de energia  $i$  e o coeficiente de rugosidade  $n$ :

$$\bar{u} = \frac{1}{n} h_w^{2/3} i^{1/2}, \text{ com } \frac{1}{n} \cong \frac{25}{k_s^{1/6}} \quad [25]$$

Para um fundo rugoso homogêneo, o coeficiente de rugosidade  $n$  é praticamente constante com a variação da profundidade do escoamento, sendo correlacionado com o tamanho das irregularidades da superfície do fundo representado pela altura de rugosidade  $k_s$ . Assume-se que a profundidade do escoamento  $h$  está relacionada com a camada de escoamento acima das partículas rugosas (Huthoff 2012).

A Figura 3. 17 representa um desenho esquemático da distribuição de velocidades em duas camadas distintas (superfície livre e camada rugosa).

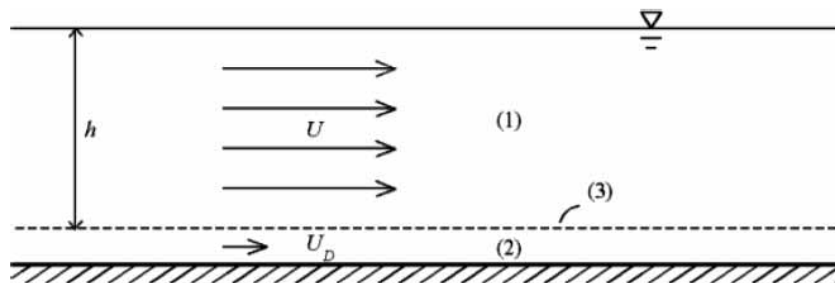


Figura 3. 17: Desenho esquemático que representa a velocidade em duas camadas distintas, (1) camada superficial de escoamento livre de profundidade  $h$ , (2) camada rugosa delimitada por (3) e relacionada com a altura de rugosidade  $k_s$  (adaptado de Huthoff 2012).

Em baixo, apresenta-se a classificação dos leitos quanto à sua rugosidade (Lory 2011):

- Fronteiras lisas: Para valores de  $Re' < 5$ , onde a influência da rugosidade das partículas é desprezada na análise da resistência do escoamento. Embora possa conter alguma rugosidade, comporta-se como lisa do ponto de vista hidráulico (Figura 3. 18 - a));
- Fronteiras de transição: para valores de  $5 < Re' < 70$ , onde a influência de rugosidade não pode ser desprezada e a subcamada viscosa (conceito descrito mais tarde) apresenta-se em grande parte da área da fronteira (Figura 3. 18 - b)) ;



## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

- Fronteiras rugosas: para valores de  $Re' > 70$ , onde a dimensão das partículas influencia a formação de turbulências e a resistência ao escoamento. A subcamada deixa de existir e o escoamento faz-se independentemente da viscosidade (Figura 3. 18 - c)).

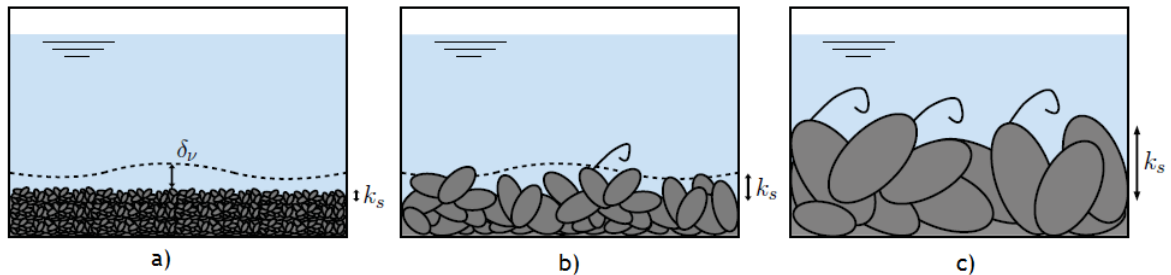


Figura 3. 18: Desenho esquemático segundo a classificação de rugosidade dos leitos. a) Fronteira lisa, b) Fronteira de transição, c) fronteira rugosa, (adaptado de Lory, 2011).

A maior parte dos estudos referentes a canais de fundo rugoso incluem a vegetação como fator principal de rugosidade. Pedro Duarte diz que se realizaram estudos em secção composta com diversos tipos de vegetação no leito de cheia, e que comparando com leito de cheia liso, o leito principal adota velocidades mais altas e o de cheia velocidades mais baixas devidas à rugosidade das plantas (Figura 3. 19 e Figura 3. 20) (Duarte 2012).

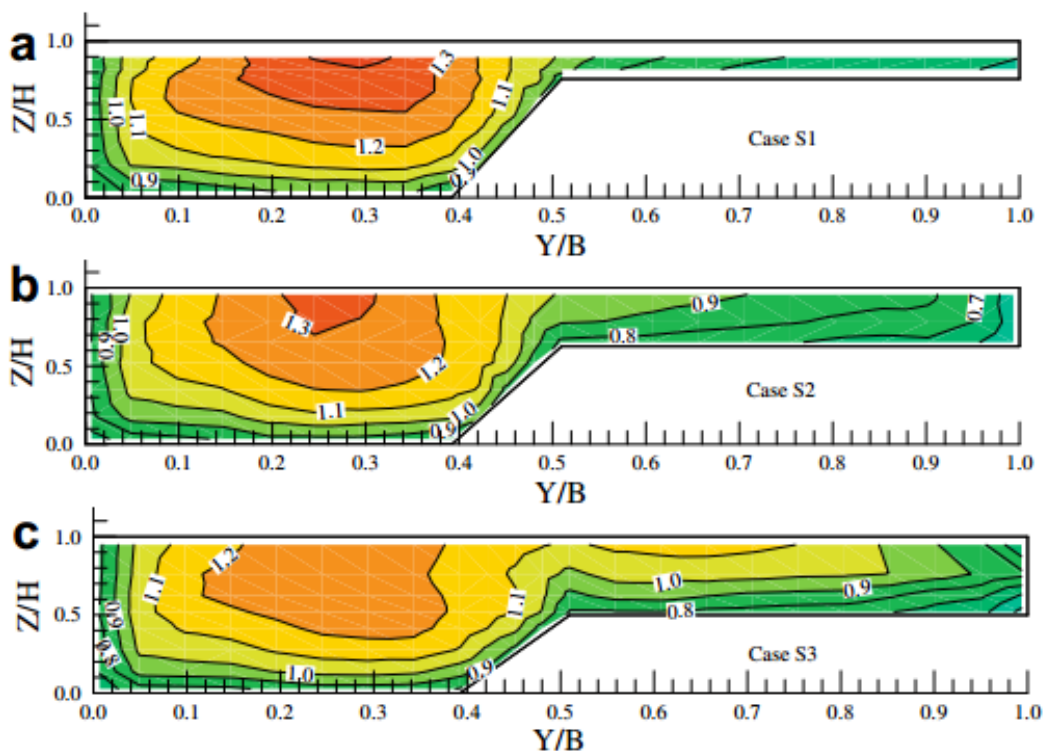


Figura 3. 19: Distribuição de velocidades em secções compostas com leito de cheia liso (a - profundidade do leito de cheia 0,24 m, b - 0,37 m, c - 0,5 m), (adaptado de Sun e Shiono 2008).

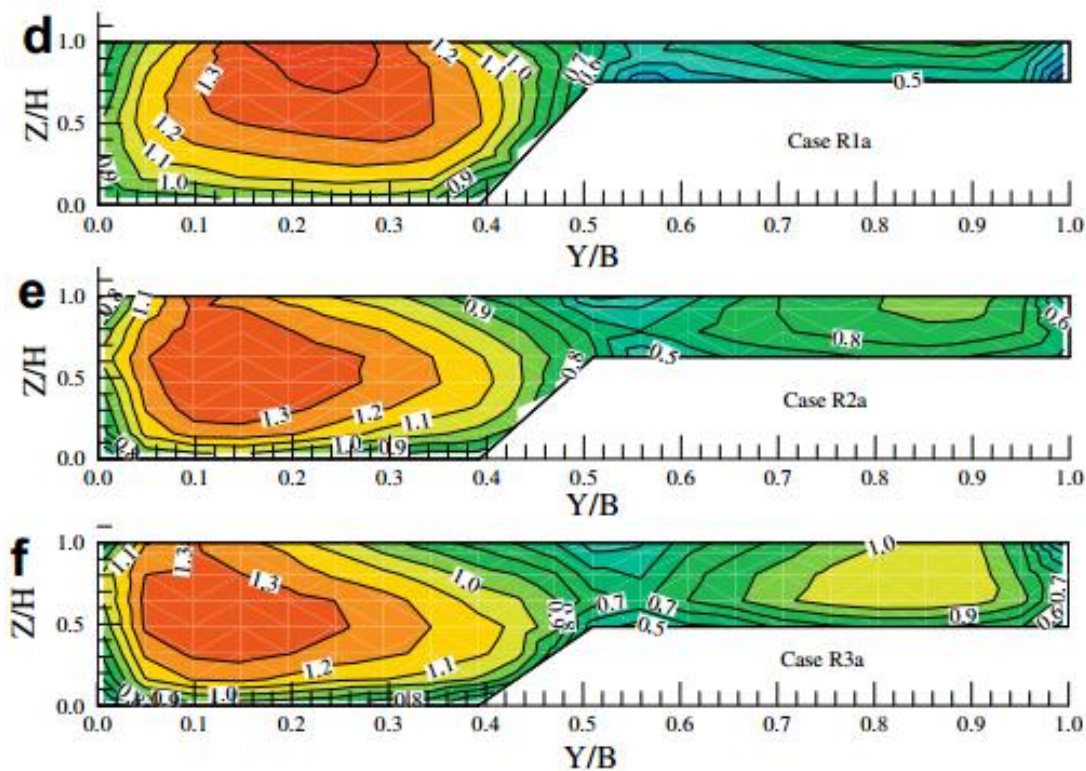


Figura 3. 20: Distribuição de velocidades em secções compostas com leito de cheia rugoso (d - profundidade do leito de cheia 0,24 m, e - 0,37 m, f - 0,5 m), (adaptado de Sun e Shiono 2008).

Na Figura 3. 19 (c) pode ser observada uma convexidade na zona de interface entre o leito principal e o leito de cheia (camada de mistura) provocada pelas correntes secundárias e transferência de quantidade de movimento que aí ocorrem. À medida que a profundidade da água no leito de cheia aumenta, esta torna-se mais perceptível. Esta influência pode ser mais facilmente observada na Figura 3. 20, com a presença de vegetação (rugosidade).

Na Figura 3. 21 observa-se a distribuição de velocidades em profundidade em secção composta de leito de cheia rugoso. Como previsto, verifica-se uma diminuição do campo de velocidades em leito de cheia de fundo rugoso.

A visualização das duas imagens permite concluir que apesar de a velocidade no leito de cheia rugoso ser menor do que em leito liso, a situação oposta acontece no que diz respeito ao leito principal, uma vez que o campo de velocidades é significativamente maior no leito rugoso.

A Figura 3. 22 representa a distribuição de velocidades transversais das mesmas secções.

## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

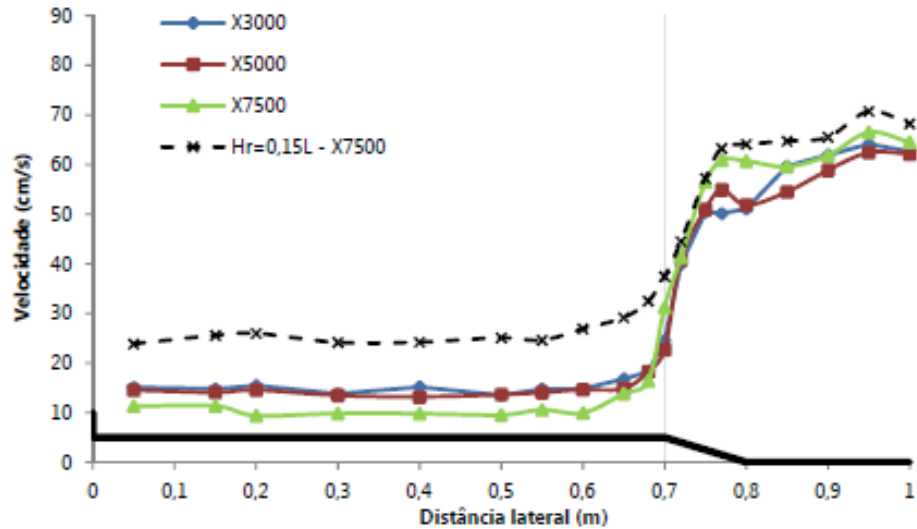


Figura 3. 21: Distribuição de velocidades médias em profundidade, em regime uniforme e leito de cheia rugoso, (adaptado de Duarte 2012).

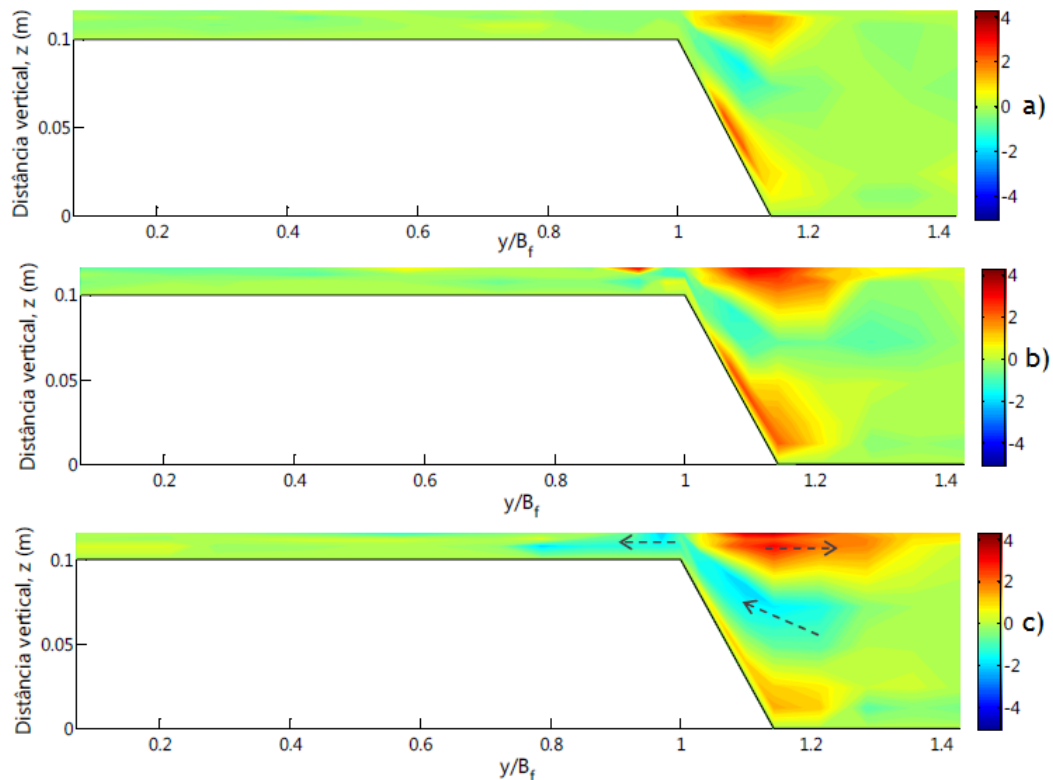


Figura 3. 22: Isolinhas das velocidades transversais (cm/s) em regime uniforme de canal de seção composta e leito de cheia rugoso a) X3000, b) X5000 e c) X7500), (adaptado de Duarte 2012).

É verificada novamente a presença de correntes secundárias na zona da camada de mistura devidas aos valores negativos e positivos das velocidades. Comparativamente à distribuição de isolinhas de velocidades transversais em fundo liso (Figura 3. 13), observa-se que na presença de fundo rugoso, as correntes secundárias são mais intensas correspondendo a uma maior transferência de massa líquida

A Figura 3. 23 foi desenvolvida por W. U. Fu-sheng, e mostra a distribuição de velocidades em canal simples de fundo rugoso (com vegetação) e liso (sem vegetação, 0 IP/m<sup>2</sup> (*Individual*

*Plant number per square meter*, planta individual por  $m^2$ )), podendo observar-se que a velocidade atinge valores mais altos em fundo liso comparativamente a fundo rugoso (Fu-sheng 2006).

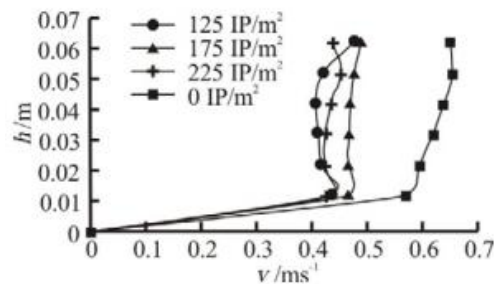


Figura 3. 23: Perfil vertical de velocidades em canal simples em zona de vegetação e fora desta, (adaptado de Fu-sheng 2006).

Uma vez analisados os estudos feitos sobre canais lisos e rugosos, com caudal constante ou variável, verificam-se algumas lacunas de conhecimento, nomeadamente:

- O estudo de regimes não uniformes com leitos rugosos;
- A análise de margens rugosas ou lisas separadamente do fundo, tendo sido analisado apenas em termos do conjunto do leito, e na maioria dos estudos apenas se considera o fundo, não fazendo qualquer referência aos taludes;
- O estudo separado do comportamento do fundo e da margem nos diferentes tipos de rugosidade e o comportamento dos mecanismos de instabilidade e rotura do respetivo talude;
- A investigação de leitos móveis e a respetiva distribuição de velocidades antes, durante, e após a rotura da margem.

### 3.5 Interação escoamento-talude

O subcapítulo diz respeito a alguns estudos já desenvolvidos acerca da interação escoamento-talude e a todas as ações de escoamento contabilizadas até à atualidade. Do ponto de vista geotécnico a ação da corrente fluvial é sempre considerada estática e/ou transversal ao talude, não existindo abordagens dinâmicas no sentido longitudinal até ao momento.

#### 3.5.1 Escoamento superficial sujeito à ação da gravidade

Úlpio Nascimento testou um ensaio proposto por Inderbitzen em 1961 cujo objetivo fundamental consistia na simulação de um escoamento superficial sobre um corpo de prova seco sujeito a determinadas condições de caudal, teor de humidade e inclinação variável. A Figura 3. 24 representa o equipamento típico do ensaio de Inderbitzen (Nascimento e Castro 1974).

## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

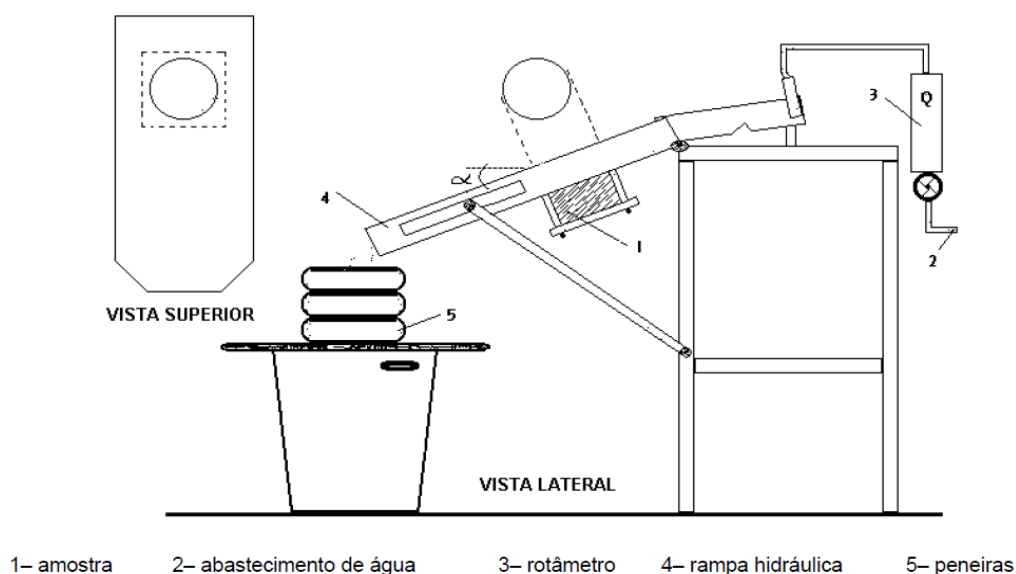


Figura 3. 24: Esquema de um equipamento do ensaio de Inderbitzen (Bastos 1999).

Os resultados são obtidos em perda de solo seco por unidade de área (em  $\text{g}/\text{cm}^2$ ) e tempo (em min). A partir destes dados, é possível determinar a tensão de corte na superfície:

$$\sigma = \gamma_w \cdot h_w \cdot i_r \quad [26]$$

(onde  $i_r$  é a inclinação da rampa). A altura da lâmina líquida ( $h_w$ ) pode ser determinada a partir da seguinte expressão:

$$h_w = \frac{q}{u \cdot L_r} \quad [27]$$

Onde  $L_r$  representa a largura da rampa (Bastos 1999).

O facto de se tratar de solo seco, faz com que esta análise seja a que mais se diferencia da realidade em relação a todos os outros estudos apresentados neste capítulo, uma vez que não simula a ação imposta pelo escoamento nem a margem de um canal (que estando submersa, o solo não coesivo encontra-se sempre saturado).

### 3.5.2 Cheias

As cheias fluviais provêm de elevados valores de caudais resultantes de processos hidrológicos, principalmente de precipitações muito intensas, que provocam a inundação de terrenos adjacentes também conhecidos por leitos de cheia, passando o escoamento a dar-se em secção composta (C. A. Ferreira 2012).

Tendo em conta a constante alteração climática do planeta, cada vez será mais necessário melhorar os sistemas de proteção de cheias em diversos países. Entre os estudos realizados descritos, encontra-se um artigo desenvolvido em Florença por Nardi, Rinaldi e Solari (Nardi, Rinaldi e Solari 2010), que mostra os resultados obtidos em ensaios sobre um modelo de uma

margem fluvial de um solo relativamente grosso (arenoso com algum seixo) com o objetivo de estudar os processos de instabilidade em solos não coesivos em caso de ocorrência de cheias. A metodologia passou por realizar alguns testes iniciais em modelos mais pequenos para testar diferentes tipos de solo, hidrogramas e geometrias de taludes. De seguida, foram feitas três experiências em um reservatório especialmente projetado para o objetivo, com estrutura de aço, uma placa de zinco na base e paredes de vidro para monitorizações durante os ensaios. A face da frente é também constituída por uma placa de zinco para permitir a construção da margem dentro do tanque. É incluído um pequeno reservatório na parte de trás do tanque para manter uma coluna de água durante as experiências, com uma placa porosa que separa o reservatório do corpo principal do tanque.

