

CONCEÇÃO E DIMENSIONAMENTO DE ENSECADEIRAS DE CÉLULAS DE ESTACAS PRANCHA

CRISTIANO EMANUEL SOARES GOMES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Engenheiro Celso Manuel Relva Martins de
Lima

JULHO DE 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

“Nas grandes batalhas da vida, o primeiro passo para a vitória é o desejo de vencer.”

Mahatma Gandhi

AGRADECIMENTOS

Atingindo mais um objetivo na minha vida académica, não poderia deixar de agradecer a todos os envolvidos neste longo processo.

Como tal, em primeiro lugar, tenho de agradecer ao Professor Celso Lima por todo o seu apoio, pela sua disponibilidade durante o semestre, pelo conhecimento e experiência transmitida, e pela pertinência das observações efetuadas. Em suma, agradeço por toda a orientação recebida, e pelo facto de ter tornado todo este processo enriquecedor no que respeita ao tema e aos desafios abordados.

Aos professores da área de Geotecnia agradeço toda a disponibilidade demonstrada, a ajuda cedida nos momentos de dúvida, as visitas de obra proporcionadas e, acima de tudo, agradeço pelo grande ambiente de aprendizagem durante o último ano.

A todos os meus amigos e colegas da turma de Geotecnia 2012/2013 agradeço pelo bom ambiente proporcionado, pela troca de impressões ao longo de todo o ano, por todo o companheirismo, fazendo com que este ano tenha sido o mais agradável possível. Agradeço também a alguns dos colegas da turma de Geotecnia do ano anterior.

Quero agradecer aos meus amigos que me acompanharam ao longo de todo o percurso académico: Fábio Ramos, Sheila Catoja, Sofia Eiras e João Rodrigues. Agradeço também à Mariana Mesquita e à Catarina Monteiro por todo o apoio demonstrado em todas as fases deste percurso.

À empresa EDP – Gestão da Produção de Energia, S.A., presto os meus agradecimentos pela disponibilização da documentação que serviu de base à elaboração deste trabalho, bem como pelas facilidades concedidas no diálogo com alguns dos seus quadros técnicos. Neste particular permito-me destacar os ensinamentos recebidos da Eng.^a Joana Moura e do Eng.^o Manuel Oliveira aos quais agradeço a ajuda prestada.

Por fim, e de uma forma especial, tenho de agradecer aos meus Pais e familiares próximos, por toda a motivação que me deram, por não me deixarem desistir nas alturas mais difíceis, pelo carinho, pela educação e, acima de tudo, pelo espírito de dedicação e trabalho que me inculcaram.

RESUMO

O presente trabalho insere-se na temática da conceção e dimensionamento de uma ensecadeira de células de estacas prancha, com objetivo de se ensecar uma determinada área onde se pretende vir a construir a tomada de água do futuro reforço de potência do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor. Para além deste dimensionamento, será também efetuada uma verificação da viabilidade da execução de outra ensecadeira de células para se poder construir um novo descarregador de cheias na Barragem da Caniçada. De uma forma resumida, este documento terá como foco estes dois casos de estudo.

Como suporte a tal, inicialmente é realizada uma apresentação das propriedades deste tipo de estruturas, nomeadamente as suas características geométricas, as suas vantagens e desvantagens, os seus materiais constituintes, e serão também abordados alguns tópicos relacionados com a sua construção. Serão ainda mencionados alguns aspetos associados ao colapso destas ensecadeiras.

Com a finalidade de se proceder ao dimensionamento, serão expostas as verificações de segurança necessárias à sua execução tanto nos maciços rochosos como nos maciços terrosos, de acordo com o manual “*Steel Sheet Piling Design Manual*” da FHWA.

Para o dimensionamento relacionado com o primeiro caso de estudo, tratando-se de uma ensecadeira fundada num maciço rochoso, procede-se ao estudo da geometria da ensecadeira, de acordo com as condicionantes encontradas no local (níveis de água, geologia, topografia) e, posteriormente, efetuam-se as devidas verificações de segurança. Respeitadas todas estas condições, passou-se então à concretização do dimensionamento desta ensecadeira no que respeita ao tipo e quantidade de estacas metálicas a utilizar.

O segundo caso de estudo, direcionado para a avaliação da viabilidade de uma dada solução, consiste na análise de uma estrutura em tudo semelhante à anterior. Esta será fundada num maciço terroso e, devido às suas particularidades, surgiu a necessidade de se recorrer aos programas *SEEP/W* e *SLOPE/W* (GEO-SLOPE International), com base no MEF (Método dos Elementos Finitos), para se efetuarem os estudos relativos à percolação e à instabilidade da estrutura em termos de deslizamento global. Todas as respetivas verificações de segurança analíticas serão efetuadas, à semelhança do caso de estudo anterior.

Por fim, apresentam-se as principais conclusões obtidas no decorrer deste trabalho, bem como as ideias fundamentais que deverão estar presentes quando se está perante um desafio deste tipo.

PALAVRAS-CHAVE: Ensecadeiras de células, Estacas prancha, Estabilidade, Baixo Sabor, Caniçada.

ABSTRACT

This work is part of the theme of the design and dimensioning of a steel sheet pile cellular cofferdam, aiming to keep dry a particular area where it intends to come to build the water intake to the future repowering of Baixo Sabor dam. Besides this dimensioning, will be performed a verification of the viability of executing another cellular cofferdam to build a new spillway at Caniçada dam. In a summarized way, this document will be focused in this two study cases.

First of all, a presentation is made of the properties of this kind of structures, including their geometrical characteristics, advantages and disadvantages, their materials, and some topics related to their construction will also be discussed. Certain aspects associated to the failure of these cofferdams will also be mentioned.

In order to proceed with the design, the security checks necessary to do in cofferdams founded on rock and in cofferdams founded on soil will be exposed, according to the manual "*Steel Sheet Piling Design Manual*" of the FHWA.

For the dimensioning related to the first study case, being a cellular cofferdam founded on rock, a study is initiated about the geometry of the cofferdam, according to the local conditions (water levels, geology and topography) and then the suitable security checks shall be carried out. Compliance with all these conditions leads to the design implementation of the cofferdam, regarding the type and amount of steel piles needed.

The second study case, aimed at evaluating the viability of a given solution, consists in analysing a structure which is similar to the previous one. This structure is founded on soil and, due to its properties, the need to resort *SEEP/W* and *SLOPE/W* (GEO-SLOPE International) programs has arisen, based on FEM (Finite Element Method), to accomplish the studies of seepage and the structure instability in terms of overall slipping. All the analytical security checks will be carried out, like the previous study case.

Finally, the main conclusions achieved in this paper are presented, as well as fundamental ideas that should be mentioned when faced with a challenge of this kind.

KEYWORDS: Cellular cofferdams, Sheet piles, Stability, Baixo Sabor, Caniçada.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2. A PRESENÇA DA HIDROELETRICIDADE EM PORTUGAL	1
1.3. ENSECADEIRAS DE CÉLULAS DE ESTACAS PRANCHA	3
1.3.1. ENSECADEIRAS DE CÉLULAS DO TIPO CIRCULAR	5
1.3.2. ENSECADEIRAS DE CÉLULAS DO TIPO DIAFRAGMA	5
1.3.3. ENSECADEIRAS DE CÉLULAS DO TIPO EM TREVO	6
1.3.4. FUNDAÇÃO: MACIÇO ROCHOSO VS. MACIÇO TERROSO	6
1.4. OBJETIVOS E ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO	7
1.5. ESTRUTURA DO DOCUMENTO	8
2. ENSECADEIRAS DE CÉLULAS: PROPRIEDADES	9
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	9
2.2. COMPONENTES DE UMA ENSECADEIRA DE CÉLULAS	10
2.2.1. ESTACAS PRANCHA	10
2.2.2. MATERIAL DE ENCHIMENTO DAS CÉLULAS	13
2.2.2.1. Métodos de colocação do material de enchimento	13
2.2.2.2. Linha de saturação no interior das células	16
2.2.3. BERMAS	17
2.2.3.1. Tipos de bermas	17
2.2.3.2. Colocação das bermas	18
2.3. CONSTRUÇÃO: ALGUNS DOS ASPETOS MAIS IMPORTANTES	18
2.3.1. MANUSEAMENTO DAS ESTACAS PRANCHA METÁLICAS	18
2.3.2. CÉRCEA	19
2.3.3. COLOCAÇÃO DAS ESTACAS PRANCHA	20
2.3.4. CRAVAÇÃO DAS ESTACAS PRANCHA	21
2.3.5. ENCHIMENTO DAS CÉLULAS	22

2.3.6. TEMPO DE CONSTRUÇÃO.....	22
2.4. COLAPSOS OCORRIDOS NESTE TIPO DE OBRAS	23
2.4.1. CASO 1: CÉLULA DA TORRE DE DESCARGA DE CARVÃO NO RIO MISSISSÍPI.....	24
2.4.2. CASO 2: ENSECADEIRA DE CÉLULAS PARA A EXECUÇÃO DE UMA TOMADA DE ÁGUA	26

3. DIMENSIONAMENTO: CONCEITOS E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA.....

3.1. INTRODUÇÃO	29
3.2. DIMENSIONAMENTO: VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA	30
3.2.1 GEOMETRIA DAS CÉLULAS.....	30
3.2.2. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DE ENSECADEIRAS DE CÉLULAS FUNDADAS EM MACIÇO ROCHOSO... 30	
3.2.2.1. Verificação de segurança ao deslizamento pela base	31
3.2.2.2. Verificação de segurança ao escorregamento entre as estacas e o material de enchimento 32	
3.2.2.3. Verificação ao corte vertical	33
3.2.2.4. Verificação ao corte horizontal (Método de Cummings)	37
3.2.2.5. Verificação dos esforços (de tração) nas ligações entre estacas prancha	40
3.2.2.6. Verificação da tensão na alma das estacas prancha.....	42
3.2.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DE ENSECADEIRAS DE CÉLULAS FUNDADAS EM MACIÇO TERROSO ... 43	
3.2.3.1. Verificação à rotura por penetração das estacas do lado interior das células.....	44
3.2.3.2. Verificação ao corte vertical	45
3.2.3.3. Verificação ao corte horizontal (Método de Cummings)	46
3.2.3.4. Verificação dos esforços (de tração) nas estacas.....	46
3.2.3.5. Verificação da capacidade de carga da fundação	46
3.2.3.6. Verificação do assentamento das células	50
3.2.3.7. Verificação ao arrancamento das estacas do lado exterior das células	51
3.2.3.8. Estudo da percolação.....	53

4. APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DO BAIXO SABOR

4.1. DESCRIÇÃO GERAL	57
4.2. INTRODUÇÃO AO PROBLEMA	58
4.2.1. CONDICIONANTES EM TERMOS DE CAUDAL.....	60
4.2.2. CONDICIONANTES EM TERMOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS.....	61

4.3. OBRAS A REALIZAR EM ANTECIPAÇÃO	62
4.3.1. PLATAFORMA PARA A INSTALAÇÃO FUTURA DA ENSECADEIRA	62
4.3.2. TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO: FASEAMENTO CONSTRUTIVO	64
4.3.2.1. Furação e limpeza	64
4.3.2.2. Ensaio de absorção de água	65
4.3.2.3. Injeções de calda de cimento	65
4.4. ENSECADEIRA DE CÉLULAS DE ESTACAS PRANCHA	66
4.4.1. CONSIDERAÇÕES TOMADAS	66
4.4.2. DIMENSIONAMENTO: 1ª TENTATIVA	68
4.4.2.1. Verificação de segurança ao deslizamento pela base	70
4.4.2.2. Verificação de segurança ao escorregamento entre as estacas e o material de enchimento	70
4.4.2.3. Verificação de segurança ao corte vertical	70
4.4.2.4. Verificação de segurança ao corte horizontal (Método de Cummings)	71
4.4.2.5. Verificação dos esforços nas ligações entre as estacas prancha	71
4.4.2.6. Verificação da tensão na alma das estacas prancha	72
4.4.2.7. Observações	72
4.4.3. DIMENSIONAMENTO: 2ª TENTATIVA	73
4.4.4. DIMENSIONAMENTO PARA UMA SITUAÇÃO EXTREMA	76
4.4.5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EXTRA: ESCORREGAMENTO DE TODO O CONJUNTO	77
4.4.6. FASEAMENTO CONSTRUTIVO DA ENSECADEIRA	78
5. BARRAGEM DA CANIÇADA	79
5.1. DESCRIÇÃO GERAL	79
5.2. INTRODUÇÃO AO PROBLEMA	81
5.3. VERIFICAÇÕES DE CÁLCULO ANALÍTICAS	83
5.3.1. CONSIDERAÇÕES TOMADAS	83
5.3.2. DETERMINAÇÃO DOS IMPULSOS	84
5.3.3. VERIFICAÇÃO À ROTURA POR PENETRAÇÃO DAS ESTACAS DO LADO INTERIOR DAS CÉLULAS	85
5.3.4. VERIFICAÇÃO AO CORTE VERTICAL	86
5.3.5. VERIFICAÇÃO AO CORTE HORIZONTAL (MÉTODO DE CUMMINGS)	87
5.3.6. VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS (DE TRAÇÃO) NAS ESTACAS	87
5.3.7. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO	88
5.3.7.1. Primeiro cenário em estudo	88

5.3.7.2. Segundo cenário em estudo.....	90
5.3.8. VERIFICAÇÃO DO ASSENTAMENTO DAS CÉLULAS	92
5.3.9. VERIFICAÇÃO AO ARRANCAMENTO DAS ESTACAS DO LADO EXTERIOR DAS CÉLULAS.....	93
5.3.10. OBSERVAÇÕES	93
5.4. ESTUDO DE PERCOLAÇÃO	93
5.4.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E ATRIBUIÇÃO DOS MATERIAIS: PERFIL-TIPO	94
5.4.2. PERMEABILIDADE DOS MATERIAIS	95
5.4.3. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE FRONTEIRA E DA MALHA ADOTADA	95
5.4.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	96
5.4.4.1. Primeira solução alternativa	99
5.4.4.2. Segunda solução alternativa	102
5.4.5. OBSERVAÇÕES AO ESTUDO DE PERCOLAÇÃO.....	105
5.5. ESTUDO DE ESTABILIDADE	105
5.5.1. CARATERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	106
5.5.2. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	106
5.5.2.1. Primeira solução alternativa	108
5.5.2.2. Segunda solução alternativa	109
5.5.3. OBSERVAÇÕES AO ESTUDO DE ESTABILIDADE	110
5.6. OBSERVAÇÕES GERAIS.....	111
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	113
6.1. CONCLUSÕES.....	113
6.2. NOTA FINAL.....	114
BIBLIOGRAFIA.....	117
ANEXOS.....	121
ANEXO A1.....	123
ANEXO A2.....	129

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1. 1 - Barragem e albufeira de Santa Luzia (1943) [1]	2
Fig. 1. 2 - Evolução da potência instalada em Portugal [2].....	2
Fig. 1. 3 - Ensecadeira de células (Sir Adam Beck Power Station - Niagara Falls, Ontario) [5]	3
Fig. 1. 4 - Traçado geral de uma ensecadeira de células [4]	4
Fig. 1. 5 - Ensecadeira construída para a remoção do navio militar USS Maine [7]	4
Fig. 1. 6 - Geometria das células circulares [4].....	5
Fig. 1. 7 - Geometria das células do tipo diafragma [8]	5
Fig. 1. 8 - Geometria das células em trevo [8]	6
Fig. 1. 9 - Ensecadeira em maciço terroso e em maciço rochoso [9]	7
Fig. 2. 1 – Quantidade de estacas /pé linear de ensecadeira (adaptado de TVA) [8].....	9
Fig. 2. 2 - Exemplo de ensecadeira de células com berma em processo de construção [11]	10
Fig. 2. 3 - Exemplo de ligações entre estacas de alma reta [13]	11
Fig. 2. 4 - Estacas prancha de junção [14].....	11
Fig. 2. 5 - Zona de colocação das estacas de junção [14].....	12
Fig. 2. 6 - Exemplo de danos causados numa estaca prancha metálica [15]	12
Fig. 2. 7 – Método hidráulico - Hales Bar Dam [10]	14
Fig. 2. 8 - Preenchimento de uma célula recorrendo a maquinaria de dragagem com garras [16]	14
Fig. 2. 9 - Colocação do material seco numa célula [17]	15
Fig. 2. 10 - Recomendações para a linha de saturação nos diferentes tipos de solo	17
Fig. 2. 11 - Construção de uma berma interior [11]	17
Fig. 2. 12 - Exemplo de uma viga de elevação [18].....	19
Fig. 2. 13 - Exemplo de uma cércea para células circulares [17]	20
Fig. 2. 14 - Sequência de cravação, das estacas de junção para o meio da célula [14].....	21
Fig. 2. 15 - Operação de posicionamento e cravação de estacas prancha [19].....	21
Fig. 2. 16 - Vista em planta das duas células [6]	25
Fig. 2. 17 - Célula número 13 após rotura [6]	25
Fig. 2. 18 - Exemplificação do parâmetro de deformação plástica 'y' [6].....	26
Fig. 2. 19 - Estacas ensaiadas: tipo A, B e C [6].....	26
Fig. 2. 20 - Esquema geral das cinco células da ensecadeira [6].....	27
Fig. 2. 21 - Movimento do material no interior da célula nº 4 [6].....	27

Fig. 3. 1 - Forças envolvidas nas verificações de segurança (esquema generalizado)	31
Fig. 3. 2 - Esquema elucidativo da ocorrência de derrube numa célula	32
Fig. 3. 3 - Distribuição de esforços na base da célula.....	34
Fig. 3. 4 - Círculo de Mohr utilizado pelo Professor Krynine (1945) para determinar o valor de K.....	35
Fig. 3. 5 - Distribuição das pressões horizontais ao longo de um plano vertical no centro da ensecadeira	36
Fig. 3. 6 - Distribuição das pressões do lado seco das células.....	37
Fig. 3. 7 - Esquemas representativos do método de Cummings	38
Fig. 3. 8 - Geometria de uma ensecadeira de células circulares [8]	40
Fig. 3. 9 - Esquema ilustrativo da deformação da célula (forma em barril).....	41
Fig. 3. 10 - Esforços nas ligações entre estacas e nas estacas de junção [4].....	42
Fig. 3. 11 - Rotura por penetração excessiva das estacas do lado interior da célula.....	44
Fig. 3. 12 - Forças envolvidas na respetiva verificação de segurança	45
Fig. 3. 13 - Esquema exemplificativo de uma rotura por falta de capacidade da fundação [14]	46
Fig. 3. 14 - Mecanismo de rotura de uma fundação superficial [26]	47
Fig. 3. 15 - Esquema utilizado para a explicação da determinação do assentamento aparente [4].....	51
Fig. 3. 16 - Esquema elucidativo do arrancamento das estacas do lado exterior das células	52
Fig. 3. 17 - Forças envolvidas na verificação de segurança ao arrancamento das estacas do extradorso	53
Fig. 3. 18 - Percolação numa ensecadeira de células em areia [8]	53
Fig. 3. 19 - Condição hidrodinâmica crítica, "quick condition" [27].....	54
Fig. 3. 20 - Bloco potencialmente instável [27].....	55
Fig. 4. 1 - Barragem de montante do Baixo Sabor [30].....	57
Fig. 4. 2 - Barragem de jusante do Baixo Sabor [30]	58
Fig. 4. 3 - Local previsto para a implantação da ensecadeira - Margem direita [29]	59
Fig. 4. 4 - Local previsto para a implantação da ensecadeira - Margem esquerda [29]	60
Fig. 4. 5 - Esquema elucidativo dos níveis considerados [29]	61
Fig. 4. 6 - Geometria da base de fundação em corte [29].....	62
Fig. 4. 7 - Geometria da base de fundação em planta [29]	63
Fig. 4. 8 - Ilustração da disposição das cortinas em corte e em planta, respetivamente [29]	63
Fig. 4. 9 - Esquema da utilização de um obturador simples num ensaio de Lugeon [31]	65
Fig. 4. 10 - Esquema estrutural para dimensionamento	67
Fig. 4. 11 - Esquema elucidativo para a determinação do impulso passivo	69

Fig. 4. 12 - Esquema de uma ensecadeira e respetiva distribuição das estacas em planta	74
Fig. 4. 13 - Excerto de um quadro do catálogo "ArcelorMittal" [33]	74
Fig. 4. 14 - Esquema em planta da disposição da ensecadeira de células sobre a plataforma.....	75
Fig. 4. 15 - Pormenor construtivo simplificado da disposição das estacas prancha metálicas	76
Fig. 4. 16 - Esquema para a perção dos cálculos para a verificação de segurança [29]	77
Fig. 5. 1 - Vista geral da barragem da Caniçada [34]	79
Fig. 5. 2 - Pormenor dos descarregadores atualmente instalados [36]	80
Fig. 5. 3 - Planta geral do descarregador complementar [35].....	80
Fig. 5. 4 - Modelo reduzido do novo descarregador - LNEC	81
Fig. 5. 5 - Esquema geral da ensecadeira e da respetiva área a ensecar [35]	82
Fig. 5. 6 - Corte (I-I) representativo da estrutura [35].....	82
Fig. 5. 7 - Esquema de cálculo adotado para as verificações de segurança	83
Fig. 5. 8 – Ilustração da determinação do impulso passivo através da construção de Culmann	85
Fig. 5. 9 - Esquema ilustrativo para a determinação de P'_d e P'_s	86
Fig. 5. 10 - Esquema para a determinação da carga atuante.....	89
Fig. 5. 11 - Esquema para a determinação da resultante das cargas verticais.....	90
Fig. 5. 12 - Ilustração adotada para a estimativa do assentamento aparente.....	92
Fig. 5. 13 – Perfil tipo adotado para o estudo de percolação	94
Fig. 5. 14 - Malha utilizada no estudo de percolação	96
Fig. 5. 15 - Análise de percolação na estrutura e no maciço.....	97
Fig. 5. 16 - Zona crítica	97
Fig. 5. 17 - Gradientes hidráulicos na zona crítica.....	98
Fig. 5. 18 - Zona em estudo	98
Fig. 5. 19 - Gradientes hidráulicos horizontais na zona em estudo.....	98
Fig. 5. 20 – Perfil tipo para a primeira solução alternativa.....	99
Fig. 5. 21 - Análise de percolação para a primeira solução alternativa	100
Fig. 5. 22 - Zona crítica em estudo.....	100
Fig. 5. 23 - Gradientes hidráulicos na zona crítica para a primeira solução alternativa	101
Fig. 5. 24 - Gradiente hidráulico horizontal no pé das estacas para a primeira solução alternativa ..	101
Fig. 5. 25 – Perfil tipo adotado para a segunda solução alternativa	102
Fig. 5. 26 - Análise de percolação para a segunda solução alternativa	103
Fig. 5. 27 - Primeira zona em estudo	104

Fig. 5. 28 - Gradientes hidráulicos na primeira zona em estudo para a segunda solução alternativa	104
Fig. 5. 29 - Gradiente hidráulico horizontal na segunda zona em estudo para a segunda solução alternativa	104
Fig. 5. 30 - Condições impostas para o estudo de estabilidade global da solução inicial	107
Fig. 5. 31 - Coeficiente de segurança obtido para a solução inicial	107
Fig. 5. 32 – Modelação da primeira solução alternativa.....	108
Fig. 5. 33 - Resultado obtido para a primeira solução alternativa	108
Fig. 5. 34 - Modelação da segunda solução alternativa.....	109
Fig. 5. 35 - Resultado obtido para a segunda solução alternativa	110

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2. 1 - Estimativa do tempo de construção de uma célula	22
Quadro 3. 1 - Coeficientes de atrito entre as estacas prancha e determinados tipos de solos [22]	33
Quadro 3. 2 - Fatores corretivos para carga inclinada.....	48
Quadro 3. 3 - Fatores corretivos para terreno inclinado	49
Quadro 3. 4 - Valores de f_c	49
Quadro 3. 5 - Valores de f_q	49
Quadro 3. 6 - Valores de f_y	50
Quadro 4. 1 - Níveis característicos de exploração [29].....	61
Quadro 4. 2 - Valores de resistência à tração das estacas [31]	67
Quadro 4. 3 - Quadro resumo dos fatores de segurança (1ª Tentativa).....	72
Quadro 4. 4 - Quadro resumo dos fatores de segurança (2ª Tentativa).....	73
Quadro 4. 5 - Quadro resumo dos fatores de segurança para o caso extremo	76
Quadro 5. 1 - Características dos solos de fundação e enchimento	84
Quadro 5. 2 - Coeficientes de atrito	84
Quadro 5. 3 - Valores de resistência à tração das estacas [33]	84
Quadro 5. 4 - Designação dos materiais.....	94
Quadro 5. 5 - Permeabilidade dos materiais adotados.....	95
Quadro 5. 6 - Estudo comparativo do caudal a bombear	105
Quadro 5. 7 - Características dos materiais	106
Quadro 5. 8 - Estudo comparativo dos coeficientes de segurança	110

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

AHBS – Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor

EDP – Energias de Portugal

F.S. – Fator de Segurança

FHWA – Federal Highway Administration

Fig. – Figura

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

MEF – Método dos Elementos Finitos

NMC – Nível Máximo de Cheia

Nme – Nível mínimo de exploração

NPA – Nível de Pleno Armazenamento

RSB – Regulamento de Segurança de Barragens

TVA – Tennessee Valley Authority

USS – United States Ship

USS – United States Steel

b – Largura da estaca prancha

B – Largura equivalente

B' – Largura efetiva da célula

c' – Coesão

c_u – Resistência não drenada

D – Diâmetro da célula

D_{av} – Diâmetro médio

f – Coeficiente de atrito aço/aço

F – Resistência atrítica

f_c, f_q, f_y - Fatores corretivos para a proximidade do firme

ft – Feet

γ - Peso volúmico (kN/m^3)

g_c, g_q, g_y - Fatores corretivos para o terreno inclinado

γ_w – Peso volúmico da água

H – Altura da célula

H_B – Altura da berma

H_s – Altura de solo

H_w – Altura de água

i – Gradiente hidráulico

I_a – Impulso ativo

i_c, i_q, i_y - Fatores corretivos para a carga inclinada

i_{cr} – Gradiente hidráulico crítico

i_{max}^{jus} – Gradiente hidráulico máximo a jusante

i_{med}^{bpi} – Gradiente hidráulico médio do bloco potencialmente instável

I_p – Impulso passivo

I_w – Impulso da água

j_{cr} – Força de percolação crítica

k – Coeficiente de impulso

k – Coeficiente de permeabilidade

K_a – Coeficiente de impulso ativo

km – Quilómetro

kN/m – Quilonewton por metro

K_p – Coeficiente de impulso passivo

kPa - Quilopascal

kW – Quilowatt

m – Metro

M – Momento de derrube

M – Momento fletor

m^3/s – Metro cúbico por segundo

min – Minuto

mm – Milímetro

MPa – Megapascal

MW – Megawatt

N_c, N_q, N_y - Fatores de capacidade de carga

N_e – Número de quedas de potencial

N_{SSP} – Número de estacas prancha de uma célula

\emptyset – Ângulo de atrito

P_s – Resultante da pressão horizontal

P_T – Resultante da pressão nas ligações

Q – Força de corte por unidade de comprimento

- q' – Sobrecarga lateral
- Q_{atuante} – Força atuante na fundação
- $Q_{\text{último}}$ – Resistência última da fundação
- r – Raio da célula
- R – Resistência lateral ao corte
- R_{ext} – Raio exterior da cércea
- T_F – Esforço de tração na flange
- T_S – Esforço máximo de tração na alma
- t_w – Espessura da alma da estaca
- V – Carga vertical
- V – Volume
- W – Peso
- y – Deformação da estaca
- Z – Profundidade
- α – Ângulo de deflexão máximo entre estacas
- β – Ângulo do terreno
- δ – Ângulo de atrito solo/estrutura
- ΔH – Assentamento aparente
- Δh – Perda de carga
- θ – Ângulo da estaca de junção
- σ_h – Tensão horizontal

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

Em obras a realizar nas albufeiras dos aproveitamentos hidroelétricos surge por vezes a necessidade de se proceder ao ensecamento do espaço submerso para a realização de determinadas obras, como por exemplo, tomadas de água de reforços de potência ou de novos descarregadores de cheias.

O presente trabalho apresenta dois casos de estudo, sendo que o primeiro se insere no âmbito do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor e, o segundo, no âmbito da Barragem da Caniçada. Em ambos os casos, surgiu a necessidade de se ensecar uma determinada área para se proceder a obras de reforço no primeiro caso e, no segundo caso, para se poder instalar um novo descarregador de cheias.

1.2. A PRESENÇA DA HIDROELETRICIDADE EM PORTUGAL

Como se sabe, a água é um bem essencial à vida nas suas mais diversas aplicações, considerando-se assim que o seu valor é inestimável. Desde a antiguidade até aos tempos mais recentes, a utilização da água para os diversos fins foi surgindo com a seguinte ordem cronológica [1]:

- Consumo humano e uso pecuário;
- Rega e uso mineiro;
- Produção de força motriz;
- Proteção contra cheias.