Este *layout* foi desenvolvido para se reproduzirem os seguintes efeitos:

- O movimento da água do rio para a margem e vice-versa, e consequentes mudanças nas pressões neutras;
- Pressões neutras laterais,
- Possível erosão induzida por infiltração do solo para o rio, no caso de colocar uma coluna de água mais alta que o nível do rio.

Não foram contabilizadas as tensões de corte na fronteira nem o efeito da corrente fluvial. Foi então feita uma margem dentro do tanque, com intenção de reproduzir as condições da camada central das margens do Rio Cecina (geometria e granulometria do solo). Baseado em observações de campo, foi escolhida uma altura de 70 cm de margem com ângulos entre os 75° e 90°. Na primeira experiência (EXP1), a margem tinha 1 m de largura e 1,33 m de comprimento, com um ângulo de 75°. A mistura sedimentar saturada tem um teor de água de entre 6 e 7%, condutividade hidráulica:  $k_{sat}=3,64 \times 10^{-6} \text{ m.s}^{-1}$  e é composta por 60% de seixo ( $D_{50}=5,9 \text{ mm}$ ) e 40% areia ( $D_{50}=0,3 \text{ mm}$ ), quantidade de silte ou argila desprezível. Nas outras duas experiências (EXP2 e EXP3), a altura e tamanho da margem são os mesmos, mas o ângulo é de 90°. A mistura sedimentar também é igual, sendo que na EXP3 foi adicionado 1% de cimento.

A compactação dos sedimentos foi feita através da aplicação de uma carga que varia entre 0,045 e 0,013  $\text{kg/cm}^2$ , valores semelhantes às cargas litostáticas aplicadas na camada central provocadas por uma camada superior coesiva (cerca de 20 horas por compactação em cada camada). A ideia do compactador dinâmico foi descartada pelas seguintes razões: evitar danos no reservatório, evitar a formação de pressões intersticiais maiores, e porque a compactação estática representa as condições que normalmente ocorrem na realidade a partir de cargas litostáticas.

Na EXP1, ocorreu uma rotura assim que se tirou a placa inclinada, que pode ser explicada pela compactação limitada do material ao longo da superfície inclinada, e portanto nas

experiências seguintes o ângulo de inclinação passou para 90°. Também ocorreu uma rotura no início da EXP2 (devido à retirada da placa e à composição do solo não coesivo), pelo que se formou um ângulo de 67° propositadamente para continuar a experiência. Na EXP3 não ocorreu qualquer rotura presumidamente pela presença de 1% de cimento na composição do solo, conferindo-lhe uma maior coesão. A Figura 3. 25 representa os hidrogramas usados em cada experiência e a evolução dos respetivos perfis. Todas as roturas ocorreram durante a subida do nível da água, sendo que na experiência nº3 (C) é visível o aumento da resistência ao corte através do efeito de cimentação.

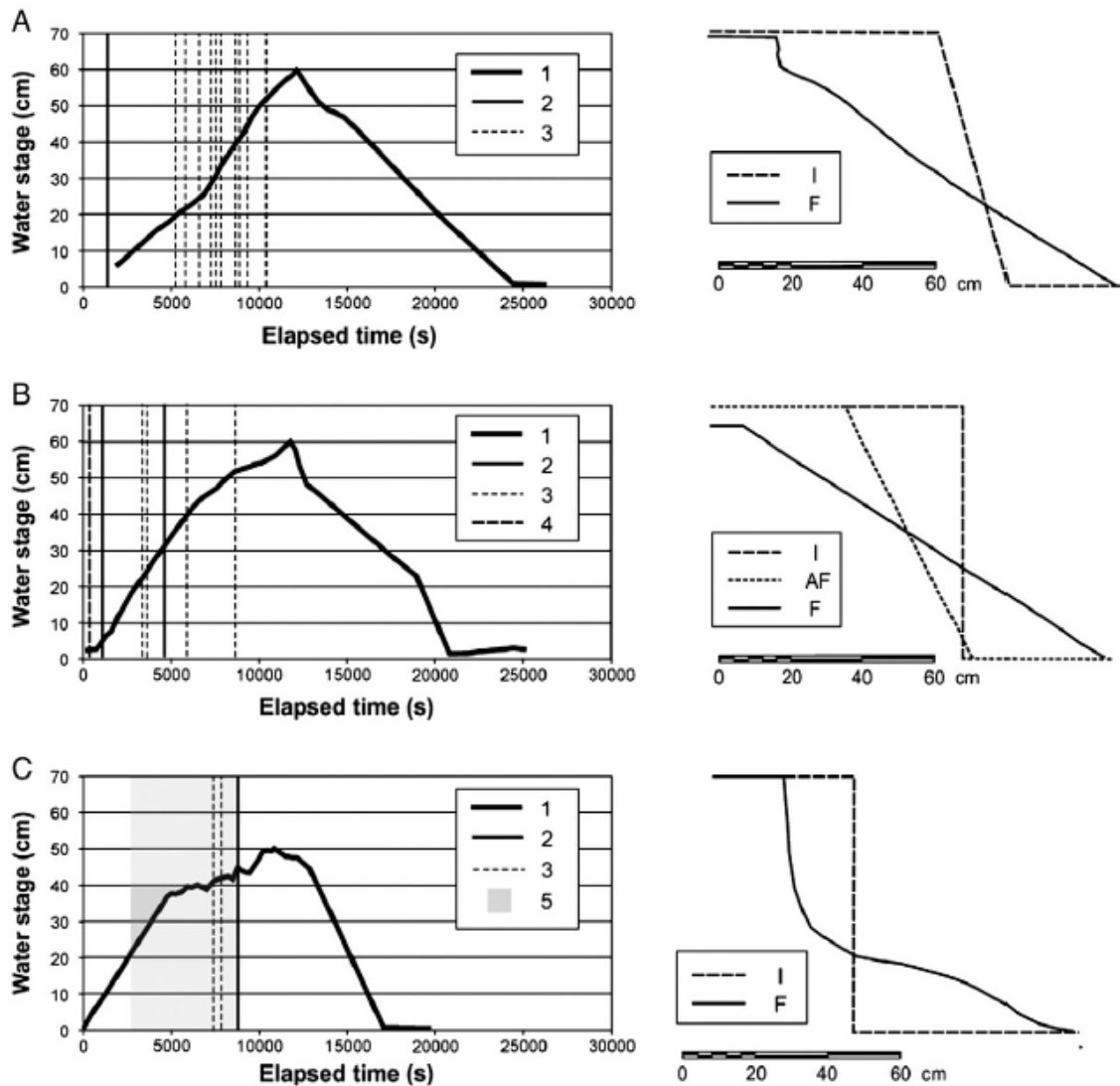


Figura 3. 25: Esquema sintetizado dos hidrogramas e evolução dos perfis nas experiências 1, 2 e 3 (A, B e C respetivamente). 1: hidrograma, 2: ocorrência de roturas maiores, 3: ocorrência de roturas menores, 4: rotura inicial após a retirada da placa, 5: erosão progressiva devido à perda de sição entre partículas, I: perfil inicial, F: perfil final, AF: perfil imediatamente após rotura (Nardi, Rinaldi e Solari 2010).

A inclinação de 90° em casos reais apenas se encontra presente nas curvas dos canais, pelo que as experiências 2 e 3 só têm aplicabilidade nesta situação. Como principal conclusão o estudo revela que margens compostas por solo granular e não coesivo sofrem mecanismos de erosão muito diferentes dos que ocorrem em solo coesivo, uma vez que a maioria das roturas

ocorre durante a subida do nível da água provocadas pela perda da coesão aparente. A coesão aparente é suficiente para manter a estabilidade de um talude de solo não coesivo, mas apenas em taludes baixos. A presença do cimento na última experiência mostra claramente uma resposta diferente em relação à estabilidade do talude, mecanismos de rotura e intervalo de tempo em que estes ocorrem, o que se torna numa observação bastante relevante no que diz respeito à modelação da estabilidade e ao cuidado e rigor a que esta se submete.

Allsop, Kortenhau e Morris apresentam também um estudo acerca dos mecanismos de rotura provocados por cheias, apresentando também no seu artigo soluções para a modelação de estruturas de defesa e o procedimento a tomar para determinar a probabilidade de rotura em diversas situações. São considerados três tipos de carregamento: a diferença do nível da água, o peso da água e a velocidade lateral do escoamento. Seguidamente, são descritas diversas situações de erosão fluvial ou rotura em caso de ocorrência de cheias (Allsop, Kortenhau e Morris 2007).

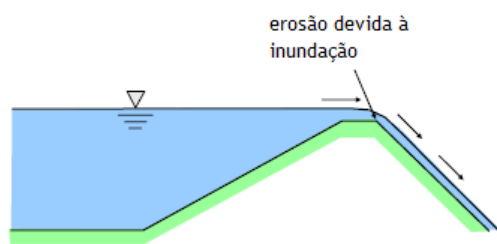


Figura 3. 26: Transbordamento provocado pela subida do nível da água - dano provocado à zona seca do talude por inundação, (adaptado de Allsop, Kortenhau e Morris 2007).

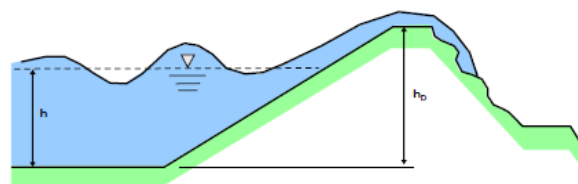


Figura 3. 27: Transbordamento provocado pelas ondas,  $h$ : nível da água estável,  $h_d$ : altura do talude, (adaptado de Allsop, Kortenhau e Morris 2007).

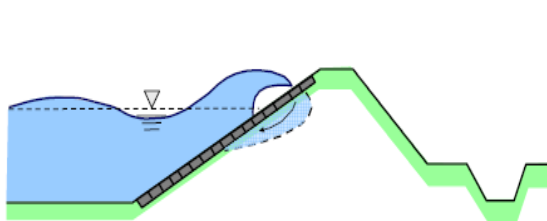


Figura 3. 28: Movimentação de elementos da camada superficial provocada por ondas, (adaptado de Allsop, Kortenhau e Morris 2007).

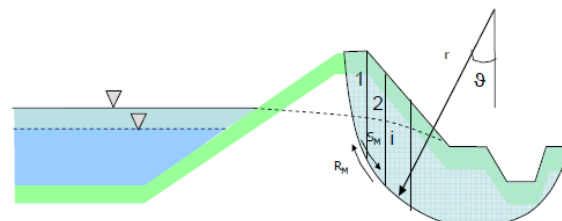


Figura 3. 29: Deslizamento no talude oposto, (adaptado de Allsop, Kortenhau e Morris 2007).

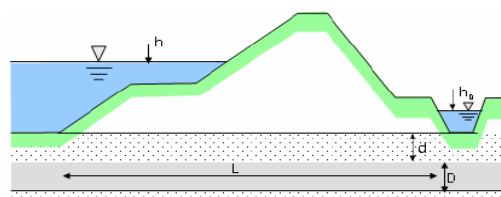


Figura 3. 30: Efeito de piping,  $D$ : altura de uma camada de areia, (adaptado de Allsop, Kortenhau e Morris 2007).



No caso da Figura 3. 26, o carregamento é provocado pela inundação. Na Figura 3. 27 pode também ocorrer uma infiltração de água no topo do talude e aumentar o teor em água, alterando a resistência do material da superfície. A mesma fonte inclui a erosão da vegetação por ação das ondas, o que também pode provocar uma diminuição da resistência. Figura 3. 28 apenas ocorre rotura quando o material da superfície (rocha ou areia) se movimenta, dependendo da força provocada pelas ondas. O mesmo tipo de rotura acontece se a camada superficial for composta por solo argiloso sem cobertura vegetal. O deslizamento da Figura 3. 29 pode ser provocado pelo abaixamento rápido (*rapid drawdown*) do nível da água. Outras situações podem também provocar o deslizamento no talude oposto à margem: o elevado nível da água, infiltração da precipitação durante um período de tempo longo, infiltração em fissuras do talude ou cheias cujo nível possa galgar a margem.

O efeito de *piping* (dentro ou por baixo de um talude) pode provocar uma erosão interna.

A Figura 3. 31 foi desenvolvida pelo *US Army Corps of Engineers* (Corpo Militar de Engenheiros dos Estados Unidos), (Hughes 2008), e representa os três tipos de transbordamento que podem ocorrer em taludes naturais ou de terra. O artigo contém métodos que estimam os diversos parâmetros da hidrodinâmica de cheias.

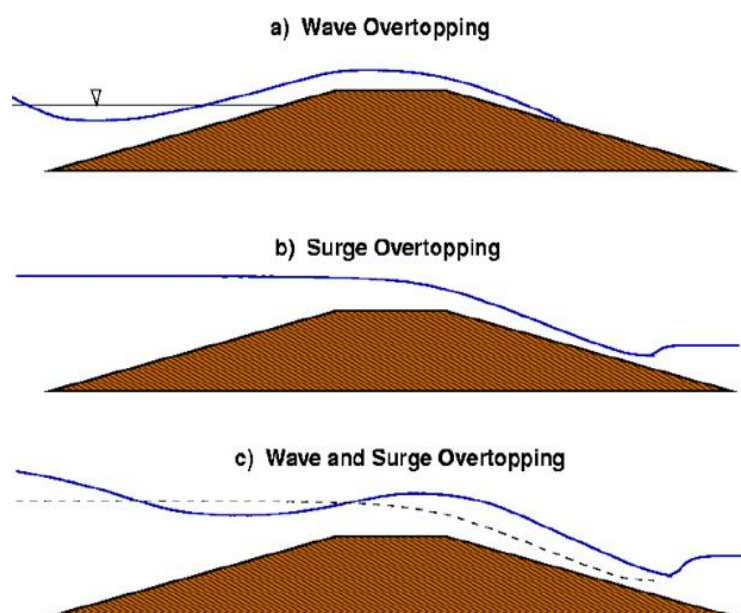


Figura 3. 31: Tipos de transbordamento de talude. a) Ondas criadas pelo vento, b) talude não exposto à atividade de ondas, mas transbordado pela subida do nível da água, c) Combinação das duas situações (o nível da água em repouso sobe e as ondas criam mais um componente instável). (Hughes 2008)

### 3.5.3 A ação da corrente e de ondas induzidas

A corrente induzida por barcos é muito complexa como já foi dito anteriormente, envolvendo alterações no nível da água, ondas e correntes de diversos níveis de magnitude, tendo um enorme impacto na estabilidade dos taludes. Na maioria dos casos, a força provocada pelas ondas é a mais problemática (Allsop, Kortenhaus e Morris 2007). Existem dois tipos de

corrente provocada pelos barcos ou navios: a corrente de retorno e a corrente induzida por propulsão. A primeira é paralela ao talude mas na direção oposta da embarcação, e a segunda representa os jatos de água de altas velocidades provocados pelas hélices dos motores que podem adotar diversas direções contra a margem.

Apesar de as correntes de retorno se manifestarem apenas na zona por onde o barco passa, podem provocar uma tensão de corte elevada no talude, que depende da velocidade do veículo, dos níveis de água gerados pelo seu movimento, e da magnitude da secção entre o navio e o canal. Segundo a mesma fonte, existem métodos para determinar a velocidade da corrente de retorno.

A corrente induzida pela propulsão do barco é mais significativa quando este arranca ou durante as manobras, e portanto os danos tendem a aparecer perto das docas, postos de ancoragem e de taludes. A magnitude do carregamento depende da força do sistema de propulsão e da duração do jato contra o talude, podendo ser provocado por tensões de corte (quando o eixo do propulsor é paralelo ao talude) ou por pressões hidrodinâmicas (quando o eixo do propulsor é perpendicular ao talude), ou uma combinação das duas, existindo também um método para determinar a velocidade devida aos jatos de propulsão de arranque (Allsop, Kortenhuis e Morris 2007).

No que diz respeito às ondas provocadas pelo movimento dos barcos, podem ocorrer dois tipos de padrões em canais pequenos: um primeiro sistema de retorno na proa do barco (parte da frente) e um secundário de ondas oblíquas criadas na proa e na popa (parte traseira) cuja amplitude depende da velocidade, tamanho e forma do veículo. É de salientar que o impacto que a onda tem no talude depende da inclinação deste. Quanto mais inclinado é o talude, mais fortes são as ondas e conseqüentemente maior é a erosão. O mesmo acontece com o ângulo de incidência da onda no talude, que quanto maior for, maior é o impacto (Mous 2010). A Figura 3. 32 ilustra um desenho esquemático do ângulo de incidência de uma onda num talude.

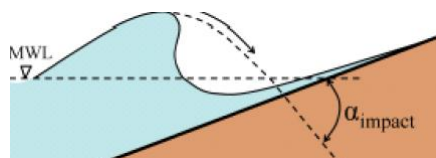


Figura 3. 32: Desenho esquemático do ângulo de impacto de uma onda num talude, (Mous 2010).

Outro aspeto importante concentra-se na razão ar/água da onda, uma vez que o ar tem um efeito amortecedor diminuindo a pressão na camada superficial do talude (Mous 2010).

### 3.5.4 Outros fatores a considerar em análise

Allsop, Kortenhau e Morris revelam ainda outros fatores que devem sempre ser considerados na modelação de um sistema de defesa contra cheias:

- Carregamento diferencial (as mudanças rápidas do nível da água durante uma cheia podem provocar condições que reduzem a resistência, podendo surgir problemas quando a permeabilidade é muito diferente de camada para camada, se por exemplo uma camada superior for impermeável e a subjacente for muito permeável pode ocorrer rotura devido à falta de dissipação da pressão neutra).
- O impacto das curvas dos canais (a curva altera a distribuição do escoamento dentro do canal e o respetivo campo de velocidades, aumentando o carregamento hidráulico nas margens).
- A presença de vórtices (têm sido observados em modelos de proteções costeiras, geralmente em curvas estreitas, podendo destabilizar elementos da camada superficial ou remover material de fundo. Não existem métodos para prever o aparecimento de vórtices, ou a magnitude das velocidades que estes provocam).
- Corrente induzida por barcos (quando considerado o carregamento imposto pela velocidade de escoamento, pode ser necessário ter em conta as correntes induzidas pelos barcos, cuja caracterização é muito complexa, envolvendo alterações no nível da água, ondas e correntes de diversos níveis de magnitude, podendo ter um impacto muito severo na estabilidade dos taludes).
- Fissuras (a presença de fissuras no solo diminui a sua resistência e a estabilidade do talude podendo afetar a geometria da superfície de rotura).
- Sobrecargas.
- Presença de arbustos ou árvores no talude (pode afetar e contribuir para a estabilidade, como dito anteriormente no ponto 2.1.2 - Fatores que afetam a estabilidade dos taludes).
- Vandalismo (quando o talude é composto por material leve e fácil de retirar, como pedras, pode tornar-se vulnerável ao vandalismo, podendo ser necessário aumentar o peso das pedras não por princípios hidráulicos mas para evitar que sejam removidas).
- Animais enterrados (pode ocorrer o efeito de *piping*, provocando assim uma rotura no talude).
- Impacte de detritos/gelo (o seu efeito pode ser significativo quando conjugado com a força provocada por ondas ou velocidades laterais altas) (Allsop, Kortenhau e Morris 2007).

### 3.6 Discussão e conclusão

Nas secções anteriores foi feita uma síntese do estado do conhecimento sobre o fenómeno da erosão em taludes, permitindo concluir que não existe ainda uma definição desambigua para os danos causados pelos diferentes tipos de escoamento de água sobre o talude. A erosão lateral é um dos processos mais importantes envolvidos na transformação da geometria das fronteiras do escoamento em superfície livre, podendo causar desmoronamentos de grande intensidade e destabilizar o curso natural da linha de água.

O estado atual do conhecimento sobre a interação entre escoamento turbulento e fronteiras móveis e permeáveis é muito limitado, sendo indispensável a caracterização do campo de tensões tangenciais, que subentende uma boa descrição das características do escoamento.

## 4 Programa Experimental

### 4.1 Modelação

#### 4.1.1 Considerações Gerais

Neste subcapítulo abordam-se os princípios da modelação física necessários a ter em conta para realizar um adequado procedimento experimental, de maneira a minimizar os efeitos de escala e suas consequências.

O primeiro princípio relativo à modelação física consiste no facto de que o modelo tem um comportamento semelhante ao protótipo que se pretende estudar, sob determinadas condições específicas. Contudo, existe a possibilidade de o modelo não simular o comportamento do protótipo se a escala ou o laboratório não tiverem todas as condições necessárias. O papel de quem simula passa por minimizar os efeitos de escala e compreender e aplicar todas as relações de semelhança necessárias e minimizar os efeitos causados pelo laboratório ao conduzir uma operação cuidadosa e delicada. A semelhança entre os dois elementos (protótipo e modelo) é alcançada apenas quando existe uma proporção entre todas as variáveis envolvidas no estudo (como forças de inércia, gravitacionais ou elásticas), embora possam existir alguns fatores que por serem insignificantes para o processo não necessitem de ser proporcionais. Para a modelação de estudos hidráulicos, torna-se necessário cumprir três condições: A semelhança geométrica, cinemática e dinâmica (Hughes 2008).

A semelhança geométrica existe se a proporção entre as dimensões lineares do modelo e do protótipo são iguais, ou seja a escala dos comprimentos nas três direções é a mesma. A semelhança cinemática é alcançada quando a escala de movimentos vetoriais é a mesma entre o protótipo e o modelo. Assegura a igualdade das velocidades de escoamento e pressões associadas à erosão lateral das margens. Quanto à semelhança dinâmica, esta apenas é alcançada se todas as relações entre as forças vetoriais forem as mesmas, isto é, se as proporções entre massas e forças atuantes do sistema forem constantes. Derivada da 2ª Lei de Newton, esta demonstra que a soma de todas as forças exteriores que atuam num corpo se iguala à reação desse corpo a essas mesmas forças. Esta última é um requisito importante, uma vez que se procederá à análise da capacidade do talude de resistir ao campo de escoamentos e respetiva distribuição de velocidades. A semelhança dinâmica só existe se as semelhanças cinemática e geométrica estiverem presentes no sistema. Assim como a semelhança cinemática é alcançada apenas quando existe semelhança geométrica.