De acordo com as suas utilizações, surgiu então a necessidade de se construírem cisternas e sistemas de diques e barragens.

Segundo a informação disponível [2], o recurso à hidroeletricidade em Portugal já conta com um vasto número de anos, nomeadamente mais de 110 anos de história. A primeira realização hidroelétrica foi executada em 1894, no rio Corgo, mais especificamente localizada em Poço de Agueirinho, tratando-se de uma central com 120 kW de potência, construída pela Companhia Elétrica e Industrial de Vila Real.

Após a realização deste primeiro passo, muitas outras centrais foram sendo construídas, como por exemplo aquela que se executou no rio Cávado (em Penide), em 1895/96, com uma potência de 95 kW, sendo que nos anos que se seguiram foram entrando em serviço várias outras centrais [2].

Até 1950, assistiu-se a um crescimento da potência hídrica instalada em Portugal, devido ao aumento do número de centrais de pequena dimensão. Nessa altura, verificou-se que num total de 113 centrais com 153 MW instalados, destacavam-se apenas sete com mais de 5 MW, onde se evidenciavam a do

Alto Lindoso, contando com 57 MW, e a de Santa Luzia com 21 MW, sendo que esta última está relacionada com a construção da primeira barragem portuguesa de grande porte.



Fig. 1. 1 - Barragem e albufeira de Santa Luzia (1943) [1]

A partir de 1950, devido a orientações de política energética traçadas a nível nacional anteriormente, existiu um aumento dos centros produtores hídricos de grande dimensão. Para tal, foram constituídas empresas com o objetivo de planearem e promoverem o aproveitamento dos mais importantes recursos hidroenergéticos nacionais - a Hidroelétrica do Cávado e a Hidroelétrica do Zêzere (em 1947) e, posteriormente, a Hidroelétrica do Douro (1957).

Existindo uma atuação simultânea quer das grandes empresas, quer das pequenas empresas, verificou-se então uma forte expansão neste setor, prolongando-se ao longo de toda a metade do século XX, até à atualidade, sendo que, como resultado desta expansão, existiu um aumento da potência hídrica.

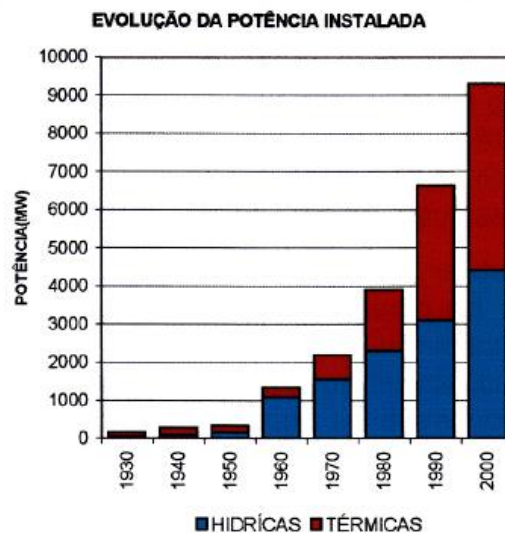


Fig. 1. 2 - Evolução da potência instalada em Portugal [2]

Neste momento, a EDP Produção (Eletricidade de Portugal) apresenta-se na vanguarda desta atividade, e tem em construção três aproveitamentos hidroelétricos: Baixo Sabor, Ribeiradio-Ermida, Foz Tua. Simultaneamente encontra-se a executar o reforço da capacidade de aproveitamentos hidroelétricos existentes, como, por exemplo, o de Venda Nova III e o de Salamonde II. Este conjunto de investimentos tem como objetivo o aumento da capacidade de produção hidroelétrica, acrescentando cerca de 3500 MW ao atual parque hidroelétrico, constituído por 73 centrais, ao qual correspondem 4578 MW [3].

1.3. ENSECADEIRAS DE CÉLULAS DE ESTACAS PRANCHA

As ensecadeiras de células surgiram, na especialidade das obras hidráulicas, para dar resposta à necessidade de se executarem trabalhos em zonas de difícil acessibilidade, como em rios e mares, e para fazerem parte de obras em zonas costeiras, como por exemplo um pontão. Como tal, a sua principal função é garantir uma boa impermeabilização da zona de trabalhos em questão, sendo que deve ser reforçado que este tipo de obras não garante a total impermeabilização da zona, mas deve oferecer resistência suficiente aos fluxos de água, para que a quantidade de água que, de alguma forma, atinja o interior da ensecadeira, possa ser retirada através de bombeamento [4].

Este tipo de ensecadeira é constituído por uma série de estacas prancha de alma reta, interligadas entre si, e o seu interior é preenchido com solo, tipicamente areia, ou areia e cascalho, ou seja, material com características drenantes. O comportamento conjunto destes materiais permitirá obter a estabilidade das células e uma boa estanqueidade, para fazer frente às pressões laterais da água e das terras. Observe-se o exemplo da Fig. 1. 3.



Fig. 1. 3 - Ensecadeira de células (Sir Adam Beck Power Station - Niagara Falls, Ontario) [5]

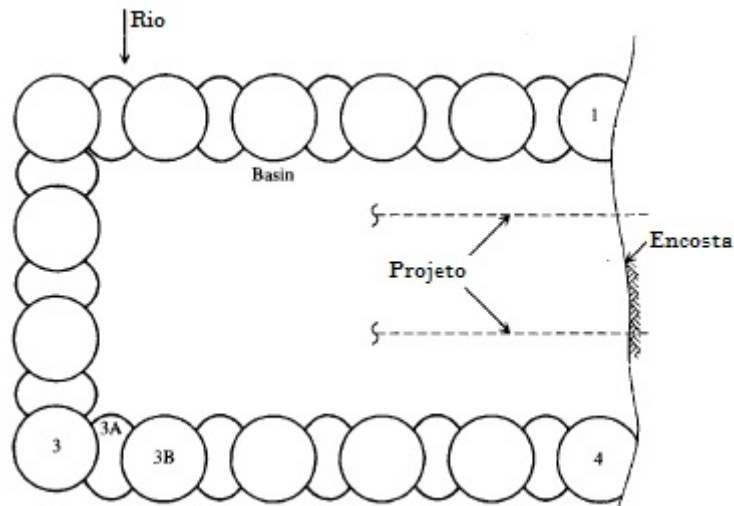


Fig. 1. 4 - Traçado geral de uma ensecadeira de células [4]

A primeira ensecadeira de células foi construída em 1910, com a finalidade de se retirar o navio militar USS Maine, destruído e afundado no porto de Havana, a uma profundidade de 10,7 m de água [6]. Relativamente aos solos envolvidos nesta situação, tanto o material de enchimento como o solo de fundação correspondiam a argila, o que tornou todo o processo bastante difícil, verificando-se que após o início do rebaixamento do nível da água, a ensecadeira começou a inclinar-se de forma perigosa, obrigando a recorrer a um método de escoramento entre esta e o casco do navio antes de se terminar a remoção da água na zona envolvida.



Fig. 1. 5 - Ensecadeira construída para a remoção do navio militar USS Maine [7]

Tipicamente, as ensecadeiras de células são classificadas de acordo com a configuração e disposição das células. Assim sendo, será efetuada uma apresentação dos três principais tipos de ensecadeiras de

células: circulares, diafragma e em trevo. Contudo, é importante referir que no desenvolvimento do documento, apenas se fará um estudo das células circulares.

É importante também referir que, relativamente ao maciço onde estas estruturas são executadas, isto é, maciço rochoso ou maciço terroso (solo), quer as suas técnicas de execução, quer as suas verificações de segurança em projeto, podem variar.

1.3.1. ENSECADEIRAS DE CÉLULAS DO TIPO CIRCULAR

Relativamente a este tipo de ensecadeira, a sua configuração consiste em círculos de grande diâmetro conectados entre si através de arcos de pequeno diâmetro, como se pode observar na Fig. 1. 6.

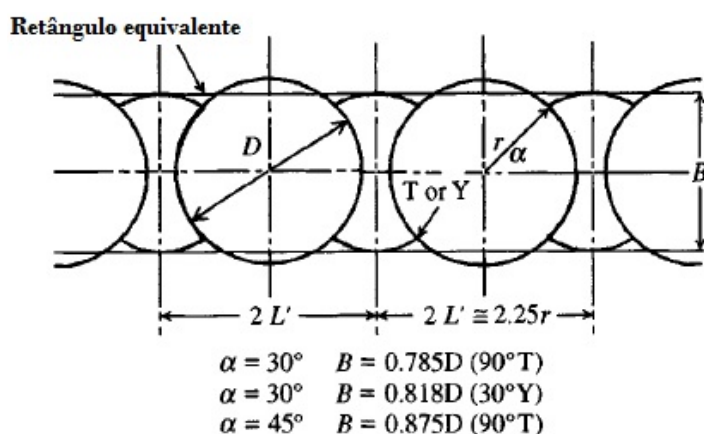


Fig. 1. 6 - Geometria das células circulares [4]

Nesta situação, de uma forma geral, os arcos de ligação intersectam os círculos num ponto que faça 30 a 45 graus com o eixo longitudinal da ensecadeira. Pode-se ainda dizer que, neste tipo de ensecadeira, a estabilidade de cada célula é garantida por si só e independente da próxima, ou seja, os esforços de tração de cada círculo completo equilibram-se com os próximos [6].

1.3.2. ENSECADEIRAS DE CÉLULAS DO TIPO DIAFRAGMA

As ensecadeiras de células do tipo diafragma caracterizam-se geometricamente por duas séries de arcos circulares conectadas entre si por diafragmas perpendiculares ao eixo da ensecadeira. Atente-se na Fig. 1. 7:

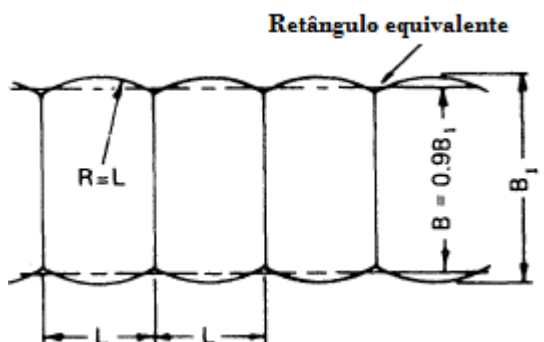


Fig. 1. 7 - Geometria das células do tipo diafragma [8]

No dimensionamento deste tipo de ensecadeiras, é prática comum utilizar um raio para os arcos igual à distância entre os diafragmas [8]. Deve ainda ser referido que o ponto de interseção dos dois arcos e o diafragma se verifica para um ângulo de 120 graus.

1.3.3. ENSECADREIRAS DE CÉLULAS DO TIPO EM TREVO

Este tipo de células surge através da modificação das células circulares e, de uma forma geral, apenas são utilizadas em situações de elevadas pressões. Nestas circunstâncias, é necessário recorrer a grandes diâmetros para garantir a estabilidade que, no entanto, se traduz na existência excessiva de elevados esforços nas ligações, quando não se utilizam diafragmas. Na Fig. 1. 8 pode-se observar a geometria deste tipo de células.

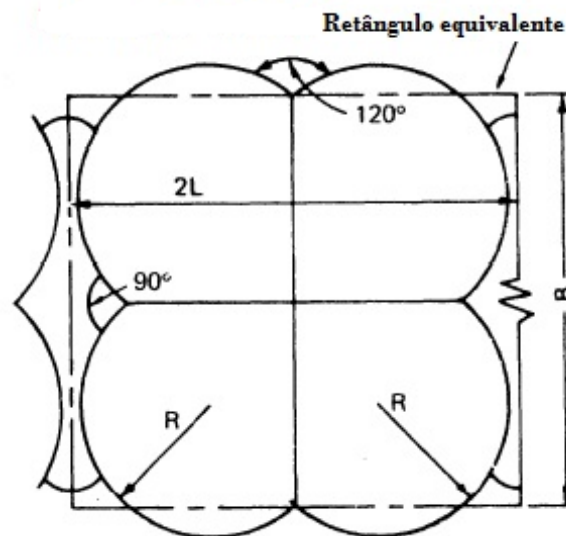


Fig. 1. 8 - Geometria das células em trevo [8]

1.3.4. FUNDAÇÃO: MACIÇO ROCHOSO VS. MACIÇO TERROSO

O maciço onde uma ensecadeira de células vai ser fundada revela-se como um dos grandes condicionantes quer em situação de projeto, quer durante a execução da mesma. Como tal, é fundamental que se realize uma prospeção adequada para se perceber qual o tipo de maciço que se vai encontrar.

No que respeita aos aspetos construtivos, uma das grandes diferenças está relacionada com o facto de que se se estiver na presença de um maciço rochoso, a ensecadeira poderá simplesmente ser colocada no topo do maciço, ou então poderá penetrar numa reduzida profundidade, quando se trata de uma rocha mais alterada. O mesmo já não acontece com as ensecadeiras fundadas em maciços terrosos, aqui surge sempre a necessidade de que as estacas penetrem até uma maior profundidade para garantir maior estabilidade (ver Fig. 1. 9) [9].

Quanto ao processo de dimensionamento, em ambas as situações, isto é, maciços rochosos e maciços terrosos, existe um determinado número de verificações de segurança comuns. Contudo, no caso das ensecadeiras fundadas em maciços terrosos, é necessário efetuar algumas verificações complementares, como por exemplo, a verificação à capacidade de carga vertical, a qual é normalmente dispensável no caso de maciços rochosos devido às suas propriedades resistentes. Existe mais um ponto fulcral que deve ser acrescentado aquando do dimensionamento de uma ensecadeira em maciços terrosos, relacio-

nado com o estudo da percolação no maciço. Este estudo assume uma importância fundamental uma vez que vai permitir perceber o comportamento da fundação perante os fluxos de água, ou seja, vai permitir entender o comportamento do maciço relativamente aos fenómenos de instabilidade hidráulica.

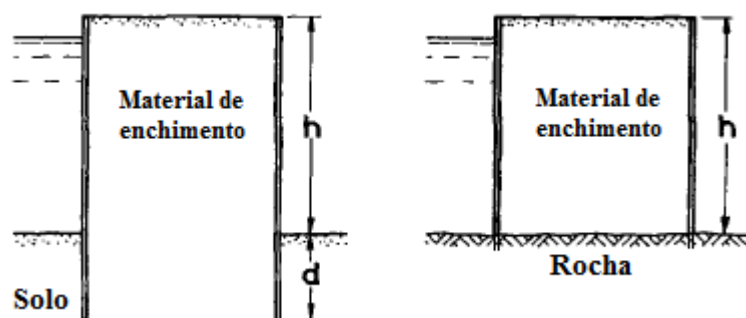


Fig. 1. 9 - Ensecadeira em maciço terroso e em maciço rochoso [9]

1.4. OBJETIVOS E ÂMBITO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação tem como objetivo fundamental, como o seu próprio nome sugere, a conceção e o dimensionamento de uma ensecadeira de células de estacas prancha metálicas. Para além deste dimensionamento, será efetuado um estudo de viabilidade de uma solução construtiva proposta para um segundo caso de estudo.

O primeiro caso de estudo, inserido no âmbito do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor, corresponde ao dimensionamento e conceção de uma ensecadeira de células circulares, fundada num maciço rochoso. Os objetivos mais específicos relativos a este primeiro caso de estudo estarão associados ao cumprimento das respetivas verificações de segurança, assim como à concretização do projeto da ensecadeira em termos de geometria, quantidade e tipo de estacas metálicas a utilizar.

Relativamente ao segundo caso de estudo, este insere-se no âmbito da Barragem da Caniçada, e está relacionado com o estudo da viabilidade de uma ensecadeira, também de células circulares, sendo que, desta feita, será fundada num maciço terroso. No que respeita aos aspetos a serem estudados, será dada especial importância àqueles que não são verificados nos maciços rochosos, como por exemplo, a capacidade de carga vertical, a percolação, etc.

Em suma, com a elaboração desta dissertação, pretende-se dar a conhecer a quantidade e a importância dos materiais envolvidos na construção de uma estrutura como esta, alguns aspetos construtivos e, acima de tudo, mostrar todo o processo de dimensionamento, com a finalidade de expor ao leitor as fases relacionadas com o dimensionamento. Portanto, apesar deste trabalho ter como objetivo os dois casos de estudo já mencionados, assumir-se-á também, de certa forma, como que um guia para o dimensionamento de estruturas deste âmbito.

1.5. ESTRUTURA DO DOCUMENTO

O presente documento encontra-se estruturado em seis capítulos, por forma a dar conhecimento do contexto geral do trabalho, uma apresentação deste tipo de estruturas (ensecadeiras), o seu processo de dimensionamento e a sua concretização. Como tal, o primeiro capítulo é dedicado a uma contextualização do tema, fazendo um apanhado da presença da hidroeletricidade em Portugal, uma vez que as obras hidráulicas em causa serão dimensionadas para zonas dos aproveitamentos referidos. Neste mesmo capítulo serão ainda identificados tanto os objetivos e o âmbito do trabalho, como também a estruturação do documento.

No segundo capítulo serão apresentadas as propriedades das ensecadeiras de células, mais especificamente das ensecadeiras de células circulares. Aqui, começar-se-á por uma apresentação deste tipo de estrutura, as suas características e as suas vantagens e desvantagens. Serão expostas todas as componentes que constituem estas ensecadeiras e, será feita uma breve alusão à sua construção. Por fim, referenciar-se-á dois casos de acidentes históricos relacionados com estas estruturas, como forma de perceber possíveis causas de rotura.

O capítulo 3 aborda as questões relacionadas com o dimensionamento e as respetivas verificações de segurança. Serão especificadas as verificações a realizar perante ensecadeiras assentes quer em maciços rochosos, quer em maciços terrosos. Existirá também uma breve referência quanto à geometria a adotar para as células.

Já no capítulo 4, será então abordado o primeiro caso de estudo, relativo ao dimensionamento de uma ensecadeira de células circulares assente num maciço rochoso, localizada a montante do escalão principal do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor, com o objetivo de permitir a execução futura de um reforço de potência.

No quinto capítulo é apresentado o segundo caso de estudo, correspondendo ao estudo/dimensionamento de uma ensecadeira de células, também circulares, fundada num maciço terroso. Esta ensecadeira estará inserida nas obras necessárias para se proceder à construção de um novo descarregador na Barragem da Caniçada. Será dada mais atenção às verificações de segurança que não se efetuam na vertente dos maciços rochosos, nomeadamente à capacidade carga vertical, ao estudo da percolação e ao deslizamento de taludes, como tal, não existirá grande pormenor quanto à sua concretização em termos de estacaria.

Por fim, o capítulo 6 será dedicado a algumas considerações finais, nas quais serão mencionadas as conclusões com maior relevância acerca do trabalho desenvolvido, bem como as ideias principais que deverão ficar patentes quando se está perante a conceção e o dimensionamento deste tipo de estruturas.

2

ENSECADEIRAS DE CÉLULAS:
PROPRIEDADES

2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como foi referido anteriormente, para o desenvolvimento do projeto no âmbito deste documento, o autor apenas considerará células circulares, visto que serão estes tipos de células que estarão envolvidas nos dimensionamentos dos casos de estudo à posteriori. Contudo, esclarece-se que, para outros tipos de células, as informações aqui presentes também poderão ser adotadas, nomeadamente no que se refere às estacas prancha a utilizar, ao material de enchimento, entre outros.

De uma forma geral, qualquer tipo de célula poderia ser utilizado em cada tipo de projeto. Contudo, as células circulares são as mais utilizadas, devido às principais vantagens que apresenta relativamente aos outros tipos. Entre estas incluem-se:

- Cada célula é estável por si só e pode ser preenchida assim que esteja construída;
- Na eventualidade de ocorrer a rotura de uma célula, independentemente da causa, as células adjacentes não serão afetadas, o que já não acontece com as células do tipo diafragma, pois o colapso de uma célula poderá colocar em causa toda a estrutura;
- Tipicamente, as células circulares requerem menos estacas do que as células do tipo diafragma (Fig. 2. 1);
- As células circulares garantem maior segurança em relação a roturas associadas a grandes cheias, nomeadamente nas situações em que as células são construídas transversalmente à corrente das águas, no caso dos rios. Nesta situação, a maior segurança garantida por este tipo de células, deve-se ao facto das mesmas poderem ser preenchidas rapidamente, ou seja, não são deixadas sem material de enchimento quando sujeitas a elevadas pressões advindas da corrente da água.

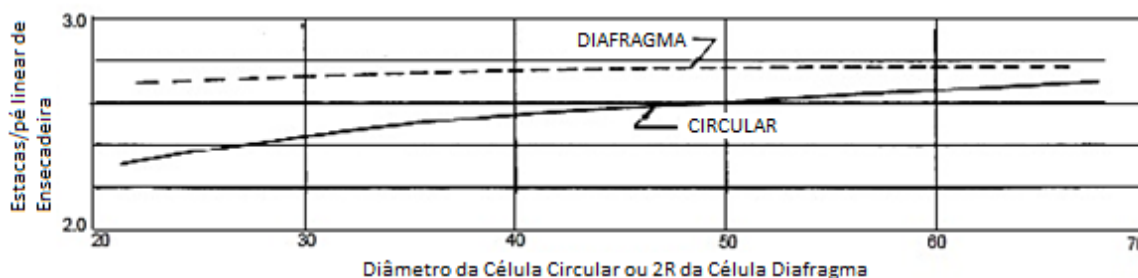


Fig. 2. 1 – Quantidade de estacas /pé linear de ensecadeira (adaptado de TVA) [8]

Apesar das grandes vantagens em utilizar células circulares, para que a sua adoção seja efetuada conscientemente, é necessário que estejam presentes as suas duas principais desvantagens [10]:

- Comparativamente com as células do tipo diafragma, para o mesmo raio, as tensões nas ligações entre estacas serão ligeiramente mais elevadas no caso das células circulares, devido essencialmente à presença de mais uma força proveniente dos arcos de ligação;
- O diâmetro da célula e a respetiva largura efetiva da ensecadeira é limitado para evitar esforços excessivos nas ligações.

2.2. COMPONENTES DE UMA ENSECADEIRA DE CÉLULAS

Uma ensecadeira de células é essencialmente constituída por um conjunto de estacas prancha interligadas, o seu material de enchimento e, quando necessário, as bermas. A necessidade da utilização de bermas está inteiramente ligada ao aumento de estabilidade das células, ou seja, para cada situação deve ser efetuado um estudo de viabilidade para a utilização das mesmas.



Fig. 2. 2 - Exemplo de ensecadeira de células com berma em processo de construção [11]

2.2.1. ESTACAS PRANCHA

Inicialmente, em obras hidráulicas deste âmbito, utilizavam-se estacas prancha em madeira. Contudo, com a generalização da utilização destes elementos, começaram a surgir dificuldades associadas à cravação das estacas em solos mais resistentes, sem que estas sofram danos [12]. Ainda associado a este facto, era necessário ter em consideração a grande quantidade de suportes necessários para resistir às pressões das águas e das terras aquando da escavação e da construção da estrutura. Assim sendo, surgiu a necessidade de criar estacas num material de maior resistência e rigidez, sem que este ofereça demasiada resistência à penetração. Surgiram assim as estacas pranchas metálicas para fazerem frente aos condicionalismos atrás referidos, entre outros. A partir do momento em que se começaram a utilizar as estacas prancha metálicas em detrimento das estacas prancha de madeira, verificou-se desde logo que estas apresentavam um bom comportamento relativamente aos aspetos anteriores.

Existindo vários tipos de estacas prancha metálicas (alma reta, em z, etc), todas elas possuem bordos de ligação com a capacidade de garantir que uma estaca está a ser cravada e ligada à estaca anterior corretamente, sendo que esta é uma das vantagens destas estacas face às estacas prancha de madeira (Fig. 2. 3).



Fig. 2. 3 - Exemplo de ligações entre estacas de alma reta [13]

É de salientar que este aspeto da ligação entre estacas é um ponto fulcral no caso de ensecadeiras de células. Verificou-se ainda, que a resistência à tração nas ligações assim estabelecidas é suficientemente capaz para resistir às pressões laterais, sem recorrer a apoios transversais. Contudo, na construção de ensecadeiras de células, isto é, ensecadeiras de grandes dimensões, é necessário recorrer a material de enchimento das células para evitar o uso de suportes transversais no interior da área da ensecadeira.

Na construção de ensecadeiras de células do tipo circular, as estacas prancha metálicas mais utilizadas são as de alma reta, visto que na presença de material de enchimento haverá uma tendência para a célula expandir. Assim, os esforços que se desenvolvem nestes perfis são esforços de tração essencialmente horizontais que obrigam a que haja uma elevada resistência à tração nas ligações. Uma das principais características das estacas prancha metálicas de alma reta prende-se com o facto destas serem concebidas para suportar esforços mais elevados nas ligações do que em qualquer outro tipo de estaca. Como tal, a sua aplicação em células circulares torna-se evidentemente favorável. Na Fig. 2. 3 consegue-se observar a materialização de uma estaca de alma reta, assim como as suas ligações com as estacas envolventes. Estas estacas são utilizadas para quase todas as zonas da ensecadeira, sendo que o ângulo de deflexão máximo (α) que se deve verificar entre duas estacas consecutivas é de 10° (dependendo do fabricante), especialmente onde os esforços nas ligações são elevados [8]. Nos pontos de intersecção entre as células circulares e os arcos de ligação é necessário recorrer às chamadas estacas prancha de junção, sendo que existem diferentes tipos:

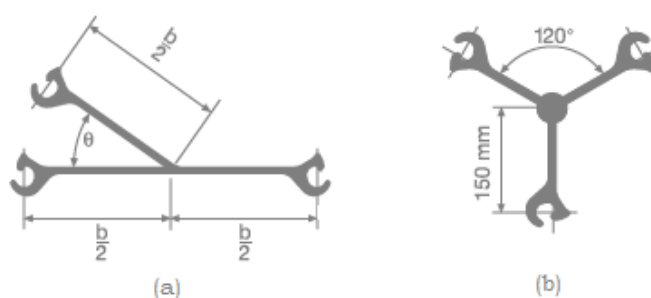


Fig. 2. 4 - Estacas prancha de junção [14]

Para a conceção de uma ensecadeira em células circulares, as estacas prancha de junção mais utilizadas são do tipo (a) representada na Fig. 2. 4, sendo que o ângulo θ pode variar entre 30° e 45° . Estas estacas são consideradas elementos chave na execução de uma obra deste tipo e devem ser objeto de especial atenção. Quando se está perante uma situação em que as forças de tração são relativamente baixas, pode-se considerar a hipótese da utilização de um ângulo θ igual 90° , ou seja, em situações em que o raio é pequeno. Se, pelo contrário, se está perante uma situação em que há uma necessidade de transferência de grandes esforços de tração, é recomendada a utilização de ângulos θ a variar entre 30° e 45° , para que desta forma sejam transmitidos menores esforços à célula principal [14].

De uma forma geral, no projeto de uma ensecadeira de células do tipo circular utilizam-se dois tipos de estacas: as estacas de alma reta e as estacas de junção. Relativamente à zona de colocação de cada tipo de estaca, as estacas de alma reta constituirão grande parte da ensecadeira, cedendo lugar às estacas de junção apenas nos pontos de interseção das células circulares com os arcos de ligação, como indica a Fig. 2. 5.

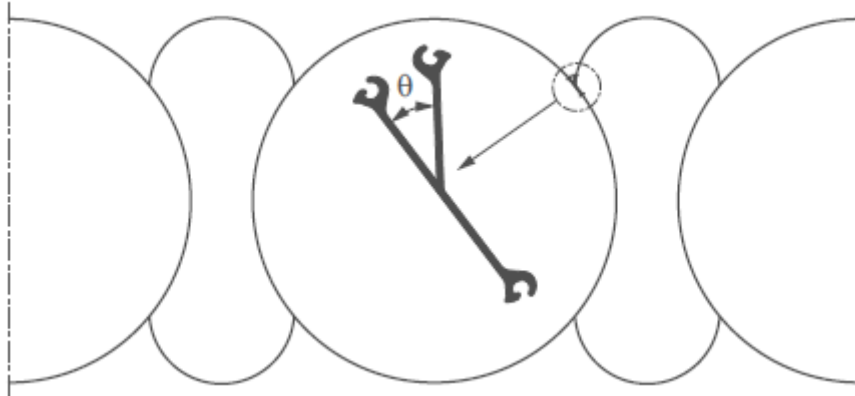


Fig. 2. 5 - Zona de colocação das estacas de junção [14]

Existe ainda um aspeto importante que deve ser mencionado na temática das estacas prancha, relacionado com a sua possível reutilização. Este facto traduz-se numa nova vantagem aliada à utilização de estacas prancha metálicas. Assim sendo, tendo em vista a possível reutilização das estacas, é necessário tomar cuidadas considerações quanto à espessura da sua alma. A opção por uma alma mais espessa dará, sem margem para dúvidas, uma maior rigidez à estaca, o que fisicamente permitirá que a mesma, aquando da sua cravação, sofra menos danos. Outro ponto de vista desta temática estará relacionado com a quantidade de aço que se consegue poupar utilizando uma alma mais esbelta e, como tal, será necessário efetuar onde estudo comparativo para perceber qual a opção que será mais vantajosa em termos de espessura da alma, sendo que deve ser salientado que, muito possivelmente, a utilização de uma alma mais esbelta incorrerá em custos adicionais associados a possíveis reparações em danos nas ligações, tratamentos da fundação, entre outros.



Fig. 2. 6 - Exemplo de danos causados numa estaca prancha metálica [15]

2.2.2. MATERIAL DE ENCHIMENTO DAS CÉLULAS

Sendo uma ensecadeira de células uma estrutura de retenção gravítica, o seu material de enchimento assumirá uma importância fundamental no que respeita à sua estabilidade, nomeadamente a influência da sua resistência ao corte. Como tal, a seleção desse material constituirá um passo fulcral para o bom desenvolvimento de um projeto. De uma forma geral, os requisitos desejados para um bom material de enchimento de uma ensecadeira de células em estacas prancha metálicas são [10]:

- Elevado peso volúmico para contribuir na resistência ao deslizamento;
- Boa resistência à erosão;
- Características drenantes (solos granulares com poucos finos);
- Elevada resistência ao corte, em particular do valor do ângulo de atrito.

Como é possível perceber, tipos de solos que respeitem todas as condicionantes acima referidas, raramente estão à disposição do ser humano para serem utilizados. No entanto, devido à necessidade de execução das obras, têm sido utilizados solos que não respeitam todos estes critérios, sendo que deve ser salientado que quanto mais próximo o solo for de encontro a estes critérios, mais económico será o projeto em termos de estacaria, visto que, por norma, a componente de custo relativa às estacas prancha é sempre a mais elevada na conceção de uma ensecadeira de células deste tipo [4].

Para além das características intrínsecas do material, existem outras condicionantes que poderão colocar em causa a execução deste tipo de ensecadeiras, como por exemplo o local de origem do material. Como se pode perceber, é bastante aconselhável que o material de enchimento utilizado esteja nas redondezas da obra, caso contrário é necessário partir para um estudo económico relativamente aos gastos associados ao transporte do material até ao local de execução. Quando estes custos não se revelam economicamente viáveis, é aconselhável repensar o tipo de ensecadeira a utilizar. Voltando ao cenário mais recomendado, frequentemente têm sido executados projetos com material proveniente das vizinhanças, contudo, como resultado desta filosofia, tem-se verificado que estes materiais de enchimento têm variado, de alguma forma, de projeto para projeto, sendo que este facto corrobora a ideia de que não existem duas obras geotécnicas iguais, seja qual for a diferença, tornando a profissão de um Engenheiro Geotécnico ainda mais aliciante.

Na execução de projetos desta temática, como já ficou bem patente, os materiais de enchimento devem possuir determinadas qualidades, sendo que a determinação destas pode variar de acordo com a dimensão das células. Em projetos com células de pequenas dimensões, estas características podem ser determinadas recorrendo a um julgamento visual aliado ao bom senso, e a experiências anteriores. Quando se está perante projetos com células de grandes dimensões, é de extrema importância que o material seja submetido a ensaios laboratoriais e/ou de campo, para se determinar a sua adequabilidade.

O material de enchimento de uma célula traduz-se fisicamente numa massa que contribuirá para a sua estabilidade e, como foi referido anteriormente, deve possuir características drenantes para que não se gerem excessos de pressão neutra dentro daquela, por forma a evitar o aparecimento de mais uma solitação desfavorável para a sua segurança. Assim, de uma forma geral, entende-se como bom material de enchimento, por exemplo, uma areia ou uma mistura de areia com cascalho.

2.2.2.1. Métodos de colocação do material de enchimento

O método e o período de colocação do material de enchimento são dois aspetos fundamentais a ter em conta para o bom desempenho da estrutura. Geralmente podem ser utilizados dois métodos de colocação do material, o chamado método hidráulico e o método de deposição de material seco.

Tipicamente, o método hidráulico consiste em recorrer a material proveniente do fundo do rio, quando possível (material minimamente adequado). O material é dragado e bombeado por meio de tubos para o interior das células (ver Fig. 2. 7), sendo que o nível de água no interior das células em alguns casos poderá ser igual ao nível do rio. Este processo fará com que haja uma redução da quantidade de finos presentes nos solos típicos do fundo do rio, levando o material fino a ficar suspenso e posteriormente retirado. É importante referir que quando não existe material adequado na zona da obra, o material de enchimento deve ser transportado para a obra por outros meios, como por exemplo de camião, sendo que de qualquer das formas o material é usualmente depositado debaixo de água. Como tal, pode-se perceber que na grande parte dos casos o método hidráulico é o mais adotado devido às suas vantagens.

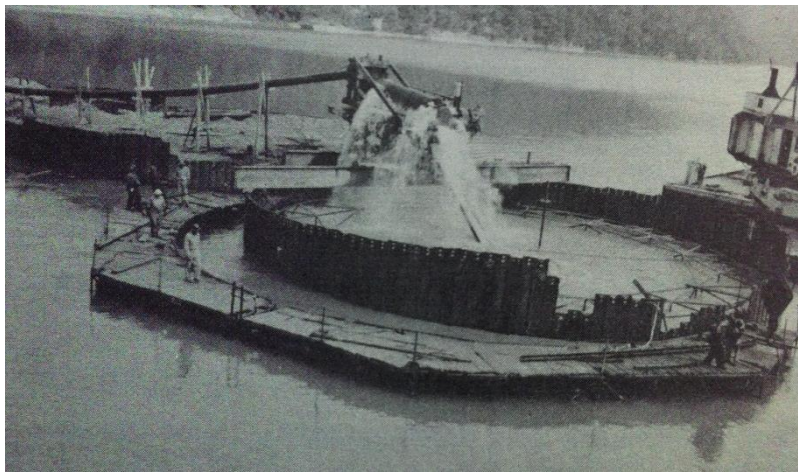


Fig. 2. 7 – Método hidráulico - Hales Bar Dam [10]

Muitas vezes, em vez do recurso a tubos para bombear, utilizam-se apenas máquinas de dragagem com garras para se transportar o material do exterior para o interior da célula, como se pode observar na Fig. 2. 8.



Fig. 2. 8 - Preenchimento de uma célula recorrendo a maquinaria de dragagem com garras [16]

Relativamente ao método de colocação do material seco, este consiste em trazer o material desde o seu local de jazida até à obra, através de meios de transporte adequados, sendo que o mesmo é depositado no interior das células de acordo, por exemplo, com a Fig. 2. 9.



Fig. 2. 9 - Colocação do material seco numa célula [17]

Em suma, a colocação de uma areia e/ou um cascalho através do método hidráulico, para além de ser o método mais rentável em termos económicos, possui outra grande vantagem [10]: durante o enchimento da célula, o material estará completamente saturado, o que levará à existência de esforços nas ligações mais elevados do que no caso de se recorrer a material seco. A combinação do material saturado juntamente com a pressão da água, traduzir-se-á numa tendência para a alteração da forma cilíndrica das células, para uma forma semelhante a um barril, sendo que após a drenagem da água do material de enchimento no interior da célula, esta nova geometria será mantida quase na sua totalidade. A atuação conjunta de elevados esforços nas ligações e elevadas pressões no material de enchimento providenciará alta resistência ao corte para a célula como um todo.

Relativamente ao período em que deve ser efetuado o enchimento das células, este corresponde à situação em que a água no extradorso se encontra a um nível baixo, visto que quando as células são preenchidas com níveis de água exterior elevados, os esforços iniciais instalados nas estacas serão baixos, uma vez que a maior parte destes esforços são induzidos apenas pelo material submerso. Como consequência desta ação, poderão existir valores elevados de deflexão nas células aquando da drenagem destas, a não ser que este acontecimento tenha sido previsto em projeto e o seu dimensionamento tenha levado em consideração estas condições.

Como se pode concluir, este aspeto relacionado com o método e o período de enchimento das células é fundamental, ou seja, é essencial a elaboração de estudos cuidados para a garantia da uma boa estabilidade da obra.

2.2.2.2. Linha de saturação no interior das células

Antes de se efetuarem quaisquer verificações de projeto, é de extrema importância que se identifique a localização da linha de saturação no interior das células. A posição da linha de saturação pode ser influenciada por diversos fatores: quantidade de furos ao longo das estacas para drenagem (na parte interior da ensecadeira), permeabilidade do material de enchimento, condições das ligações entre estacas, entre outros.

Um dos aspetos fundamentais do material de enchimento de uma célula está relacionado com a sua granulometria. A granulometria de um solo está diretamente ligada à permeabilidade do mesmo, ou seja, quando anteriormente foi referido que uma areia ou um cascalho são bons materiais de enchimento, teve-se sempre em consideração as suas permeabilidades, isto é, tratam-se de solos bastante permeáveis com capacidades drenantes. A permeabilidade do material vai ser então um dos fatores de influência do comportamento da linha de saturação no interior da célula, ou seja, a necessidade da utilização de materiais drenantes prende-se com facto de se tentar evitar o aparecimento de excessos de pressão neutra nos solos (quando submetidos a ações) na presença de linhas de saturação elevadas, no caso de solos mais plásticos (menos permeáveis), que possam por em causa a estabilidade da estrutura. Associado a este facto, é ainda necessário ter em consideração que para a boa execução do projeto das células, é importante tomar conhecimento da pressão hidrostática exercida pela água presente no material saturado e da pressão exercida pelo material submerso, sendo que estas pressões estarão diretamente dependentes da posição da linha de saturação. Como tal, fica aqui patenteado que é de extrema importância que se tomem decisões racionais acerca da possível localização da linha de saturação na célula a projetar. Contudo, a posição exata continua a ser difícil de localizar e, de uma forma geral, utilizam-se localizações aproximadas, baseadas em experiências anteriores em determinados tipos de solos.

Para uma situação de dimensionamento, tendo sempre presente a existência de furos de drenagem na face interior das células, existem alguns cenários que podem ser assumidos de acordo com o tipo de solo, para a trajetória da linha de saturação [8]. Quando o material de enchimento se trata de uma areia e/ou cascalho, sabe-se que a permeabilidade destes é bastante elevada e, como tal, existe um declive considerável na linha de saturação, sendo tipicamente assumida com uma inclinação de 1:1. Por sua vez, utilizando um material de enchimento mais fino, do tipo silte, a linha de saturação terá uma inclinação menor do que o caso anterior, devido à mais reduzida permeabilidade do material, normalmente com uma inclinação de 2:1 (H:V). No pior dos casos, recorrendo a um material de enchimento mais plástico, como é o caso das argilas, devido à baixa permeabilidade, a inclinação da linha de saturação é tipicamente assumida como 3:1 (H:V). O que foi proferido anteriormente encontra-se ilustrado na Fig. 2. 10.

Existem mais algumas recomendações que poderão ser úteis em situação de projeto, sendo que uma delas estará relacionada com a possibilidade de existência de uma berma interior. Nas situações em que se utiliza uma berma interior, a linha de saturação encontrar-se-á numa posição com a mesma cota do nível do rio na parte exterior da célula e, na parte interior, possuirá uma cota ao nível do topo da berma, ou seja, a linha de saturação vai de encontro com o topo da berma, sendo que esta consideração parece estar do lado da segurança [10]. Contudo, podem ainda ser utilizadas outras considerações, como por exemplo uma linha de saturação horizontal para simplificar os cálculos computacionais, desde que sejam elaboradas análises cuidadas do material de enchimento.

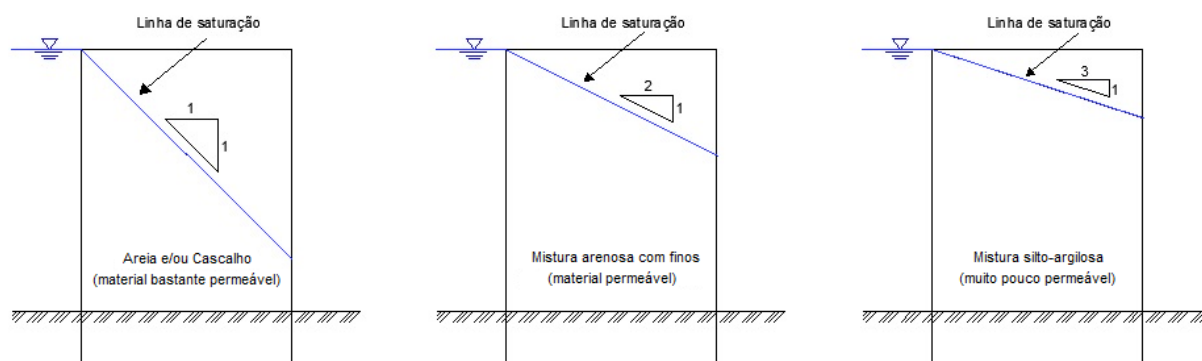


Fig. 2. 10 - Recomendações para a linha de saturação nos diferentes tipos de solo

2.2.3. BERMAS

A necessidade da utilização de bermas num projeto de ensecadeiras celulares está diretamente relacionada com o melhoramento da resistência ao deslizamento da estrutura. Por outro lado, a presença de uma berma também pode ajudar a evitar possíveis vazamentos do material de enchimento que ocorrem no pé das células e, levam também a um aumento do caminho da percolação que, por sua vez, se traduz numa possível diminuição do fenómeno de erosão.

2.2.3.1. Tipos de bermas

De uma forma geral, na construção de um ensecadeira de células, existem dois tipos de bermas:

- Bermas interiores, onde o material de suporte é colocado do lado seco das células, quando necessário, para aumentar a estabilidade da estrutura (Fig. 2. 11);
- Bermas exteriores, em que o material é depositado ao longo do lado do rio para evitar vazamentos.



Fig. 2. 11 - Construção de uma berma interior [11]

Relativamente às bermas interiores, quando necessárias, estas fazem parte integrante do projeto das células e o seu material constituinte deve ser selecionado cuidadosamente. O material deverá possuir boas características mássicas, isto é, convém tratar-se de um material com um peso volúmico relativa-

mente elevado para contribuir na resistência ao deslizamento, e também necessitará apresentar uma boa resistência ao corte.

No que respeita às bermas exteriores, como foi mencionado anteriormente, a sua utilização deve-se essencialmente ao combate à erosão no pé das células, evitando assim o vazamento. Para este tipo de berma é comum recorrer-se a argilas com uma camada de proteção em enrocamento.

2.2.3.2. Colocação das bermas

Para que a sua função seja cumprida corretamente, existem condições mais ou menos favoráveis para a sua colocação, relacionadas com os níveis de água. Para as bermas ditas exteriores, isto é, as que são construídas ao longo do lado do rio das células, com a função de resistir ao vazamento, estas devem ser executadas com baixos níveis de água, sendo que o material deve ser transportado para o local através de meios apropriados para tal, como por exemplo camiões, e espalhado com o recurso a bulldozers. Quanto às chamadas bermas interiores, a sua colocação merece cuidadas considerações, uma vez que estas devem possuir a capacidade de exercer uma pressão passiva de tal forma que, forneça o seu contributo para a estabilidade de cada célula, ou seja, que cumpra de forma eficaz a sua função. Assim sendo, o melhor momento para a sua colocação corresponde a baixos níveis de água e, de preferência, antes que o espaço a ensecar seja esvaziado. É de salientar que quando as mesmas são executadas na presença de elevados níveis de água, a sua eficácia poderá ser consideravelmente reduzida.

2.3. CONSTRUÇÃO: ALGUNS DOS ASPETOS MAIS IMPORTANTES

Outro aspeto de extrema importância na conceção de uma ensecadeira de células de estacas prancha está relacionado com a sua construção, dada a variedade de recursos envolvidos, métodos de execução e equipamentos. Contudo, neste ponto do documento, apenas será feita referência de forma sintetizada, aos aspetos mais importantes, devido às imensas particularidades do tema que poderiam tornar a leitura maçadora.

Generalizadamente, a construção de uma estrutura de células circulares de estacas prancha apresenta a seguinte sequência [14]:

- Armam-se as células principais, recorrendo a uma cércea;
- Cravam-se as estacas prancha das células principais;
- Preenchem-se as células principais com material adequado;
- Armam-se os arcos de ligação entre duas células principais executadas, com o recurso a uma cércea;
- Cravam-se as estacas dos arcos de ligação;
- Efetua-se o preenchimento entre as células principais, ou seja, no interior do perímetro definido pelos arcos de ligação com as células principais.

2.3.1. MANUSEAMENTO DAS ESTACAS PRANCHA METÁLICAS

Um dos aspetos que não foi explicitamente referido anteriormente, e deverá ser tomado em consideração, está ligado ao manuseamento das estacas. Estas peças estruturais apresentam baixa rigidez à flexão, como tal, todo o seu transporte, manuseamento e colocação, deve ser efetuado cuidadosamente.

Sempre que há necessidade de transportar uma estaca deste tipo, que se encontra numa posição horizontal, para outro local, deve-se recorrer a vigas de elevação, como por exemplo a que se observa na Fig. 2. 12.



Fig. 2. 12 - Exemplo de uma viga de elevação [18]

No transporte de uma viga que se encontra na posição horizontal, é aconselhável que existam pelo menos dois pontos de apoio para que a estaca não sofra deformações por flexão que podem vir a ser permanentes. Quando é necessário colocar as estacas numa posição vertical para serem posteriormente cravadas, neste caso, apenas há a necessidade de um ponto de apoio. Tipicamente, este tipo de estacas possui orifícios para os propósitos referidos.

2.3.2. CÉRCEA

Dada a baixa rigidez à flexão das estacas prancha metálicas, surge a necessidade de se recorrer a uma cércea para estabilizar as células aquando da cravação das estacas e da colocação das bermas, quando necessárias, por forma a tornar a construção deste tipo de ensecadeiras mais económico e rápido. Por outras palavras, a cércea será uma espécie de guia para a colocação e a cravação das estacas. Devido à importância deste elemento, terá de existir um projeto para a sua execução, sendo que esse projeto deverá ser elaborado tendo em consideração os seguintes aspetos:

- Instalação em terra ou em mar/rio (no caso da obra ser no mar, é necessário atender a condicionamentos relacionados com as ondas, vento, velocidade da corrente, entre outros; tratando-se de uma obra num rio, deverão ser tidos em conta condicionalismos como a velocidade da corrente, método de instalação, entre outros);
- Número de células a construir;
- Reutilização da cércea;
- Comprimento das estacas;
- Capacidade de elevação do equipamento;
- Condições de segurança para os trabalhadores.

Como se pode observar na enumeração acima, de uma forma resumida, o projeto e a forma da cércea estarão dependentes do tamanho da ensecadeira e das condições de instalação. Outro aspeto que não foi mencionado e convém não ser colocado de parte, está ligado ao material da cércea, sendo que por norma é desenvolvido em madeira ou aço, dependendo das condições locais.

Uma cércea é constituída por pelo menos dois níveis horizontais conectados com elementos verticais para garantir o correto alinhamento das estacas. Na situação em que se utilizam dois níveis horizontais, o nível inferior deverá estar o mais próximo possível do chão, e deverá ser móvel. Quanto ao nível superior, este também deverá ser móvel e deverá proporcionar uma plataforma de trabalho para que os trabalhos decorram em segurança. É ainda importante referir que o cálculo do diâmetro exterior

da cércea deve ser efetuado corretamente para que se garanta o correto posicionamento das estacas, sendo que este cálculo pode ser realizado de acordo com a seguinte expressão [14]:

$$R_{ext} = \frac{N_{SSP} \cdot 503}{2\pi} - 55 \text{ (mm)} \quad (2.1)$$

Onde R_{ext} corresponde ao raio exterior da cércea e, N_{SSP} , corresponde ao número de estacas prancha metálicas de uma dada célula.

Ainda relacionado com as dimensões do raio exterior da cércea, é necessário prever uma folga para possíveis ajustes na colocação das estacas, sendo que, por norma, este diâmetro deve ser reduzido em 30 mm.



Fig. 2. 13 - Exemplo de uma cércea para células circulares [17]

De uma forma geral, a cércea é colocada no interior da célula, no entanto existem outras opções para a sua utilização, nomeadamente utilizar uma cércea exterior à célula, ou ainda recorrer a uma cércea dupla (interior e exterior).

2.3.3. COLOCAÇÃO DAS ESTACAS PRANCHA

Após garantida a colocação da cércea no local correto, e de forma segura, as estacas prancha são posicionadas no contorno do mesmo, ficando toda a célula preparada para ser cravada. É importante que seja mencionado que as primeiras estacas a serem posicionadas são as estacas de junção, os chamados elementos chave, sendo que a sua verticalidade deve ser verificada com o máximo rigor possível. À semelhança destas, a verticalidade de todas as estacas também deve ser garantida, muitas vezes verificada através de marcas que se fixam na cércea. Assim sendo, a sequência de colocação das estacas é iniciada com as estacas de junção (ligação das células com os arcos de transição) e termina sempre no meio das células, ou seja, entre duas estacas de junção. Este processo permite uma maior flexibilidade em termos de ajustes, devido às tolerâncias que se referiu anteriormente.

2.3.4. CRAVAÇÃO DAS ESTACAS PRANCHA

Completado o posicionamento de toda a célula, haverá lugar à cravação das estacas prancha. Normalmente as estacas são cravadas aos pares, com o objetivo de transferir a energia de cravação que normalmente iria para alma da estaca, para a massa concentrada na zona da ligação entre as duas estacas. A cravação das estacas pode ser conseguida através de vibradores ou martelos de impacto, dependendo das condições encontradas em cada caso, sendo que em qualquer dos casos a maquinaria deverá ser leve e fácil de manobrar, com vista à prossecução para a próxima fase.

A sequência do processo de cravação consiste em cravar as estacas aos pares, como foi mencionado, até profundidades de 1 a 2 m, seguidamente executa-se o mesmo processo no par seguinte e assim sucessivamente, ao longo do perímetro da célula. Este processo é realizado de um lado e do lado oposto da célula, alternadamente, para evitar a distorção da célula. O processo de cravação continuará até que todas as estacas atinjam a profundidade desejada.

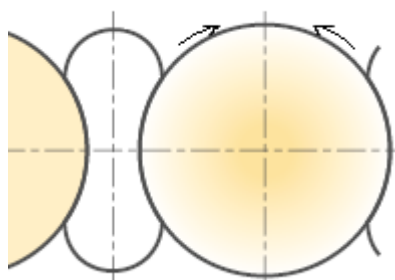


Fig. 2. 14 - Sequência de cravação, das estacas de junção para o meio da célula [14]

Antes de se iniciar o enchimento da célula, não só deverá ser garantido que não existe a presença de solos impróprios, mas também deverá proceder-se ao posicionamento de pelo menos duas estacas dos arcos de ligação, com o objetivo de minimizar a deformação aquando do enchimento. Iniciando o enchimento da célula, chegando a uma altura consideravelmente segura, poderá ser retirada a cêrcea e transportada para a próxima posição.

Relativamente à instalação das estacas dos arcos de ligação, estas só deverão ser instaladas após o completo preenchimento de célula seguinte.



Fig. 2. 15 - Operação de posicionamento e cravação de estacas prancha [19]

2.3.5. ENCHIMENTO DAS CÉLULAS

De certa forma, os aspetos relacionados com o enchimento das células já foram ligeiramente abordados quando se falou nas componentes de uma ensecadeira de células. Assim sendo, nesta fase apenas serão abordadas algumas práticas que devem ser executadas quando se efetua o enchimento de uma célula.

Para que a estabilidade da célula não seja colocada em causa durante o processo de enchimento, é fundamental que a cércea permaneça no seu lugar até que, pelo menos, o material de enchimento atinja um nível correspondente a 2/3 da altura da célula. Só a partir desse momento é que a cércea pode ser retirada e transferida para a próxima célula.

As células principais podem ser preenchidas de forma independente, logo após a execução, sendo que esta é uma das vantagens que já foi mencionada. É aconselhável que o processo de preenchimento das células seja efetuado a partir do centro das mesmas para que não se verifiquem desequilíbrios de cargas.

Quanto às características que o material deverá possuir, as mesmas foram identificadas anteriormente, no entanto é importante referir que se houver a necessidade de compactar o material de enchimento, aquando da execução do projeto, deverá ser considerada uma pressão de terras adicional. Se o fator tempo for uma das grandes condicionantes da obra, para a diminuição do tempo de consolidação do material de enchimento poderão ser utilizadas drenos verticais.

2.3.6. TEMPO DE CONSTRUÇÃO

Quando a construção de uma célula é efetuada com equipamentos apropriados, trabalhadores instruídos na temática e existe uma boa organização de trabalhos, é possível executar uma célula em aproximadamente nove dias, de acordo com as seguintes tarefas [14]:

Quadro 2. 1 - Estimativa do tempo de construção de uma célula

Tarefa	Tempo
Instalação, posicionamento e fixação da cércea	2 dias
Colocação das estacas prancha	2 dias
Cravação das estacas	1 dia
Preenchimento da célula	2 dias
Execução dos arcos de transição	2 dias

Obviamente, a estimativa que foi mencionada pode sofrer variações, dependendo da experiência de execução e das grandes possíveis variações das condições in situ.

2.4. COLAPSOS OCORRIDOS NESTE TIPO DE OBRAS

A rotura deste tipo de obras poderá traduzir-se em perdas económicas, perdas humanas, estragos ambientais/paisagísticos, entre outros. Como tal, é de uma importância fundamental ter presente as principais causas associadas às roturas em ensecadeiras deste tipo. Assim sendo, os principais modos de roturas e as suas respetivas causas são apresentados de seguida [20]:

- Elementos estruturais:
 - a) Fabricação das estacas de junção (T's e Y's) – Tipicamente ocorrem inúmeras falhas associadas a estes elementos estruturais, principalmente nas ligações em T onde se recorre à soldadura. Estas roturas ocorrem normalmente na alma da estaca, separando a estaca em três peças, sendo que a principal causa está ligada a soldaduras impróprias com elevada quantidade de carbono e ao processo de laminação das estacas prancha metálicas;
 - b) Estacas prancha de alma reta e as suas ligações – Relativamente às roturas nas ligações entre estacas, a sua ocorrência deve-se essencialmente a difíceis condições de cravação das estacas em solos demasiados densos, ou em solos que contêm pedras. A sua rotura pode ainda dever-se à tentativa de cravar as estacas dos arcos de ligação após ocorrerem distorções nas células principais já preenchidas. É ainda importante referir que, quando se recorre à emenda por sobreposição ou à utilização de estacas de diferentes fabricantes, pode levar à existência de elevados esforços, tanto nas ligações como na alma das estacas, que poderão levar à sua rotura.
- Condições ambientais e geológicas in situ:

Devido aos efeitos da corrente dos rios e outras condições semelhantes em mar, muitas roturas ocorrem por ação da erosão e vazamentos. Quando, por ação da erosão, são removidos as bermas laterais (solos) das células, os esforços nos elementos estruturais aumentam, podendo levar ao colapso da estrutura. Por outro lado, quando as estacas não são cravadas até estratos mais capazes, tipicamente estratos rochosos, devido a estas condições deficientes, pode ocorrer o vazamento do material de enchimento que, por sua vez, pode levar à rotura da célula. Ainda devido a estas condições, deve ser salientado que na presença de elevados níveis de água, proporcionando uma elevação da linha de saturação no interior da célula, pode ocorrer a rotura da estrutura devido ao aumento dos esforços nas ligações.
- Condições de estabilidade:
 - a) Comportamento mecânico dos solos – O fenómeno de erosão interna ou piping (literatura inglesa), revela-se como uma das causas de alguns colapsos. Este acontecimento, na maioria dos casos, deve-se a uma falta de eficácia na previsão do controlo da percolação, traduzindo-se em perdas do material de enchimento e conseqüente rotura da estrutura.
 - b) Fundações – Algumas das roturas destas ensecadeiras ocorrem por falta de capacidade do terreno de fundação. As causas associadas a este tipo de colapso devem-se essencialmente a elevadas subpressões que não foram consideradas em projeto e às descontinuidades do terreno que podem traduzir-se em deslizamentos. Outra razão que pode ser atribuída a este tipo de rotura, corresponde à execução de escavações demasiado perto das células, ou seja, há um alívio e uma relaxação do material de fundação que pode levar à rotura da estrutura.