Na prática, é quase impossível alcançar a semelhança perfeita em modelos de pequena escala. Contudo, isto não é impeditivo de analisar problemas de erosão e distribuição de

velocidades de escoamento uma vez que as forças de inércia e gravitacionais predominam, enquanto outras forças se tornam pequenas e insignificantes no processo. A relação da semelhança na modelação física pode ser representada pela seguinte expressão:

$$N_x = \frac{X_p}{X_m} = \frac{\text{Valor de "X" no protótipo}}{\text{Valor de "X" no modelo}} \quad [28]$$

Onde  $N_x$  representa a escala da proporção do parâmetro X entre o protótipo e o modelo.

As condições necessárias para se alcançar a semelhança hidráulica do modelo em relação ao protótipo podem ser derivadas das equações de Navier-Stokes para escoamentos de superfície livre incompressíveis e da equação de continuidade. Em primeiro lugar, e como dito anteriormente, o modelo precisa de semelhança geométrica para poder abranger os outros tipos de semelhança, e para tal as escalas de comprimento vertical e horizontal têm de ser as mesmas. Em segundo lugar, ambos modelo e protótipo têm a mesma proporção entre forças gravitacionais e forças de inércia (Número de Froude):

$$\left( \frac{\bar{u}}{\sqrt{gL}} \right)_p = \left( \frac{\bar{u}}{\sqrt{gL}} \right)_m \quad [29]$$

$$\frac{N_u}{\sqrt{N_g N_L}} = 1 \quad [30]$$

Sendo:

$\bar{u}$  - A velocidade média,

$g$  - A aceleração gravítica,

$L$  - O comprimento característico,

$p$  - referência ao protótipo,

$m$  - referência ao modelo,

$N_u$  - escala da proporção de  $u$  entre o protótipo e o modelo,

$N_g$  - escala da proporção da aceleração gravítica,

$N_L$  - escala da proporção do comprimento característico.

O Número de Froude é a relação mais indicada a contabilizar na semelhança hidráulica no caso de canais fluviais naturais.

Segundo Hughes, juntando a primeira condição (semelhança geométrica) com a segunda (Critério de Froude) assegura-se a semelhança entre as equações que descrevem o escoamento, com a exceção da viscosidade (Hughes 2008). A semelhança de Froude inclui ainda as tensões de corte do escoamento turbulento de Reynolds, pelo que os processos de dissipação do escoamento turbulento também estão à mesma escala entre o modelo e o protótipo. Os efeitos de viscosidade apenas podem ser modelados se o Número de Reynolds se conjugar com o critério de Froude num modelo geometricamente semelhante ao protótipo.

Fato que apenas se torna prático em protótipos (escala de tamanho real). Consequentemente, os efeitos da capilaridade e de viscosidade são desprezíveis. Na realidade, haverá sempre uma atenuação do escoamento junto às margens devida à viscosidade aí presente, mas pode ser minimizada e considerada insignificante.

### 4.1.2 Vantagens e desvantagens no uso de modelos físicos

A principal vantagem considerada é o facto de que os modelos físicos integram todas as equações não lineares do processo sem usar hipóteses simplificadoras, e consequentemente os resultados não são comprometidos, partindo do princípio de que existe semelhança hidráulica entre o protótipo e o modelo. De seguida, apresenta-se uma lista das principais vantagens descritas por Hughes:

1. Limites e fronteiras complexos podem ser incluídos sem qualquer dificuldade,
2. O tamanho reduzido do modelo permite a fácil coleção de dados,
3. As condições de carregamento (tensão) são facilmente simuladas e controladas,
4. Os requisitos de semelhança são bem compreendidos e fáceis de implementar,
5. O supervisionamento dos ensaios em modelos físicos pode revelar aspetos do processo que anteriormente não tinham sido considerados/revelados,
6. Podem ser otimizadas soluções de engenharia em modelos físicos para alcançar um melhor funcionamento de um determinado projeto a custo mínimo,
7. Na maioria das vezes, modelos físicos são uma opção de custo/benefício em relação a métodos alternativos de estudo (Hughes 2008).

É de salientar mais uma vez que os benefícios adquiridos na modelação física dependem da operação cuidadosa do utilizador e da respetiva compreensão das suas limitações e problemas recorrentes que podem ou não existir devido aos efeitos de escala e de laboratório.

A maior desvantagem em relação ao uso de modelos físicos é o efeito de escala ou de laboratório. Na maioria dos modelos hidrodinâmicos, os efeitos de escala surgem da hipótese de que a gravidade é a força dominante juntamente com as forças de inércia, sendo que a viscosidade, elasticidade e tensão de superfície são muitas vezes negligenciadas pelo facto de que contribuem muito pouco para os processos físicos. Um dos maiores problemas passa pela impossibilidade de reduzir o solo de taludes reais a um tamanho modelo e esperar por um comportamento erosivo semelhante como já foi referido no 1º capítulo (1.4 Limitações).

Apesar de alguns modelos físicos serem uma boa opção custo/benefício em relação a outros processos, pode também tornar-se uma desvantagem no sentido de que quanto maior for o modelo, mais caro se torna. Um modelo físico requer muito tempo e esforço por parte dos seus manipuladores para que se possam reduzir os efeitos de laboratório e assegurar medições de qualidade.

Hughes revela ainda que um estudo de erosão pode ser abordado por diferentes métodos, sejam eles numéricos, físicos, analíticos ou probabilísticos/estatísticos. Escolher a técnica que melhor se aplica ao caso de estudo requer um conhecimento da interação de forças e respostas que constituem os processos erosivos e compreender a maneira como estas são contestadas pelas tecnologias usadas. Na maioria dos casos, são aplicadas diferentes técnicas ao mesmo estudo para que se possa obter uma resposta fiável. Os modelos físicos tornam-se apropriados quando os processos hidrodinâmicos são muito complexos e pouco conhecidos, como o caso de estudo da presente dissertação (não-linearidades, interação onda/corrente fluvial, condições de fronteira complexas e numerosas) (Hughes 2008).

## 4.2 Instalações Laboratoriais, instrumentação e Sistema PIV

O procedimento experimental decorre nas instalações laboratoriais de Hidráulica no Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior, sendo implementado num canal prismático de recirculação (Figura 4. 1), cujo desenho esquemático se encontra na Figura 4. 2.



Figura 4. 1: Canal usado no procedimento experimental.

Para além da instrumentação afeta ao canal hidráulico, é usado um sistema de análise de escoamento implementado e estudado por Frederico Rodrigues (Rodrigues 2014) baseado na técnica de medição PIV (*Particle Image Velocimetry*). Nas secções seguintes são apresentadas descrições do canal e respetivos acessórios, do sistema PIV e da restante instrumentação usada ao longo da elaboração do presente trabalho.



#### 4.2.1 Descrição do canal

A estrutura usada no procedimento experimental do presente trabalho é constituída por um canal hidráulico e pelo respetivo sistema de recirculação. A Figura 4. 2 ilustra os principais elementos do sistema.

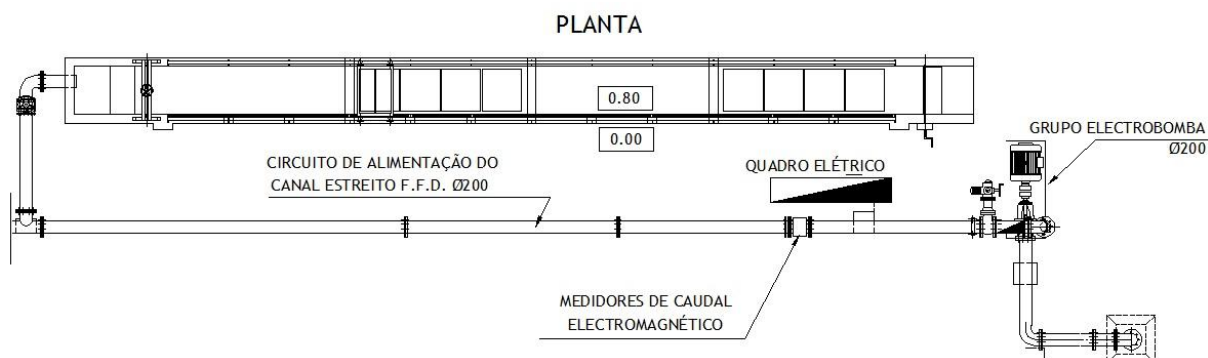


Figura 4. 2: Desenho esquemático do canal de recirculação usado nos ensaios laboratoriais (com o programa de *software AutoCAD 2013 Educational Product*).

O circuito de recirculação é constituído por:

- Reservatório;
- Conduatas de PVC ( $\varnothing$  200 mm);
- Bomba centrífuga ( $Q_{\text{máx}}=140 \text{ m}^3/\text{h}$ );
- *Display* digital de caudal ( $\text{m}^3/\text{h}$ );
- Torneira de controlo de caudal a jusante da bomba;
- Contador de caudal ( $\text{m}^3$ ).

O canal prismático é constituído por:

- Paredes laterais de betão;
- Janelas de vidro temperado;
- Colunas de suporte;
- Sistema de carris no topo;
- Estabilizador de superfície livre na entrada do canal;
- Comporta na saída do canal.

O canal prismático tem um comprimento de 12,5 metros, dos quais 11,6 são ocupados pelo modelo físico, e a respetiva secção transversal em estudo tem 0,80 m de largura (Figura 4. 2). Os vidros temperados laterais permitem uma fácil visualização do modelo físico e possibilitam a execução de medições baseadas em registo fotográfico e vídeo. Fotografias de todos os elementos mencionados podem ser visualizadas no Anexo 4.

## 4.2.2 Instrumentação usada no laboratório

A instrumentação usada tem como objetivo obter campos de velocidades de escoamento, baseando-se no cálculo do deslocamento de partículas entre duas imagens captadas (técnica de medição PIV), e é constituída por:

- Sistema de Laser com frequência de 16 Hz, luz vermelha (600 nm), Figura 4. 3 e Figura 4. 4;
- Câmara digital para a captura de imagens e respetivos acessórios de otimização (Figura 4. 5);
- Conjunto ondulador + Microcontrolador;
- Computador para armazenamento e análise dos dados.



Figura 4. 3: Laser usado nos ensaios laboratoriais de medição PIV.



Figura 4. 4: Fonte de alimentação do laser.

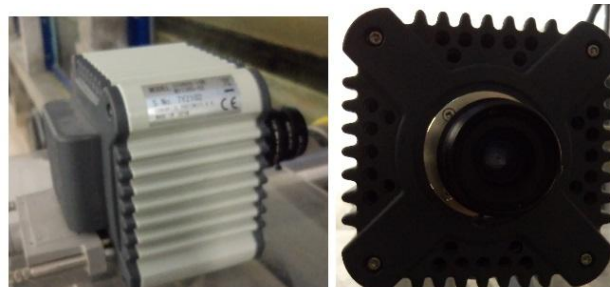


Figura 4. 5: Câmara digital usada nos ensaios laboratoriais de medição PIV.

O laser (Figura 4. 3) é usado como a única fonte de luz em medições PIV, tendo a capacidade para emitir uma luz monocromática de grande densidade. O seu feixe é facilmente convertido

num plano de luz, possibilitando desta forma criar um plano de análise do escoamento. A câmara digital usada nos ensaios (CCD C10600-10B ORCA-R2, Figura 4. 5) permite captar imagens de alta resolução em intervalos de tempo muito curtos (da ordem dos milissegundos), disponibilizando as imagens automaticamente no computador, com o auxílio do *software HClmage* (Rodrigues 2014). No entanto, para o caso de estudo é necessário um intervalo de tempo entre captação de imagens muito inferior ao da capacidade da câmara digital, pelo que foi necessário implementar um sistema com um ondulator e microcontrolador para poder usar o modo pulsado, e assim diminuir o tempo entre captura de imagens.

Ao longo dos ensaios identificaram-se ainda algumas limitações associadas à captação de imagens pela câmara, pelo que foi necessário introduzir alguns acessórios junto da lente. O plano de luz emitido pelo laser refletia ao incidir nas partículas de areia e na água (Figura 4. 6), e como tal, estes reflexos eram identificados no *software* de análise PIV como sendo partículas refletoras. Tornou-se necessário colocar filtros polarizadores na câmara para que estes efeitos refletivos fossem apaziguados (ver Figura 4. 6 e Figura 4. 8).

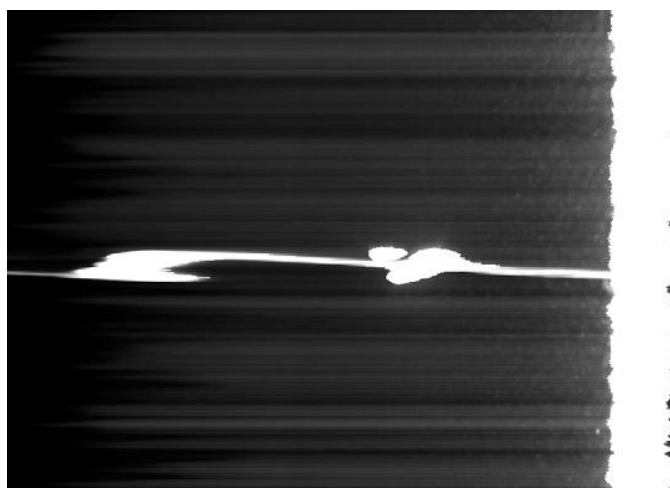


Figura 4. 6: Reflexão induzida nas partículas de areia por parte do laser.



Figura 4. 7: Câmara com filtros polarizadores adaptados.

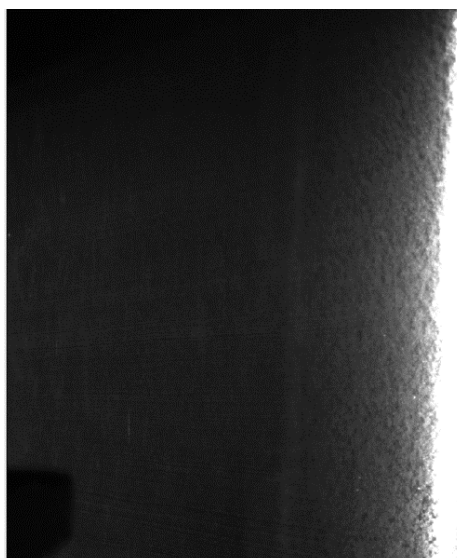


Figura 4. 8: Fotografia captada pela câmara com acessórios antirreflexo incorporados.

No sistema implementado por Rodrigues, a câmara estabelece ligação com o computador através de uma interface IEEE1394b e um controlador de vídeo DCAM-API (componentes adquiridos com o câmara), pelo que se torna possível a visualização das imagens captadas em direto.

#### 4.2.3 O Sistema PIV (*Particle Image Velocimetry*)

O presente subcapítulo pretende descrever o funcionamento de um sistema PIV. A *Particle Image Velocimetry* é uma técnica de medição não intrusiva que possibilita a medição de campos de velocidades instantâneas através da captação de fotografias de partículas refletoras no escoamento com uma câmara de alta resolução. Com o auxílio de um programa de *software* (*PIVlab*, no presente trabalho), é possível determinar os vetores de deslocamento  $\vec{u}$  e  $\vec{w}$  (horizontal e vertical respetivamente) de cada partícula entre duas imagens captadas. (Rodrigues 2014) (Ricardo 2008).

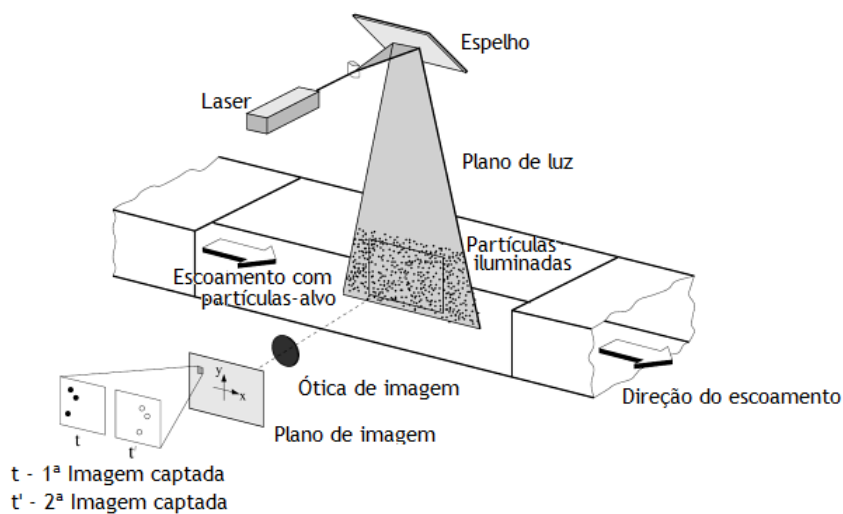


Figura 4. 9: Desenho esquemático de uma instalação de análise PIV (adaptado de Raffel, et al. 2007).

O escoamento apenas pode ser iluminado por uma única fonte de luz que forme um plano de intensidade constante em toda a sua área, perpendicular à ótica da câmara digital, para que as partículas refletoras que atravessam o plano de luz possam ser identificadas no *software PIVlab* e posteriormente analisadas. O cálculo de velocidades das partículas dá-se a partir da equação 31.

$$\vec{U}_p = \frac{\Delta \vec{r}}{\Delta t} \quad [31]$$

Em que  $\vec{U}_p$  é o vetor velocidade da partícula,  $\Delta \vec{r}$  é o vetor deslocamento da partícula e  $\Delta t$  é o intervalo de tempo entre duas imagens consecutivas. Para que o *software* analise as imagens em termos de campo de velocidades, a secção de estudo é dividida em áreas de interrogação de tamanho predefinido pelo utilizador. As dimensões mais frequentes são: 8 x 8, 16 x 16, 32 x 32, 64 x 64 ou 128 x 128. Uma vez que cada área de interrogação fornece um valor de velocidade médio, quanto mais pequena for a área, mais precisos serão os valores do campo de velocidades (Ricardo 2008) (Rodrigues 2014).

O sistema *Particle Image Velocimetry* tem um custo elevado em termos comerciais, o que limita a utilização generalizada desta técnica. No entanto, face ao avanço da tecnologia laser e de vídeo, é possível desenvolver sistemas de análise PIV de custo razoável e portanto têm vindo a ser desenvolvidos no âmbito de dissertações e teses de doutoramento, sendo alguns deles facultados como licenças de *Open Source* (Rodrigues 2014).

#### 4.2.3.1 Descrição das partículas-alvo

A escolha do tipo de partículas-alvo (*seeding particles*) é um aspeto fundamental no processo de análise, não podendo alterar o comportamento do escoamento. É necessário ter em conta o seu tamanho, a sua densidade (quanto mais próxima da densidade do fluido em estudo melhor) e as características da superfície. Como tal, estas devem ter um tamanho suficiente para que possam ser refletidas pelo laser e identificadas na câmara. No procedimento laboratorial são usadas partículas de óxido de alumínio ( $Al_2O_3$ ) com 10  $\mu m$  de diâmetro.

#### 4.2.3.2 Captura e processamento de imagens

Antes de qualquer ensaio, é necessário obter uma imagem de calibração na qual se introduz uma escala milimétrica para que no *software* de análise PIV se possa definir o espaço real. Como resultado final, os vetores velocidade serão fornecidos com as unidades de metros por segundo em vez de *pixéis por frame*. Esta fase é muito importante, uma vez que todos os cálculos efetuados pelo programa se regem a partir deste valor introduzido. A escala milimétrica não só deve ficar exatamente no mesmo plano de luz que se pretende analisar como também deve estar perpendicular à câmara. Se esta não se encontrar devidamente posicionada, os resultados PIV serão incorretos.

A captura de imagens na técnica de medição PIV é feita por câmaras digitais de alta resolução que tenham a capacidade de captar imagens em curtos intervalos de tempo (milissegundos), para além de existir a possibilidade de observar as imagens em direto (*live*). Segundo Ana Ricardo, o intervalo de tempo entre imagens deve ser de tal maneira pequeno, para que as partículas detetadas na primeira imagem não desapareçam antes de se captar a segunda imagem (Ricardo 2008).

Para que se possa proceder à análise das imagens é necessário definir o tamanho da janela de interrogação, como já foi dito anteriormente. São estas janelas que determinam a qualidade da resolução da medição e o número de vetores-deslocamento no plano. O método mais comum no tratamento de dados é a correlação simples (*cross-correlation*).

É praticamente impossível evitar vetores incorretos no processamento de imagens, por mais cuidadoso e rigoroso que seja o procedimento laboratorial. Existe um grande número de condicionantes, como pôde ser observado ao longo dos testes laboratoriais da presente dissertação. Os maiores problemas passam pela iluminação não homogénea dos ensaios, pelos defeitos da câmara (nomeadamente atrasos entre a captura das imagens), pela introdução da imagem de calibração, e pela inadequada densidade de partículas-alvo (*seeding*) no escoamento. De maneira a melhorar a qualidade de apresentação dos resultados, torna-se necessário remover os vetores incorretos. Um vetor é considerado não válido se o seu valor e direção se afastar mais do que um certo limite em comparação com os restantes vetores válidos. O *software PIVlab* permite que o utilizador exclua os vetores cujos valores mais se afastam da média.

### 4.3 Projeto do Modelo Físico

Os processos erosivos em canais fluviais constituem um problema tridimensional, sendo a ocorrência de cheias a situação mais crítica da análise. Para tal, o modelo físico necessita de ser analisado em plano 3D para contabilizar todos os processos e ações erosivas da forma mais correta. Este subcapítulo descreve o modelo físico usado nos ensaios laboratoriais, incluindo as suas dimensões, materiais usados, descrição do *layout* e propriedades do fluído usado.

O modelo tem 11,6 metros de comprimento, com 3 metros de leito móvel (areia de  $D_{50} = 0,98$  mm) e os restantes ocupados com uma caixa de contraplacado marítimo revestida pelo mesmo tipo de solo (leito fixo), cujo desenho esquemático se encontra na Figura 4. 10. O desenho das peças para a execução do modelo está apresentado no Anexo 3.

## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

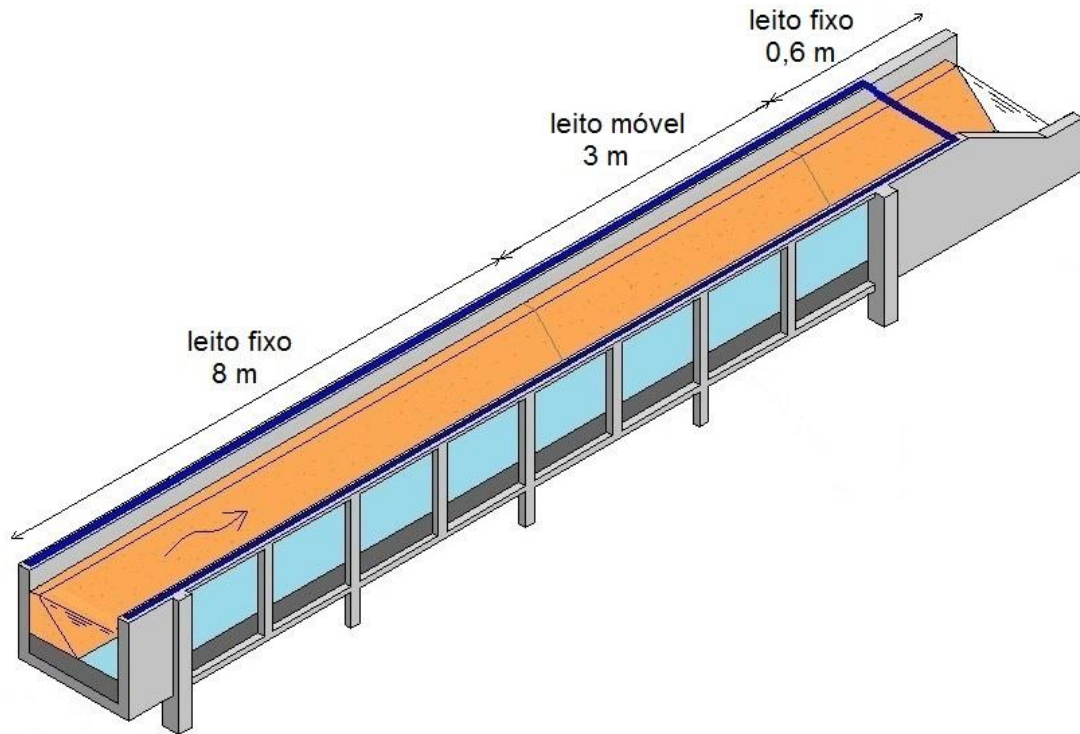


Figura 4. 10: Desenho esquemático do canal hidráulico e modelo físico em estudo (com o programa de software AutoCAD 2013 Educational Product).

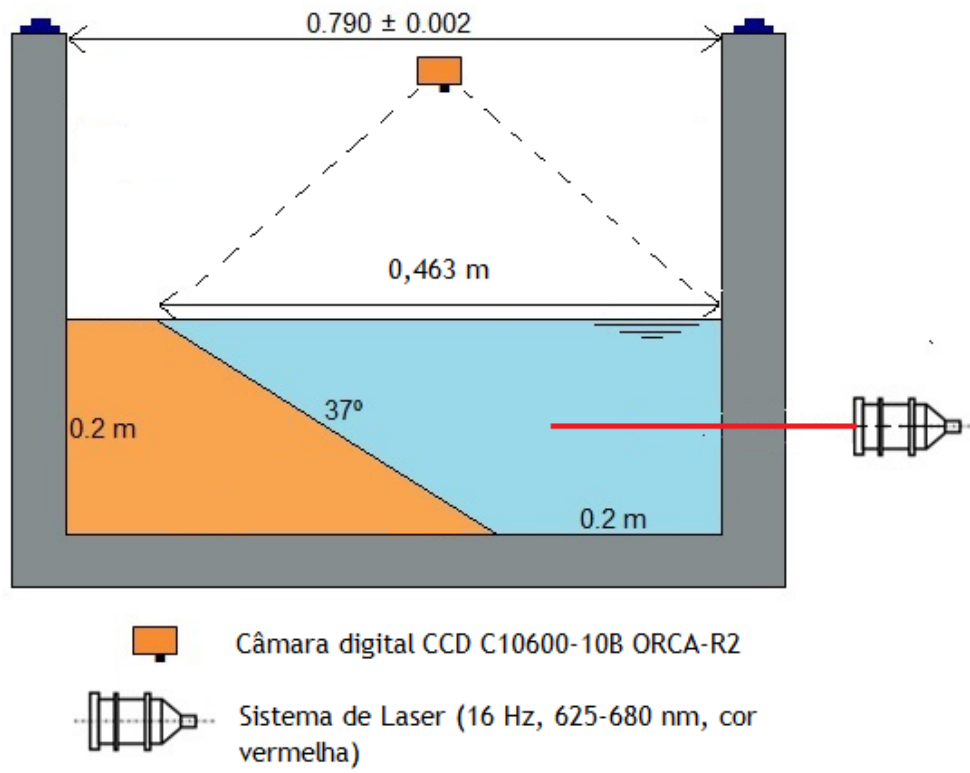


Figura 4. 11: Medidas da secção transversal do canal e modelo físico com instrumentação (com o programa de software AutoCAD 2013 Educational Product).

O principal motivo que levou a este *layout* foi o facto de ser necessário uma certa distância para o desenvolvimento da camada limite do escoamento ( $l'$ ), e portanto não havia necessidade de colocar um leito móvel ao longo de todo o comprimento do canal. À saída do canal também existe alteração das condições de escoamento, devido à presença de uma comporta, motivo que levou a colocar o talude fixo.

Como dito anteriormente, a inclinação do talude selecionada é de  $37^\circ$ , determinada por dois ensaios laboratoriais: através de um frasco cilíndrico com areia e água como mostra o Anexo 2 (Nascimento 1981) e através do ensaio de corte direto (Anexo A1.3).

Um dos objetivos do modelo físico adotado é também simular a situação mais desfavorável, ou seja, sem vegetação nas margens. Nos dias que correm ainda existem condições climáticas para que se desenvolva alguma vegetação ao longo das linhas de água portuguesas, situação que pode vir a ser alterada no futuro, caso venham a ser atingidas temperaturas muito altas (por volta dos  $50^\circ\text{C}$ ). Portugal poderá enfrentar zonas muito áridas.

Quanto à previsão das condições do escoamento, com base no diagrama de Hjulström (Hjulström 1935), a velocidade crítica de arrastamento para um diâmetro efetivo de partículas ( $D_{50}$ ) de 0,98 mm é de 0,3 m/s. Como tal, é possível determinar o caudal máximo permitido no canal a partir da equação 32.

$$\begin{aligned} Q &= U_{ca} \times S \leftrightarrow & [32] \\ \leftrightarrow Q &= 0,3 \times 0,067 \leftrightarrow \\ \leftrightarrow Q &= 0,02 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Sendo  $Q$  o caudal em  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $U_c$  a velocidade crítica de arrastamento (m/s) e  $S$  a secção do escoamento ( $0,067 \text{ m}^2$ ). Uma vez que a bomba centrífuga apresenta unidades de  $\text{m}^3/\text{h}$ , o caudal máximo permitido é de  $72 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Uma vez que nos ensaios é usado um caudal médio de  $70 \text{ m}^3/\text{h}$  ( $Q=1,94 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ ):

$$\begin{aligned} Q &= \bar{u} \times S \leftrightarrow & [33] \\ \leftrightarrow 1,94 \times 10^{-2} &= \bar{u} \times 0,067 \leftrightarrow \\ \leftrightarrow \bar{u} &= \frac{1,94 \times 10^{-2}}{0,067} \leftrightarrow \\ \leftrightarrow \bar{u} &= 0,2896 \text{ m/s} \end{aligned}$$

O respetivo número de Reynolds é dado pela expressão já apresentada anteriormente:

$$\begin{aligned} Re &= \frac{\bar{u} \times R}{\nu} \leftrightarrow & [34] \\ \leftrightarrow Re &= \frac{0,2896 \times 0,144}{1,01 \times 10^{-6}} \leftrightarrow \end{aligned}$$



## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

$$\leftrightarrow Re = 41289,5$$

Sendo  $R$  o raio hidráulico da secção ( $R=S/L = 0,067/0,465 = 0,144$  m, com  $L$  representado pelo maior comprimento da secção molhada) e  $\nu$  a viscosidade cinemática da água a 20°C ( $m^2/s$ ) (Lencastre 1983). É de notar que a temperatura da água varia entre ensaios, tendo sempre tendência para aumentar, uma vez que a água se encontra em recirculação e aquece ao passar na bomba. Como tal, a viscosidade da água pode variar entre  $0,83 \times 10^{-6} m^2/s$  (30°C) e  $1,01 \times 10^{-6} m^2/s$  (20°C) e como consequência, o número de Reynolds varia entre 41289,5 e 50243,9. Como foi dito anteriormente, o presente trabalho tem como finalidade estudar o comportamento de um talude arenoso imerso em escoamento fluvial turbulento e como tal o número de Reynolds é obrigatoriamente superior a 3000.

Determinado o número de Reynolds, calcula-se a distância ( $l'$ ) à qual a camada limite do escoamento estabiliza no canal em estudo.

$$l' = 3hw\sqrt[4]{Re} \leftrightarrow \quad [35]$$

$$\leftrightarrow l' = 3 \times 0,2\sqrt[4]{41289,5} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow l' = 8,553 \text{ m}$$

Sendo  $hw$  a altura do nível da água (m). Para uma temperatura de 30°C,  $l'$  toma o valor de 8,983 metros. Uma vez que a secção analisada se situa a meio do leito móvel e a 9,5 metros da entrada do canal, o campo de velocidades estudado não é afetado pelo desenvolvimento da camada limite. Quanto à espessura da camada limite, é necessário determinar previamente a tensão crítica de arrastamento ( $\tau_0$ ,  $N/m^2$ ), a velocidade de atrito junto ao fundo ( $u'$ ,  $m/s$ ) e o número de Reynolds de atrito ( $Re^*$ ).

$$Re^* = 11,6 \frac{D_{50}}{\delta} \quad [36]$$

$$Re^* = \frac{u' \times D_{50}}{\nu} \quad [37]$$

$$u' = \sqrt{\tau_0/\rho} \quad [38]$$

A tensão crítica de arrastamento pode ser determinada através do ábaco de Shields (Lencastre 1983). Para um diâmetro efetivo de partículas de 0,98 mm, a tensão crítica de arrastamento correspondente é de  $0,6 N/m^2$ .

$$u' = \sqrt{\tau_0/\rho} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow u' = \sqrt{0,6/1000} \leftrightarrow \quad (\text{Nota: } 1N=1kg.m/s^2)$$

$$\leftrightarrow u' = 2,45 \times 10^{-2} m/s$$

Sendo  $\rho$  a massa volúmica da água ( $1000 kg/m^3$ ).

$$Re^* = \frac{u' \times D_{50}}{\nu} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow Re^* = \frac{2,45 \times 10^{-2} \times 0,98 \times 10^{-3}}{1,01 \times 10^{-6}} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow Re^* = 23,77$$

O número de Reynolds de atrito sobe para 28,93 quando a temperatura da água está a 30°C. Segundo Armando Lencastre (Lencastre 1983), quando  $Re^* < 2$ , as partículas do fundo estão envolvidas pela camada limite e portanto o seu comportamento é independente da turbulência do escoamento, situação que corresponde à definição de escoamento turbulento liso. No entanto, a turbulência produz energia junto das margens e fundo podendo provocar vibrações entre as partículas, fazendo com que estas se soltem mais facilmente e sejam influenciadas indiretamente pela turbulência da corrente. De qualquer modo, o número de Reynolds de atrito no presente trabalho varia entre 23,77 e 28,98, pelo que o escoamento é definido como turbulento rugoso. Como tal, a espessura da camada limite é dada por:

$$Re^* = 11,6 \frac{D_{50}}{\delta} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow \delta = 11,6 \frac{0,98 \times 10^{-3}}{23,77} \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow \delta = 0,478 \times 10^{-3} \text{ m}$$

## 4.4 Procedimento Experimental

### 4.4.1 Caracterização da areia

O solo granular usado no procedimento laboratorial é classificado como uma areia mal graduada (uniforme, SP), de acordo com o sistema de classificação unificada de solos (ASTM D2487), sendo constituída por partículas entre 0,31 mm e 1,82 mm. No anexo A.1 são apresentados de modo muito resumido os ensaios de caracterização física e mecânica da areia, os resultados obtidos e a estimativa das propriedades com interesse para o estudo, que se encontram sintetizadas no Quadro 4. 1.

Quadro 4. 1:Características da areia utilizada no modelo físico.

Parâmetro	Solo SP
% passados no peneiro nº 200 (0,074 mm)	0,00
Diâmetro efetivo, $D_{10}$ (mm)	0,653
Diâmetro $D_{25}$ (mm)	0,803
Diâmetro $D_{30}$ (mm)	0,841
Diâmetro médio, $D_{50}$ (mm)	0,983
Diâmetro $D_{60}$ (mm)	1,041
Diâmetro $D_{75}$ (mm)	1,182
Diâmetro $D_{90}$ (mm)	1,368
Coefficiente de uniformidade, $C_u$ (-)	1,594
Coefficiente de curvatura, $C_c$ (-)	1,041

## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

Parâmetro	Solo SP
Densidade, G	2,657
Peso volúmico seco mínimo, $\gamma_{d,min}$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,82
Peso volúmico seco máximo, $\gamma_{d,máx}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,07
Peso volúmico saturado (kN/m <sup>3</sup> )	18,78
Índice de vazios máximo, $e_{máx}$ (-)	0,972
Índice de vazios mínimo, $e_{min}$ (-)	0,622
Coeficiente de permeabilidade da areia, k (m/s)	$8,374 \times 10^{-2}$
Ângulo de Atrito máximo, $\phi$ (°)	39,2
Ângulo de Atrito residual, $\phi$ (°)	36,5

### 4.4.2 Programa experimental

Dada a descrição do canal, prossegue-se à exposição da forma como este foi usado para estudar as condições a que o modelo físico está sujeito. Para tal, construiu-se um talude ao longo do canal (8,6 metros de leito fixo e 3 m de leito móvel), conforme o esquema da Figura 4. 10, e cujas dimensões da secção transversal se encontram na Figura 4. 11. No Anexo 5 apresenta-se a sequência de construção do modelo físico. O leito fixo é composto por uma caixa de contraplacado marítimo com 2 centímetros de espessura, cuja superfície é coberta com uma camada de cerca de 3 mm de areia granular ( $D_{50}=0,98$  mm) a jusante do leito móvel e a cerca de 3,40 metros a montante do mesmo, de forma a haver continuidade de escoamento na passagem de um leito para o outro. A areia é afixada com um produto de base aquosa para proteção de pavimentos porosos tanto no leito fixo como no fundo do canal. O leito móvel tem um desenvolvimento de 3 metros de comprimento, com as mesmas dimensões transversais do leito fixo e é constituído apenas por areia granular ( $D_{50}=0,98$  mm), onde será feita a maior parte dos ensaios da presente dissertação.

Para atingir o caudal desejado de  $19,4 \text{ dm}^3/\text{s}$ , é necessário controlar a entrada do escoamento no canal através da torneira de controlo de caudal a jusante da bomba e a saída do escoamento com a comporta, uma vez que o nível da água tem de coincidir com o topo do talude conforme a Figura 4. 11.

O trabalho experimental consiste em ensaios relativos à observação de mecanismos de instabilidade do talude, e os ensaios da análise do campo de velocidades num escoamento permanente com fronteira permeável fixa. O processo de construção do modelo físico apresentado no Anexo 5 é comum aos dois tipos de ensaios com a exceção de que nos ensaios de talude móvel não foi usado o produto de fixação da camada superficial de areia, uma vez que o objetivo é precisamente observar o fenómeno de erosão lateral e determinar a respetiva alteração da geometria do talude. O sistema de tubos piezómetros também não foi usado nos ensaios em talude móvel. Este sistema permitia observar o escoamento no interior do talude, paralelo a este, resultante da considerável permeabilidade do material. Contudo, nos estudos de talude móvel iriam interferir na configuração dos resultados.

Foram realizadas três séries de ensaios experimentais, de acordo com o plano apresentado no.

Quadro 4. 2: Plano de ensaios do modelo físico.

Série nº	Ensaio nº	Condições dos ensaios
1	1	Regime de escoamento permanente com fronteira permeável móvel, com h=20 cm durante 1 min e 44s, seguido de h=16 cm durante 1 min e 24s e seguido de escoamento variável
	2	Regime de escoamento variável com fronteira permeável móvel, 27 s após retirar proteção do talude
	3	Regime de escoamento variável com fronteira permeável móvel, 15 s após retirar proteção do talude
2	4	Regime de escoamento permanente com fronteira permeável móvel e h=20 cm
3	5	Regime de escoamento permanente com fronteira permeável fixa e h=20 cm

Segue-se a descrição de todas as fases inerentes à realização de cada série de ensaios.

Ensaio de observação de mecanismos de instabilidade do talude, escoamento variável (séries 1 e 2):

1. Construção do talude;
2. Preparação da bomba centrífuga para 70 m<sup>3</sup>/h de caudal e nivelamento da comporta na saída do canal;
3. Proteção do talude móvel com uma chapa de zinco;
4. Enchimento do canal;
5. Retirada da chapa de proteção;
6. Visualização e registo de resultados;
7. Repetição dos pontos 1 a 6 para posteriores ensaios do mesmo tipo.

Uma vez que o objetivo do ensaio consiste em estudar o mecanismo de rotura de um talude móvel sujeito a escoamento fluvial em caso de diminuição rápida do nível de escoamento (*rapid drawdown*) após uma cheia, foi necessário colocar uma chapa de proteção no talude para que este não sofresse deformação durante o estabelecimento das condições dos ensaios.

Ensaio de observação do talude de fronteira permeável e móvel exposto a escoamento turbulento permanente durante um longo período de tempo:

1. Construção do talude de leito móvel;
2. Preparação da bomba centrífuga para 70 m<sup>3</sup>/h de caudal e nivelamento da comporta na saída do canal;

## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

3. Proteção do talude móvel com uma chapa de zinco;
4. Enchimento do canal;
5. Retirada da chapa de proteção;
6. Visualização e registo de resultados no dia seguinte.

Ensaio de medição do campo de velocidades, no caso de escoamento permanente com fronteira permeável fixa (série 3):

1. Construção do talude, fixando a camada superficial da areia;
2. Preparação da bomba centrífuga para 70 m<sup>3</sup>/h de caudal e nivelamento da comporta na saída do canal;
3. Enchimento do canal;
4. Posicionamento correto da câmara digital e do laser;
5. Colocação das partículas-alvo (*seeding particles*) de óxido de alumínio no circuito de recirculação;
6. Captação de uma imagem de calibração em cada ponto de medição (**Erro! A origem a referência não foi encontrada.**). Foram realizados ensaios em 10 pontos de medição em secções horizontais com diversas distâncias ao fundo do canal;
7. Captação da sequência de imagens para posterior análise PIV em cada ponto de medição;
8. Análise PIV de cada medição com o auxílio do *software PIVlab*.
9. Construção do talude móvel e repetição dos pontos 2 - 8.

Para melhorar a qualidade das imagens captadas, todas as medições PIV foram realizadas durante a noite a fim de evitar qualquer iluminação natural exterior. Em cada ensaio foi registada a temperatura da água.

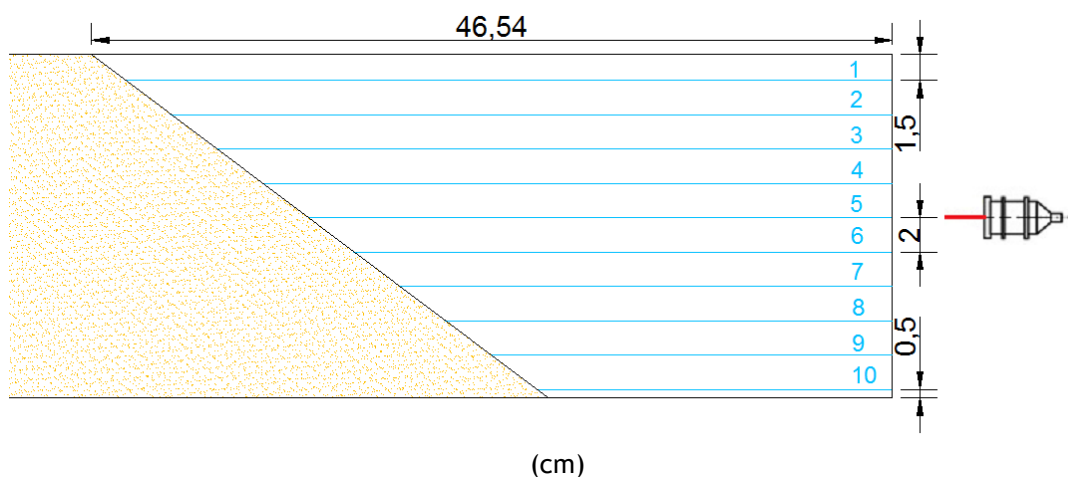


Figura 4. 12: Pontos de medição PIV da secção transversal.

Relativamente à série de ensaios nº 3, as análises PIV revelaram-se inconclusivas, motivo pelo qual não serão apresentadas no capítulo 5 - Análise do Comportamento do Talude.

## 4.5 Software Geostudio Slope/W

No presente trabalho são usados diversos tipos de *software*. O programa *Geostudio Slope/W* é baseado numa interface gráfica e fácil de usar, onde se desenha a geometria do talude com auxílio de algumas ferramentas. O processo de cálculo consiste em dividir a massa de solo em diferentes fatias dependendo das propriedades do solo de cada uma. A cada fatia é atribuído um material específico que contém uma unidade de peso e resistência.

No que diz respeito à especificação das propriedades do material no *Slope/W*, existe um número de funções básicas para definir as propriedades. Essas funções variam em relação à forma como é distribuída a resistência do solo em cada fatia. Por exemplo, na presença de solicitações exteriores, na maioria dos casos a resistência do solo aumenta com a profundidade. Para modelar o estado do talude, escolhe-se um tipo de material para o qual se especifica que a resistência aumenta X kPa a cada metro de desenvolvimento a partir da camada de topo ou de um local específico.

O *Slope/W* contém diversos métodos de cálculo (Quadro 4. 3). Um aspeto importante acerca da formulação de equilíbrio limite assenta no facto de que apesar de cada método inicialmente ter sido desenvolvido para determinadas geometrias de superfície de rotura, as suas hipóteses permitem que sejam aplicadas a outros tipos de geometria, ou seja, todos os métodos presentes no Quadro 4. 3, podem ser aplicados a qualquer superfície de rotura admissível cinematicamente.

Quadro 4. 3: Métodos usados no software e respetivas equações estáticas e tensões (GEO-SLOPE International Ltd. 2013).