- **Saturação do material de enchimento das células:**

A pressão da água, juntamente com a pressão do material de enchimento, aumenta os esforços nas ligações, como tal, pode-se dizer que a saturação deste material é uma das possíveis causas do colapso deste tipo de estruturas. Especialmente nos arcos de ligação entre as células principais, é necessário atribuir extrema atenção devido ao perigo eminente associado à grandeza dos esforços que se instalam. Relativamente à saturação, deve ser salientado que a mesma não está apenas relacionada com enchimentos hidráulicos, mas também com a percolação pelas ligações, emendas e por ressaltos de água por cima das células devido à ondulação.
- **Práticas construtivas:**

As práticas construtivas revelaram-se, ao longo do tempo, como uma das causas das roturas das ensecadeiras de células. A utilização de uma cércea para garantir a estabilidade lateral da estrutura revela-se fundamental enquanto as estacas metálicas não são cravadas até uma profundidade adequada, e o respetivo material de enchimento não é colocado. Como tal, se a cércea não se revelar apropriada ou as operações de enchimento se traduzirem em cargas elevadas, podem ocorrer distorções na estrutura, ou até mesmo o colapso. Uma das práticas que se referiu anteriormente, a cravação de estacas em pares, deixa de fazer sentido quando se trata de uma fundação dissemelhante, pois podem ocorrer separações nas ligações, com vazamento do material e, conseqüentemente, a rotura. Assim, quando se executa a cravação das estacas em rocha, a operação de cravação deve ser efetuada para cada estaca individualmente.

De uma forma sintetizada, de acordo com o que foi mencionado previamente, pode-se concluir que: uma das principais causas do colapso de ensecadeiras de células é estrutural, nomeadamente relacionada com a utilização de estacas de junção em T soldadas; elevadas velocidades da água levam à erosão dos solos que, por sua vez, também se traduz numa das grandes causas de rotura; as considerações adotadas da Mecânica dos Solos para o desenvolvimento de um projeto são capazes de conduzir a uma célula estável; o grau de saturação do material de enchimento das células é outra das causas que se verifica frequentemente no colapso destas ensecadeiras.

Seguidamente, achou-se interessante corroborar o que foi indicado atrás com dois exemplos reais. Como tal, serão apresentados, resumidamente, dois casos de rotura de ensecadeiras de células de estacas prancha metálicas, estudados pelo Engenheiro Gregory P. Tschbotarioff [6].

2.4.1. CASO 1: CÉLULA DA TORRE DE DESCARGA DE CARVÃO NO RIO MISSISSÍPI

Este primeiro caso, como o próprio título indica, é referente a uma estrutura (torre de descarga de carvão) de caráter permanente, situada no rio Mississípi [6]. Nesta obra, não só surgiu a necessidade de construir um determinado número de células isoladas, como também houve a necessidade de construir duas grandes células unidas, com vista a formar uma plataforma de descarga, sendo que a rotura ocorreu numa destas grandes células. Observe-se a Fig. 2. 16, para uma melhor perceção do caso em estudo.

A rotura ocorreu na célula número 13 e teve origem numa estaca de junção em T defeituosa (assinalada na Fig. 2. 16 com a letra X). O colapso aconteceu durante o preenchimento dos arcos de ligação, ou seja, quando o enchimento através do método hidráulico das células principais já estava completo.

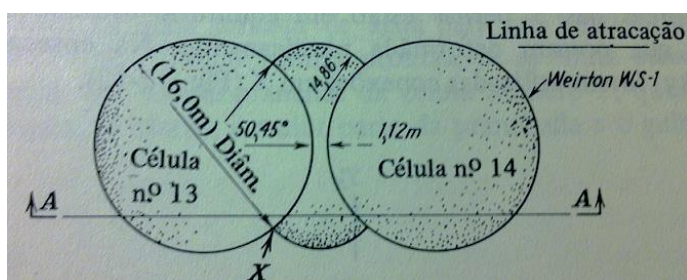


Fig. 2. 16 - Vista em planta das duas células [6]

As condições in situ desta obra eram, de certa forma, algo distintas do comum. Devido a acentuadas variações do nível do rio, as células possuíam uma altura acima do leito do rio de 23,5 m o que, juntamente com as pressões do material de enchimento advindas do recurso ao método hidráulico, poderiam produzir esforços axiais de tração mais elevados na alma e nas abas da estaca de junção, do que os que se verificariam se se tivesse recorrido a um método de enchimento a seco. Nestas condições, a estaca de junção cedeu, levando ao colapso da estrutura.

Na Fig. 2. 17 pode-se observar o estado da célula número 13 após a rotura:



Fig. 2. 17 - Célula número 13 após rotura [6]

Para se perceber a razão da rotura na estaca de junção, efetuaram-se uma série de ensaios em três tipos de estacas em T (Fig. 2. 19), nomeadamente: tipo A correspondia a um tipo de estaca soldada na oficina, tipo B soldada no campo pelo empreiteiro da obra e o tipo C era rebitado. É de referir que na obra em questão se utilizaram estacas do tipo B. Os ensaios consistiam em submeter os T's a trações T_s cada vez maiores na alma, depois de se ter aplicado uma tração T_F na flange. Como conclusão dos resultados obtidos, verificou-se que o esforço máximo T_s na alma que a estaca consegue resistir, é função da sua capacidade de se deformar num regime plástico, definida por y (Fig. 2. 18).

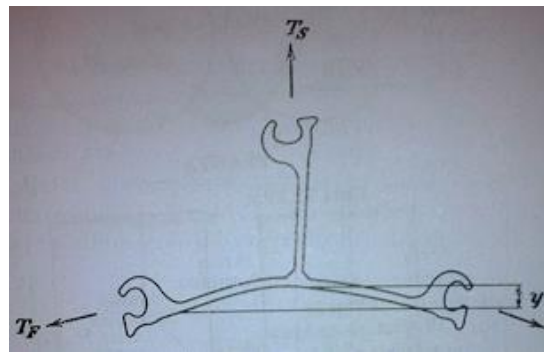


Fig. 2. 18 - Exemplificação do parâmetro de deformação plástica y' [6]

A estaca do tipo B, com uma cantoneira soldada (em obra) num dos lados, não permitiu essas deformações plásticas. Já a do tipo C, com rebites, permitiu essas deformações, considerando a existência de algum escorregamento entre as cantoneiras e as abas da estaca. Relativamente ao tipo A, soldada na oficina, esta permitiu alguma deformação plástica, contudo não se revelou a mais vantajosa.

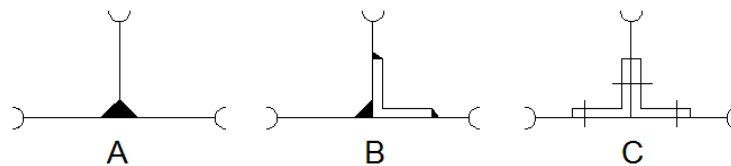


Fig. 2. 19 - Estacas ensaiadas: tipo A, B e C [6]

Como conclusão dos ensaios efetuados, a ensecadeira de células foi reconstruída adotando as estacas com rebites e, como material de enchimento, utilizou-se areia seca colocada através de equipamentos dotados de garras. Deve ainda ser referido que, no presente, é preferível utilizar estacas de junção em Y, uma vez que as forças nas 3 abas estão em equilíbrio estático.

2.4.2. CASO 2: ENSECADEIRA DE CÉLULAS PARA A EXECUÇÃO DE UMA TOMADA DE ÁGUA

Este caso trata-se da construção de uma ensecadeira de células com o objetivo de se conseguir executar a seco uma tomada de água para um túnel que deveria abastecer uma cidade vizinha [6]. A ensecadeira seria constituída por 5 células circulares, sendo que quando ocorreu a rotura já estavam completas 4 das 5 células. Na Fig. 2. 20 encontra-se representada a planta da obra em questão.

Para a execução da célula número 3 (quinta e última), já se tinha colocado o guindaste no topo da célula número 4, com o objetivo de se proceder à montagem das estacas prancha da célula em questão. Contudo, durante a noite, a célula número 4 colapsou, verificando-se que o material de enchimento, grande parte das estacas e o guindaste foram levados pela água.

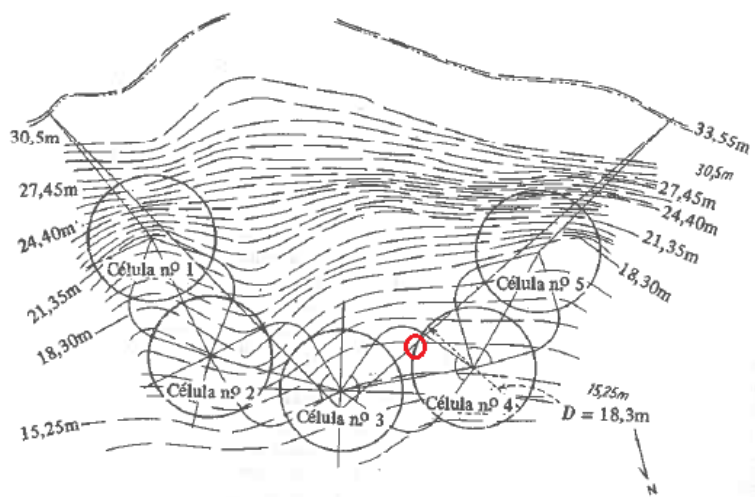


Fig. 2. 20 - Esquema geral das cinco células da ensecadeira [6]

Através de uma análise subaquática do local, efetuada por mergulhadores, observou-se que a rotura da célula ocorreu na ligação entre duas estacas com uma localização (aproximada) indicada na Fig. 2. 20 a vermelho. Após a recuperação dessas estacas, verificou-se que existia uma abertura na ligação na zona inferior das estacas e, numa zona mais acima, a alma de uma delas tinha sido arrancada. Recuperou-se também uma estaca H que tinha suportado a cércea de madeira para a cravação das estacas prancha e, constatou-se um facto que ainda não tinha sido referido nos tipos de rotura até então observados. A estaca H, ao ser recuperada, trouxe consigo uma quantidade significativa de silte mole nas abas, o que significa que antes de se proceder ao enchimento da célula não se removeu o material impróprio para a boa execução deste tipo de estruturas.

Os factos referidos anteriormente levaram à seguinte conclusão [21]: o enchimento das células teria sido executado por meio de bulldozer, efetuando-se lançamentos alternados de pedregulho e de material da escavação de um túnel em rocha, a partir do topo da célula 5. Desta forma, a queda do material do topo da célula 5 fez com que o silte depositado no fundo inclinado se movimentasse de acordo com a Fig. 2. 21.

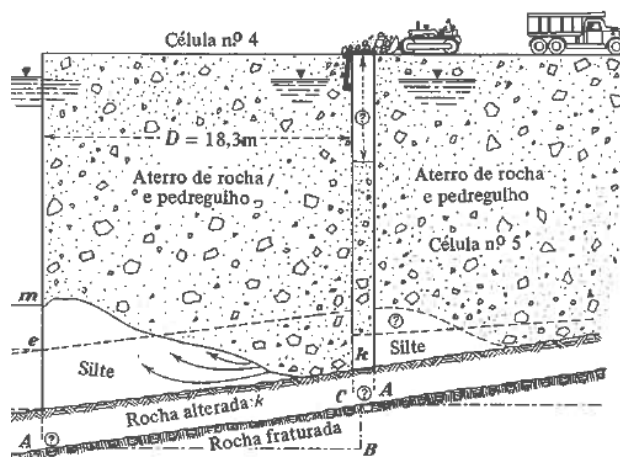


Fig. 2. 21 - Movimento do material no interior da célula nº 4 [6]

Após sofrer esta movimentação, este silte apresentaria uma resistência ao corte muito baixa, o que se traduziria em pressões laterais com um coeficiente de impulso próximo da unidade, à semelhança de um fluido, ou seja, existiriam pressões bastante elevadas. Como tal, a rotura da célula foi justificada por esforços adicionais que se instalaram com a alteração do comportamento do material no interior da célula, localizados no fundo das estacas com desnível relativamente à anterior, ou seja, devido à superfície inclinada algumas estacas seriam mais compridas do que outras, fazendo com que não existisse uma distribuição de esforços uniforme (por efeito de anel) nas zonas de estacas com diferentes comprimentos.

Nesta situação, a falta de bancadas na superfície rochosa também favoreceu a ocorrência do colapso, ou seja, deveriam ter sido executadas escavações por forma a garantir que todas as estacas prancha seriam cravadas em superfícies horizontais.

Esta causa de rotura, embora não tenha sido explicitamente abordada nesta parte do documento, já foi mencionada anteriormente, nomeadamente quando se falou no material mais adequado para o enchimento das células. Como conclusão, deve ficar bem patente que, antes de proceder ao enchimento das células, deve ser retirado todo o material impróprio para este tipo de estruturas, nomeadamente os materiais mais plásticos.

3

DIMENSIONAMENTO: CONCEITOS E VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

3.1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de uma estrutura deste tipo envolve essencialmente dois materiais com comportamentos muito distintos, solo e aço, o que se traduz numa interação complexa que, por sua vez, torna o processo de dimensionamento algo complexo, sendo que é necessário atender aos conceitos quer da Mecânica quer da Mecânica dos Solos.

No caso de ensecadeiras de células apoiadas em maciços rochosos, até à década de 1940, o seu estudo era efetuado como se se tratasse de um muro de gravidade, o que não é muito apropriado. A razão pelo qual estas estruturas não devem ser estudadas como um muro de gravidade deve-se ao facto de serem constituídas por dois materiais muito distintos, como foi referido anteriormente, ou seja, as suas propriedades elásticas devem ser comparadas às de um material composto, como por exemplo com o que se sucede no betão armado. Como tal, as propriedades que irão governar a estrutura serão essencialmente as do material granular no interior da célula, contudo é necessário lembrar que a parede de estacas prancha metálicas irá contribuir, sem margem para dúvidas, para aumentar a rigidez da estrutura.

Ao longo do tempo foram sendo sugeridas várias teorias para alcançar soluções analíticas no que respeita à determinação dos esforços numa célula. No entanto, grande parte dos projetistas ainda depende de experiências e práticas executadas no passado, como mais uma fonte de garantia de segurança aquando da execução de um projeto, ou seja, ainda não existem soluções teóricas capazes de garantir um bom grau de segurança relativamente à complexa interação entre a geometria da célula, as estacas prancha metálicas e o respetivo material de enchimento. Como resultado destas incertezas, o projeto de uma ensecadeira de células é considerado como semi-empírico, sendo que existem pelo menos 3 aproximações de dimensionamento ao problema, cada uma com os seus sucessos ao longo da história no que respeita a projetos deste tipo de estruturas. Essas aproximações correspondem aos seguintes métodos [4]:

- Método da Tennessee Valley Authority (TVA), também designado por Método de Terzaghi (1966) [10];
- Método de Cummings (1960) [8];
- Método de Hansen, modificado por Ovesen (1962) [4].

Relativamente aos métodos mencionados, o Método da TVA (1966) e o Método de Cummings (1960) são os mais utilizados nos Estados Unidos e noutros países, uma vez que se executou um maior número de ensecadeiras de células com base nestes métodos, comparativamente à utilização do método de Hansen. Assim sendo, os dois primeiros métodos reforçam o seu interesse de aplicação uma vez que,

existindo a necessidade de recorrer a métodos com bases empíricas, é preferível utilizar métodos mais simples, o que já não acontece com o Método de Hansen [4]. Como tal, para a continuação deste documento, apenas se terá em consideração os dois primeiros métodos.

3.2. DIMENSIONAMENTO: VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Para a execução do dimensionamento das ensecadeiras dos casos de estudo que serão apresentados posteriormente, recorreu-se a um guia designado por “Steel Sheet Piling Design Manual” [8] da USS (United States Steel), atualizado e reimpresso pelo U.S. Department of Transportation/FHWA. Este documento reúne um conjunto de verificações necessárias para a boa execução de um projeto de uma ensecadeira de células, quer em maciço rochoso, quer em maciço terroso, sendo que essas verificações de segurança têm por base o Método da TVA e o Método de Cummings.

Como ponto de partida para o dimensionamento, há que salientar a necessidade de possuir um bom conhecimento do local da obra, nomeadamente do tipo de fundação, isto é, maciço terroso ou maciço rochoso, saber qual será a altura da ensecadeira de acordo com estudos sobre os possíveis níveis máximos de água ao longo da vida útil da mesma e, controlar as suas dimensões tendo presente a existência de determinadas condicionantes.

Mais uma vez, é importante salientar que, para o bom desempenho num projeto de uma ensecadeira, é necessário ter em consideração boas práticas anteriores, manter sempre uma atitude crítica relativamente ao caso em estudo, uma vez que cada caso é um caso, perceber o significado físico dos números para não se correrem ainda mais riscos desnecessários e, sobretudo, é de extrema importância que o projeto de uma estrutura com esta importância seja avaliado por alguém com experiência profissional na área.

3.2.1 GEOMETRIA DAS CÉLULAS

Relativamente às ensecadeiras de células circulares, a sua geometria em planta já foi apresentada no capítulo 1, nomeadamente na Fig. 1. 6. Quanto à largura efetiva (B), em situação de projeto, é costume adotar-se um valor igual a 90% da altura da ensecadeira, sendo que esta será estabelecida de acordo com as condicionantes do problema. No que respeita ao diâmetro que as células vão apresentar, este será função do ângulo arcos de ligação (α).

3.2.2. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DE ENSECADREIRAS DE CÉLULAS FUNDADAS EM MACIÇO ROCHOSO

Após uma predefinição da geometria da ensecadeira, procede-se às verificações de segurança que irão garantir a estabilidade da mesma. Neste documento, como foi mencionado anteriormente, recorreu-se ao guia “Steel Sheet Piling Design Manual”, onde a avaliação da segurança é efetuada através de coeficientes de segurança globais. Para as ensecadeiras fundadas em maciços rochosos deverão ser efetuadas as seguintes verificações de segurança:

- Deslizamento pela base;
- Escorregamento entre as estacas e o material de enchimento;
- Verificação ao corte no centro da célula (corte vertical);
- Verificação ao corte horizontal (Método de Cummings);
- Verificação dos esforços nas ligações entre estacas prancha;
- Verificação da tensão na alma das estacas prancha.

3.2.2.1. Verificação de segurança ao deslizamento pela base

A verificação de segurança ao deslizamento pela base é talvez uma das mais importantes verificações, sendo mesmo uma das mais antigas a ser executada. A ensecadeira deverá possuir características que lhe permitam resistir à ação das pressões hidrostáticas não equilibradas. Assim sendo, o fator de segurança será obtido tendo em consideração as forças atuantes e as forças resistentes, por unidade de comprimento.

De uma forma generalizada, as forças atuantes numa ensecadeira de células resultam da pressão hidrostática no extradorso juntamente com a pressão ativa do terreno que possa vir a existir acima da fundação rochosa. Relativamente às forças resistentes, estas são mobilizadas através do peso do material de enchimento multiplicado pela tangente do ângulo de atrito entre o solo e o material rochoso e, na presença de uma berma interior, o impulso passivo por ela mobilizado deverá ser acrescido à parcela resistente. Observe-se a figura que se segue para uma melhor interpretação do que foi referido:

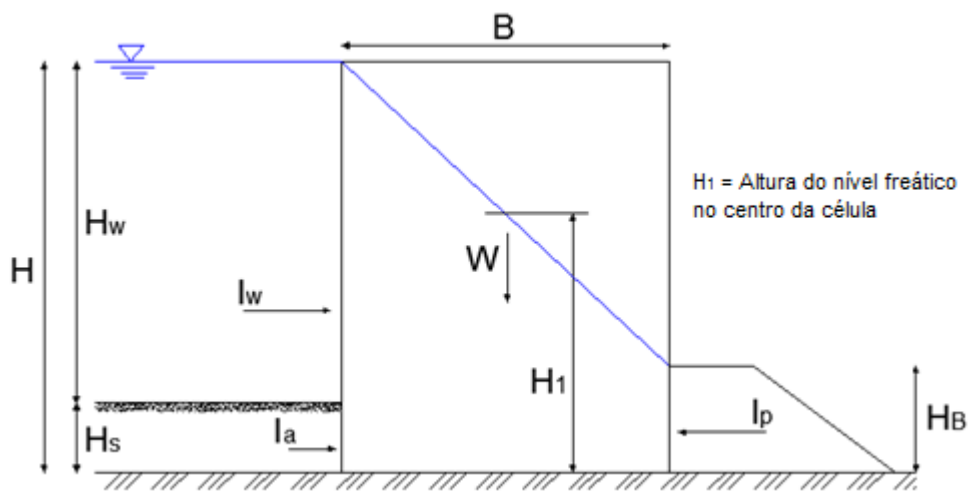


Fig. 3. 1 - Forças envolvidas nas verificações de segurança (esquema generalizado)

Como tal, no que respeita às forças atuantes, sabe-se que:

$$I_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2 \quad (3.1)$$

$$I_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma' \cdot H_s^2 \quad (3.2)$$

Relativamente às forças resistentes:

$$W \cdot \tan \delta' = B \cdot [\gamma \cdot (H - H_1) + \gamma' \cdot H_1] \cdot \tan \delta' \quad (3.3)$$

No caso de existir uma berma interior, como está ilustrado na Fig. 3. 1, a determinação do impulso passivo deverá ser efetuada pelo método das cunhas recorrendo à Teoria de Coulomb, uma vez que a geometria da berma limitada no seu desenvolvimento poderá não permitir a total mobilização do im-

pulso passivo. É de salientar que a utilização de uma berma tem o objetivo de melhorar a resistência ao deslizamento, contudo, na prática, muitas vezes é preferível aumentar ligeiramente o diâmetro para não se perder espaço de trabalho no interior da ensecadeira.

Assim, o fator de segurança relativamente ao deslizamento pela base, será dado por:

$$F.S. = \frac{\text{Forças Resistentes}}{\text{Forças Atuantes}} = \frac{W \cdot \tan \delta' + I_p}{I_w + I_a} \quad (3.4)$$

Nesta verificação de cálculo, considera-se usualmente que o fator de segurança deverá ser igual ou superior a 1,25 para estruturas temporárias e, para estruturas permanentes ou estruturas onde este tipo de rotura tenha complicações gravosas, igual ou superior a 1,50.

3.2.2.2. Verificação de segurança ao escorregamento entre as estacas e o material de enchimento

Quando uma ensecadeira de células é submetida a forças capazes de provocar o derrube da mesma, há uma tendência para o levantamento das estacas do extradorso e conseqüente perda do material de enchimento pelo pé da ensecadeira, provocando a rotura da célula. Este movimento ocorre devido ao escorregamento que se verifica entre as estacas prancha do extradorso, visto que se trata de um material muito pouco rugoso, e o material de enchimento da célula.

A determinação do coeficiente de segurança relativamente ao derrube é então executada através de um somatório dos momentos provocados pelas cargas mencionadas, em torno do pé do lado interior da ensecadeira.

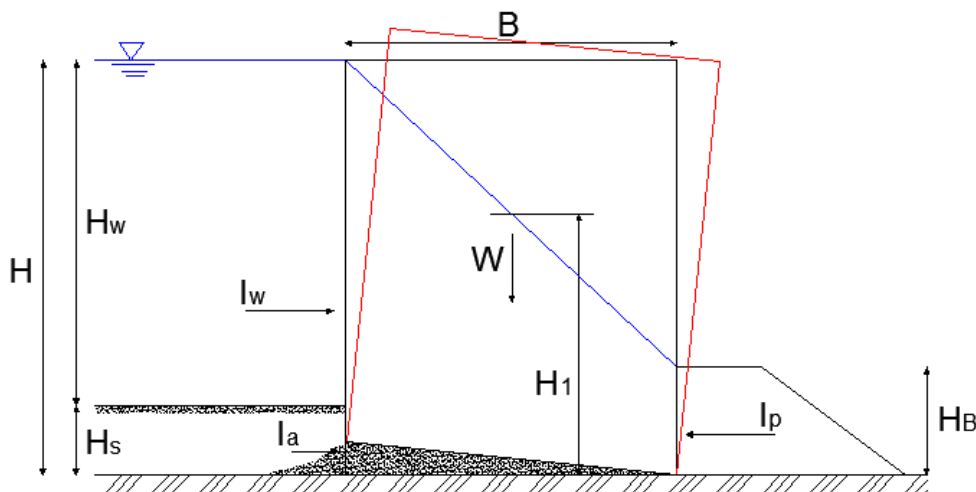


Fig. 3. 2 - Esquema elucidativo da ocorrência de derrube numa célula

O momento resistente será conseguido através das forças de atrito que se mobilizam nas faces interior e exterior das estacas prancha do extradorso, juntamente com a resistência passiva que se gera no interior da ensecadeira, aquando da presença de um estrato de solo ou uma berma. Deve ser aqui notado que, no que toca ao peso do material de enchimento, esta componente não deverá ser contabilizada na parcela resistente desde que se considere que o material de enchimento não levanta em conjunto com as estacas.

Relativamente ao momento atuante, este deve-se à atuação conjunta da pressão da água e da pressão ativa que pode ser mobilizada pelo estrato de solo existente acima da formação rochosa.

O fator de segurança relativamente ao derrube é então dado por:

$$F. S. = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento Atuante}} = \frac{B \cdot (I_w + I_a) \cdot \tan \delta + I_p \cdot (H_B/3)}{1/3 \cdot (I_w \cdot H + I_a \cdot H_s)} \quad (3.5)$$

Nesta verificação de cálculo, considera-se usualmente que o fator de segurança deverá ser de pelo menos 1,25 para estruturas temporárias e, para estruturas permanentes ou estruturas onde este tipo de rotura tenha complicações gravosas, igual ou superior a 1,50.

No âmbito desta verificação, é fundamental uma correta adoção do coeficiente de atrito entre as estacas prancha e o material de enchimento, sendo que este parâmetro estará diretamente dependente do tipo de solo. No Quadro 3. 1 são indicados alguns dos valores referência relativamente a este parâmetro:

Quadro 3. 1 - Coeficientes de atrito entre as estacas prancha e determinados tipos de solos [22]

Ângulo de atrito entre estacas prancha e os seguintes tipos de solos:	$\tan \delta$	δ (°)
Cascalho, mistura de cascalho e areia, rocha bem graduada	0,40	22
Areia, mistura de areia e cascalho, material rochoso uniforme	0,30	17
Areia siltosa, cascalho ou areia misturado com silte ou argila	0,25	14
Silte arenoso, silte não-plástico	0,20	11

3.2.2.3. Verificação ao corte vertical

Outra das formas de rotura deste tipo de estruturas corresponde à rotura por corte ao longo de um plano vertical que passa no centro da célula. Nesta situação, a estabilidade de cada célula será garantida pela resistência ao corte do solo e das ligações entre estacas. Esta resistência deverá ser capaz de se opor ao corte provindo dos efeitos do momento que provoca o derrube, M. Observe-se a Fig. 3. 3 onde está representada, de uma forma geral, a distribuição de esforços na base da célula devido ao momento M.

De acordo com o que se pode observar na Fig. 3. 3, a resultante da força de corte que atua no plano que passa no centro da célula, por unidade de comprimento, é igual à área do triângulo, isto é:

$$Q = \left(\frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{B}{2}\right) \cdot \left(\frac{6M}{B^2}\right) = \frac{3M}{2B} \quad (3.6)$$

Onde:

Q = Resultante da força de corte por unidade de comprimento de ensecadeira;

M = Momento de derrube por unidade de comprimento de ensecadeira.

Sabe-se ainda que:

$$M = \frac{1}{3} \cdot [I_w \cdot H + I_a \cdot H_s - I_p \cdot H_B] \quad (3.7)$$

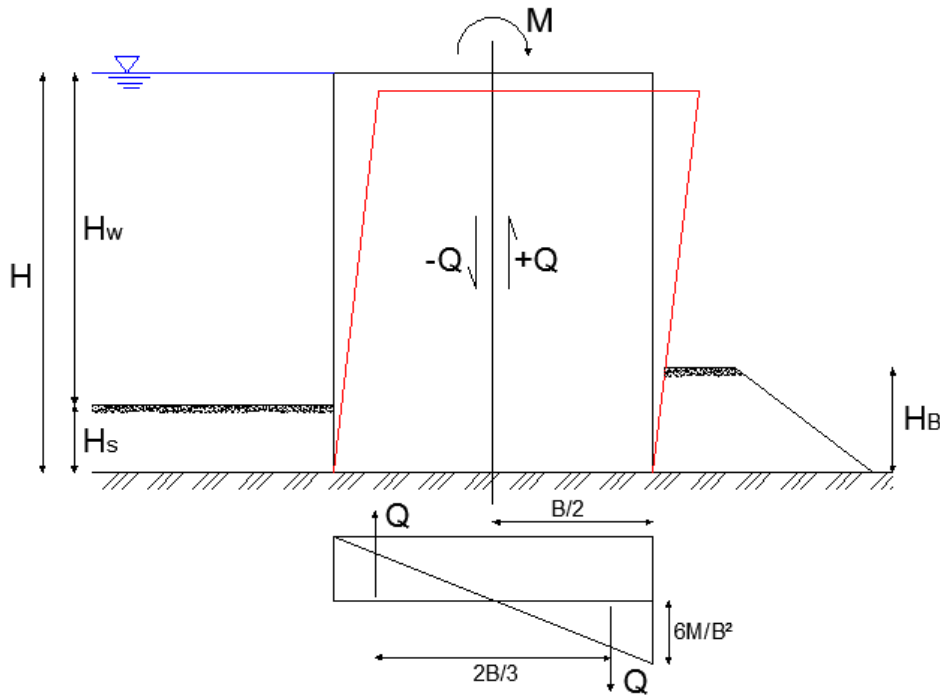


Fig. 3. 3 - Distribuição de esforços na base da célula

Como já foi mencionado, a força Q vai ser resistida pelas forças de corte verticais garantidas pelo material de enchimento e pelo atrito mobilizado nas ligações entre estacas.