Método	Equilíbrio de Momentos	Equilíbrio de Forças	Tensão normal entre fatias	Tensão de corte entre fatias
Tradicional (Fellenius)	X			
Bishop	X		X	
Janbu	X	X	X	
Spencer	X	X	X	X
Morgenstern-Price	X	X	X	X

Na prática, deve ser usado um método que satisfaz dois critérios: que use todas as equações estáticas (forças e momentos) e que também considere as tensões normais e de corte (GEO-SLOPE International Ltd. 2013). Ao observar o Quadro 4. 3 verifica-se que os métodos mais adequados para analisar a estabilidade de um talude são o de Spencer e o de Morgenstern-Price. No entanto, na presente dissertação vão ser estudados todos os métodos presentes no quadro e comparados os seus respetivos fatores de segurança.

## 5. Análise do Comportamento do Talude

### 5.1 Introdução

O material que compõe o talude tem tendência para se deformar naturalmente sob a influência da ação da gravidade, comportamento este que é agravado em situações que envolvem escoamentos do tipo fluvial. Dado a sua importância, uma vez que tais situações aparecem com alguma frequência na natureza e em sistemas de Engenharia, foram consideradas diferentes abordagens de análise do comportamento do talude. Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos.

Entre outros aspetos, é avaliada a influência das condições do escoamento, procurando ao mesmo tempo confirmar alguns dos mecanismos de instabilidade e erosão revistos nos capítulos 2 e 3 respetivamente. São apresentados os resultados da análise limite do problema por meio de métodos simplificados (Fellenius, Bishop, Janbu) e mais rigorosos (Spencer, Morgenstern e Price).

Por fim, é apresentada uma primeira proposta para um modelo simples de análise da estabilidade do talude em areia imerso em escoamento permanente do tipo fluvial.

### 5.2 Análise a partir da visualização do talude

Apresenta-se de seguida uma análise recorrendo apenas a uma visualização qualitativa da geometria do modelo físico do talude móvel construído no âmbito dos ensaios laboratoriais do presente trabalho. Em primeiro lugar será apresentada a análise dos resultados dos ensaios referentes à observação dos mecanismos de rotura do talude sujeito a escoamento em regime variável, designados por ensaios da série 1 (Quadro 4. 2), considerando a ocorrência de um abaixamento rápido da altura do escoamento. De seguida é analisada a situação do talude em areia sujeito à ação do escoamento permanente (série 2), referente à observação da configuração de equilíbrio da superfície do talude.

#### 5.2.1 Talude sujeito a escoamento em regime variável

Foram realizados e filmados três ensaios de observação do mecanismo de rotura do talude móvel, com o objetivo principal de observar a alteração da geometria da secção transversal após a ocorrência de cheias e no instante da diminuição rápida do nível da água (*rapid drawdown*). As figuras que se seguem ilustram as configurações da geometria da margem do leito móvel após o término dos ensaios.



Figura 5. 1: Configuração da geometria a montante do talude após o ensaio nº 1 (A: estabilização do escoamento após a 1ª diminuição do nível da água).

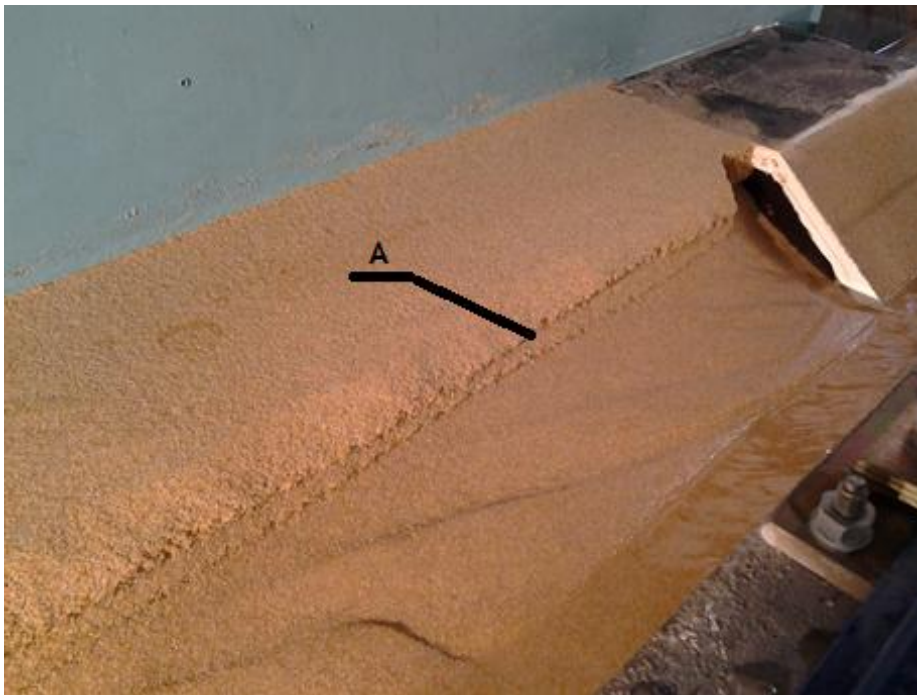


Figura 5. 2: Configuração da geometria a jusante do talude após o ensaio nº 1 (A: estabilização do escoamento após a 1ª diminuição do nível da água).





Figura 5. 3: Configuração da geometria a montante do talude após o ensaio nº 2 (B: nível a partir do qual a diminuição do nível da água passa a ser controlada apenas pelo esvaziamento do reservatório de entrada).



Figura 5. 4: Configuração da geometria a jusante do talude após o ensaio nº 2 (B: nível a partir do qual a diminuição do nível da água passa a ser controlada apenas pelo esvaziamento do reservatório de entrada).



Figura 5. 5: Configuração da geometria a montante do talude após o ensaio nº 3 (B: nível a partir do qual a diminuição do nível da água passa a ser controlada apenas pelo esvaziamento do reservatório de entrada).



Figura 5. 6: Configuração da geometria a jusante do talude após o ensaio nº 3 (B: nível a partir do qual a diminuição do nível da água passa a ser controlada apenas pelo esvaziamento do reservatório de entrada).

As imagens referentes aos três ensaios mostram claramente que o primeiro ensaio se diferencia dos restantes. Diferença esta que se deve ao tempo de espera para o abaixamento do nível da água no canal, que foi muito maior em comparação com os outros ensaios. Neste

caso, após se retirar a chapa de proteção, passou 1 minuto e 44 segundos até se abrir a comporta a jusante do canal. No entanto, a bomba centrífuga continuou ligada, o que levou a uma breve diminuição do nível da água seguida por uma estabilização do mesmo. Ao fim de mais 1 minuto e 24 segundos desligou-se a bomba e resulta a configuração de margem ilustrada na Figura 5. 1 e na Figura 5. 2.

Outro aspeto importante a salientar é o facto de que para além do primeiro ensaio, nos ensaios nº 2 e nº 3 também se evidenciaram duas fases de diminuição do nível de escoamento (delimitadas pela zona marcada com a letra “B” nas imagens referentes aos respetivos ensaios), apesar de serem provocadas por causas diferentes em relação ao primeiro. Quando a bomba é desligada e o nível da comporta baixa, o escoamento diminui rapidamente até atingir o nível de água no reservatório da entrada do canal (zona “B” nas figuras), a partir do qual a diminuição do nível da água se dá mais lentamente até o referido depósito esvaziar.

De entre as principais conclusões retiradas, destacam-se:

- i. O ângulo inicial de repouso, de  $37^\circ$ , determinado a partir dos ensaios do cilindro e de corte direto (ver Anexos 1 e 2) não é suportado pelo talude quando sujeito às condições desta série de ensaios. Assim que se retirou a chapa de zinco, a inclinação do talude diminuiu rapidamente depositando o material erodido junto do pé do mesmo, fenómeno bem observado no primeiro ensaio uma vez que a diminuição do nível da água não ocorreu logo, e portanto concluiu-se que o acontecimento foi independente do abaixamento rápido (*rapid drawdown*). Como tal, enfatiza-se novamente a não contabilização do efeito da corrente fluvial nos ensaios e a importância da mesma na diminuição dos respetivos fatores de segurança. O tipo de geometria de talude que inicialmente se planeou estudar no presente trabalho (Figura 2. 4, talude íngreme de topo alto), acabou por tomar outra configuração após os ensaios (Figura 2. 8, talude com perfil em linha reta).
- ii. Para além do ângulo de repouso, também a velocidade de arrastamento crítico se revelou muito menor do que a estimada através do diagrama de Hjulström (Hjulström 1935), que para um diâmetro efetivo de 0,98 mm corresponde uma velocidade de arrastamento de 0,3 m/s. De facto, nos ensaios estabeleceu-se uma velocidade média de aproximadamente 0,29 m/s, que provocou o arrastamento das partículas arenosas. Esta observação levanta uma questão pertinente sobre o valor do diâmetro efetivo que deveria ser considerado. Em geral, adota-se o diâmetro médio das partículas,  $D_{50}$ , tendo por base a composição granulométrica obtida através da distribuição em termos de massa. Contudo, o diâmetro efetivo deveria corresponder ao diâmetro médio das partículas,  $D_{50}$ , tendo por base uma composição granulométrica obtida a partir da distribuição das partículas em termos de superfície específica, o que geralmente corresponde ao diâmetro  $D_{10}$  da distribuição em termos de massa.

- iii. Observa-se que em todos os ensaios não existiu qualquer diminuição de altura no topo do talude, tendo este sofrido apenas erosão na zona de transição para o talude. Como tal, consegue distinguir-se a formação da superfície de rotura em todos os ensaios.
- iv. Não se verificaram discordâncias no desenvolvimento da configuração da geometria do talude ao longo de todo o seu comprimento, com exceção das erosões localizadas a montante e jusante do leito causadas pela caixa de contraplacado marítimo. A alteração da geometria da secção foi sempre constante, indicando que o regime turbulento e a respetiva velocidade chegaram à zona do talude móvel completamente desenvolvidos e estabilizados.

### 5.2.2 Talude sujeito a escoamento em regime permanente

O último ensaio dos trabalhos experimentais (nº4) consiste na observação do talude móvel sujeito a escoamento em regime turbulento permanente ao longo de um grande período de tempo (aproximadamente 24 horas). A Figura 5. 7 mostra a configuração da geometria da secção transversal do talude após o ensaio nº 4.



Figura 5. 7: Configuração do talude após ensaio nº 4.



## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

Os resultados obtidos a partir da visualização do talude estão resumidos na seguinte sequência de figuras, a qual representa a superfície típica do talude antes e depois de um longo período de tempo de ensaio.

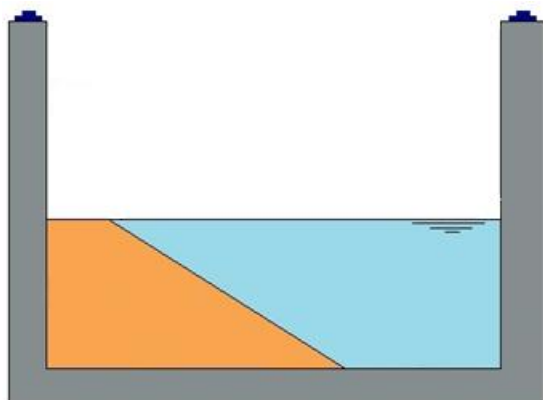


Figura 5. 8: Cenário de instabilidade que conduz o talude à rotura ( $t = 0$  s).

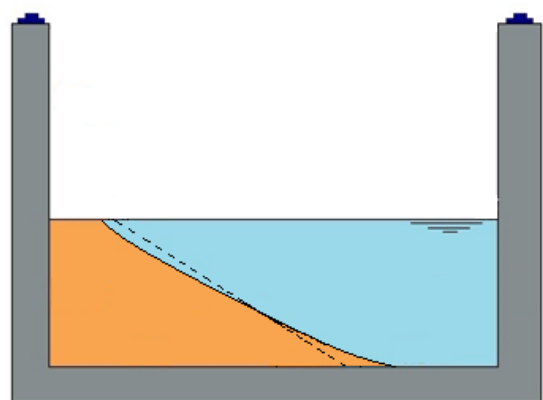


Figura 5. 9: Cenário de instabilidade que conduz o talude à rotura ( $t = 60$  s).

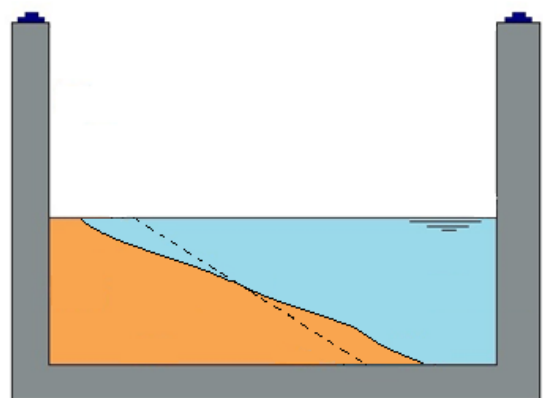


Figura 5. 10: Cenário de instabilidade que conduz o talude à rotura ( $t = \infty$ ).

A Figura 5. 8 representa a secção transversal média do talude de areia imerso em escoamento fluvial imediatamente após retirar a chapa de proteção de zinco, tal como foi projetado inicialmente. Na Figura 5. 9 é possível observar a configuração geométrica do talude pouco tempo depois de ser iniciado o ensaio (60 segundos), durante a fase das primeiras deformações. A secção transversal observada na Figura 5. 10 resulta das grandes deformações

a que o talude esteve sujeito durante um grande período de tempo e ao longo do qual se estabilizou a superfície.

### 5.3 Análise de resultados do *Geostudio Slope/W*

Neste subcapítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos no programa de *software Geostudio Slope/W* relativos ao modelo de talude especificado na Figura 5. 11. O *software* usa o modelo de Mohr-Coulomb para definir a resistência do solo em condições drenadas.

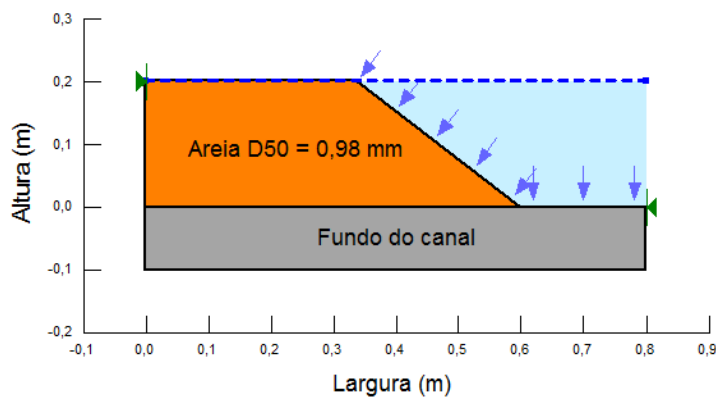


Figura 5. 11: Modelo de talude analisado no programa de software Geostudio Slope/W.

No que diz respeito à introdução das propriedades da areia na plataforma, foi adotado um peso volúmico saturado de  $18,78 \text{ kN/m}^3$  e um ângulo de atrito de  $37^\circ$ , comprovados por diversos ensaios laboratoriais de caracterização do solo.

Um aspeto importante a salientar é o facto de que o *software* apenas analisa a estabilidade de taludes em perfis 2D e corrente fluvial estática. Como tal, foi também realizado um ensaio laboratorial nestas condições com escoamento fluvial turbulento para que se possa comparar a eficiência de ambos os procedimentos e estudar a aplicabilidade do *software*.

#### Método Tradicional (ou de Fellenius):

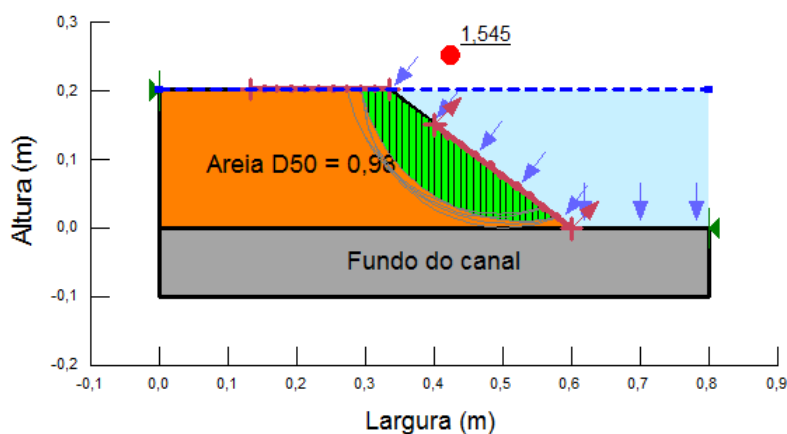


Figura 5. 12: Análise de estabilidade no Geostudio pelo Método Tradicional (Fellenius).

Como referido no ponto 2.6.2 - Métodos de Equilíbrio Limite, o método tradicional das fatias foi o primeiro a surgir, sendo que todos os outros vieram melhorar algum aspeto no procedimento de cálculo da estabilidade de taludes, e como tal o Método de Fellenius é o mais conservador e menos rigoroso nos seus resultados. É também dito que despreza todas as forças entre fatias e apenas considera o equilíbrio de momentos.

Método de Janbu:

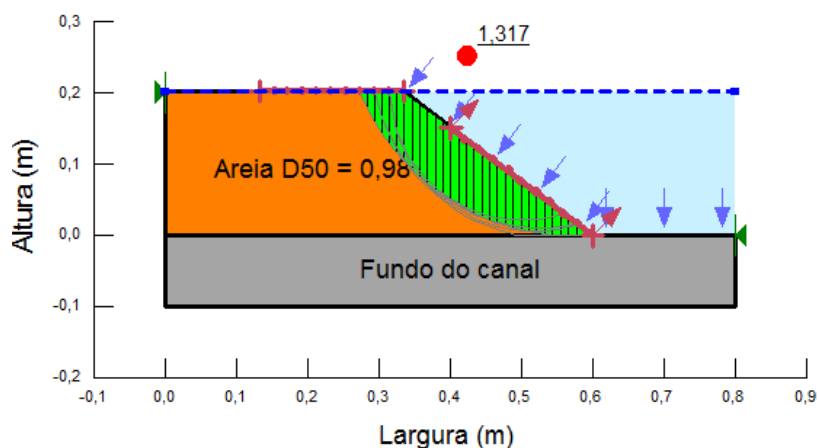


Figura 5. 13: Análise de estabilidade no Geostudio pelo Método de Janbu.

Método de Bishop:

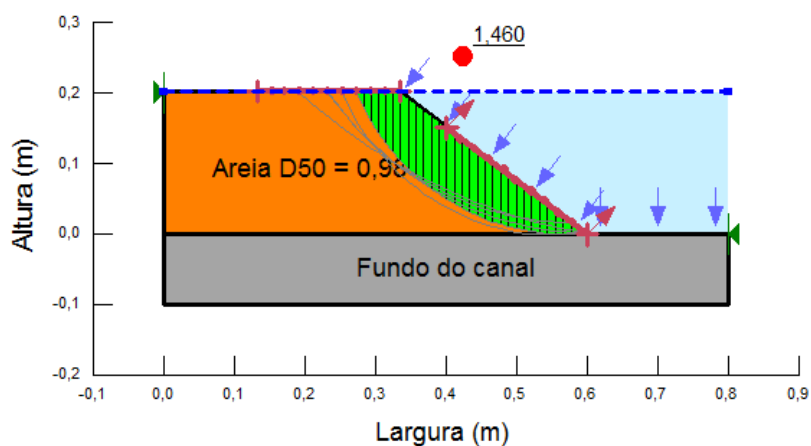


Figura 5. 14: Análise de estabilidade no Geostudio pelo Método de Bishop.

Os métodos de Janbu e de Bishop já incorporam as forças normais entre fatias, sendo que o primeiro determina o fator de segurança a partir do equilíbrio de forças e de momentos e o segundo considera apenas o equilíbrio de momentos. Outro aspeto importante assenta no facto de que o Método de Janbu considera a impulsão da água entre fatias e como tal, o fator de segurança diminui bastante comparativamente aos restantes métodos.

### Método de Spencer:

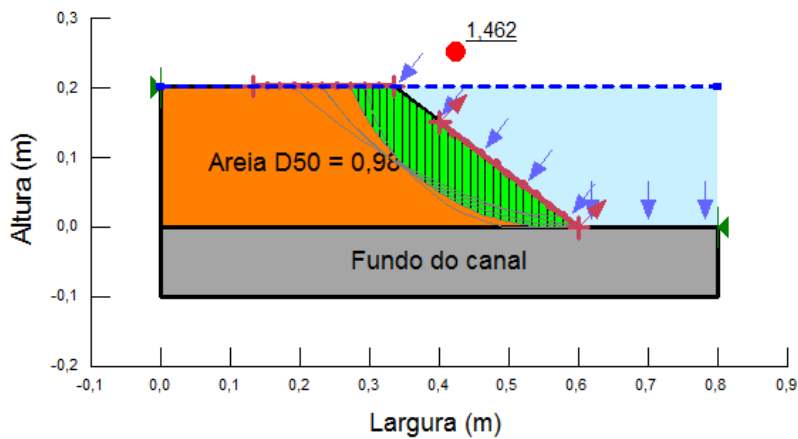


Figura 5. 15: Análise de estabilidade no Geostudio pelo Método de Spencer.

### Método de Morgenstern-Price:

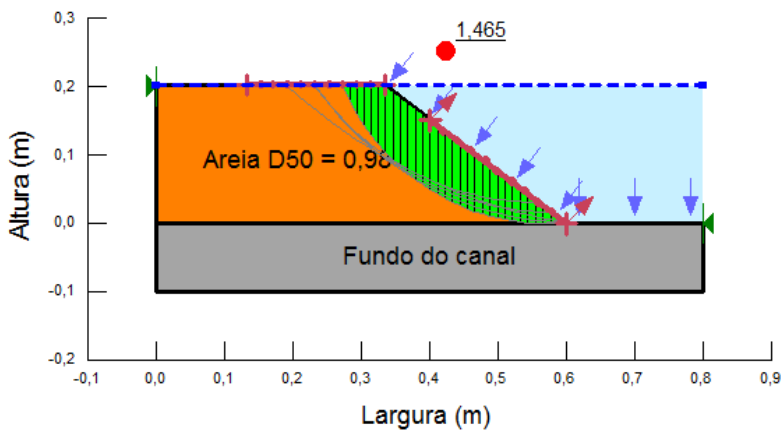


Figura 5. 16: Análise de estabilidade no Geostudio pelo Método de Morgenstern-Price.

Os Métodos de Spencer e Morgenstern-Price são os mais desenvolvidos matematicamente, podendo contabilizar tanto forças normais como forças de corte entre fatias. Ambos consideram o equilíbrio de forças e de momentos. O primeiro é aplicado apenas a superfícies de ruptura circulares e o segundo pode ser aplicado a qualquer tipo de superfície de ruptura. O Quadro 5. 1 apresenta o fator de segurança e o respectivo raio da superfície de ruptura obtido em cada Método analisado.

Quadro 5. 1: Resultados da análise de estabilidade no Geostudio.

Método	Fator de Segurança	Raio da Superfície de Ruptura (m)
Tradicional (Fellenius)	1,545	0,239
Janbu	1,317	0,321
Bishop	1,460	0,321
Spencer	1,462	0,321
Morgenstern-Price	1,465	0,321



Ao observar o Quadro 5. 1, conclui-se que o fator de segurança mais favorável e menos realista (pela descrição do método) é de 1,545 correspondente ao Método Tradicional, e o mais desfavorável é de 1,317 pelo Método de Janbu. É de salientar também que apenas o Método Tradicional apresenta um raio de superfície potencial de rotura que não corresponde ao observado nos ensaios (como se pode ver na Figura 5. 7 e na sequência de figuras 5.8 - 5.10), mostrando-se que não é o mais adequado para análises de estabilidade de taludes móveis.

#### 5.4 Solução analítica aproximada

Pretende-se determinar a inclinação máxima ( $\alpha_{\text{máx}}$ ) que o talude imerso de altura H pode admitir sem que a sua estabilidade seja comprometida. Para resolver o problema, vai recorrer-se a uma solução analítica aproximada, aplicando o teorema da região superior (ou cinemático), a partir do qual é possível limitar superiormente o valor da inclinação máxima,  $\alpha_{\text{máx}}$ . Este tipo de análise limite tem por base a definição da superfície potencial de rotura realista.

Incorporando o resultado da observação do ensaio nº 4 (Figura 5. 10), pode-se considerar uma superfície plana que passa pelo pé do talude e cuja inclinação em relação à horizontal é definida pelo ângulo  $\alpha$ . Ocorrerá instabilidade do talude se a resistência ao corte correspondente à condição limite, for inferior à tensão de corte induzida pela ação conjunta da gravidade e das tensões tangenciais devidas ao escoamento. Tal situação, corresponde à consideração de uma diminuição da tensão de confinamento ( $\sigma'_{N}$ ), que facilmente se deduz, para o estado de equilíbrio limite ativo. Assim, o fator de segurança em relação à instabilidade pode ser definido como a relação entre a tensão de corte limite ( $\tau_s$ ) e a tensão de corte inicial ( $\tau_0$ ):

$$FS = \frac{\tau_s}{\tau_0} = \frac{\sigma'_{Ns} \times \tan\phi}{\sigma'_{N0} \times \tan\phi}$$

Onde  $\sigma'_{Ns}$  representa a tensão normal ao plano de deslizamento após a erosão lateral, e  $\sigma'_{N0}$  a tensão normal inicial.

#### 5.5 Discussão e conclusão

Nas secções anteriores foi feita uma análise do comportamento do modelo de talude estudado, onde foi avaliada a influência das condições do escoamento, os mecanismos de instabilidade e rotura, a erosão exterior e uma análise limite do problema por meio de métodos determinísticos simplificados e rigorosos no *software Geostudio Slope/W*.

No decorrer da visualização qualitativa da alteração da geometria do talude móvel sujeito a escoamento variável (ensaios da série nº 1), observou-se que a inclinação da superfície do talude diminuiu significativamente em relação ao ângulo inicialmente projetado (37°), facto também comprovado pela segunda série de ensaios. Como tal, conclui-se que a contabilização das ações provenientes da corrente fluvial é de grande importância para a determinação de qualquer parâmetro inserido neste tipo de problemas geotécnicos e hidráulicos.

A rotura observada em todos os ensaios vai de encontro ao tipo de movimento de terras A classificado pelo *US Geological Survey* na Figura 2. 13, e que corresponde a um deslizamento de terras rotacional, situação mais comum em solos homogéneos e com superfície potencial de rotura circular. Portanto, a geometria do talude inicialmente projetada de topo baixo e de talude íngreme (Figura 2. 4), passou a tomar a configuração de perfil em linha reta (Figura 2. 8), pelo que no decorrer do ensaio nº 4 se observou que as inclinações da margem e do fundo ficaram muito semelhantes.

A análise de estabilidade realizada pelo *software Geostudio Slope/W* utiliza métodos baseados no equilíbrio limite, considerando um modelo de comportamento do material de Mohr-Coulomb, sendo que a principal conclusão obtida na análise determinística foi o facto de existir uma boa aproximação do raio da superfície potencial de rotura, com a exceção do Método Tradicional de Fellenius. Conclui-se também que o método de Janbu é o mais adequado a usar, não só porque foi usado em casos de estudo onde se inclui a situação mais crítica, o esvaziamento rápido (*Rapid Drawdown*), mas também por ter apresentado o valor do FS mais desfavorável. No entanto, qualquer valor de FS determinado no *software* não é corretamente analisado uma vez que os métodos existentes no *software* não consideram o efeito do escoamento paralelo ao talude.

## 6. Conclusões e sugestões de trabalhos futuros

### 6.1 Considerações finais

A problemática da falta de investigação e conhecimento referentes aos processos de erosão fluvial e estabilidade de taludes aluvionares é o principal aspeto discutido na presente dissertação. A erosão tem assumido uma gradual importância com o aumento de alterações artificiais nos cursos de água, e como tal surge a necessidade de reformular o plano de análise de estabilidade dos taludes de solo móvel, de forma a contabilizar todos os fatores instabilizadores e evitar de forma mais eficaz qualquer tipo de deformação no solo e a destabilização da linha natural da água.

Face ao contexto apresentado, o objetivo do presente trabalho passa por contribuir para o conhecimento da interação entre os processos de erosão lateral e de instabilidade dos taludes naturais. Especificamente, foi realizada uma revisão da literatura de modo a estabelecer um substrato teórico que suportou o desenvolvimento do trabalho; observaram-se e analisaram-se os mecanismos de instabilidade e rotura associados ao talude projetado sujeito à situação mais desfavorável, assim como as respetivas condições de fronteira entre o escoamento e o leito no sentido longitudinal da linha de água. Situação esta que engloba a ação do escoamento fluvial turbulento e permanente, escoamento variável (*Rapid Drawdown*) após um longo período de cheias e sem qualquer presença de vegetação na margem.

Os métodos de análise determinística descritos no trabalho e usados no âmbito da componente prática da dissertação consideram um talude de geometria fixa imerso em escoamento e sujeito a pressões hidrostáticas. Contudo, na realidade trata-se de um problema com fronteiras móveis e ao longo do tempo ocorrem mudanças nas suas propriedades geométricas. Para além de que assumem como hipótese de base o movimento da massa instável como um bloco rígido, revelando um lapso de grande importância no que diz respeito à análise de estabilidade de taludes em areia atacados por correntes fluviais.

O estado atual do conhecimento sobre a interação entre escoamento turbulento e fronteiras móveis e permeáveis é muito limitado, sendo indispensável a caracterização do campo de tensões tangenciais, que subentende uma boa descrição das características do escoamento. De toda a análise realizada no trabalho, a maior conclusão a retirar da informação obtida passa por não existir uma clarificação relativamente aos danos provocados pelo escoamento turbulento. São revistas diversas situações de escoamento transversal em contacto com as margens, havendo muito poucas referências em relação ao escoamento paralelo ao plano do talude. Para além de que não há designações nem modelos de análise específicos para esta situação, e muito menos que contabilizem todos os parâmetros necessários que intervêm na estabilidade do talude.

Através da visualização qualitativa dos ensaios realizados no laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior, ao talude móvel sujeito a escoamento variável e escoamento permanente, foi possível compreender o seu mecanismo de rotura e todos os fenómenos associados ao mesmo. Em primeiro lugar, o ângulo inicial de repouso de  $37^\circ$  não foi suportado pelo talude quando sujeito a tais condições. Imediatamente após a retirada da chapa de proteção de zinco, a inclinação diminuiu significativamente e o material desagregado depositou junto do pé do talude. Tal acontecimento esteve exclusivamente relacionado com a passagem do escoamento, uma vez que o abaixamento rápido se deu uns instantes depois. Como consequência, o tipo de geometria do talude inicialmente planeado (Figura 2. 4) acabou por tomar outra configuração após a estabilização da margem (Figura 2. 8). Para além do ângulo de repouso, também a velocidade de arrastamento crítico se revelou muito menor do que a determinada inicialmente através do diagrama de Hjulström, que para um diâmetro efetivo de 0,98 mm o seu valor seria de 0,3 m/s, e nos ensaios estabeleceu-me uma velocidade média de 0,29 m/s, tendo provocado o arrastamento das partículas de areia. Esta conclusão levanta ainda mais uma questão pertinente no que diz respeito ao valor do diâmetro efetivo a contabilizar na análise. Geralmente usa-se o diâmetro médio das partículas  $D_{50}$ , tendo por base a composição granulométrica do solo, e no entanto deveria corresponder ao diâmetro médio das partículas a partir da sua distribuição em termos de superfície específica, o que geralmente corresponde ao diâmetro  $D_{10}$  da sua distribuição em termos de massa.

Observou-se ainda que em todos os ensaios não existiu qualquer diminuição de altura no topo do talude, tendo este sofrido apenas erosão na zona de transição entre o topo e o talude, e portanto distingue-se a formação da superfície de rotura em todos os testes efetuados. Para além do exposto, não se verificaram discordâncias no desenvolvimento da configuração da geometria do talude ao longo de todo o seu comprimento, com exceção das erosões localizadas a montante e a jusante do leito provocadas pela caixa de contraplacado marítimo. A alteração da geometria da secção foi sempre constante, o que indica que o escoamento chegou à zona de estudo completamente desenvolvido e estabilizado.

Em relação aos ensaios realizados com a técnica de medição PIV (*Particle Image Velocimetry*), salienta-se que não foram obtidos resultados conclusivos, apesar de terem sido aplicadas inúmeras tentativas de reformulação do equipamento. Conclui-se ainda que é necessário um urgente desenvolvimento na conceção de instrumentação do tipo MEMS (*Microelectromechanical systems*) no âmbito da Geotecnia. Os dispositivos de instrumentação interna do talude (sistema de tubos piezómetros) usados no mesmo ensaio não conseguiram medir as variações diferenciais da velocidade nem de pressão, uma vez que se tratam de variações microscópicas.

Adicionalmente, foi realizada uma análise de estabilidade ao mesmo modelo de talude no programa de *software Geostudio Slope/W*, tendo sido analisados e comparados todos os

métodos existentes no programa. Como principal conclusão, apresenta-se o facto de que a determinação do raio de superfície potencial de rotura se aproximou da situação real obtida nos ensaios de visualização, com exceção do resultado da análise alcançado no Método Tradicional de Fellenius. Conclui-se ainda que o método de Janbu é o mais adequado, não só por ser usado em casos de estudo reais de esvaziamento rápido, mas também por apresentar o menor valor do fator de segurança entre os métodos usados. Contudo, é necessário salientar novamente que qualquer valor de fator de segurança determinado através dos métodos existentes no *software* não é razoável, uma vez que não é considerada a ação proveniente do escoamento turbulento paralelo ao talude.

### 6.2 Principais conclusões

Face ao exposto no subcapítulo anterior, as principais conclusões do presente trabalho são:

- Os métodos de análise determinística descritos no trabalho não são suficientemente rigorosos para se analisar um problema de estabilidade de um talude imerso em escoamento fluvial, uma vez que se baseiam em hipóteses de base pouco realistas;
- O estado atual do conhecimento acerca da interação entre escoamento turbulento e fronteiras móveis é muito limitado, sendo indispensável o desenvolvimento teórico e prático da caracterização do campo de tensões tangenciais junto ao talude;
- A visualização qualitativa dos ensaios permitiu um maior conhecimento a nível do mecanismo de rotura de taludes aluvionares sujeitos a escoamento turbulento variável ou permanente, concluindo que os parâmetros determinados previamente aos ensaios não são os mais corretos nem seguros para uma análise de estabilidade de um talude;
- É necessário um maior desenvolvimento na área da instrumentação *wireless* e de tipo MEMS, para que seja possível a análise de problemáticas associadas ao nível da partícula do solo.

### 6.3 Sugestões para investigações futuras

Para o prosseguimento do estudo apresentado na presente dissertação, são formuladas algumas sugestões e orientações breves para investigações futuras na expectativa de virem a ser desenvolvidas com resultados frutuoso.

1. Obtenção do campo de tensões na interface escoamento-talude, ao nível da subcamada viscosa;
2. A compreensão dos mecanismos envolvidos na interface ao nível da partícula, e uma vez dominado o assunto, será possível desenvolver um modelo de análise matemático

para determinação dos parâmetros da resistência ao corte real do solo e o respectivo ângulo de atrito modificado;

3. O desenvolvimento urgente de instrumentação muito sensível e *wireless* de tipo MEMS (*Microelectromechanical Systems*), sobretudo para que seja possível medir variações diferenciais da pressão da água nos vazios, necessárias para determinar tensões efetivas.

## Bibliografia

- Allsop, William, Andreas Kortenhaus, and Mark Morris. Failure Mechanisms for Flood Defence Structures. Floodsite, 2007.
- ASTM. D4253-83 Standard test methods for maximum index density and unit weight of soils using a vibratry table. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2000.
- ASTM. D4254 Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2000.
- Avila, Luciele O., Andréa Nummer, e Rinaldo J. B. Pinheiro. Erosão na Microbacia do Arroio Sarandi: Voçoroca do Buraco Fundo, Santa Maria/RS - Brazil. Universidade de Coimbra, Universidade de Coimbra, 2010.
- Barbosa, J. Novais. A Camada Limite - Distribuição de velocidades em escoamentos interiores. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1968.
- Bastos, Cezar. Estudo Geotécnico sobre a Erodibilidade de Solos Residuais Não Saturados. Porto Alegre: Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1999.
- Bastos, Cezar, Jarbas Milititsky, e Wai Gehling. A avaliação da erodibilidade dos solos sob o enfoque geotécnico - pesquisas e tendências. Editado por Departamento de Materiais e Construção - FURG. Teoria e Prática na Engenharia Civil, No.1, Novembro 2000: 17-25.
- Beckman Coulter, Inc. "Product Manual." 2011.  
<https://www.beckmancoulter.com/wsrportal/techdocs?docname=4237214EA.pdf>  
 (acesso em julho 2, 2014).
- Brederode, Vasco. Fundamentos de aerodinâmica incompressível. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 1997.
- Buarque, Diogo C. Simulação numérica direta de um escoamento turbulento em um canal com fundo ondulado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.
- Campbell, Lorna J. Double-Averaged Open-Channel Flow over Regular Rough Beds. University of Aberdeen, 2005.
- Cardoso, António H. Hidráulica Fluvial. Fundação Calouste Gulbenkian, 1998.
- CEN/TC341, Technical Committee. "CEN ISO/TS 17892: Geotechnical investigation and testing Laboratory testing of soil." 2004.
- CHORLEY, R.J, S.A SHUMM, and D.E. SUGDEN. Geomorphology. Londres, 1984.
- Chow, V. T. Open-Channel Hydraulics. Tokyo: McGraw Hill Book Company, 1959.
- Coulter, Beckman. "Product Manual." 2011.  
<https://www.beckmancoulter.com/wsrportal/techdocs?docname=4237214EA.pdf>  
 (acesso em julho 2, 2014).
- Cruden, David M., and David J. Varnes. Landslide Types and Processes. 1996.
- D. G. Fredlund, J. Krahn. Comparison of slope stability methods of analysis. Canada: University of Saskatchewan, 1976.

- Duarte, Pedro S. Influência da rugosidade das planícies de inundação na capacidade de vazão de rios. Universidade Nova de Lisboa, 2012.
- Dyminski, Andréa. "Noções de Estabilidade de Taludes e Contencções." 2011.  
<http://www.cesec.ufpr.br/docente/andrea/TC019/TC019/Taludes.pdf> (acesso em outubro 29, 2013).
- "Estabilidade de Taludes." n.d.  
<https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/166745/1/Estabilidade%20de%20taludes.pdf> (acesso em outubro 21, 2013).
- Ferreira, Cláudia A. R. Simulação de Escoamentos Fluviais com Estruturas Verticais nas Margens do Leito Principal. Universidade Nova de Lisboa, 2012.
- Ferreira, João. Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Janbu e Spencer. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.
- Fu-sheng, W. U. Characteristics of Flow Resistance in Open Channels with non-submerged Rigid Vegetation. China: ELSEVIER, 2006.
- GEO-SLOPE International Ltd. Stability Modeling with SLOPE/W - An engineering methodology. Canadá: GEO-SLOPE International Ltd., 2013.
- Gerscovich, Denise. Estabilidade de Taludes. Rio de Janeiro, Brasil: Universidade do Estado do Rio de Janeiro, 2009.
- Hjulström, F. Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the river Fyris. Vol. 25. University of Uppsala Geological Institute, 1935.
- Hughes, Steven A. Combined Wave and Surge Overtopping of Levees: Flow Hydrodynamics and Articulated Concrete Mat Stability. Nova Orleães: US Army Corps of Engineers, 2008.
- Huthoff, Fredrik. Theory for flow resistance caused by submerged roughness elements. Journal of Hydraulic Research, 2012.
- Lane, E. W. Progress Report on Results of Studies on Design of Stable Channels by Bureau of Reclamation. Denver, Colorado: Design and Construction Division, 1952.
- Lane, E. W. Progress Report on Results of Studies on the Design of Stable Channels by the Bureau of Reclamation. Design and Construction Division, Denver, Colorado: Design and Construction Division, 1952.
- Lencastre, Armando. Hdráulica Geral. Lisboa: Hidroprojecto, 1983.
- Lory, João P. S. Estudo laboratorial de escoamentos em leitos com vegetação emersa e rígida. Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- Magalhães, Hélder. Avaliação do Estado de Potencial Erosão das Margens de um Curso de Água. Aplicação a Troços Estuarinos de Rios do Norte de Portugal. Porto: FEUP, 2010.
- Marangon, M. "Unidade 04 - Estabilidade de Taludes." UFJF - Universidade Federal de Juiz de Fora. 2009.  
[http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot\\_Unid04EstabilidadeTaludes01.pdf](http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/togot_Unid04EstabilidadeTaludes01.pdf) (acesso em dezembro 18, 2013).
- Massa, Pedro M. G. C. Influência da rugosidade dos leitos de cheia em escoamentos em canais de secção composta. Universidade Nova de Lisboa, 2011.



- Matoušek, Václav. Flow Roughness Evaluation of Mobile-Bed Streams. Polónia: Polish Academy of Sciences, 2010.
- Millet, Daniel. River erosion, landslides and slope development in Gota River - A study based on bathymetric data and general limit equilibrium slope stability analysis. Goteborg, Suécia: Chalmers University of Technology, 2011.
- Mous, B. C. Wave impact on grass covered outer slopes. Delft: TU Delft, 2010.
- Nardi, L., M. Rinaldi, and L. Solari. "An experimental investigation on mass failures occurring in a riverbank composed of sandy gravel." 2010.
- Nascimento, Úlpio. O mecanismo de erosão em solos incoerentes, Vol. Geotecnia nº 33. 1981.
- Nascimento, Úlpio, e Elda Castro. Defesa de Taludes Contra a Erosão. Critérios de Seleção de Solos, São Paulo, 1974.
- Oliveira, Nayrube, and Sylvia Almeida. Análise da estabilidade de taludes usando técnicas de busca automática. 2011.  
[http://www.sbpnet.org.br/livro/63ra/conpeex/pibic/trabalhos/NAYRUBE\\_.PDF](http://www.sbpnet.org.br/livro/63ra/conpeex/pibic/trabalhos/NAYRUBE_.PDF)  
 (acesso em outubro 21, 2013).
- Pinto, David. Caracterização experimental de escoamentos em canais de secção composta. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- Pope, Stephen. Turbulent Flows. Cambridge University Press, 2000.
- Quintela, António. Hidráulica. 9ª. Fundação Calouste Gulbenkian, 2005.
- Raffel, Marcus, Christian Willert, Steve Wereley, and Jurgen Kompenhans. Particle Image Velocimetry - A Practical Guide. Alemanha: Springer, 2007.
- Ricardo, Ana. Caracterização do escoamento turbulento em canais com vegetação emersa rígida. Aplicação ao estudo da resistência hidráulica. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2008.
- Rodrigues, Frederico. Desenvolvimento de uma instalação experimental, e sistema PIV, para o ensaio de tuberias de efeito Coanda com atuadores de plasma. Covilhã: Universidade da Beira Interior, 2014.
- Shiono, K., and Knight, D. W. Turbulent open channel flows with variable depth across the channel. Journal of Fluid Mechanics, 1991.
- Silva, João M. Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.
- Silva, Tobias K. P. Simulação Tridimensional de Escoamentos Fluviais com Leitos de Cheia Rugosos. Universidade Nova de Lisboa, 2012.
- Sun, Xin, and Koji Shiono. Flow Resistance of one-line emergent vegetation along the floodplain edge of a compound open channel. ELSEVIER, 2008.
- Survey, US Geological. "Landslide Types and Processes, Fact Sheet 2004-3072." 2004.
- Teixeira, Eduardo J. A. Estudo experimental de escoamentos em regime uniforme e não uniforme em canais de secção composta. Universidade Nova de Lisboa, 2011.

- VandenBerge, D.r., J. M. Duncan, and T. L. Brandon. "Rapid Drawdown Analysis using Strength Reduction." (Proceedings on the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering) 2013.
- Varnes, D. J. "Slope movement types and processes." Landslides: Analysis and Control. Special Report 176 (Transportation Research Board), 1978.
- Viana da Fonseca, A. "Universidade do Porto, FEUP." Notas de Estabilidade e Estabilização de Taludes. 2005.  
[http://sigarra.up.pt/feup/pt/publs\\_pesquisa.show\\_publ\\_file?pct\\_gdoc\\_id=308290](http://sigarra.up.pt/feup/pt/publs_pesquisa.show_publ_file?pct_gdoc_id=308290)  
(acesso em dezembro 18, 2013).
- Vilela, Rodrigo, and Gilson Gitirana J. "Análise Tridimensional da Estabilidade de Taludes de Barragens e Encostas Durante Eventos Atmosféricos Extremos: Estudos de casos." Sociedade Brasileira para o Progresso da Ciência. 2011.  
[http://www.sbpcnet.org.br/livro/63ra/conpeex/pivic/trabalhos/RODRIGO\\_.PDF](http://www.sbpcnet.org.br/livro/63ra/conpeex/pivic/trabalhos/RODRIGO_.PDF)  
(acesso em abril 9, 2013).
- Yen, Ben C. Open Channel Flow Resistance. Journal of Hydraulic Engineering, 2002.