Assim sendo, a resistência ao corte vertical correspondente ao material de enchimento ao longo do centro da ensecadeira será igual à pressão horizontal multiplicada pela tangente do respetivo ângulo de atrito. Como é sabido da Mecânica dos Solos, a pressão horizontal a uma dada profundidade, Z , é igual à pressão vertical vezes o coeficiente de impulso das terras:

$$\sigma_h = K \cdot \gamma \cdot Z \quad (3.8)$$

Relativamente ao valor do coeficiente de impulso das terras, existe alguma discussão acerca de qual deverá ser o valor a utilizar. Este valor poderá ser determinado a partir da construção do círculo de Mohr, o que poderá não estar correto. Apesar da possibilidade deste método não estar correto, considerou-se que se o valor daí retirado, para o mesmo ângulo de atrito, for maior do que o coeficiente de impulso ativo, este método poderá ser utilizado [4]. Como tal, sendo o presente documento mais focado para a conceção e o dimensionamento, adotar-se-á o método utilizado pelo Professor Krynine [4], sugerido aquando da discussão ao que estava estabelecido pelo Professor Terzaghi. O método do Professor Krynine consiste no seguinte:

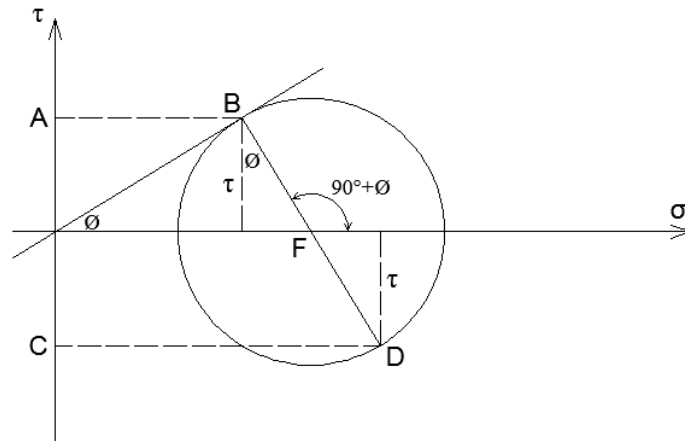


Fig. 3. 4 - Círculo de Mohr utilizado pelo Professor Krynine (1945) para determinar o valor de K

Com base na figura anterior e em relações trigonométricas:

$$\tan \phi = \frac{\tau}{AB} \Leftrightarrow \tau = AB \cdot \tan \phi = AB \cdot \frac{\sin \phi}{\cos \phi} \quad (3.9)$$

$$\cos \phi = \frac{\tau}{FB} \Leftrightarrow FB = \frac{\tau}{\cos \phi} = AB \cdot \frac{\sin \phi}{\cos^2 \phi} \quad (3.10)$$

$$CD = AB + 2 \cdot \tau \cdot \tan \phi = AB + 2 \cdot AB \cdot \frac{\sin \phi}{\cos \phi} \cdot \frac{\sin \phi}{\cos \phi} = AB \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{\sin^2 \phi}{\cos^2 \phi} \right) \quad (3.11)$$

$$\sin^2 \phi = 1 - \cos^2 \phi \quad (3.12)$$

Então:

$$K = \frac{\cos^2 \phi}{2 - \cos^2 \phi} \quad (3.13)$$

Assim sendo, após a determinação do coeficiente de impulso das terras, procede-se à determinação da resultante da pressão horizontal (P_S) na linha pertencente a um plano que passa no centro da ensecadeira. Para tal, recorre-se à Fig. 3. 5, onde está ilustrada a distribuição da pressão horizontal ao longo do referido plano. A resultante, por unidade de comprimento de ensecadeira, é determinada por:

$$P_S = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (H - H_1)^2 + K \cdot \gamma \cdot (H - H_1) \cdot H_1 + \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma' \cdot H_1^2 \quad (3.14)$$

Como tal, a resistência ao corte fornecida pelo material de enchimento ao longo da linha central, por unidade de comprimento de ensecadeira, é dada por:

$$S = P_s \cdot \tan \phi \quad (3.15)$$

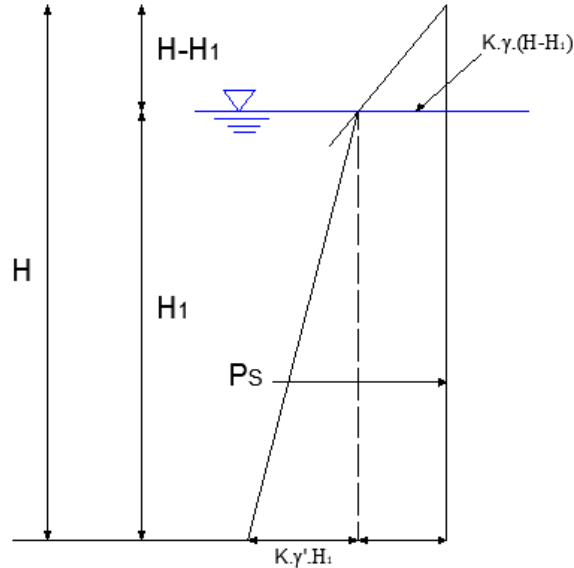


Fig. 3. 5 - Distribuição das pressões horizontais ao longo de um plano vertical no centro da ensecadeira

De seguida, será necessário determinar a componente de resistência nas ligações entre as estacas prancha, sendo que este cálculo é efetuado, mais uma vez, por unidade de comprimento de ensecadeira, e será igual à força nas ligações multiplicada pelo coeficiente de atrito, f . Tratando-se de uma ligação entre duas estacas com o mesmo material, o aço, aconselha-se a utilização de um coeficiente de atrito igual a 0,3 [4].

A determinação da força nas ligações é efetuada de acordo com o estabelecido pelos engenheiros da TVA [10], onde os mesmos determinam a resultante de pressões P_T , ilustrada na Fig. 3. 6, correspondendo à área do triângulo abc. A resultante da pressão nas ligações, por unidade de comprimento, pode então ser expressa por:

$$P_T = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot (H - H_1)^2 + K_a \cdot \gamma \cdot (H - H_1) H_1 + \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma' \cdot H_1^2 + \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_3^2 - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot H \right) \cdot [\gamma_w \cdot H_3 + K_a \cdot \gamma' \cdot H_1 + K_a \cdot (H - H_1)] \quad (3.16)$$

Relativamente à Fig. 3. 6, deve ainda ser referido que assume-se a evolução da pressão lateral para zero no ponto c, uma vez que a ponta das estacas vai penetrar na rocha, fazendo com que haja uma redução da força de tração no anel [8].

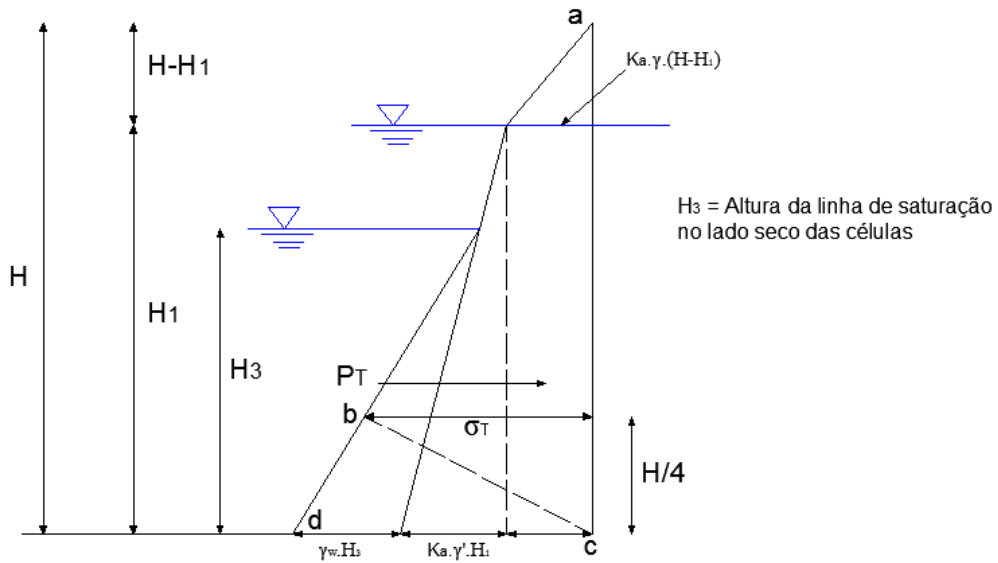


Fig. 3. 6 - Distribuição das pressões do lado seco das células

Após a determinação da resistência ao corte por parte material de enchimento e da resistência garantida por parte das ligações entre estacas, sabe-se que a resistência total ao corte ao longo de uma linha que passa no centro da célula é dada por:

$$S_T = P_S \cdot \tan \phi + f \cdot P_T \quad (3.17)$$

Assim, o fator de segurança relativo ao colapso por corte vertical corresponderá a:

$$F. S. = \frac{S_T}{Q} = \frac{(P_S \cdot \tan \phi + f \cdot P_T) \cdot 2B}{3M} \quad (3.18)$$

Nesta verificação de cálculo, considera-se usualmente que o fator de segurança deverá ser igual ou superior a 1,25 para estruturas temporárias e, igual ou superior a 1,50 para estruturas permanentes ou estruturas onde este tipo de rotura tenha complicações gravosas.

3.2.2.4. Verificação ao corte horizontal (Método de Cummings)

Outra hipótese de rotura de uma célula por corte foi investigada por E. M. Cummings, onde o mesmo considera que a rotura poderá ocorrer segundo superfícies horizontais, ou seja, a resistência a este fenómeno será conseguida maioritariamente pela resistência ao corte horizontal do material de enchimento da célula. Outra parte da resistência a este tipo de colapso será obtida pela resistência atrítica que se mobiliza nas ligações entre as estacas prancha. Na Fig. 3. 7 estão representados os esquemas ilustrativos do método de cálculo.

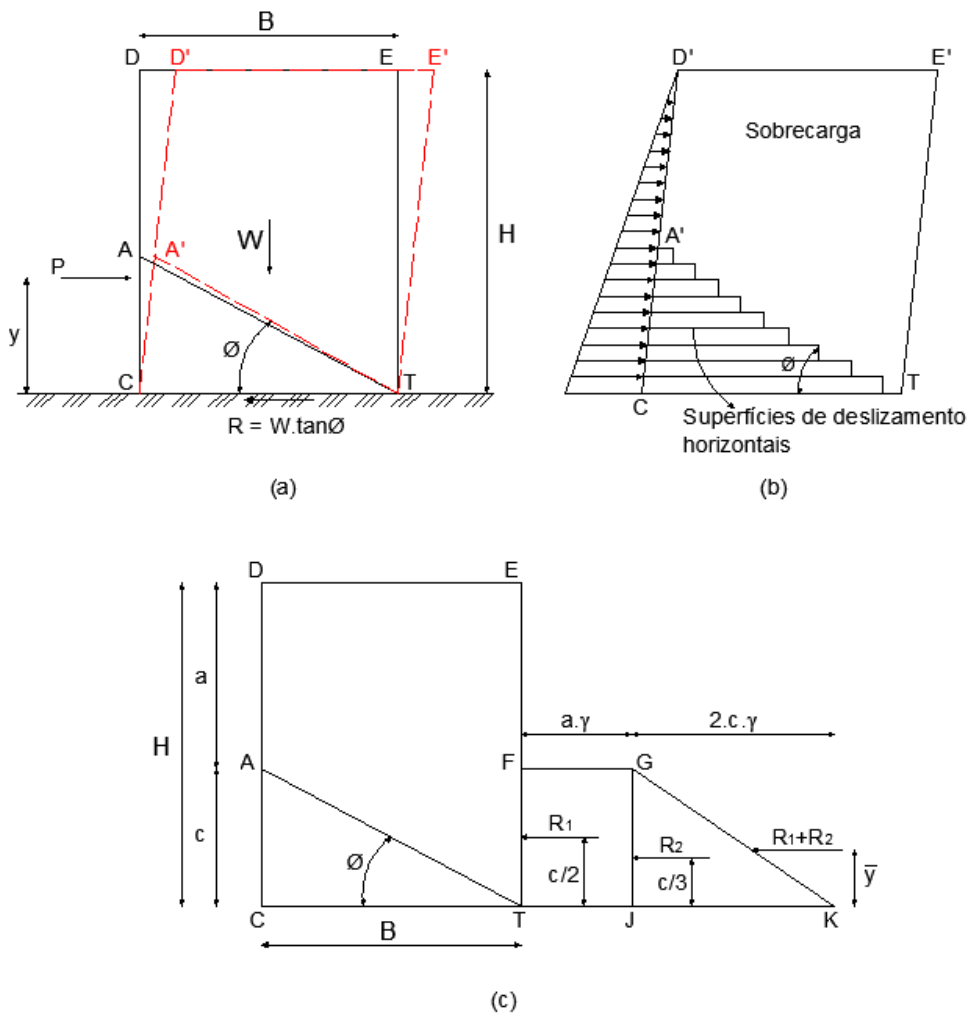


Fig. 3.7 - Esquemas representativos do método de Cummings

Baseando-se nos seus próprios modelos, E. M. Cummings chegou à conclusão de que, relativamente ao material de enchimento, só a parcela de solo que se encontra abaixo do plano AT (inclinado do valor do ângulo de atrito interno) é que garantirá resistência a este fenómeno, sendo que o restante material funcionará como sobrecarga.

Com a entrada em carga da ensecadeira, o solo abaixo da linha AT rompe por corte segundo planos horizontais, como está ilustrado na Fig. 3.7 (b), e, conseqüentemente, terá a capacidade de produzir uma pressão resistente nas estacas do lado exterior da ensecadeira. Como tal, E. M. Cummings desenvolveu um método de cálculo para determinar o momento resistente conseguido através da atuação dessa pressão. De uma forma sintetizada, com base no seu método, E. M. Cummings determinou a resistência lateral ao corte das células, com base nas seguintes equações:

$$R = W \cdot \tan \phi = \gamma \cdot B \cdot H \cdot \tan \phi \quad (3.19)$$

Substituindo:

$$H = a + c \quad (3.20)$$

E:

$$B = c / \tan \phi \quad (3.21)$$

Obtém-se a resistência lateral ao corte das células:

$$R = a \cdot c \cdot \gamma + c^2 \quad (3.22)$$

A equação anterior pode ser representada graficamente pelo esquema (c) da Fig. 3. 7, onde o somatório da área do retângulo com a área do triângulo corresponde à resistência total, R, ou seja, o valor de R será igual a $R_1 + R_2$. Este método é executado desta forma para que se consiga determinar o momento resistente devido a estas duas forças. Como tal, o momento resistente em torno da base da ensecadeira, por unidade de comprimento, será dado por:

$$M_r = R_1 \cdot (c/2) + R_2 \cdot (c/3) \quad (3.23)$$

$$R_1 = a \cdot c \cdot \gamma \quad (3.24)$$

$$R_2 = c^2 \cdot \gamma \quad (3.25)$$

$$M_r = \frac{a \cdot c^2 \cdot \gamma}{2} + \frac{c^3 \cdot \gamma}{3} \quad (3.26)$$

Como já foi referido, para além do material de enchimento, também se consegue mobilizar uma parcela da resistência a este fenómeno nas ligações entre as estacas. Esta resistência atrítica é determinada como a tensão que resulta da atuação da pressão do material de enchimento multiplicada pelo coeficiente de atrito entre as ligações, f.

$$F_i = P_T \cdot L \cdot f \quad (3.27)$$

Onde P_T já foi determinada e o valor de L pode ser calculado tendo em consideração a Fig. 3. 8, com a seguinte aproximação [4]:

$$2L \cong 2,25r \Leftrightarrow L \cong 1,125r \quad (3.28)$$

Sendo que r corresponde ao raio de uma célula.

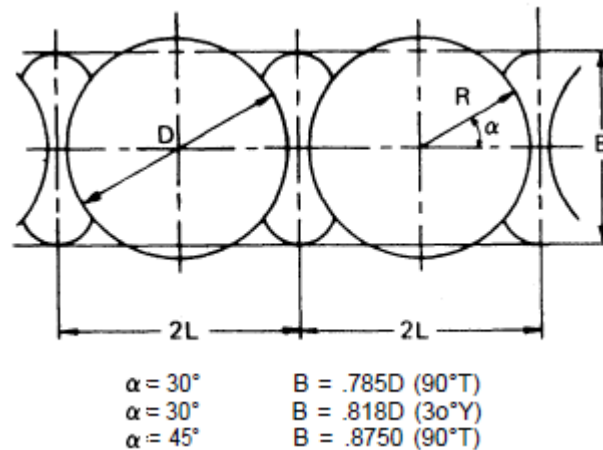


Fig. 3. 8 - Geometria de uma ensecadeira de células circulares [8]

Relativamente a esta força atrítica, considera-se que a mesma atua de igual modo em todas as ligações entre estacas, ou seja, cada estaca terá forças de atrito iguais mas em sentidos opostos em cada lado. Assim, o momento resistente, M_i , que irá opor-se ao basculamento devido aos esforços nas ligações, será resultado da soma destes pares individuais advindos das forças de atrito opostas em cada estaca. Como tal, o momento resistente será dado por:

$$M_i = \frac{F_i \cdot B}{L} = P_T \cdot f \cdot B \quad (3.29)$$

Se existir a necessidade de recorrer a uma berma interior, o momento resistente proveniente da pressão passiva deverá ser incluído na determinação do fator de segurança relativamente ao corte horizontal, também designado por basculamento ou "tilt". Assim sendo, o fator de segurança relativo a este fenómeno será:

$$F.S. = \frac{\text{Momento Resistente}}{\text{Momento Atuante}} = \frac{M_r + M_i + I_p \cdot H_B / 3}{1/3 \cdot (I_w \cdot H + I_a \cdot H_s)} \quad (3.30)$$

Nesta verificação de cálculo, considera-se usualmente que o fator segurança para estruturas temporárias deverá ser igual ou superior a 1,25, e igual ou superior a 1,50 para estruturas definitivas ou estruturas onde este tipo de rotura tenha complicações gravosas.

3.2.2.5. Verificação dos esforços (de tração) nas ligações entre estacas prancha

A força de tração nas ligações de uma ensecadeira de células é função da variação da pressão instalada no interior de cada célula. Tipicamente, quando uma célula é submetida a determinada pressão interna,

esta assume a forma em barril, de acordo com o ilustrado na figura que se segue, mais especificamente pela linha ab_1 .

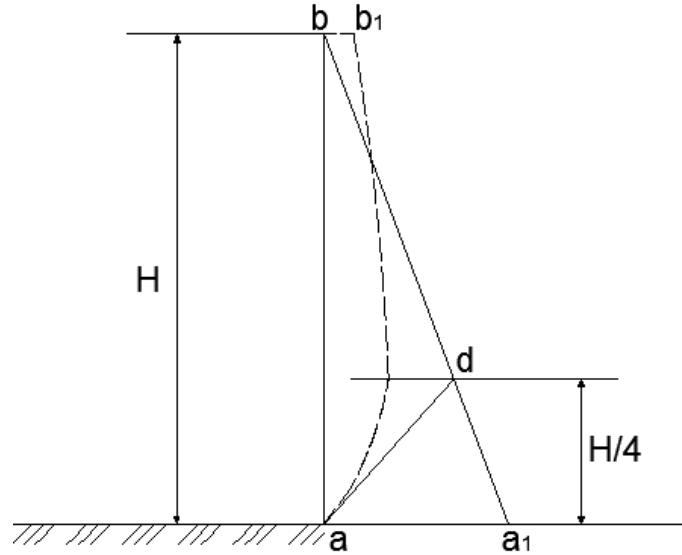


Fig. 3. 9 - Esquema ilustrativo da deformação da célula (forma em barril)

De acordo com a imagem anterior, facilmente se pode concluir que a máxima pressão na face interior das estacas irá ocorrer no ponto d , que corresponde ao ponto de máxima expansão. Segundo investigações de campo efetuadas pelos engenheiros da TVA [10], esta tensão máxima ocorre, por norma, a uma profundidade de $1/4$ da altura da ensecadeira a contar da base da mesma. Caso exista uma camada de solo acima do estrato rochoso, há a possibilidade das estacas conseguirem manter alguma verticalidade na sua base, fazendo com que o ponto de máxima deformação suba ligeiramente em relação à profundidade referida anteriormente.

Para a determinação da tensão instalada, poderá recorrer-se à distribuição de pressões no plano vertical, ilustrada na Fig. 3. 6:

$$\sigma_T = K_a \cdot \gamma \cdot (H - H_1) + K_a \cdot \gamma' \cdot \left(H_1 - \frac{H}{4}\right) + \gamma_w \cdot \left(H_3 - \frac{H}{4}\right) \quad (3.31)$$

A Fig. 3. 10 permitirá perceber como atuam as forças nas ligações (t) entre estacas das células principais, bem como as que atuam nas estacas de junção (t_{max}) que fazem a ligação das células principais para os arcos de transição.

Com base nessa mesma figura, a força máxima na ligação entre as estacas da célula principal será determinada por:

$$t = \sigma_T \cdot R \quad (3.32)$$

Assim que esta força seja determinada, deverá ser comparada com a força máxima (F_{max} , variável em função do fabricante e do tipo de estaca), dividida por um fator de segurança, por exemplo de 2,0. Se a força t for menor que a força máxima dividida pelo coeficiente de segurança, esta verificação está cumprida.

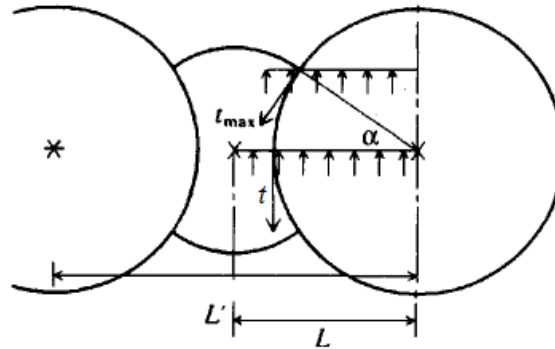


Fig. 3. 10 - Esforços nas ligações entre estacas e nas estacas de junção [4]

A força (t_{max}) nas estacas de junção, será calculada aproximadamente por:

$$t_{max} = \frac{\sigma_T \cdot L}{\cos \alpha} \quad (3.33)$$

Determinada a força nas estacas de junção, deve ser efetuada uma comparação com a força máxima definida em catálogo para o tipo de estaca em utilização, mais uma vez afetada de um coeficiente de segurança. A força máxima definida em catálogo, afetada pelo coeficiente de segurança, deverá ser superior à força instalada nas estacas de junção.

Mais uma vez, deve ser aqui salientado que a utilização de estacas de junção em Y, em detrimento das estacas de junção em T, se traduz numa mais-valia, uma vez que estas criam menos esforços nos arcos de transição pelo facto de se poderem utilizar raios mais pequenos.

3.2.2.6. Verificação da tensão na alma das estacas prancha

Por fim, em ensecadeiras assentes em estratos rochosos, a última verificação que deve ser efetuada está relacionada com a verificação anterior e, diz respeito à verificação da tensão na alma das estacas prancha.

Esta verificação é efetuada tendo em conta a seguinte expressão:

$$f_t = \frac{\sigma_T \cdot r}{t_w} \quad (3.34)$$

Onde r corresponde ao raio da célula e t_w corresponde à espessura da alma da estaca prancha.

Para que a verificação seja cumprida, o valor retirado da expressão anterior deverá ser comparado com o valor de cálculo da resistência do aço em causa, multiplicado por 0,65 [4]. Esta verificação, à semelhança de todas as outras, serão mais facilmente entendidas após a leitura do próximo capítulo, onde estão exemplificadas todas as verificações anteriores.

3.2.3. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DE ENSECADREIRAS DE CÉLULAS FUNDADAS EM MACIÇO TERROSO

Para além de alguns dos aspetos construtivos diferirem das ensecadeiras assentes em maciços rochosos para aquelas que estão assentes em maciços terrosos, como por exemplo a profundidade de penetração das estacas prancha, no que toca às verificações de segurança, também existem algumas diferenças, por outras palavras, para além de se aplicarem muitas das verificações de segurança referidas anteriormente, é necessário acrescentar as seguintes:

- Verificação da capacidade de carga da fundação, isto é, dos estratos de solo subjacentes à ensecadeira;
- Verificação do assentamento das células;
- Verificação à rotura por penetração das estacas do lado interior das células;
- Verificação ao arrancamento das estacas do lado exterior das células;
- Estudo da percolação.

Estes são aspetos fundamentais que devem ser garantidos para a boa estabilidade da estrutura. Os quatro primeiros pontos a verificar estão direcionados para a parte mais estrutural, sendo que o quinto, relacionado com a Mecânica dos Solos, assume também uma importância fundamental, uma vez que um regime de percolação excessivo pode provocar um fenómeno de erosão interna, também designado por piping, onde existe um arraste ou erosão de partículas do solo, podendo levar à existência de grandes vazios. Verificando-se este fenómeno, a estabilidade da estrutura poderá ser colocada em causa.

De uma forma geral, como as ensecadeiras executadas em solo necessitam que as estacas prancha sejam cravadas até uma determinada profundidade, a verificação ao deslizamento pela base não é um problema fulcral aquando do seu dimensionamento, sendo que poderá ser feita uma avaliação geral de escorregamento de acordo com a geometria do terreno. Já relativamente às roturas que podem ocorrer por corte no interior da célula, estas devem ser estudadas cuidadosamente, visto que este fenómeno poderá ocorrer de forma semelhante ao das ensecadeiras assentes num estrato rochoso. Nestas condições, os estratos de solo onde as estacas são cravadas podem, ou não, oferecer alguma limitação à pressão horizontal que atua nas estacas do lado interior da ensecadeira, como está ilustrado na Fig. 3. 6. Assim, perante esta incógnita, os projetistas consideram mais seguro considerar o diagrama de pressões delimitado por abdc (de acordo com a Fig. 3. 6), para a determinação de P_T , na verificação ao corte por um plano que passa no centro da célula e na verificação da tensão nas ligações [8].

Assim sendo, de uma forma sintetizada, as verificações de segurança a efetuar numa ensecadeira de células assente em solo são as seguintes:

- Verificação à rotura por penetração das estacas do lado interior das células;
- Verificação ao corte vertical;
- Verificação ao corte horizontal (Método de Cummings);
- Verificação dos esforços nas ligações entre estacas prancha;
- Verificação da tensão na alma das estacas prancha;
- Verificação da capacidade de carga da fundação;
- Verificação do assentamento das células;
- Verificação ao arrancamento das estacas do lado exterior das células;

- Estudo da percolação.

3.2.3.1. Verificação à rotura por penetração das estacas do lado interior das células

A força atrítica proveniente do material de enchimento tende a empurrar as estacas prancha do lado interior da ensecadeira na direção descendente, levando ao basculamento da estrutura e, conseqüentemente, à possibilidade de perda do material de enchimento pelo topo da célula.

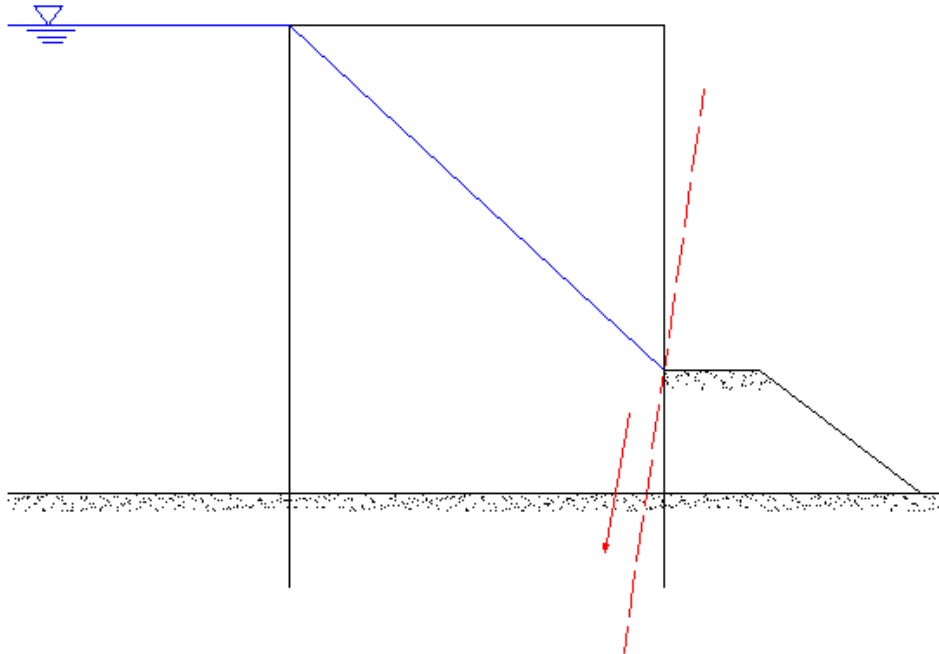


Fig. 3. 11 - Rotura por penetração excessiva das estacas do lado interior da célula

Como tal, surge a necessidade de se verificar a segurança relativamente a este fenómeno. O fator de segurança associado a este modo de rotura é dado por [23]:

$$F.S. = \frac{(P'_p + P'_s) \cdot \tan \delta}{P'_d \cdot \tan \delta} \quad (3.35)$$

Onde P'_p corresponde ao impulso passivo mobilizado aquando da existência de uma berma, P'_s diz respeito à força resultante da pressão que atua na face interior das estacas, abaixo da cota da plataforma do terreno e P'_d corresponde à força que provoca o movimento descendente das estacas do lado interior. Observe-se na página seguinte a Fig. 3. 12.