# Anexos



## Índice de Figuras dos Anexos

Figura A1. 1: Imagem do aparelho Micromeritics AccuPyc 1330 (Picnómetro de Hélio). .....	101
Figura A1. 2: Desenho esquemático do equipamento COULTER LS200 - Variable Speed Fluid Module Plus (Beckman Coulter, Inc., 2011). .....	102
Figura A1. 3: Curva granulométrica, diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ) e diâmetro médio das partículas ( $D_{50}$ ). .....	103
Figura A1. 4: Mesa vibratória (esquerda); fase de compactação na mesa vibratória (direita). .....	103
Figura A1. 5: Fase de saturação da amostra no tanque de embebição. ....	104
Figura A1. 6: Permeâmetro de carga constante, após a preparação da amostra de areia (esquerda); fase de ensaio (direita). .....	105
Figura A1. 7: Relação entre a velocidade de percolação e o gradiente hidráulico; estimativa do valor do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ). .....	106
Figura A1. 8: Aparelho de corte direto (esquerda); caixa de corte (direita). ....	107
Figura A1. 9: Diagrama tensão tangencial versus deslocamento tangencial ao plano de corte (em cima); diagrama de deslocamento normal versus deslocamento tangencial ao plano de corte (em baixo). .....	110
Figura A1. 10: Envoltentes de rotura; valor do ângulo de atrito de pico ( $\phi'$ pico) e residual ( $\phi'$ residual). .....	110
Figura A2. 1: Taludes obtidos por rotação do frasco cilíndrico contendo areia submersa.....	112
Figura A3. 1: Estimativa da área de contraplacado marinho: 6,04 m <sup>2</sup> . .....	113
Figura A4. 1: Canal prismático onde foi construído o modelo físico. ....	114
Figura A4. 2: Circuito de recirculação. Conduitas de PVC ( $\varnothing$ 200 mm). .....	114
Figura A4. 3: Estabilizador de superfície livre na entrada do canal. ....	115
Figura A4. 4: Sistema de carris do canal. ....	115
Figura A4. 5: Comporta do canal. ....	115
Figura A4. 6: Torneiras de controlo de caudal e bomba centrífuga do canal ( $Q_{m\acute{a}x}$ 140 m <sup>3</sup> /h). .....	116
Figura A4. 7: Display digital de caudal (m <sup>3</sup> /h). ....	116
Figura A4. 8: Contador de caudal (m <sup>3</sup> ). ....	116
Figura A5. 1: Montagem do topo do leito fixo. ....	117
Figura A5. 2: Colocação e montagem do talude fixo (parte 1). ....	117
Figura A5. 3: Colocação e montagem do talude fixo (parte 2). ....	118
Figura A5. 4: Colocação e montagem do talude fixo (parte 3). ....	118
Figura A5. 5: Preenchimento das juntas com um produto que cola e veda (parte 1). ....	118

Figura A5. 6: Preenchimento das juntas com um produto que cola e veda (parte 2). .....	119
Figura A5. 7: Colocação da superfície rugosa no talude fixo (parte 1). .....	119
Figura A5. 8: Colocação da superfície rugosa no talude fixo (parte 2). .....	120
Figura A5. 9: Colocação da superfície rugosa no fundo do canal. ....	120
Figura A5. 10: Colocação da areia. ....	120
Figura A5. 11: Sistema de piezómetros para monitorizar a percolação de água no interior do talude. ....	121
Figura A5. 12: Instalação do sistema de piezómetros. ....	121
Figura A5. 13: Leito móvel construído. ....	121
Figura A5. 14: Colocação de chapa de zinco para proteção do talude durante o estabelecimento das condições hidráulicas para os ensaios de observação do mecanismo de rotura do leito móvel. ....	122

## Anexo 1

### Caracterização da areia utilizada no modelo físico

Neste anexo são apresentados os ensaios de caracterização da areia referidos no Capítulo 4. Para cada caso apresenta-se de modo muito resumido a sequência de operações, os equipamentos, os resultados obtidos e a estimativa das propriedades da areia com interesse para o estudo.

#### A1.1 Características físicas da areia

##### A1.1.1 Densidade das partículas sólidas

A determinação da densidade das partículas da areia foi feita sobre amostras previamente secas em estufa, pelo Método do Picnómetro de Hélio, que nos seus aspetos fundamentais cumpre os requisitos apresentados na norma CEN ISO/TS 17892-3:2004 (CEN/TC341 2004).



Figura A1. 1: Imagem do aparelho Micromeritics AccuPyc 1330 (Picnómetro de Hélio).

Quadro A1. 1: Resultados dos ensaios e valor da densidade das partículas de areia.

Nº do ensaio	Massa da amostra (g)	Valores obtidos (g/cm <sup>3</sup> )	Desvio em relação ao valor médio (g/cm <sup>3</sup> )	Densidade, G <sub>s</sub> (-)
1	46,9721	2,6550	0,0033	2,6573 <sup>(1)</sup>
		2,6502	0,0015	
		2,6499	0,0018	
2	28,9132	2,6599	0,0041	
		2,6543	0,0015	
		2,6532	0,0026	
3	43,2041	2,6676	0,0032	
		2,6643	0,0001	
		2,6613	0,0031	

(1) Relativo à massa volúmica da água destilada deaerizada a 4°C.

### A1.1.2 Análise granulométrica

A determinação da composição granulométrica da areia foi feita através de um granulômetro, COULTER LS200, que procede à análise granulométrica por varrimento das amostras com raios laser. Note-se que o instrumento apenas contabiliza partículas com dimensão inferior a 2 mm (Beckman Coulter 2011).

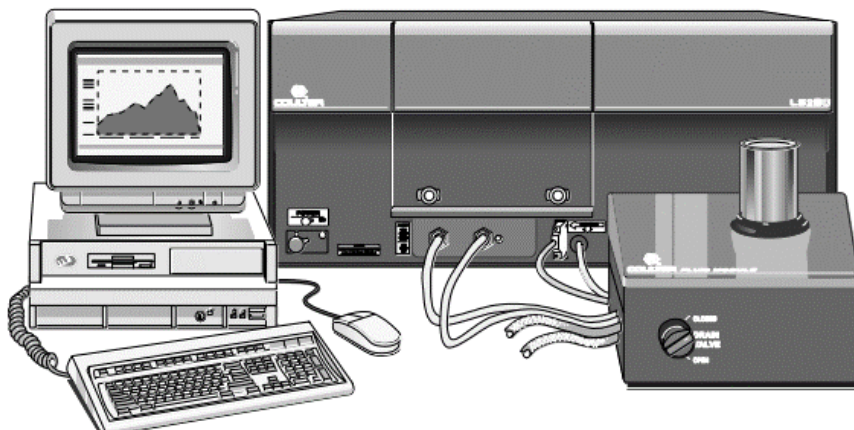


Figura A1. 2: Desenho esquemático do equipamento COULTER LS200 - Variable Speed Fluid Module Plus (Beckman Coulter, Inc., 2011).

Quadro A1. 2: Resultados da análise granulométrica da areia.

Diâmetro inferior (mm)	Diâmetro Central (mm)	Diâmetro Superior (mm)	Volume acumulado (%)
0,2341	0,2452	0,2569	0
0,2569	0,2692	0,2821	0
0,2821	0,2955	0,3096	0
0,3096	0,3244	0,3399	0,02
0,3399	0,3561	0,3731	0,1
0,3731	0,3909	0,4096	0,31
0,4096	0,4292	0,4497	0,67
0,4497	0,4711	0,4936	1,28
0,4936	0,5172	0,5419	2,28
0,5419	0,5677	0,5949	3,88
0,5949	0,6233	0,653	6,31
0,653	0,6842	0,7168	9,96
0,7168	0,7511	0,7869	15,3
0,7869	0,8245	0,8639	22,9
0,8639	0,9051	0,9483	33
0,9483	0,9936	1,041	45,2
1,041	1,091	1,143	58,3
1,143	1,197	1,255	71,1
1,255	1,314	1,377	82,2
1,377	1,443	1,512	90,7
1,512	1,584	1,66	96,1
1,66	1,739	1,822	99
1,822	1,909	2	99,9



## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

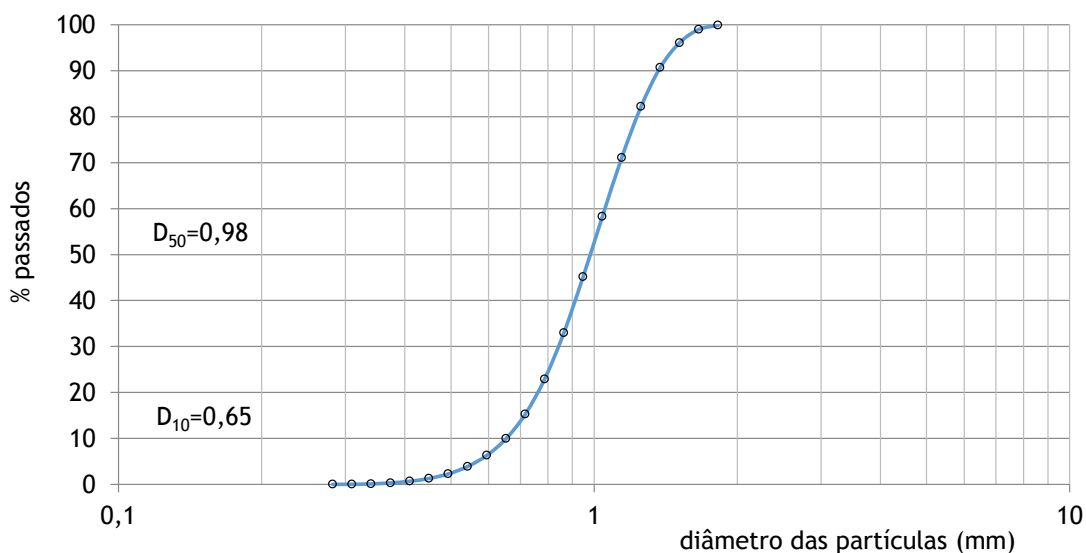


Figura A1. 3: Curva granulométrica, diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ) e diâmetro médio das partículas ( $D_{50}$ ).

### A1.1.3 Índices de vazios máximo e mínimo

O índice de vazios máximo ( $e_{\max}$ ) foi determinado seguindo o Método A e o Método C da norma ASTM D4254-83. Adotou-se o valor obtido a partir do Método C, em meio água, por ser um valor mais razoável para este tipo de solo e por o método ser mais apropriado para a situação em estudo.

O índice de vazios mínimo ( $e_{\min}$ ) foi determinado seguindo o Método 1A da norma ASTM D4253-83. O tempo, a amplitude e a frequência de vibração foram de  $12 \pm \frac{1}{4}$  min,  $0,48 \pm 0,08$  mm e 50 Hz, respectivamente.



Figura A1. 4: Mesa vibratória (esquerda); fase de compactação na mesa vibratória (direita).

Quadro A1. 3: Resultados dos ensaios e valores dos índices de vazios máximo e mínimo da areia.

Procedimentos	$\gamma_d, \text{máx}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d, \text{min}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Desvio em relação ao valor médio (%)	$e_{\text{máx}}$ (-)	$e_{\text{min}}$ (-)
Método A	-	14,853 14,844 14,753	0,2 0,2 0,4	0,972 <sup>(2)</sup>	0,622 <sup>(2)</sup>
Método C <sup>(1)</sup>	15,630	13,214	-		
Método 1A	15,981 16,033 16,180	-	0,5 0,2 0,7		

<sup>(1)</sup> Em meio água.

<sup>(2)</sup> Calculados por meio de expressões ( $e_{\text{min}} = \frac{\gamma_w * G_s}{\gamma_d, \text{máx}} - 1$ ;  $e_{\text{máx}} = \frac{\gamma_w * G_s}{\gamma_d, \text{min}} - 1$ ), com o valor médio dos  $\gamma_d$ .

#### A1.1.4 Peso volúmico saturado

Na determinação do valor do peso volúmico saturado ( $\gamma_{\text{sat}}$ ), necessário para a análise determinística, a amostra de areia previamente húmida foi colocada num molde cilíndrico de modo a simular o processo de colocação da areia no canal hidráulico. O conjunto foi colocado num tanque de embebição, com um nível de água ligeiramente acima do bordo superior do molde. No fim da embebição, retirou-se o molde do tanque e deixou-se drenar a amostra durante 15 min. Após a determinação do peso da amostra seca, calculou-se o peso volúmico seco da areia e o correspondente peso volúmico saturado.



Figura A1. 5: Fase de saturação da amostra no tanque de embebição.

Quadro A1. 4: Resultados do ensaio e valor do peso volúmico da areia em condições saturadas.

Volume do molde (cm <sup>3</sup> )	2068,63
Massa da amostra (g)	2968,5
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,435
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,073
$\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>(1)</sup>	18,78

<sup>(1)</sup> Calculado por meio da expressão  $\gamma_{\text{sat}} = \gamma_w * \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_w * G_s}\right) + \gamma_d$

## A1.2 Permeabilidade da areia

A propriedade hidráulica mais importante é claramente a permeabilidade, também designada por condutividade hidráulica por caracterizar a permeabilidade de um meio poroso saturado em relação à água. Para estimar o coeficiente de permeabilidade recorreu-se ao ensaio no permeâmetro de carga constante, seguindo o procedimento da norma CEN ISO/TS 17892-11:2004.



Figura A1. 6: Permeâmetro de carga constante, após a preparação da amostra de areia (esquerda); fase de ensaio (direita).

Quadro A1. 5: Características da amostra de areia.

Altura, L (cm)	12,0
Diâmetro, D (cm)	6,35
Área da secção transversal, S (cm <sup>2</sup> )	31,67
Volume (cm <sup>3</sup> )	380,03
Massa da amostra (g)	567,6
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,494
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,65
e (-)	0,779

Sendo:

$\Delta H$  - diferença entre o nível de água no reservatório e o nível de saída da água no permeâmetro;

$\Delta t$  - intervalo de tempo durante o qual um certo volume de água (neste caso 50 cm<sup>3</sup>) atravessa a secção transversal da amostra;

$i$  - gradiente hidráulico na amostra de areia,  $i = \frac{\Delta H}{L}$

Quadro A1. 6: Resultados dos ensaios de permeabilidade.

$\Delta H$ (cm)	Volume (cm <sup>3</sup> )	$\Delta t$ (s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>méd</sub> (cm <sup>3</sup> /s)	Velocidade (cm/s)	$i$ (-)
4,5	50	0,3505	142,6533524	143,1893973	4,52141	0,38
	50	0,3463	144,3834825			
	50	0,3508	142,5313569			
6,5	50	0,2716	184,0942563	186,3785826	5,88517	0,54
	50	0,2685	186,2197393			
	50	0,2648	188,8217523			
8,5	50	0,2117	236,1832782	237,4968096	7,49930	0,71
	50	0,2105	237,5296912			
	50	0,2094	238,7774594			
10,5	50	0,1845	271,00271	273,4888986	8,63580	0,88
	50	0,1811	276,0905577			
	50	0,1829	273,3734281			

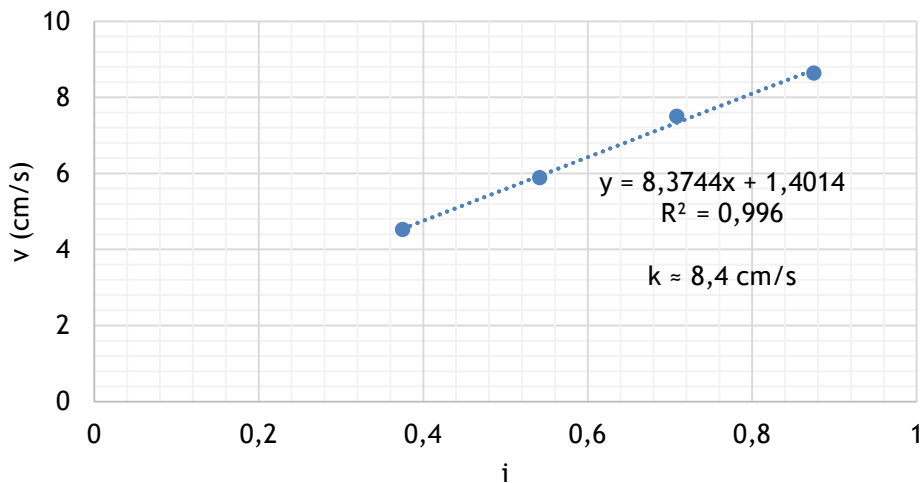


Figura A1. 7: Relação entre a velocidade de percolação e o gradiente hidráulico; estimativa do valor do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ).

### A1.3 Características mecânicas da areia

Para caracterizar a resistência ao corte da areia realizaram-se ensaios de corte direto, seguindo o procedimento da norma CEN ISO/TS 17892-10:2004. As amostras foram preparadas na caixa de corte de secção circular, foram saturadas e de seguida ensaiadas impondo uma translação horizontal com velocidade constante de 0,5 mm/min.



Figura A1. 8: Aparelho de corte direto (esquerda); caixa de corte (direita).

Quadro A1. 7: Resultados do ensaio de corte direto da amostra, com  $\sigma'N = 26,03 \text{ kN/m}^2$ .

Deslocamento Horizontal, dh (mm)	F (div)	F (kN)	Área de corte (mm <sup>2</sup> )	Tensão de corte, $\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau / \sigma'_N$	$\phi$ (°)	dv (mm)
1E-12	0,000	0,000	2827,433	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	48,000	0,040	2797,434	14,192	0,545	28,601	-0,020
1	65,000	0,054	2767,436	19,404	0,746	36,705	0,010
1,5	76,000	0,063	2737,443	22,978	0,883	41,438	0,050
2	80,000	0,066	2707,456	24,451	0,939	43,211	0,100
2,5	80,000	0,066	2677,477	24,725	0,950	43,529	0,130
3	80,000	0,066	2647,508	25,005	0,961	43,851	0,170
3,5	75,000	0,062	2617,553	23,686	0,910	42,303	0,185
4	74,000	0,061	2587,611	23,651	0,909	42,261	0,190
4,5	69,000	0,057	2557,687	22,325	0,858	40,620	0,195
5	69,000	0,057	2527,781	22,589	0,868	40,954	0,198
5,5	68,000	0,056	2497,896	22,499	0,864	40,840	0,190
6	70,000	0,058	2468,034	23,460	0,901	42,029	0,185
6,5	65,000	0,054	2438,198	22,024	0,846	40,237	0,170
7	64,000	0,053	2408,388	22,006	0,845	40,214	0,150
7,5	61,000	0,050	2378,608	21,189	0,814	39,148	0,130
8	58,000	0,048	2348,859	20,435	0,785	38,137	0,095
8,5	55,000	0,046	2319,144	19,619	0,754	37,008	0,060
9	60,000	0,050	2289,465	21,664	0,832	39,772	0,020
9,5	63,000	0,052	2259,824	23,055	0,886	41,534	0,005
10	61,000	0,050	2230,223	22,599	0,868	40,966	-0,015

Quadro A1. 8: Resultados do ensaio de corte direto da amostra, com  $\sigma'N = 34,70 \text{ kN/m}^2$ .

Deslocamento Horizontal, dh (mm)	F (div)	F (kN)	Área de corte (mm <sup>2</sup> )	Tensão de corte, $\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau/\sigma'_N$	$\phi(^{\circ})$	dv (mm)
1E-12	0,000	0,000	2827,433	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	65,000	0,054	2797,434	19,196	0,738	36,409	-0,030
1	85,000	0,070	2767,436	25,403	0,976	44,303	0,010
1,5	95,000	0,079	2737,443	28,713	1,103	47,808	0,070
2	105,000	0,087	2707,456	32,097	1,233	50,960	0,140
2,5	110,000	0,091	2677,477	33,987	1,306	52,554	0,200
3	108,000	0,089	2647,508	33,730	1,296	52,344	0,240
3,5	105,000	0,087	2617,553	33,199	1,276	51,903	0,285
4	98,000	0,081	2587,611	31,342	1,204	50,292	0,320
4,5	95,000	0,079	2557,687	30,731	1,181	49,736	0,340
5	91,000	0,075	2527,781	29,749	1,143	48,817	0,360
5,5	92,000	0,076	2497,896	30,466	1,170	49,491	0,370
6	87,000	0,072	2468,034	29,173	1,121	48,261	0,375
6,5	90,000	0,074	2438,198	30,514	1,172	49,537	0,380
7	85,000	0,070	2408,388	29,190	1,121	48,277	0,375
7,5	87,000	0,072	2378,608	30,270	1,163	49,309	0,370
8	82,000	0,068	2348,859	28,865	1,109	47,959	0,365
8,5	85,000	0,070	2319,144	30,313	1,165	49,349	0,355
9	85,000	0,070	2289,465	30,706	1,180	49,713	0,345
9,5	86,000	0,071	2259,824	31,463	1,209	50,400	0,330
10	87,000	0,072	2230,223	32,284	1,240	51,123	0,320

Quadro A1. 9: Resultados do ensaio de corte direto da amostra, com  $\sigma'N = 52,04 \text{ kN/m}^2$ .

Deslocamento Horizontal, dh (mm)	F (div)	F (kN)	Área de corte (mm <sup>2</sup> )	Tensão de corte, $\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau/\sigma'_N$	$\phi(^{\circ})$	dv (mm)
1E-12	0,000	0,000	2827,433	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	67,000	0,055	2797,434	19,804	0,761	37,266	-0,030
1	112,000	0,093	2767,436	33,497	1,287	52,152	-0,030
1,5	123,000	0,102	2737,443	37,151	1,427	54,985	0,000
2	126,000	0,104	2707,456	38,486	1,479	55,930	0,050
2,5	132,000	0,109	2677,477	40,747	1,566	57,431	0,090
3	136,000	0,113	2647,508	42,493	1,633	58,511	0,120
3,5	137,000	0,113	2617,553	43,323	1,664	59,003	0,130
4	136,000	0,113	2587,611	43,476	1,670	59,092	0,135
4,5	140,000	0,116	2557,687	45,275	1,739	60,106	0,140
5	140,000	0,116	2527,781	45,811	1,760	60,396	0,140
5,5	139,000	0,115	2497,896	45,999	1,767	60,497	0,145
6	141,000	0,117	2468,034	47,244	1,815	61,148	0,140
6,5	145,000	0,120	2438,198	49,176	1,889	62,108	0,135

COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

7	138,000	0,114	2408,388	47,376	1,820	61,216	0,120
7,5	134,000	0,111	2378,608	46,582	1,790	60,805	0,115
8	136,000	0,113	2348,859	47,896	1,840	61,479	0,100
8,5	139,000	0,115	2319,144	49,544	1,903	62,285	0,090
9	136,000	0,113	2289,465	49,138	1,888	62,090	0,070
9,5	136,000	0,113	2259,824	49,783	1,913	62,398	0,050
10	130,000	0,108	2230,223	48,246	1,854	61,654	0,030

Quadro A1. 10: Resultados do ensaio de corte direto da amostra, com  $\sigma'_N = 86,73$  kN/m<sup>2</sup>.