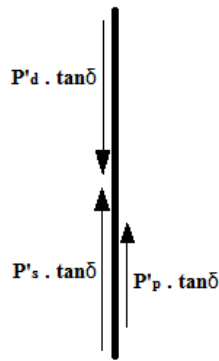


Fig. 3. 12 - Forças envolvidas na respetiva verificação de segurança

Nesta verificação de cálculo, considera-se usualmente que o fator de segurança deverá ser igual ou superior a 1,25 para estruturas temporárias e, para estruturas permanentes ou estruturas em que este tipo de rotura pode ter implicações gravosas, igual ou superior a 1,50.

Deve ainda ser referido que a interpretação das forças envolvidas nesta verificação será mais clara aquando da leitura do capítulo 5, onde a mesma é exemplificada.

3.2.3.2. Verificação ao corte vertical

A verificação ao corte vertical para ensecadeiras em solo pode variar de acordo com o tipo de solo de fundação. Assim sendo, no que respeita aos solos granulares, a verificação a efetuar é executada da mesma forma que nas ensecadeiras em maciço rochoso. Relativamente às ensecadeiras assentes em solos argilosos, a situação é diferente, uma vez que a resistência ao corte do material de enchimento da célula é desprezada. Como tal, o fator de segurança relativamente ao corte vertical para ensecadeiras assentes em maciços argilosos, determinado por Terzaghi [24], baseia-se no momento resistente proveniente pelo atrito mobilizado nas ligações:

$$F.S. = \frac{\Delta P \cdot R \cdot f \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{L + 0.25B}{L + 0.5B}\right)}{M} \quad (3.36)$$

Onde:

$\Delta P = P_T - P_p$ = Diferença de pressão nas estacas do lado interior;

M = momento derrubador de acordo com a equação 3.7;

R = raio;

f = coeficiente de fricção (0,3).

Nesta verificação de cálculo, considera-se usualmente que o fator de segurança mínimo para estruturas temporárias é de 1,25 e, para estruturas permanentes ou estruturas onde este tipo de rotura tenha implicações gravosas, igual ou superior a 1,50.

3.2.3.3. Verificação ao corte horizontal (Método de Cummings)

A presente verificação de segurança deverá ser executada nas ensecadeiras assentes em maciço terroso da mesma forma que nas ensecadeiras assentes em maciço rochoso, quer se esteja na presença de um solo granular, quer seja um solo argiloso. Como tal, recomenda-se a leitura do ponto 3.2.2.4 para a sua execução.

3.2.3.4. Verificação dos esforços (de tração) nas estacas

Relativamente à verificação dos esforços de tração nas estacas, tanto nas ligações entre as estacas como na respetiva alma, o processo deverá ser executado de forma análoga ao que já foi mencionado nas verificações para as ensecadeiras assentes em maciços rochosos.

3.2.3.5. Verificação da capacidade de carga da fundação

A verificação de segurança relativamente à capacidade de carga da fundação é uma das principais verificações a ser executada, uma vez que as ensecadeiras de células assentes em fundações arenosas ou argilosas envolvem determinados níveis de carga, provenientes dos materiais constituintes da ensecadeira, que podem levar ao colapso da fundação e, conseqüentemente, da estrutura. A figura que se segue ilustra como pode ocorrer uma rotura por falta de capacidade da fundação.

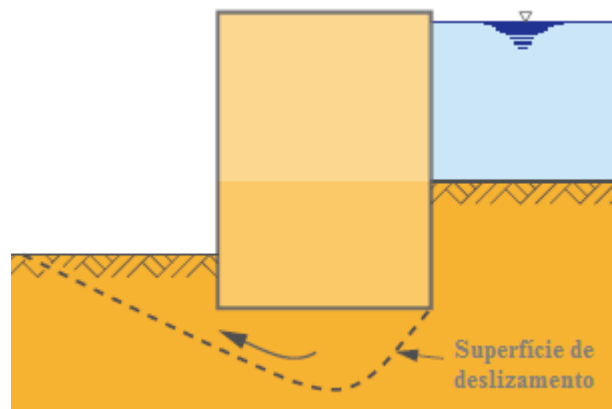


Fig. 3. 13 - Esquema exemplificativo de uma rotura por falta de capacidade da fundação [14]

Como tal, a determinação do coeficiente de segurança relativo a este fenómeno é executada admitindo uma simplificação, isto é, assemelha-se esta estrutura a uma fundação de comprimento infinito, com uma determinada largura equivalente (B), a qual será afetada devido à presença de um momento fletor, ou seja, são aplicados todos os conceitos da Mecânica dos Solos envolvidos nesta temática. Assim, o fator de segurança será dado por [25]:

$$F.S. = \frac{Q_{ultimo}}{Q_{atuante}} \quad (3.37)$$

Onde o $Q_{atuante}$ corresponde à força normal à base da fundação proveniente da ensecadeira.

Relativamente ao Q_{ultimo} , este diz respeito à carga última da fundação, ou seja, à carga de rotura, sendo que é determinado por:

$$Q_{ultimo} = q_{ultimo} \cdot (B \cdot L) \quad (3.38)$$

Sendo B a largura e L o comprimento da fundação equivalente à ensecadeira.

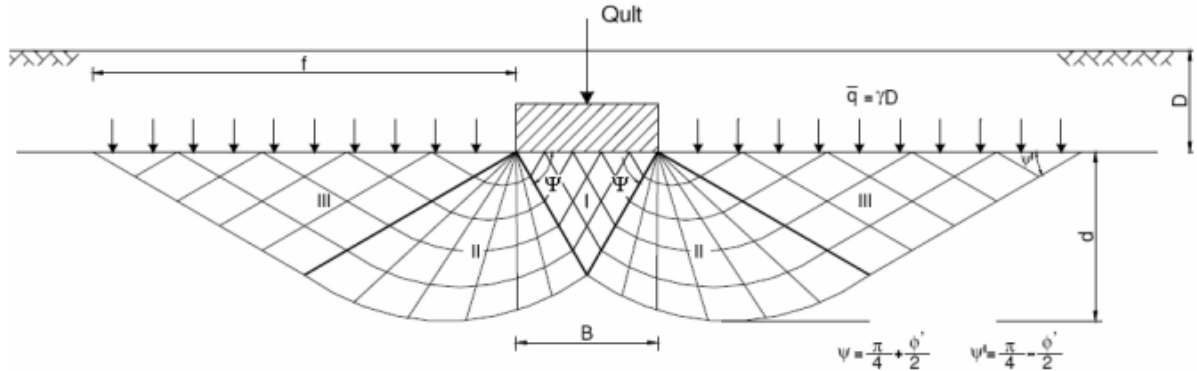


Fig. 3. 14 - Mecanismo de rotura de uma fundação superficial [26]

De uma forma geral, q_{ult} obtém-se através da seguinte expressão:

$$q_{ultimo} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.39)$$

Na expressão anterior, a primeira parcela corresponde resistência coesiva do solo de fundação, a segunda diz respeito à resistência conseguida através de uma sobrecarga lateral e a terceira parcela corresponde à resistência desenvolvida pelo peso volúmico do solo de fundação, sendo que todas estas parcelas estão associadas à resistência de um material friccional.

Como foi mencionado, a expressão anterior foi apresentada de uma forma geral, ou seja, de acordo com o tipo de solo e o tipo de análise a efetuar, isto é, tensões efetivas ou tensões totais, a expressão sofrerá alterações. Como tal, tratando-se de uma análise em tensões efetivas, a equação 3.39 assume o seguinte aspeto:

$$q_{ultimo} = c' \cdot N_c + q' \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.40)$$

No caso de se fazer uma análise em tensões totais, a equação 3.39 apresentar-se-á da seguinte forma:

$$q_{ultimo} = c_u \cdot N_c + q = c_u \cdot (\pi + 2) + q = 5,14 \cdot c_u + q \quad (3.41)$$

Relativamente aos coeficientes adimensionais N_c , N_q e N_γ , estes podem ser determinados através de ábacos ou tabelas da especialidade, ou de acordo com as expressões definidas nos livros de Mecânica dos Solos [25]:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad (3.42)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.43)$$

$$N_\gamma = e^{\frac{1}{6}(\pi + 3\pi^2 \cdot \tan \phi)} \cdot (\tan \phi)^{\frac{2\pi}{5}} \quad (3.44)$$

Apresentadas as expressões gerais para a determinação da capacidade de carga vertical, apresentam-se de seguida os coeficientes corretivos devido aos condicionalismos mais comuns neste tipo de estruturas (ensecadeiras): inclinação da carga e respetivo momento fletor, inclinação da superfície do terreno e proximidade do firme. Deve ser salientado que, na presença de outros condicionantes, deverão ser consultados manuais da especialidade para se determinarem os respetivos fatores corretivos.

A presença de um momento fletor devido a cargas excêntricas, leva à necessidade de se determinar a chamada largura efetiva (B'):

$$B' = B - 2 \cdot e = B - 2 \cdot \left(\frac{M}{V} \right) \quad (3.45)$$

Onde V corresponde à carga vertical e M ao momento fletor.

Quadro 3. 2 - Fatores corretivos para carga inclinada

Tensões totais		Tensões efetivas
i_c	$i_c = 1/2 \cdot \left[1 + \left(1 - \frac{H}{Ac_u} \right)^{0.5} \right]$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$
i_q	-	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^m$
i_γ	-	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right)^{m+1}$

Uma vez que H (carga horizontal) é paralela a B , o expoente m é determinado por:

$$m = m_B = \frac{2 + (B/L)}{1 + (B/L)} \quad (3.46)$$

Quadro 3. 3 - Fatores corretivos para terreno inclinado

Tensões totais		Tensões efetivas
g_c	$g_c = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi'}$
g_q	-	$g_q = (1 - \tan \beta)^2$
g_γ	-	$g_\gamma = (1 - \tan \beta)^2$

Note-se que β deve ser expresso em radianos.

Relativamente à profundidade do firme, os fatores corretivos a serem aplicados (f) estão de acordo com os três seguintes quadros:

Quadro 3. 4 - Valores de f_c

θ°	B/H								
	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0	1,00	1 (B/H<1,41)	1,02	1,11	1,21	1,30	1,40	1,59	1,78
20	1 (B/H<0,86)	1,01	1,39	2,12	3,29	5,17	8,29	22,00	61,50
30	1 (B/H<0,63)	1,13	2,50	6,36	17,40	50,20	(*)	(*)	(*)
36	1 (B/H<0,50)	1,37	5,25	23,40	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
40	1 (B/H<0,42)	1,73	11,10	82,20	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

Quadro 3. 5 - Valores de f_q

θ°	B/H								
	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
20	1 (B/H<0,86)	1,01	1,33	1,95	2,93	4,52	7,14	18,70	51,90
30	1 (B/H<0,63)	1,12	2,42	6,07	16,50	47,50	(*)	(*)	(*)
36	1 (B/H<0,50)	1,36	5,14	22,80	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
40	1 (B/H<0,42)	1,72	10,90	80,90	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

Quadro 3. 6 - Valores de f_y

Ø°	B/H								
	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	1,00	1,00	1 (B/H<2,14)	1,07	1,28	1,63	2,20	4,41	9,82
30	1,00	1 (B/H<1,30)	1,20	2,07	4,23	9,90	24,80	(*)	(*)
36	1 (B/H<0,98)	1,00	1,87	5,60	21,00	90,90	(*)	(*)	(*)
40	1 (B/H<0,81)	1,05	3,27	11,60	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

(*) – Valores superiores a 100.

Após a correta determinação da largura efetiva e dos respetivos coeficientes corretivos, aplicando a expressão de $q_{\text{último}}$ que mais se adequa à análise em estudo, pode-se então determinar o fator de segurança global relativamente à capacidade de carga da fundação. Os valores mínimos em regra recomendados para esta verificação de cálculo não devem ser inferiores a 3,0 ou 4,0 [25].

3.2.3.6. Verificação do assentamento das células

Como é esperado, as células fundadas em maciços rochosos sofrem assentamentos negligenciáveis, a não ser que estes maciços estejam sujeitos a processos de degradação, contudo, nesta situação, um local com tais condições não seria uma boa opção para a realização de uma estrutura deste tipo. Relativamente às ensecadeiras fundadas em maciços terrosos, pretende-se que as mesmas não sofram assentamentos, no entanto, quando o estrato que serve de base às células corresponde a um solo mais desfavorável, ou as células permanecem no local demasiado tempo, podem ocorrer assentamentos. No primeiro caso estes podem ocorrer pela falta de qualidade intrínseca do solo, já no segundo os assentamentos estarão associados a processos de consolidação.

Levando em consideração o que foi dito no parágrafo anterior, é importante proceder, pelo menos, à estimativa do assentamento aparente de uma célula. Esta estimativa poderá traduzir-se num assentamento consideravelmente elevado, no entanto, é necessário perceber que este não irá ocorrer todo ao mesmo tempo, sendo que parte ocorre aquando do processo de enchimento das células.

Para além de métodos computacionais, este assentamento poderá ser estimado analiticamente. Para tal, será necessário considerar que, de alguma forma, se consegue determinar os aumentos do diâmetro ao longo da célula, quando esta assume a forma em barril. Atente-se na Fig. 3. 15 para a continuação deste tema.

O exemplo da estimativa do assentamento aparente que será de seguida apresentado terá como base a mesma bibliografia da figura anteriormente mencionada [4]. Assim sendo, o primeiro passo a realizar corresponde então à determinação de um diâmetro médio após a célula se ter deformado, e adquirido a forma semelhante a um barril:

$$D_{av} = \frac{D_1 + D_2 + D_3 + D_4 + D_5 + D_6 + D_7 + D_8 + D_9}{n^{\circ} \text{ de diâmetros}} \quad (3.47)$$

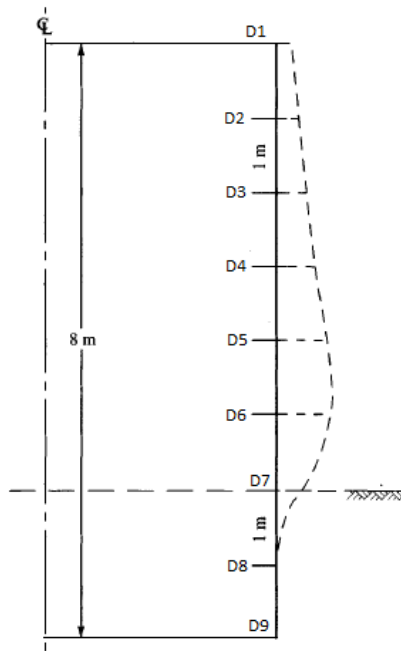


Fig. 3. 15 - Esquema utilizado para a explicação da determinação do assentamento aparente [4]

De seguida, é necessário calcular o volume inicial da célula, sabendo que a célula tem uma altura (H) de 8m, então:

$$V_i = \frac{\pi}{4} \cdot D_i^2 \cdot H \quad (3.48)$$

À semelhança do que acontece nos ensaios não confinados, nesta situação também se assume que o volume é constante, ou seja, o volume final é igual ao volume inicial, então:

$$V_i = V_f = \frac{\pi}{4} \cdot D_{av}^2 \cdot H_f \leftrightarrow H_f = \frac{V_f}{\frac{\pi}{4} \cdot D_{av}^2} \quad (3.49)$$

Por fim, a estimativa do assentamento aparente será:

$$\Delta H = H - H_f \quad (3.50)$$

3.2.3.7. Verificação ao arrancamento das estacas do lado exterior das células

A execução de uma ensecadeira de células em solo, como já foi mencionado, necessita que as estacas prancha metálicas sejam cravadas até uma determinada profundidade, sendo que essa profundidade será a necessária para assegurar um nível de segurança mais elevado em relação a alguns aspetos. Um

dos aspetos está inerente aos solos granulares, onde a profundidade de penetração das estacas será controlada de acordo com a necessidade de aumentar o percurso da percolação da água para o interior da ensecadeira, com o objetivo de evitar determinados fenómenos, como por exemplo, a erosão interna. Outro aspeto que condicionará a profundidade de penetração das estacas está direcionado para a garantia da estabilidade das células relativamente ao arrancamento das estacas do lado exterior das mesmas devido ao empenamento.

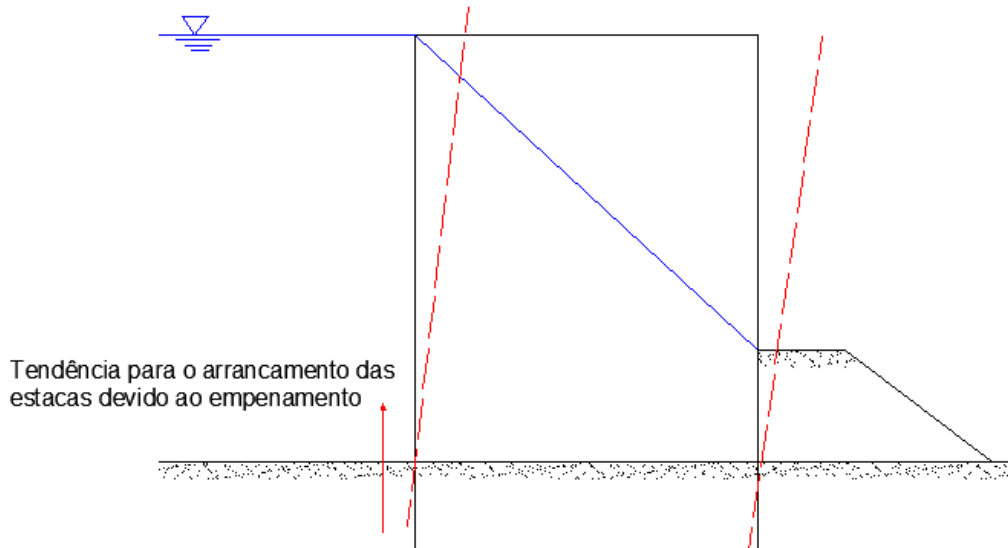


Fig. 3. 16 - Esquema elucidativo do arrancamento das estacas do lado exterior das células

O fator de segurança relativamente a este tipo de rotura é dado por [23]:

$$F.S. = \frac{M_r \cdot B}{M \cdot L} = \frac{B \cdot (Q_{uo} \cdot L + 0,5 \cdot Q_{uc} \cdot B)}{L \cdot \left(\frac{I_w \cdot H_w}{3} + \frac{I_a \cdot H_s}{3} - \frac{I_p \cdot H_B}{3} \right)} \quad (3.51)$$

Onde M_r corresponde ao momento resistente por unidade de comprimento, e M ao momento atuante, também por unidade de comprimento.

Sabe-se ainda que:

$$Q_{uo} = (I_a + P_s) \cdot \tan \delta \quad (3.52)$$

$$Q_{uc} = 2 \cdot P_s \cdot \tan \delta \quad (3.53)$$

Nesta verificação de cálculo, considera-se usualmente que o fator de segurança mínimo para estruturas temporárias é de 1,25 e, para estruturas permanentes ou estruturas onde este tipo de rotura tenha implicações gravosas, igual ou superior a 1,50.

Atente-se na Fig. 3. 17 para se avaliar as forças envolvidas nesta verificação de segurança:

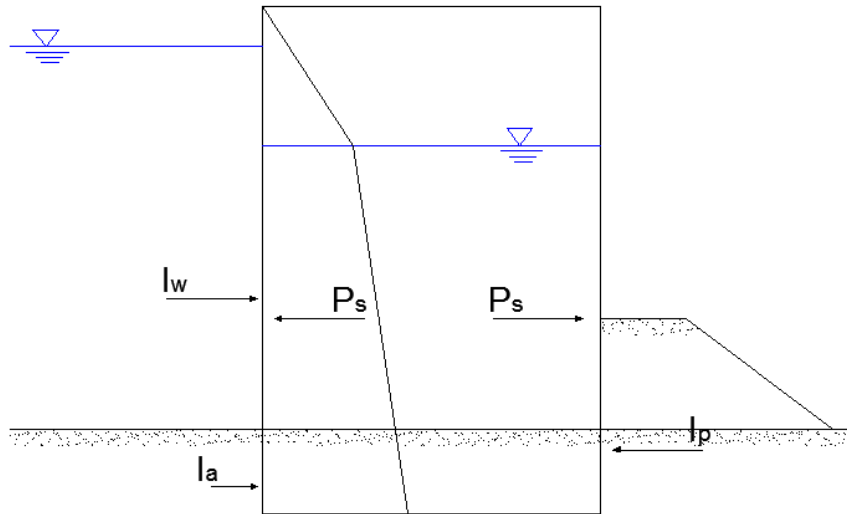


Fig. 3. 17 - Forças envolvidas na verificação de segurança ao arrancamento das estacas do extradorso

3.2.3.8. Estudo da percolação

Quando se está perante uma situação de dimensionamento de uma ensecadeira de células fundada num maciço terroso, é fundamental que se execute um estudo da percolação, sendo que este estudo poderá condicionar, de algum modo, este dimensionamento.

A figura que se segue representa a secção transversal de uma ensecadeira fundada em areia, sendo que o seu dimensionamento, em termos de percolação, deverá satisfazer três condições:

- O solo ao longo do extradorso da ensecadeira necessitará de uma boa proteção contra a erosão;
- As células deverão ser estáveis o suficiente por forma a resistir às pressões do solo e da água;
- O solo que se encontra no pé interior da ensecadeira deverá possuir características que lhe permita resistir às pressões na base da ensecadeira, mesmo sabendo que na presença das forças de percolação o seu peso volúmico efetivo tem tendência a reduzir e, conseqüentemente o solo poderá liquefazer.

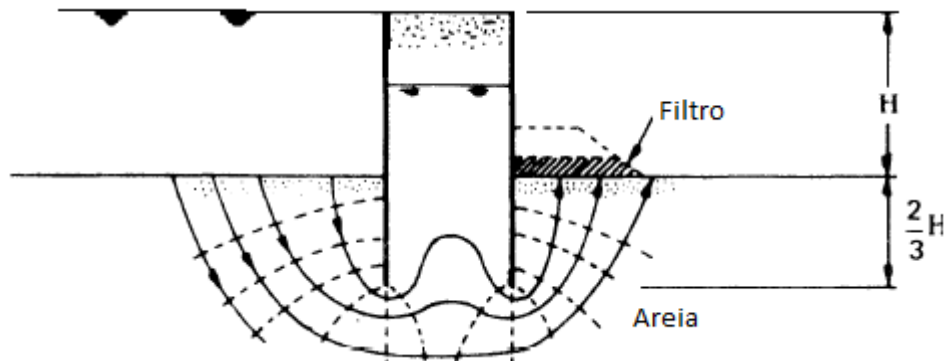


Fig. 3. 18 - Percolação numa ensecadeira de células em areia [8]

A terceira e última condição, também designada por “quick condition”, é um fenómeno ao qual deverá ser atribuída bastante atenção. Este fenómeno ocorre tipicamente em zonas onde a percolação assume uma direção próxima ou até mesmo vertical, com sentido ascendente, como se pode ver na Fig. 3. 18, junto ao pé interior da ensecadeira. A situação crítica para este fenómeno verifica-se quando a força total aplicada pela água ao solo iguala as forças gravíticas, logo anula as tensões efetivas [27]. No caso das areias, sendo o seu comportamento resistente regido pelo atrito entre as partículas, o fenómeno de “quick condition” leva à destruição da sua resistência, fazendo com que o solo se comporte como um líquido denso.

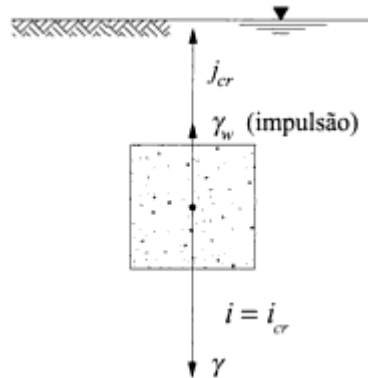


Fig. 3. 19 - Condição hidrodinâmica crítica, "quick condition" [27]

Por outras palavras, em solos granulares, este fenómeno corresponde à situação em que a resistência ao corte é reduzida para zero, devido à inexistência de tensões efetivas. Já nos solos coesivos, como estes possuem resistência mesmo numa situação de tensões efetivas nulas, esta condição não tem necessariamente de ocorrer numa situação onde as tensões efetivas são nulas [28].

Um dos grandes problemas que se pode verificar aquando da ocorrência deste fenómeno, está relacionado com o facto deste eliminar a resistência passiva da areia que irá contrariar movimento para o interior, da parte enterrada das estacas prancha do lado seco, podendo provocar o derrube da estrutura para o lado interior, ou seja, o seu colapso.

Pode ser efetuada uma verificação analítica relativamente a este fenómeno:

$$F.S. = \frac{i_{cr}}{i_{m\acute{a}x}^{jus}} \quad (3.54)$$

$$i_{cr} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (3.55)$$

$$i_{m\acute{a}x}^{jus} = \frac{\Delta h(total)}{N_e \cdot l_{min}} \quad (3.56)$$

Sendo que $\Delta h(\text{total})$ corresponde à perda de carga total, N_e ao número de quedas de potencial e l_{\min} corresponde ao comprimento do menor quadrado da respetiva rede de escoamento. Este estudo deverá ser efetuado para o quadrado adjacente ao lado interior da ensecadeira que, por ser o de dimensões mais reduzidas, apresenta o maior gradiente hidráulico e, conseqüentemente, maiores forças de percolação.

Outro fenómeno ao qual deve ser atribuída atenção corresponde ao levantamento hidráulico, sendo que este ocorre quando os gradientes hidráulicos geram forças de percolação que anulam as tensões efetivas do solo numa dada secção, manifestando-se pelo levantamento do solo acima da secção referida [27]. Tipicamente, os gradientes hidráulicos mais elevados ocorrem na zona do pé das cortinas, visto que é nessas zonas que as forças de percolação de sentido oposto ao da gravidade são máximas.

Uma das formas de verificar a segurança relativamente a este fenómeno é dada por:

$$F.S. = \frac{W'}{J} = \frac{\gamma' \cdot V}{i_{med}^{bpi} \cdot \gamma_w \cdot V} = \frac{i_{cr}}{i_{med}^{bpi}} \quad (3.57)$$

Sendo que i_{cr} já foi definido e o denominador corresponde ao gradiente hidráulico médio no bloco potencialmente instável, determinado por:

$$i_{med}^{bpi} = \frac{\Delta h_{med}}{l_{med}} = \frac{\Delta h_{total} / N_e \cdot N_{e,med}}{h_{bloco}} \quad (3.58)$$

Onde as variáveis do numerador já foram definidas anteriormente e o denominador corresponde à altura do bloco potencialmente instável. Esta última variável encontra-se representada na Fig. 3. 20.

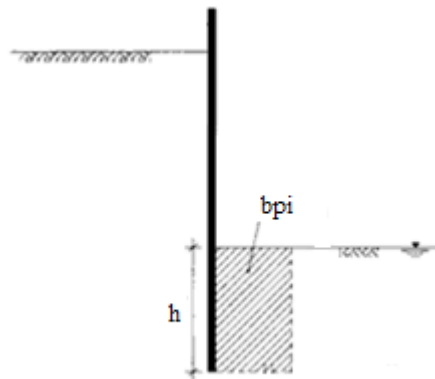


Fig. 3. 20 - Bloco potencialmente instável [27]

Existe ainda o fenómeno da erosão interna, já mencionado anteriormente neste capítulo, o qual deverá ser avaliado devido à possibilidade de arrastamento das partículas finas, provocando vazios no solo, podendo levar ao colapso da estrutura.

Estes tipos de instabilidade podem ser prevenidos com alguns métodos, como por exemplo cravar as estacas até uma maior profundidade, isto é, o escoamento vai encontrar uma maior barreira e, como tal, terá de a contornar, obrigando a água percorrer um maior caminho até chegar ao pé interior da célula e, por consequência, com menor velocidade, ou seja, menor força. Outro método de prevenção corresponde à utilização de um filtro com material de proteção (atuando como um carregamento) na zona em questão, como se pode observar na Fig. 3. 18. Como se compreende, o filtro não provocará nenhuma alteração na rede de escoamento, contudo, a camada de proteção atuará como contrapressão relativamente às forças de percolação ascendentes, forças estas que tendem a levantar o solo na zona em perigo.

Uma das soluções propostas anteriormente requer alguma atenção aquando da sua adoção, nomeadamente a solução do filtro. A material constituinte do filtro assumirá um papel fundamental na utilização desta solução, como tal, a escolha deste material deverá ser feita levando em consideração dois aspetos fulcrais:

- O material deverá ser granular, com partículas de uma granulometria mais grosseira, com o objetivo de permitir uma boa circulação da água percolada;
- Os vazios deste material deverão ser suficientemente pequenos para evitar que as partículas finas provenientes do solo de fundação, devido à percolação, penetrem no filtro, provocando o seu entupimento.

É de salientar que quando se está perante obras de grande responsabilidade, não basta ter presente as duas considerações anteriores, deverão ser executados ensaios para estudar a adequabilidade dos materiais a utilizar nos filtros, ou seja, a adequabilidade dos filtros [27].

Ainda relativamente à percolação, é aconselhável que a penetração das estacas prancha em areia atinja uma profundidade de $2/3$ da altura da ensecadeira, como se pode observar na Fig. 3. 18[8].

4

APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO DO BAIXO SABOR

4.1. DESCRIÇÃO GERAL

O presente capítulo, correspondente ao primeiro caso de estudo, diz respeito ao dimensionamento de uma ensecadeira de células circulares em estacas prancha, à semelhança do que tem sido tratado no decorrer deste documento, inserida no Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor (AHBS). O mesmo será redigido com base nos documentos fornecidos pela EDP Produção, nomeadamente com base no documento intitulado por “Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor – Obras a Realizar em Antecipação a um Eventual Reforço de Potência” [29].

Este aproveitamento hidroelétrico é constituído por dois escalões e abrangerá zonas dos concelhos de Torre de Moncorvo, Alfândega da Fé, Mogadouro e Macedo de Cavaleiros. Relativamente à albufeira criada pelo escalão de Montante, esta estende-se ao longo de um comprimento de 60 km, desde a zona da barragem até cerca de 5,6 km a jusante da confluência do rio Maçãs com o rio Sabor. No que respeita à albufeira criada pelo escalão de Jusante, a mesma possui uma extensão de cerca de 9,6 km, e situar-se-á entre as duas barragens [30].



Fig. 4. 1 - Barragem de montante do Baixo Sabor [30]



Fig. 4. 2 - Barragem de jusante do Baixo Sabor [30]

4.2. INTRODUÇÃO AO PROBLEMA

Aquando da realização do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor, surgiu a questão da capacidade deste aproveitamento para situações que possam ultrapassar os seus limites atuais e, como tal, considerou-se conveniente efetuar um estudo de antecipação sobre soluções que permitissem proceder a um eventual reforço de potência no futuro. Para que este reforço possa vir a ser feito, serão necessárias algumas obras de antecipação que têm por base os seguintes objetivos [29]:

- Potenciar a viabilidade técnica, económica e ambiental de um futuro reforço da potência instalada;
- Otimizar as condições de funcionamento hidráulico do canal a jusante do escalão principal, que integra a albufeira de jusante do aproveitamento, designadamente no regime de bombagem.

Para que seja possível concretizar o objetivo final, isto é, o futuro reforço de potência, por razões de natureza técnica e ambientais, identificou-se um conjunto de obras com vista a prevenir futuros esvaziamentos da albufeira, que poderiam colocar em risco a viabilidade futura da execução do reforço de potência. Essas obras são relativas à preparação do terreno para a construção da tomada de água e à realização de escavações adicionais a jusante do escalão principal.

Na sequência dos estudos preliminares, a EDP Produção concluiu pelo interesse de realizar antecipadamente dois tipos de obras [29]:

- Escavação e construção de plataformas de fundação, a realizar antes do enchimento da albufeira da barragem de montante, em ambas as margens do rio, para que futuramente haja a possibilidade de escolher aquela que apresenta melhores condições geológicas no que respeita aos maciços rochosos que envolvem os encontros da barragem do escalão principal, para a implantação da tomada de água e o respetivo circuito hidráulico;

- Reperfilamento do leito do rio Sabor, na cauda da albufeira da barragem de jusante, englobando já o canal previsto no projeto do aproveitamento hidroelétrico em questão, numa extensão de cerca de 1,1 km a jusante da barragem de montante.

É de salientar que estas obras de antecipação deverão ser executadas durante os meses mais secos, por facilidade de execução. Contudo, as mesmas ficarão totalmente submersas nas albufeiras do aproveitamento hidroelétrico.

Posteriormente aos estudos referidos, detalharam-se as obras a concretizar em antecipação e aprofundaram-se os estudos ambientais, sendo que, com base nestes documentos, elaboraram-se os elementos de projeto para a execução das obras.

Relativamente à possibilidade de se poder executar esta obra em qualquer uma das margens, devido à geologia do local, à topografia e também à duração da solução técnica adotada para a plataforma da tomada na margem direita, não havia garantias, num período de tempo expectável, da duração das ancoragens galvanizadas que suportariam duas vigas previstas para a contenção dessa encosta. Como tal, decidiu-se executar a plataforma na margem esquerda do rio Sabor, sendo que as soluções adotadas neste caso serão apresentadas posteriormente. Na Fig. 4. 3 e na Fig. 4. 4 podem-se observar ambas as margens.

Em todo este cenário, o dimensionamento da ensecadeira de células circulares de estacas surge com o objetivo de, como o seu próprio nome indica, manter uma zona em seco, nomeadamente a zona onde serão efetuadas as obras da tomada de água do reforço de potência. A ensecadeira irá atuar como uma estrutura de retenção relativamente às forças provenientes da água da albufeira. Quando se falou na construção de plataformas de fundação, estas assumirão grande importância relativamente à estabilidade da ensecadeira, uma vez que vão servir como reforço do maciço. Este assunto será tratado com o devido pormenor ao longo do presente capítulo.



Fig. 4. 3 - Local previsto para a implantação da ensecadeira - Margem direita [29]



Fig. 4. 4 - Local previsto para a implantação da ensecadeira - Margem esquerda [29]

No que respeita ao reforço propriamente dito, embora não seja o assunto base deste documento, poderá ser interessante referir que em termos de conceção técnica, prevê-se que este venha a ser conseguido através de instalação de uma nova central hidroelétrica a inserir num circuito hidráulico que contornará a barragem do escalão principal pelo maciço rochoso de uma das margens, pressupondo-se que o correspondente esquema técnico apenas venha a ficar futuramente condicionado pelo local de implantação definido para a tomada de água (margem esquerda) e por um valor de caudal de dimensionamento considerado aceitável.

4.2.1. CONDICIONANTES EM TERMOS DE CAUDAL

A fixação das cotas do nível de pleno armazenamento (NPA), dos níveis mínimos de exploração (Nme), entre outras, vai influenciar todo o processo de dimensionamento futuro, ou seja, a determinação destes valores assume uma importância fundamental para o alcance dos objetivos do projeto.

Relativamente ao nível pleno de armazenamento, este encontra-se definido pelo nível de água do aproveitamento do Baixo Sabor à cota 234,00, ou seja, importa apenas definir, no que respeita à albufeira de montante, qual o nível mínimo de exploração. Devido ao facto do Nme do aproveitamento hidroelétrico do Baixo Sabor só ser atingido em situações excecionais, relacionadas com a utilização da reserva estratégica de água, para a definição das plataformas destinadas à implantação das ensecadeiras adotou-se um nível situado à cota 220,00, sendo que este valor corresponde a um valor pertencente ao intervalo entre o Nme (205,50) e o Nme normal (227,40). Estes valores foram retirados do quadro que será apresentado em seguida.

Quadro 4. 1 - Níveis caraterísticos de exploração [29]

Albufeira do Escalão de Montante		
NPA	Nme (normal)	Nme
234,00	227,40	205,50

A vantagem em considerar cotas mais elevadas, superiores ao Nme, abaixo das quais só funcionarão os grupos do aproveitamento do Baixo Sabor, relaciona-se, não só com o menor custo da tomada de água mas, sobretudo, por permitir que as obras a antecipar tenham um menor impacto. E efetivamente, a referida solução de ensecadeiras em estacas prancha só é exequível tecnicamente com alturas até cerca de 25 m, ou seja, só é compatível com uma cota de posicionamento da plataforma para a sua instalação igual ou superior à cota referida (220,00). Na Fig. 4. 5 pode-se observar um esquema representativo dos níveis considerados.

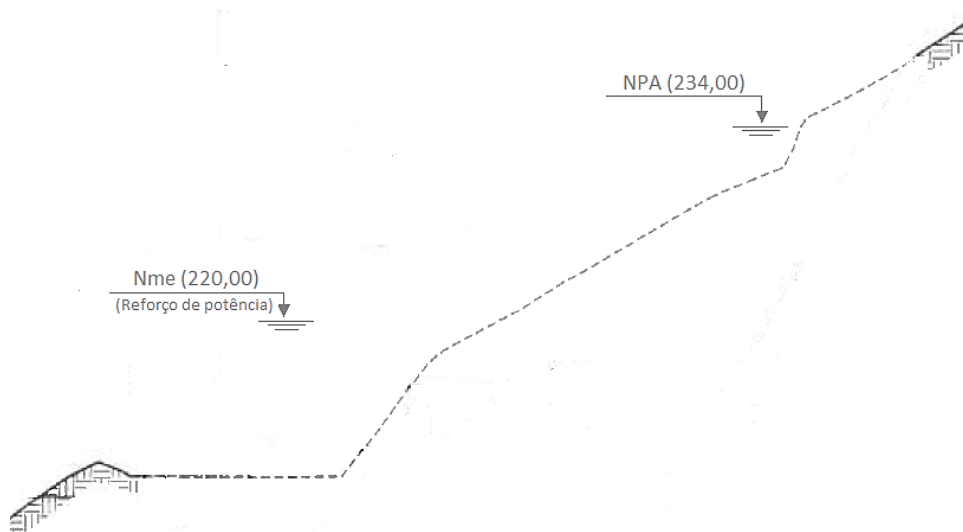


Fig. 4. 5 - Esquema elucidativo dos níveis considerados [29]

4.2.2. CONDICIONANTES EM TERMOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

Em termos de condicionantes geológicas e geotécnicas, a principal característica a apontar está relacionada com o facto de estar perante uma formação rochosa granítica, o que tornará o processo de cravação das estacas prancha muito difícil, sendo que em muitas situações poderá até mesmo ser impossível, uma vez que existiriam grandes danos provocados nas mesmas.

Surgiu então a ideia de criar uma plataforma de fundação que fosse propícia à cravação das estacas e que garantisse de alguma forma a estabilidade da estrutura.

4.3. OBRAS A REALIZAR EM ANTECIPAÇÃO

Como já foi mencionado, para que no futuro se possa proceder a um eventual reforço de potência, será necessário efetuar um determinado número de obras com vista a facilitar todo o processo final. Para se alcançar o objetivo final, isto é, o reforço de potência, minimizando o abaixamento do nível da albufeira da barragem, executar-se-á numa primeira fase uma plataforma para a fundação da ensecadeira a construir no futuro, que permitirá manter a seco o local escolhido para a futura tomada de água.

Relativamente à ensecadeira da tomada de água do reforço de potência, adotou-se a solução de células circulares de estacas prancha metálicas, cujo processo de dimensionamento foi referido nos capítulos anteriores. Recorrendo a esta solução, surge a necessidade de se adotar uma estratégia construtiva envolvendo a realização em antecipação de algumas obras. Devido às características deste tipo de estrutura e da geologia do local de implantação, antes do enchimento da albufeira de montante, deverá ser criada uma estrutura que permita a cravação das estacas prancha. Assim sendo, torna-se fundamental a adoção estratégica de um faseamento construtivo para a execução de todos os elementos envolvidos. Este faseamento encontra-se descrito no final deste capítulo, visto que o presente documento é mais vocacionado para a vertente de dimensionamento.

4.3.1. PLATAFORMA PARA A INSTALAÇÃO FUTURA DA ENSECADEIRA

A plataforma de fundação adotada para a presente situação corresponde a uma estrutura em betão armado, apresentando uma geometria em planta em forma de um setor de uma coroa circular e uma secção transversal do tipo em “U”. A mesma será preenchida com um aterro de características controladas, compactado e será coberto por uma lajeta de betão pobre, com a finalidade de proteger o aterro desde o momento de enchimento da albufeira e até ao momento em que se irá proceder ao reforço de potência. Esta estrutura possuirá uma ligação com o maciço que lhe serve de fundação através de pregagens verticais instaladas em quincôncio. Para que a sua instalação seja efetuada com sucesso, será necessário criar um patamar horizontal na encosta, com recurso a escavações e respetivas contenções dos taludes. De seguida, na Fig. 4. 6 e na Fig. 4. 7 consegue-se observar a geometria da estrutura em corte e em planta, respetivamente.

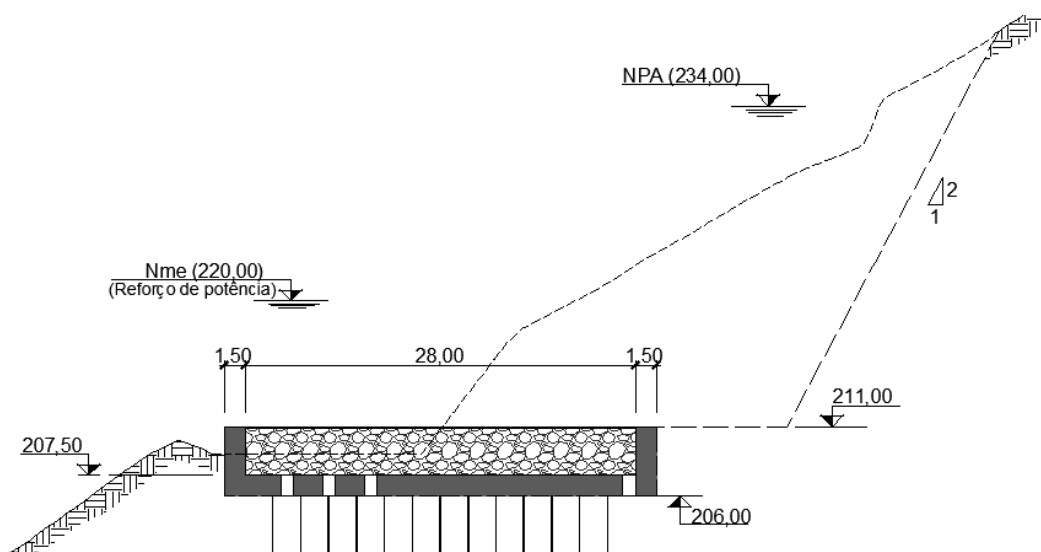


Fig. 4. 6 - Geometria da base de fundação em corte [29]

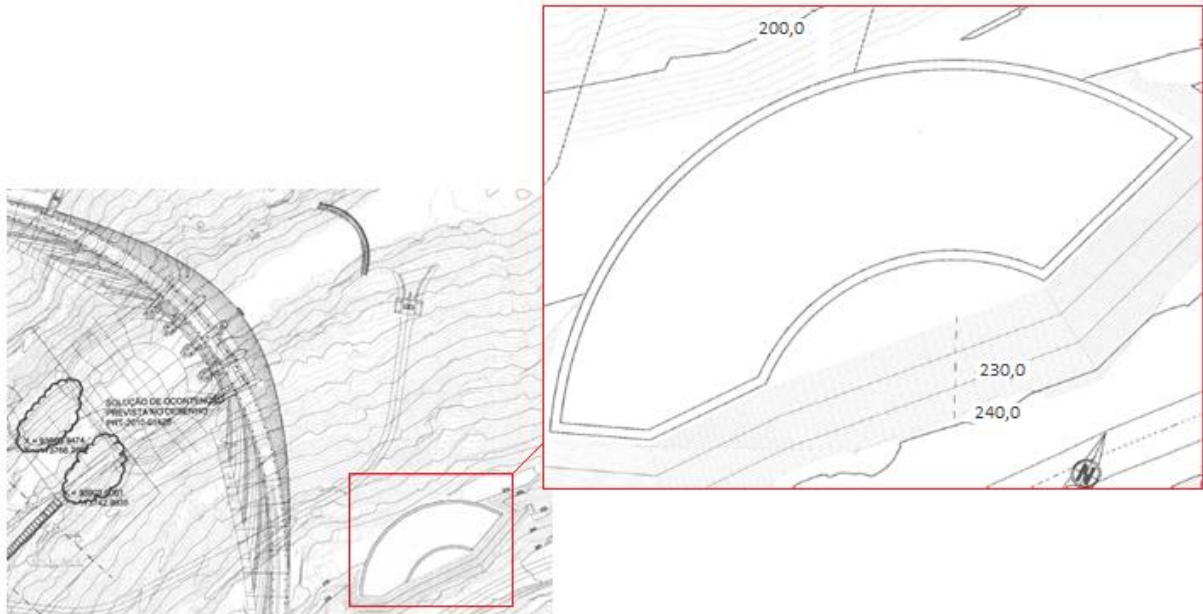


Fig. 4.7 - Geometria da base de fundação em planta [29]

Com a finalidade de se garantir um adequado comportamento hidráulico do maciço de fundação da estrutura de base para a ensecadeira, considerou-se adequado proceder nesta fase à execução de trabalhos de impermeabilização por meio de injeções de cimento. Para tal, será realizada uma cortina principal de impermeabilização localizada entre duas cortinas mais curtas de contenção uma a montante e outra a jusante da cortina principal. Na figura que se segue pode-se observar a disposição em corte (a) e em planta (b) das cortinas mencionadas.

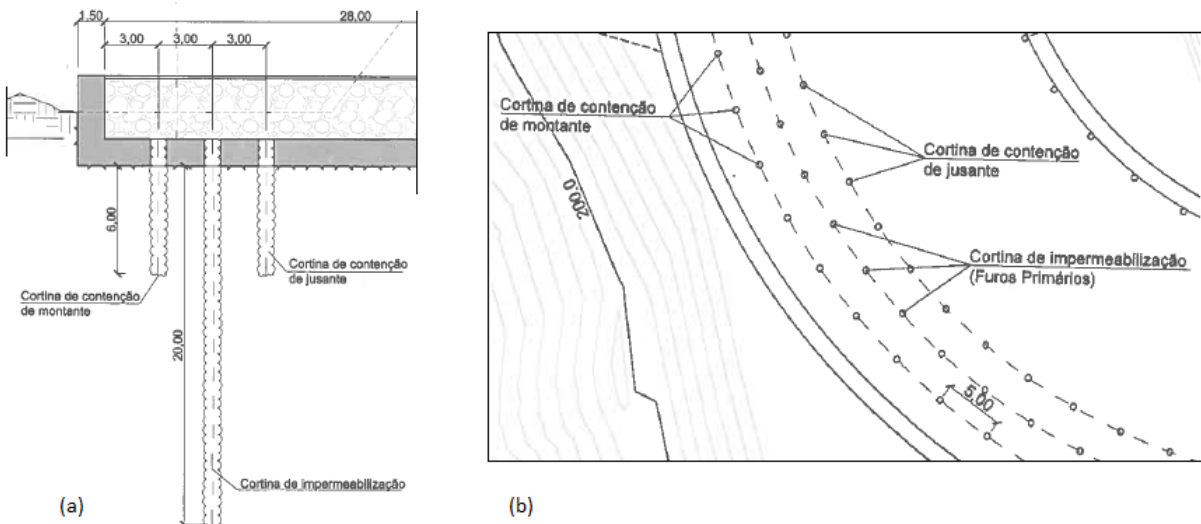


Fig. 4.8 - Ilustração da disposição das cortinas em corte e em planta, respetivamente [29]

A cortina principal de impermeabilização será constituída por furos primários e secundários, apesar de na Fig. 4.8 (b) só estarem representados os primários, sendo que, posteriormente a estes trabalhos, dependendo das condições in situ encontradas, poderá surgir a necessidade de se executar uma furação terciária como complemento da cortina de impermeabilização.

Devido à especificidade desta estrutura e ao facto de, no futuro, se instalarem subpressões na sua base, existirá a necessidade de monitorizar o seu comportamento, como tal, serão deixados furos verticais na mesma.

4.3.2. TRATAMENTO DA FUNDAÇÃO: FASEAMENTO CONSTRUTIVO

No que respeita às injeções de impermeabilização, a sua execução será efetuada através de negativos deixados na estrutura de betão armado, como se pode observar na Fig. 4. 6, correspondendo aos três retângulos deixados em branco, do lado esquerdo da base. A sua concretização será de acordo com o seguinte faseamento construtivo [29]:

- Execução da cortina de contenção de montante realizada a partir de furos verticais com 6,0m de comprimento, afastados entre si de 5,0m;
- Realização da cortina de contenção de jusante realizada a partir de furos verticais com 6,0m de comprimento, afastados entre si de 5,0m;
- Execução dos furos primários da cortina principal de impermeabilização com comprimento mínimo de 20,0m, afastados entre si de 5,0m;
- Execução dos furos secundários da cortina principal de impermeabilização a realizar a meia distância entre os furos primários adjacentes e com comprimento a definir em função dos resultados obtidos durante a realização dos trabalhos anteriores;
- Execução eventual de furos terciários da cortina principal de impermeabilização, a definir em função dos resultados observados durante a execução da furação e injeção dos furos primários e secundários;
- Execução de furos a incluir no plano de monitorização.

Para que o processo construtivo seja efetuado corretamente, existem alguns trabalhos a realizar previamente, nomeadamente trabalhos de furação e limpeza. Deverão também ser realizados ensaios de absorção de água à medida do avanço da furação. Por fim, proceder-se-á à injeção dos furos com as devidas características.

4.3.2.1. Furação e limpeza

Relativamente aos furos da cortina principal de impermeabilização, antes de se executarem os ensaios de absorção de água a realizar à medida do avanço da furação por troços descendentes de 5m, deverá proceder-se à respetiva limpeza, a qual será efetuada pela injeção alternada de água e ar, até que todo o material sólido seja expulso e, por fim, existirá uma injeção só de ar com a finalidade de expulsar a própria água utilizada na limpeza do furo. Executado o processo de limpeza e o ensaio de absorção de água no último troço de furo, executar-se-á uma limpeza final previamente ao tratamento de injeção. Esta limpeza final deverá ser realizada a partir da boca do furo, injetando sucessivamente ar (5 min), água (5 min) e novamente ar (5 min), repetindo-se este procedimento, sendo que se considera que o furo está preparado para receber a injeção quando a água sair limpa.

4.3.2.2. Ensaios de absorção de água

Como já foi indicado, os ensaios de absorção serão realizados por troços descendentes à medida do avanço da furação, para ambos os furos da cortina de impermeabilização, isto é, primários e secundários. Estes ensaios, efetuados de 5 em 5 metros de comprimento, serão realizados utilizando obturadores simples.

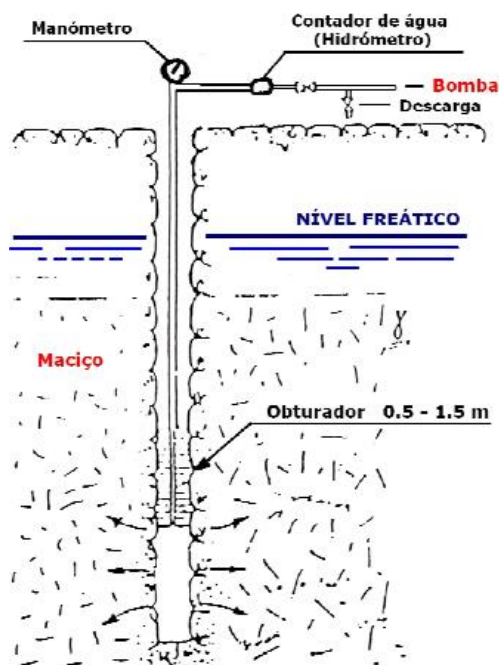


Fig. 4. 9 - Esquema da utilização de um obturador simples num ensaio de Lugeon [31]

No que respeita às características dos ensaios, em princípio existirão três patamares de pressão estabilizada, cada um com duração mínima de 5 minutos, com recolha centralizada, automática e contínua, existindo um processamento imediato dos dados relativos às pressões e volumes escoados, a partir dos quais se consegue avaliar a resposta do maciço e se obtém, por extrapolação, a absorção em unidades Lugeon. As pressões a utilizar nestes ensaios de absorção serão, por esta ordem, $p/2$, p e $p/2$, onde p corresponde, à partida, a 80% do valor máximo de pressão de injeção de calda de cimento definida para um troço de furo.

4.3.2.3. Injeções de calda de cimento

O processo de injeção de calda de cimento vai assumir um papel fundamental para o bom desempenho de toda a estrutura, como tal, deverá ser efetuado segundo regras bem definidas e estudadas.

Quanto à injeção propriamente dita, esta deverá ser realizada pelo processo ascendente, sendo que para as cortinas de contenção serão adotados troços de 3m e, para a cortina de impermeabilização, troços de 5m. Deve ser salientado que, aquando dos ensaios de absorção de água se tenha verificado algum troço com registo de absorções nulas, este troço poderá ser associado ao imediatamente superior onde, para efeitos de injeção, passam a ser considerados como um só troço. Também deve ser referido que no caso de um troço final de um furo da cortina de impermeabilização (primário ou secundário), registar absorções superiores ao equivalente a 2 unidades Lugeon, deverá proceder-se ao prolongamento desse furo por troços com o mesmo comprimento dos anteriores, isto é, 5m, até se verificar uma absorção

inferior àquele valor ou uma profundidade limite a definir pela Fiscalização em face da análise das circunstâncias in situ [29].

Convém neste momento recordar que a unidade de Lugeon corresponde ao valor médio da absorção de 1 litro por minuto e por metro de furo, para um patamar de injeção com a duração de 10 min, em que a pressão de injeção da água se mantém estabilizada no valor de 1MPa. A uma unidade de Lugeon corresponde um valor de k entre 1×10^{-5} e 2×10^{-5} cm/s para sondagens de diâmetros entre 5 e 10 cm [32].

Quanto às caldas a utilizar nas cortinas de contenção, estas deverão ser caldas grossas, permitindo criar uma barreira nas zonas superficiais às caldas injetadas durante o tratamento de impermeabilização. No Caderno de Encargos encontram-se referidos os tipos de calda de cimento a utilizar em ambas as cortinas, ou seja, nas de contenção e na de impermeabilização.

Na aplicação de um tratamento deste tipo, é necessário estabelecer corretamente as pressões de injeção. Como tal, nesta situação, as pressões de injeção deverão respeitar a seguinte lei:

$$P_{max} = \frac{Z + 8}{20} \quad (4.1)$$

Sabendo que P_{max} corresponde à pressão em MPa, e Z à profundidade, em metros, medida na vertical a partir da boca do furo.

4.4. ENSECADEIRA DE CÉLULAS DE ESTACAS PRANCHA

Devido às características especiais desta obra, o dimensionamento da ensecadeira de células circulares de estacas prancha deverá ser efetuado com o máximo de rigor possível. Uma das particularidades desta ensecadeira está associada ao facto de existir uma plataforma de fundação onde a mesma vai assentar, preenchida com material granular compactado, ou seja, a ensecadeira não vai assentar diretamente no maciço. Como tal, surge a dúvida se deverão ser aplicadas as verificações de segurança para ensecadeiras em rocha ou em solo. A existência de tal plataforma de fundação, com uma espessura de 1,50 m em betão armado juntamente com o tratamento de fundação, levou a considerar-se este caso como uma ensecadeira assente em rocha. Contudo, deverá ser executada uma verificação de segurança extra, relacionada com a possibilidade de ocorrer o deslizamento de toda a estrutura, ou seja, da plataforma de fundação em conjunto com a ensecadeira.