Deslocamento Horizontal, dh (mm)	F (div)	F (kN)	Área de corte (mm <sup>2</sup> )	Tensão de corte, $\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau / \sigma'_N$	$\phi$ (°)	dv (mm)
1E-12	0,000	0,000	2827,433	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	113,000	0,094	2797,434	33,423	1,284	52,091	-0,070
1	205,000	0,170	2767,436	61,284	2,355	66,989	-0,060
1,5	240,000	0,199	2737,443	72,513	2,786	70,255	0,000
2	246,000	0,203	2707,456	75,126	2,886	70,891	0,100
2,5	240,000	0,199	2677,477	74,137	2,848	70,655	0,160
3	230,000	0,190	2647,508	71,841	2,760	70,085	0,220
3,5	221,000	0,183	2617,553	69,836	2,683	69,559	0,260
4	220,000	0,182	2587,611	70,335	2,702	69,693	0,280
4,5	214,000	0,177	2557,687	69,203	2,659	69,388	0,290
5	207,000	0,171	2527,781	67,727	2,602	68,978	0,290
5,5	199,000	0,165	2497,896	65,935	2,533	68,458	0,290
6	204,000	0,169	2468,034	68,395	2,628	69,165	0,280
6,5	204,000	0,169	2438,198	69,231	2,660	69,396	0,270
7	199,000	0,165	2408,388	68,386	2,627	69,163	0,270
7,5	194,000	0,161	2378,608	67,476	2,592	68,907	0,230
8	196,000	0,162	2348,859	69,055	2,653	69,348	0,215
8,5	191,000	0,158	2319,144	68,129	2,618	69,091	0,195
9	194,000	0,161	2289,465	70,104	2,693	69,631	0,170
9,5	193,000	0,160	2259,824	70,669	2,715	69,781	0,140
10	199,000	0,165	2230,223	73,849	2,837	70,585	0,130

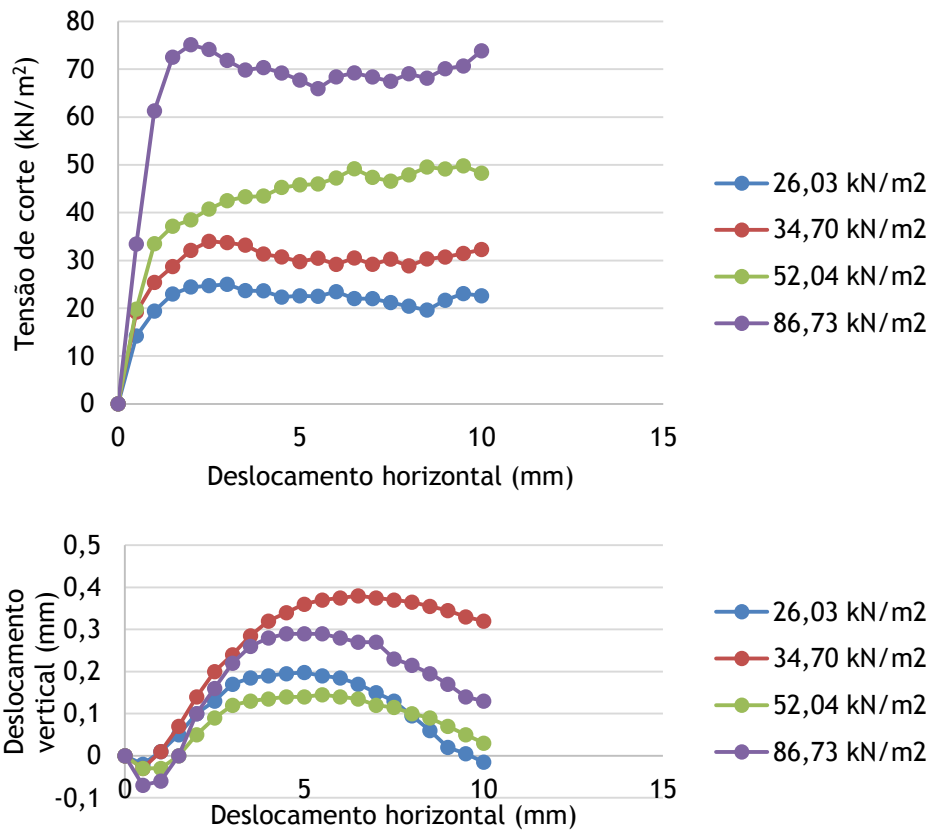


Figura A1. 9: Diagrama tensão tangencial versus deslocamento tangencial ao plano de corte (em cima); diagrama de deslocamento normal versus deslocamento tangencial ao plano de corte (em baixo).

Quadro A1. 11: Resultados dos ensaios de corte direto das amostras.

Tensão Normal (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão de corte de pico (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão de corte residual (kN/m <sup>2</sup> )
26,03	25,01	22,50
34,70	33,99	30,47
52,04	49,18	45,50
86,73	75,13	67,73

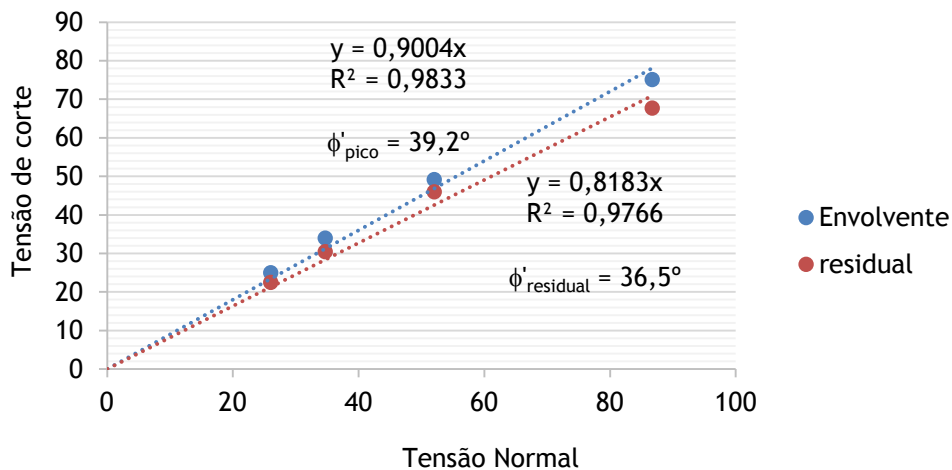


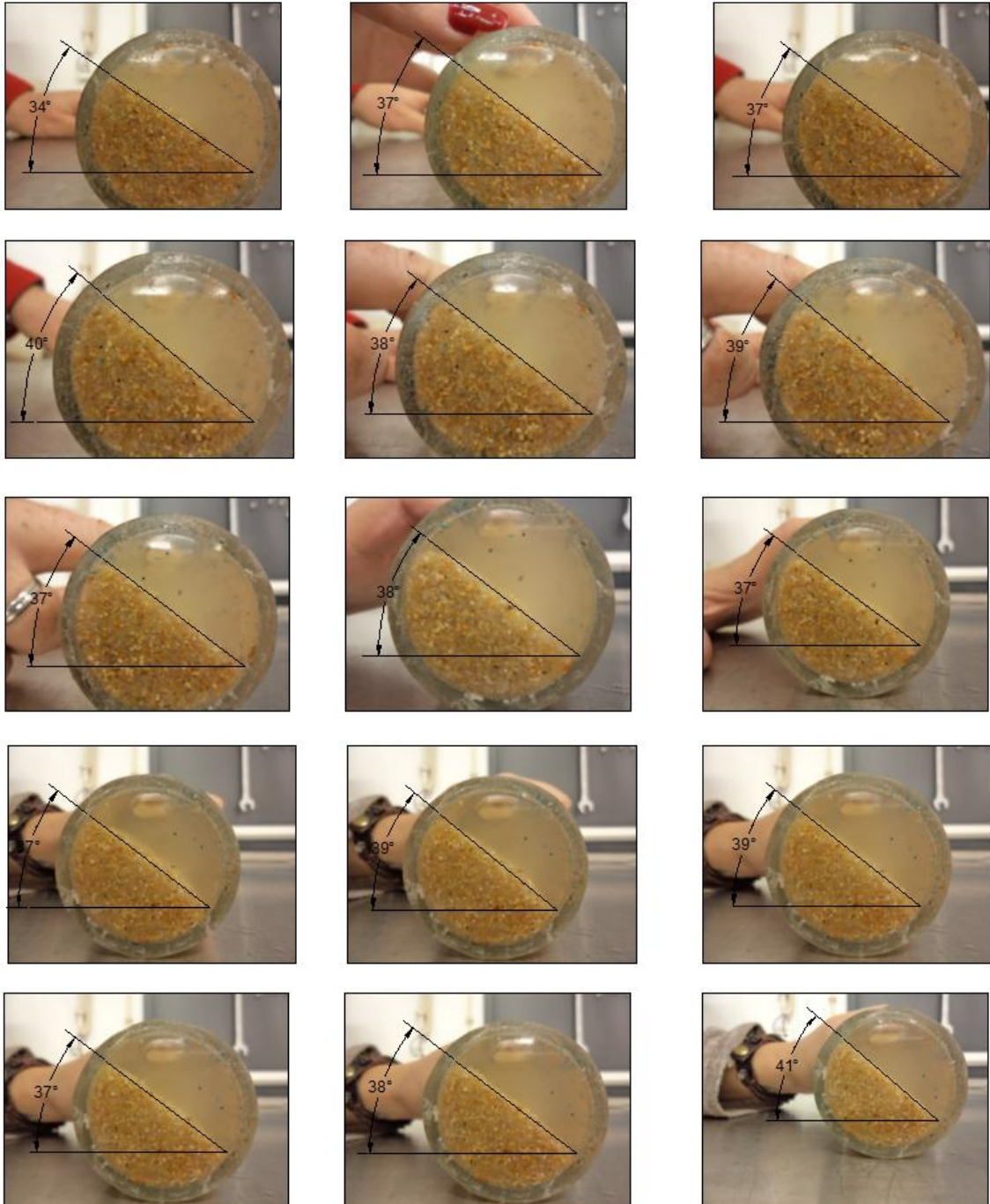
Figura A1. 10: Envolventes de rotura; valor do ângulo de atrito de pico ( $\phi'_{\text{pico}}$ ) e residual ( $\phi'_{\text{residual}}$ ).



## Anexo 2

### Ângulo de repouso da areia submersa

O ângulo de repouso da areia submersa foi estimado a partir da observação do talude obtido por rotação do frasco cilíndrico que a contém (Nascimento, 1981). Determinou-se um valor do ângulo de repouso de 37°.



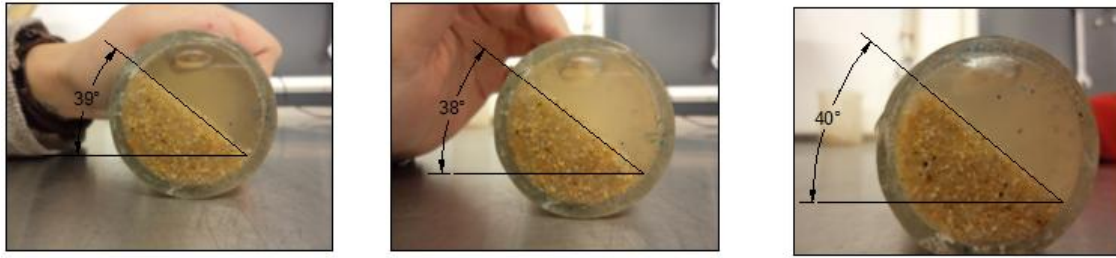


Figura A2. 1: Taludes obtidos por rotação do frasco cilíndrico contendo areia submersa.

### Anexo 3

### Desenho das peças para a execução do talude fixo

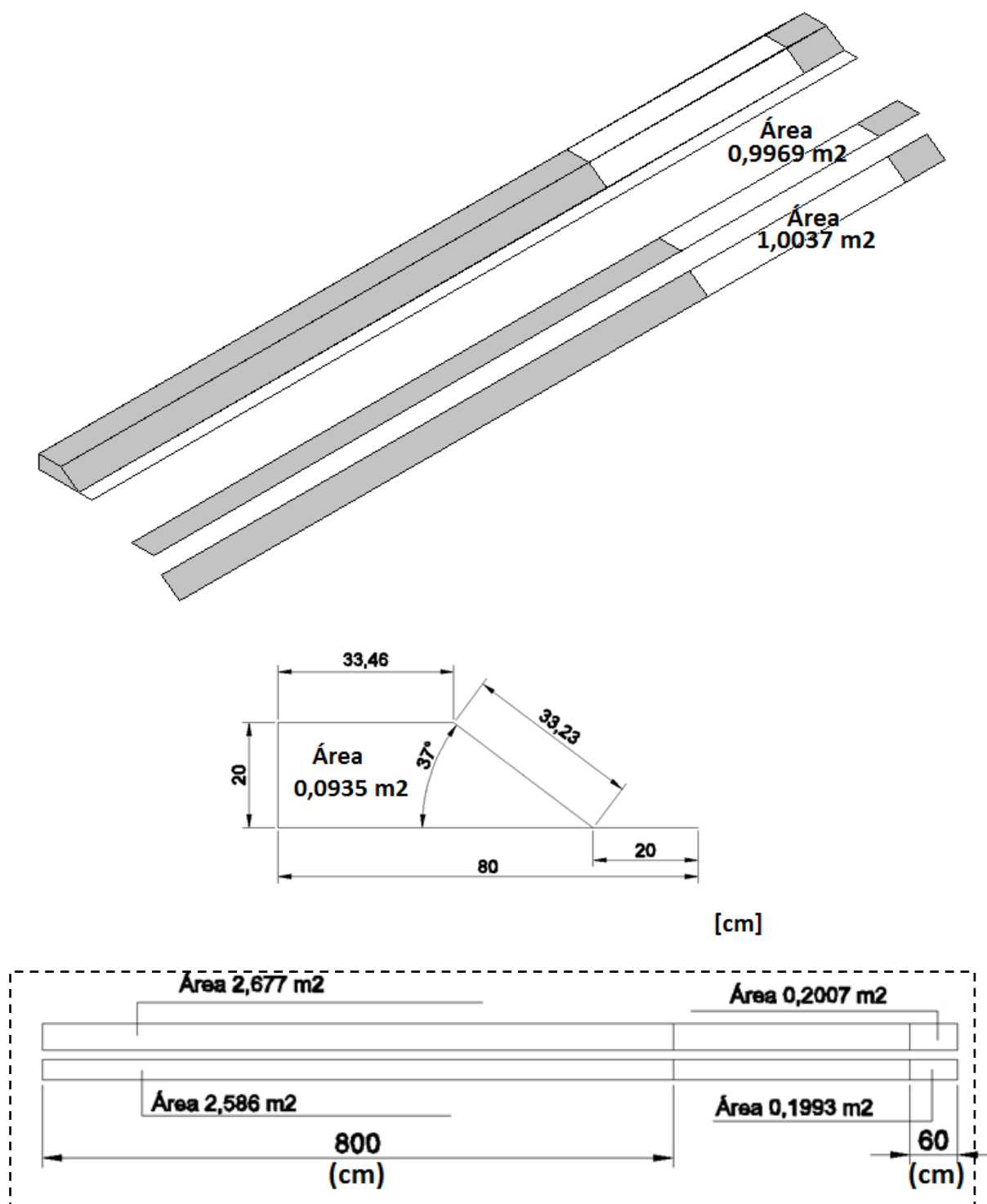


Figura A3. 1: Estimativa da área de contraplacado marinho: 6,04 m<sup>2</sup>.

## Anexo 4

### Elementos constituintes do canal de recirculação



Figura A4. 1: Canal prismático onde foi construído o modelo físico.



Figura A4. 2: Circuito de recirculação. Conduitas de PVC ( $\varnothing$  200 mm).



## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO



Figura A4. 3: Estabilizador de superfície livre na entrada do canal.



Figura A4. 4: Sistema de carris do canal.



Figura A4. 5: Comporta do canal.

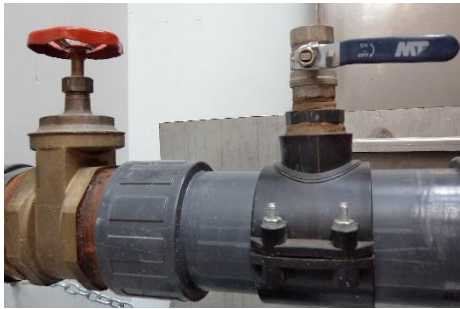


Figura A4. 6: Torneiras de controlo de caudal e bomba centrífuga do canal ( $Q_{\text{máx}}$  140 m<sup>3</sup>/h).



Figura A4. 7: Display digital de caudal (m<sup>3</sup>/h).



Figura A4. 8: Contador de caudal (m<sup>3</sup>).

## Anexo 5

### Imagens da construção do modelo físico



Figura A5. 1: Montagem do topo do leito fixo.

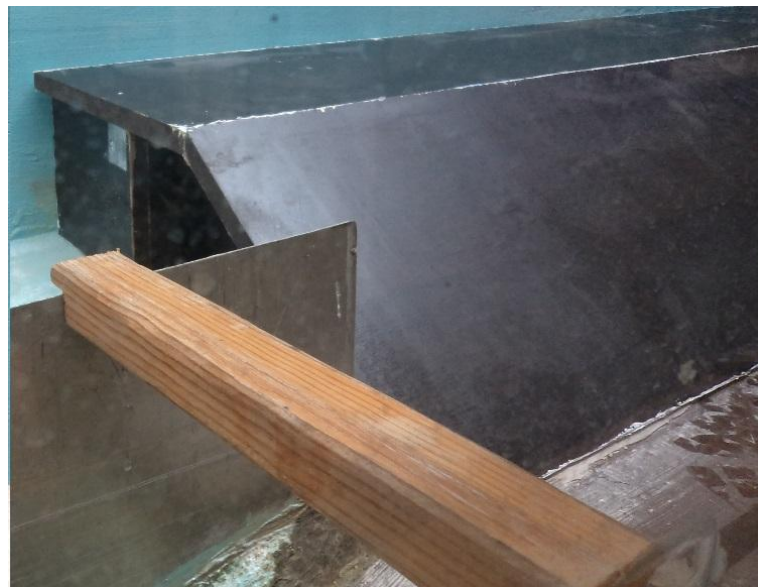


Figura A5. 2: Colocação e montagem do talude fixo (parte 1).





Figura A5. 3: Colocação e montagem do talude fixo (parte 2).

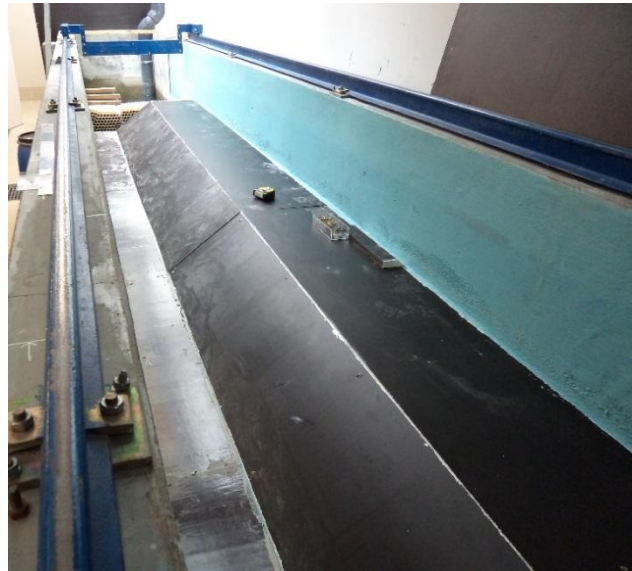


Figura A5. 4: Colocação e montagem do talude fixo (parte 3).



Figura A5. 5: Preenchimento das juntas com um produto que cola e veda (parte 1).



## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO



Figura A5. 6: Preenchimento das juntas com um produto que cola e veda (parte 2).



Figura A5. 7: Colocação da superfície rugosa no talude fixo (parte 1).



Figura A5. 8: Colocação da superfície rugosa no talude fixo (parte 2).



Figura A5. 9: Colocação da superfície rugosa no fundo do canal.



Figura A5. 10: Colocação da areia.

## COMPORTAMENTO DE TALUDE IMERSO

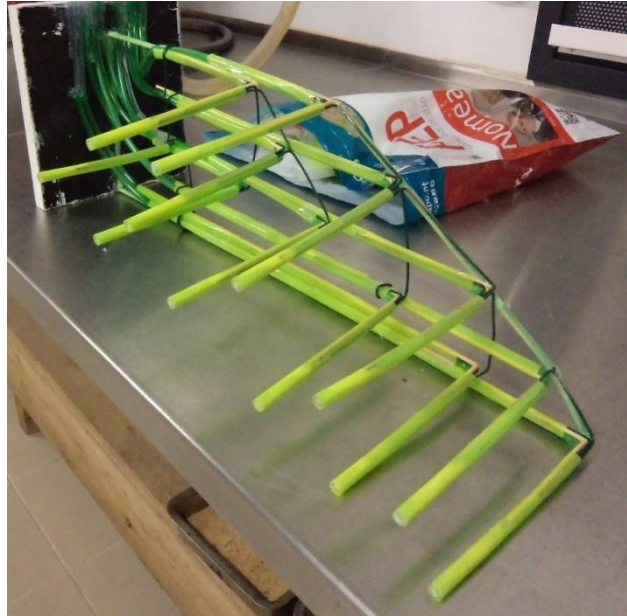


Figura A5. 11: Sistema de piezômetros para monitorizar a percolação de água no interior do talude.



Figura A5. 12: Instalação do sistema de piezômetros.



Figura A5. 13: Leito móvel construído.



Figura A5. 14: Colocação de chapa de zinco para proteção do talude durante o estabelecimento das condições hidráulicas para os ensaios de observação do mecanismo de rotura do leito móvel.

## Anexo 6

### Artigos desenvolvidos durante a dissertação

Silva, A.R.; Falorca, I.M.C.F.G.; Fael, C.M.S.; “Stability of sandy slopes under hydrodynamic forces”, *SHF International Conference on Small scale morphological evolution of coastal, estuarine and river systems*, 6-7 october, Nantes, pp. 2, 2014.