4.4.1. CONSIDERAÇÕES TOMADAS

Como foi mencionado, o dimensionamento desta ensecadeira de células circulares será executado considerando que a mesma está assente num maciço rochoso. Devido à falta de informação das características de alguns dos materiais envolvidos, de seguida serão apresentadas todas as considerações tomadas pelo autor do documento. Para uma melhor perceção do que será referido, atente-se no esquema de cálculo da estrutura:

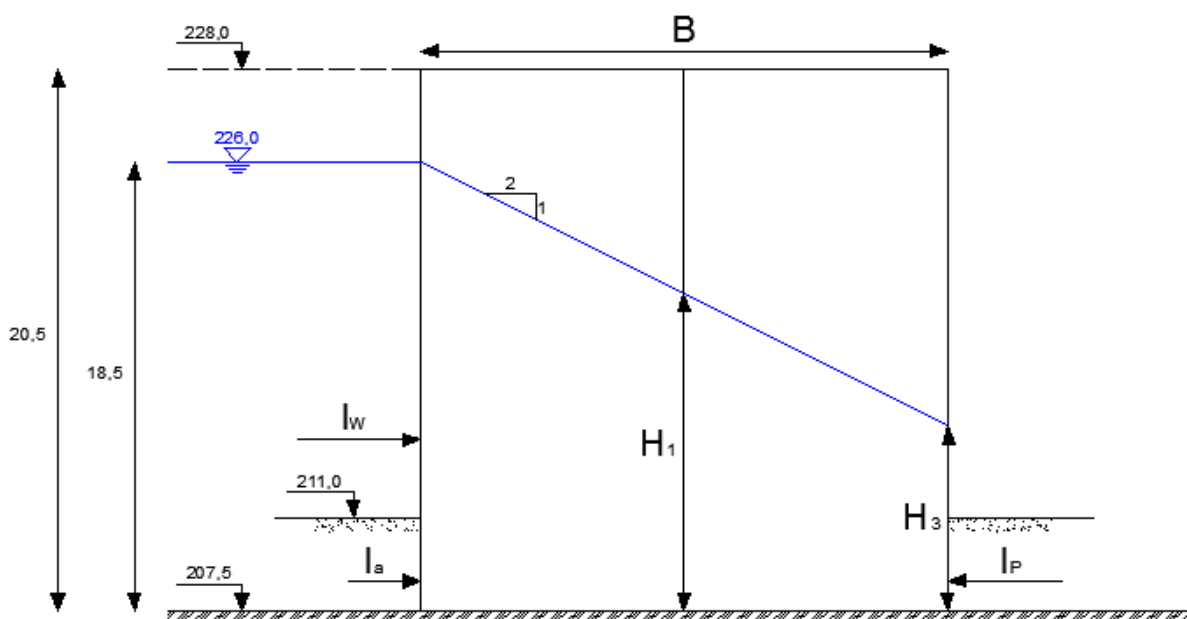


Fig. 4. 10 - Esquema estrutural para dimensionamento

Assim sendo, do lado da segurança, considerou-se o mesmo peso volúmico e o mesmo ângulo de atrito para o material de enchimento da ensecadeira e para o material compactado na plataforma de fundação:

- $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$;
- $\gamma' = 10,19 \text{ kN/m}^3$;
- $\phi = 30^\circ$; $\tan\phi = 0,58$.

Quanto aos coeficientes de atrito entre dois materiais, admitiu-se:

- Solo/rocha = 0,5;
- Solo/aço = 0,4 = $\tan\delta$; $\delta = 21,80^\circ$;
- Aço/aço = $f = 0,3$.

Como se pode observar na Fig. 4. 10, considerou-se o nível freático a uma cota de 226,0m, sendo que no interior das células se assumiu uma inclinação de 2:1, correspondendo, de acordo com o que foi dito capítulo 2, a uma mistura arenosa com alguma capacidade drenante.

Em relação às estacas prancha metálicas, o autor recorreu ao catálogo da “ArcelorMittal” [33], sendo que para um grau de aço S 355 GP ($f_y = 355 \text{ MPa}$), as resistências à tração são as seguintes:

Quadro 4. 2 - Valores de resistência à tração das estacas [33]

Secção	F_{\max} (kN/m)
AS 500-9.5	3000
AS 500-11.0	3500
AS 500-12.0	5000

4.4.2. DIMENSIONAMENTO: 1ª TENTATIVA

Para se proceder ao dimensionamento, o esquema estrutural adotado será o da Fig. 4. 10 e, como se pode observar, considerou-se o nível de água a uma cota de 226,0m, uns metros acima da cota estabelecida pelo reforço de potência. Adotou-se esta cota por motivos de segurança.

Em termos de dimensões das células, em situação de projeto, trabalha-se com a largura efetiva, sendo dada por:

$$B = 0,9 \times H = 0,9 \times 20,5 = 18,45 \text{ m}$$

De seguida, procede-se à determinação das pressões laterais. No que respeita ao impulso ativo, embora haja a possibilidade deste não ser mobilizado na totalidade devido à presença do murete de betão, será considerado que este atua como tal, ficando o dimensionamento pelo lado da segurança.

$$I_w = \frac{1}{2} \cdot 9,81 \cdot 18,5^2 = 1678,74 \text{ kN/m}$$

$$k_a = \frac{\cos(30)^2}{\cos(21,80) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30 + 21,80) \cdot \sin(30)}{\cos(21,80)}} \right]^2} = 0,297$$

$$I_a = \frac{1}{2} \cdot 0,297 \cdot 10,19 \cdot 3,5^2 = 18,54 \text{ kN/m}$$

$$I_w + I_a = 1678,74 + 18,54 = 1697,28 \text{ kN/m}$$

No caso do impulso passivo as coisas já não são consideradas da mesma forma, uma vez que se trata de uma força resistente e conta ainda com a presença do murete, sendo que a presença deste vai atuar como resistência, aumentando o valor do impulso passivo. Como tal adotou-se o Método de Coulomb para a determinação do impulso que se consegue mobilizar. Nesta situação, admitiu-se que o ângulo de atrito terras/ensecadeira é nulo ($\delta=0$), sendo a situação mais desfavorável. Atente-se nos seguintes cálculos para uma melhor perceção do que foi dito:

- 1) Se o terreno fosse infinito:

$$k_p = 3,0 \text{ (Para } \phi = 30^\circ; \delta = 0; \lambda = 0; \beta = 0; \text{ Pelas tabelas de Caquot – Kérisel)}$$

$$I_p = \frac{1}{2} \cdot 3,0 \cdot 10,19 \cdot 3,5^2 = 187,24 \text{ kN/m}$$

- 2) No caso do terreno ser finito:

Nesta situação assume-se que a situação limite irá ocorrer de acordo com a cunha representada na Fig. 4. 11.

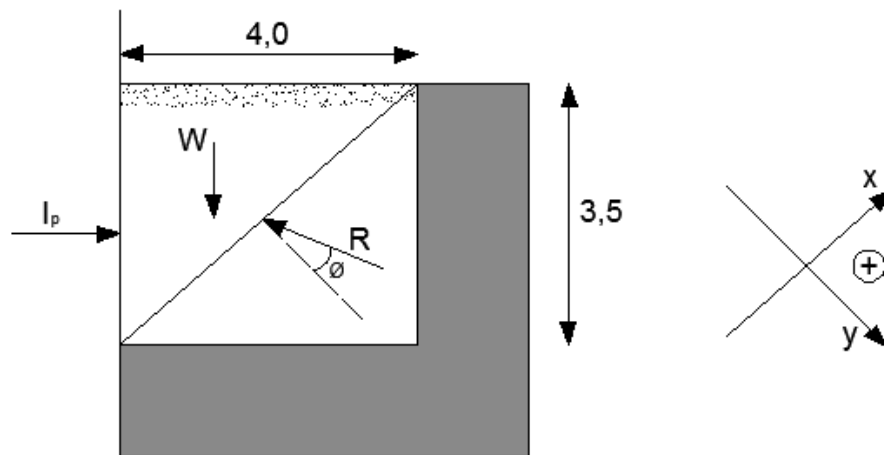


Fig. 4. 11 - Esquema elucidativo para a determinação do impulso passivo

Assim, determinar-se-á o peso do volume de solo envolvido (W) e, em seguida, com um sistema de duas equações a duas incógnitas, determina-se o valor do I_p que se consegue mobilizar:

$$W = \left(\frac{4,0 \cdot 3,5}{2} \right) \cdot 10,19 = 71,33 \text{ kN/m}$$

$$\sum F_x = 0 \leftrightarrow I_p \cdot \cos(41,19) - W \cdot \sin(41,19) - R \cdot \sin(30) = 0$$

$$\sum F_y = 0 \leftrightarrow I_p \cdot \sin(41,19) + W \cdot \cos(41,19) - R \cdot \cos(30) = 0$$

$$I_p = 209,411 \text{ kN/m} \gg 187,24 \text{ kN/m (Confirmado)}$$

$$R = 221,226 \text{ kN/m}$$

Neste momento, encontram-se determinados os valores dos impulsos devidos às pressões laterais, sendo agora necessário determinar o valor das alturas H_1 e H_3 que, através de cálculos auxiliares, chegou-se aos seguintes valores:

- $H_1 = 13,89 \text{ m}$;
- $H_3 = 9,28 \text{ m}$.

Por fim, determina-se o peso do material de enchimento, pois este será necessário para se proceder às verificações de segurança:

$$W = B \cdot \gamma \cdot (H - H_1) + B \cdot \gamma' \cdot H_1$$

$$W = 18,45 \cdot 20 \cdot 4,6125 + 18,45 \cdot 10,19 \cdot 13,89 = 4313,41 \text{ kN/m}$$

4.4.2.1. Verificação de segurança ao deslizamento pela base

$$F.S. = \frac{4313,41 \cdot 0,5 + 209,411}{1697,28} = 1,39 > 1,25 \rightarrow OK!$$

4.4.2.2. Verificação de segurança ao escorregamento entre as estacas e o material de enchimento

$$F.S. = \frac{(1697,28) \cdot 0,4 \cdot 18,45 + 3,5 \cdot 209,411/3}{1/3 \cdot (1678,74 \cdot 18,5 + 18,54 \cdot 3,5)} = 1,23 < 1,25 \rightarrow KO!$$

Nota: Apesar desta condição não se ter verificado, o autor continuará com as outras verificações como forma de exemplificar todo o processo, sendo que a próxima solução apenas será apresentada de uma forma resumida.

4.4.2.3. Verificação de segurança ao corte vertical

$$Q = \frac{3 \cdot (1/3) \cdot (1678,74 \cdot 18,5 + 18,54 \cdot 3,5 - 209,411 \cdot 3,5)}{2 \cdot 18,45} = 823,54 \text{ kN/m}$$

$$K = \frac{\cos^2(30)}{2 - \cos^2(30)} = 0,6$$

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 20 \cdot (20,5 - 13,89)^2 + 0,6 \cdot 20 \cdot (20,5 - 13,89) \cdot 13,89 + \frac{1}{2} \cdot 0,6 \cdot 10,19 \cdot 13,89^2$$

$$P_s = 1953,70 \text{ kN/m}$$

$$P_t = \frac{1}{2} \cdot 0,297 \cdot 20 \cdot (20,5 - 13,89)^2 + 0,297 \cdot 20 \cdot (20,5 - 13,89) \cdot 13,89$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot 0,297 \cdot 10,19 \cdot 13,89^2 + \frac{1}{2} \cdot 9,81 \cdot 9,275^2$$

$$- \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot 20,5\right) \cdot [9,81 \cdot 9,275 + 0,297 \cdot 20 \cdot 13,89 + 0,297 \cdot (20,5 - 13,89)]$$

$$P_t = 939,43 \text{ kN/m}$$

$$F.S. = \frac{1953,70 \cdot \tan(30) + 0,3 \cdot 939,43}{823,54} = 1,71 > 1,25 \rightarrow OK!$$

4.4.2.4. Verificação de segurança ao corte horizontal (Método de Cummings)

$$C = 18,45 \cdot \tan(30) = 10,6521 \text{ m}$$

$$a = 20,5 - 10,6521 = 9,8479 \text{ m}$$

Nota: No seguinte passo desta verificação adotar-se-á o peso volúmico submerso por se tornar mais conservativo.

$$M_r = \frac{10,19 \cdot 9,8479 \cdot 10,6521^2}{2} + \frac{10,19 \cdot 10,6521^3}{3} = 9798,65 \text{ kN.m/m}$$

$$M_i = 939,43 \cdot 0,3 \cdot 18,45 = 5199,75 \text{ kN.m/m}$$

$$F.S. = \frac{9798,65 + 5199,75 + 209,411 \cdot \frac{3,5}{3}}{\frac{1}{3} \cdot (1678,74 \cdot 18,5 + 18,54 \cdot 3,5)} = 1,47 > 1,25 \rightarrow OK!$$

4.4.2.5. Verificação dos esforços nas ligações entre as estacas prancha

Para se efetuar esta verificação surge a necessidade de se determinarem mais algumas medidas, nomeadamente o diâmetro das células e o respetivo raio. Admitindo as relações estabelecidas no capítulo 3 entre a largura efetiva (B) e o diâmetro, sabe-se que:

$$\alpha = 30^\circ \rightarrow B = 0,818D$$

$$D = \frac{18,45}{0,818} = 22,555 \text{ m} \rightarrow r = \frac{22,555}{2} = 11,28 \text{ m}$$

A determinação da distância L é efetuada através da seguinte relação:

$$2L = 2,25r \leftrightarrow L = 1,125 \cdot r = 1,125 \cdot 11,28 = 12,69 \text{ m}$$

Neste momento já estão determinados todos os valores necessários para se proceder à verificação das tensões, assim sendo:

$$\sigma_T = 0,297 \cdot 20 \cdot (20,5 - 13,89) + 0,297 \cdot 10,19 \cdot \left(13,89 - \frac{20,5}{4}\right) + 9,81 \cdot (9,28 - 25,4)$$

$$\sigma_T = 106,5 \text{ kPa}$$

Relativamente às estacas a utilizar, optou-se por uma espessura de alma de 9,5mm, à qual corresponde uma resistência à tração de 3000 kN/m.

$$t = \frac{106,5 \cdot 11,28}{1,0} = 1201,07 \text{ kN/m} < \frac{3000}{2,0} \rightarrow OK!$$

$$t_{max} = \frac{106,5 \cdot 12,69}{\cos(30)} = 1560,24 \text{ kN/m} > \frac{3000}{2,0} \rightarrow KO!$$

Nota: Apesar da verificação anterior não ser cumprida, ainda se considera um valor aceitável e, para se comprovar essa afirmação, determinar-se-á o fator de segurança associado:

$$F.S. = \frac{3000}{1560,24} = 1,92 \rightarrow OK!$$

4.4.2.6. Verificação da tensão na alma das estacas prancha

$$f_t = \frac{106,5 \cdot 11,28}{9,5} = 126,4 \text{ MPa} < 0,65 \cdot 355 \rightarrow OK!$$

4.4.2.7. Observações

Quadro 4. 3 - Quadro resumo dos fatores de segurança (1ª Tentativa)

Verificação	F.S.
Verificação de segurança ao deslizamento pela base	1,39
Verificação de segurança ao escorregamento entre as estacas e o material de enchimento	1,23
Verificação de segurança ao corte vertical	1,71
Verificação de segurança ao corte horizontal (Método de Cummings)	1,47
Verificação de segurança relativamente à tensão nas estacas prancha de junção	1,92

Como foi possível observar no decorrer das verificações de segurança e no quadro resumo, existiu uma verificação que não foi cumprida, como tal, existe a necessidade de procurar soluções para a resolução deste problema, como por exemplo alterar a geometria da estrutura, nomeadamente aumentar a sua largura efetiva e, como tal, o respetivo diâmetro.

4.4.3. DIMENSIONAMENTO: 2ª TENTATIVA

À semelhança do que foi mencionado no parágrafo anterior, esta segunda tentativa de dimensionamento será efetuada aumentando o valor da largura efetiva e , conseqüentemente, o seu diâmetro. Para não tornar a leitura do documento aborrecida, o autor não repetirá todo o processo de cálculos, apenas apresentará um resumo dos fatores de segurança obtidos de acordo com a nova geometria.

Desta feita, considerou-se que a largura efetiva corresponde a 92% da altura da ensecadeira, ou seja:

$$B = 0,92 \cdot 20,5 = 18,86 \text{ m}$$

No que respeita aos parâmetros dos solos, todas as considerações tomadas anteriormente serão mantidas, no entanto, devido à alteração da geometria, haverá uma alteração de determinados valores, sendo que estes passam a ser:

- $W = 4389,08 \text{ kN/m}$;
- $H_1 = 13,785 \text{ m}$;
- $H_3 = 9,07 \text{ m}$;
- $D = 23,06 \text{ m}$;
- $r = 11,53 \text{ m}$.

Estabelecidos os valores necessários para a execução das verificações de segurança, obtiveram-se os seguintes fatores de segurança:

Quadro 4. 4 - Quadro resumo dos fatores de segurança (2ª Tentativa)

Verificação	F.S.
Verificação de segurança ao deslizamento pela base	1,42
Verificação de segurança ao escorregamento entre as estacas e o material de enchimento	1,26
Verificação de segurança ao corte vertical	1,72
Verificação de segurança ao corte horizontal (Método de Cummings)	1,52
Verificação de segurança relativamente à tensão nas estacas prancha de junção	1,91

Relativamente ao estudo da tensão nas ligações, obtiveram-se os seguintes valores:

$$t = \frac{104,796 \cdot 11,53}{1,0} = 1208,11 \text{ kN/m} < \frac{3000}{2,0} \rightarrow OK!$$

$$\text{Tensão na alma: } f_t = \frac{104,796 \cdot 11,52}{9,5} = 127,1 \text{ MPa} < 0,65 \cdot 355 \rightarrow OK!$$

Como se pode concluir, após a execução de todas as verificações de segurança, a geometria adotada é uma boa solução para pôr em prática na execução desta ensecadeira. Como tal, será a solução escolhida para o caso de estudo.

Deve ser referido que não existem soluções ótimas, mas sim várias soluções que permitem cumprir as várias verificações de segurança. Outra solução possível seria, por exemplo, aumentar a altura das células.

Cumpridas todas as verificações de segurança e definida a geometria da ensecadeira, é necessário proceder ao estudo da quantidade de estacas prancha a utilizar na obra em questão. Para tal, recorreu-se ao catálogo da “ArcelorMittal” [33] onde se encontra um quadro que permite determinar a quantidade de estacas segundo determinada geometria, para um valor de $\theta = 35^\circ$. Para uma melhor interpretação do quadro que será apresentado posteriormente, atente-se na figura que se segue:

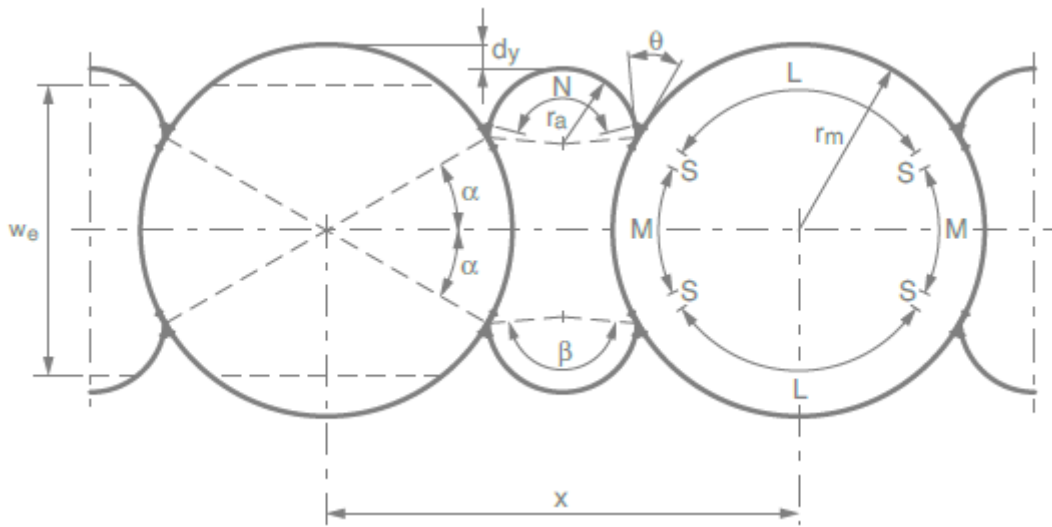


Fig. 4. 12 - Esquema de uma ensecadeira e respetiva distribuição das estacas em planta

Através da figura anterior e do excerto do quadro do catálogo “ArcelorMittal”, é possível determinar o número de estacas necessárias para uma célula e para os dois arcos de ligação:

No. de estacas pranchas por						Valores geométricos					Desvio de conector		Valores de projeto		
Célula		Arco			Sistema						Célula	Arco	2 Arcos		
Total u	L u	M u	S u	N u	u	$d = 2 \cdot r_m$	r_a	x	d_y	α	β	δ_m	δ_a	w_e	R_a
132	43	21	1	31	194	21,13	5,42	29,11	0,33	30,00	170,00	2,73	5,31	18,10	3,39
136	45	21	1	33	202	21,77	5,82	30,61	0,36	29,12	168,24	2,65	4,95	18,56	3,35
140	45	23	1	33	206	22,42	5,71	30,62	0,17	30,86	171,71	2,57	5,05	19,39	3,42
144	47	23	1	33	210	23,06	5,76	31,45	0,50	30,00	170,00	2,50	5,00	19,67	3,39
148	47	25	1	35	218	23,70	5,99	32,13	0,00	31,62	173,24	2,43	4,81	20,67	3,44

Fig. 4. 13 - Excerto de um quadro do catálogo "ArcelorMittal" [33]

Como se pode observar pelo excerto do quadro anterior, para um sistema (1 célula e 2 arcos) são necessárias 210 estacas prancha para a geometria adotada. No caso em estudo, serão necessárias três células e, conseqüentemente, quatro arcos de ligação, o que se traduzirá na necessidade de 564 estacas, das quais 8 correspondem a estacas de junção em “Y” com um ângulo θ de 35° .

Como se poderá observar na Fig. 4. 14, no presente caso de estudo, a ensecadeira não será disposta em linha reta, como tal, será necessário proceder a um ajuste na célula central. Neste caso, devido à rotação das células, existirá uma transferência de 16 estacas prancha da parte interior para a parte exterior da célula central, ou seja, em vez de se colocarem 47 estacas de ambos os lados, serão colocadas 31 estacas no lado interior e 63 estacas do lado exterior.

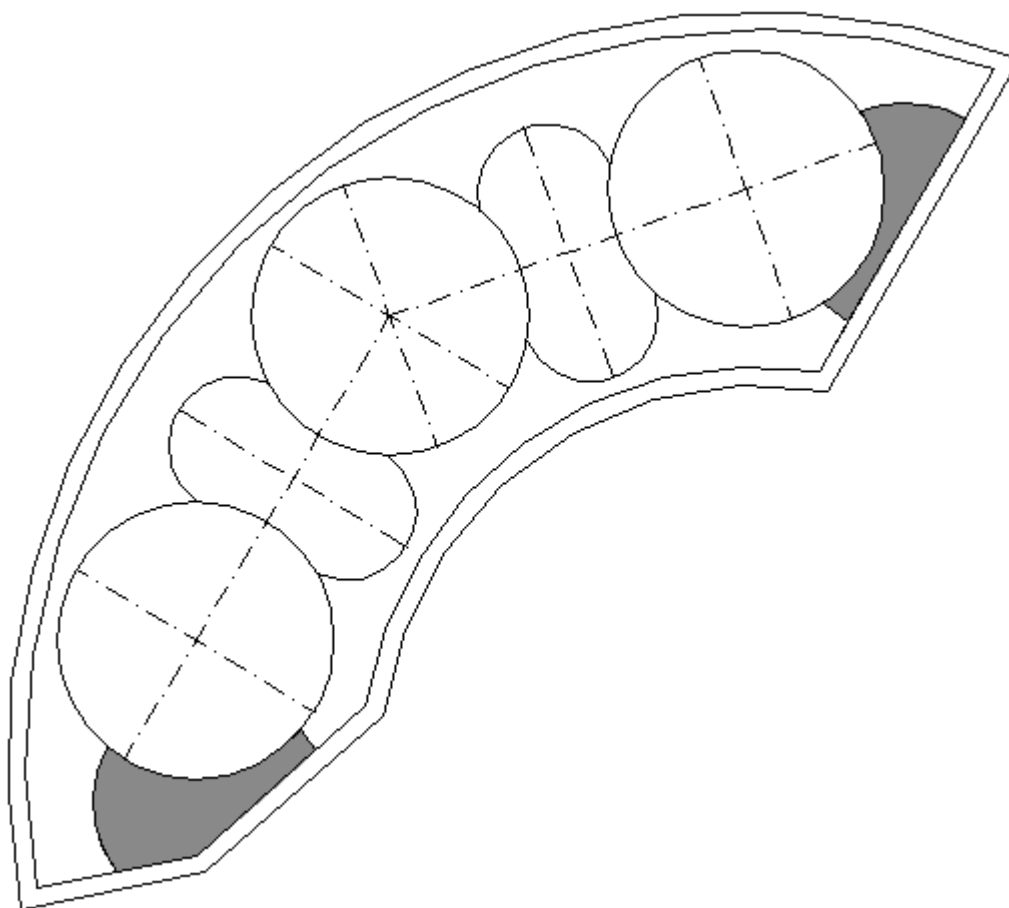


Fig. 4. 14 - Esquema em planta da disposição da ensecadeira de células sobre a plataforma

No que respeita à disposição das estacas prancha metálicas, na Fig. 4. 15 pode-se observar um pormenor construtivo simplificado das mesmas. Esse pormenor está apresentado de forma simplificada no que respeita às ligações entre estacas, ou seja, na zona de encaixe entre duas estacas, devido à falta de informação sobre as medidas dessa zona das estacas.

Ainda relativamente à Fig. 4. 14, existe um comentário importante a fazer, relacionado com as zonas sombreadas a cinzento. Essas zonas correspondem ao encontro/ligação entre a ensecadeira e o maciço, e serão executadas em betão, a partir de betonagens submersas. Quanto à forma que apresentam na figura, deve ser referido que é apenas esquemática.

Os encontros de betão deverão ser realizados desde a fundação rochosa até à altura da ensecadeira, sendo que a ligação entre o betão e a ensecadeira será conseguida embebendo uma determinada área de estacas prancha metálicas no betão [10].

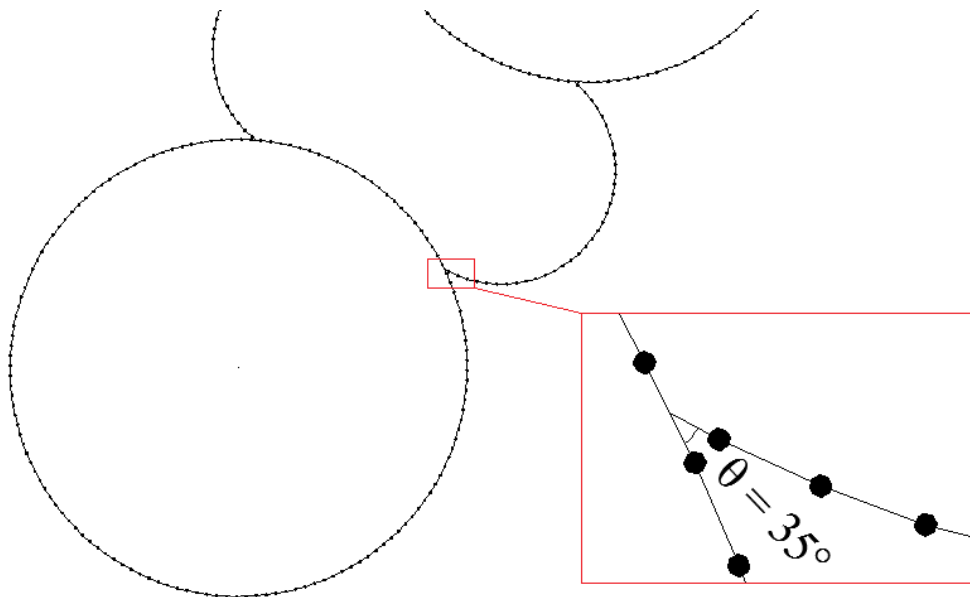


Fig. 4. 15 - Pormenor construtivo simplificado da disposição das estacas prancha metálicas

4.4.4. DIMENSIONAMENTO PARA UMA SITUAÇÃO EXTREMA

Como forma de segurança, considerou-se oportuno efetuar o dimensionamento para uma condição extrema, isto é, considerando o nível da água a atuar no topo das células, ou seja, à cota 228,0m. Nesta situação, tomando todas as considerações anteriores quanto aos parâmetros dos solos, os valores que sofrem alterações passam a ser:

- $W = 4773,45 \text{ kN/m}$;
- $H_1 = 15,785 \text{ m}$;
- $H_3 = 11,07 \text{ m}$.

Mantendo a geometria das células relativamente ao diâmetro e ao seu respetivo raio, obtiveram-se os seguintes fatores de segurança:

Quadro 4. 5 - Quadro resumo dos fatores de segurança para o caso extremo

Verificação	F.S.
Verificação de segurança ao deslizamento pela base	1,25
Verificação de segurança ao escorregamento entre as estacas e o material de enchimento	1,25
Verificação de segurança ao corte vertical	1,30
Verificação de segurança ao corte horizontal (Método de Cummings)	1,25
Verificação de segurança relativamente à tensão nas estacas prancha de junção	1,60

Relativamente ao estudo da tensão nas ligações, obtiveram-se os seguintes valores:

$$t = \frac{128,59 \cdot 11,53}{1,0} = 1367,11 \text{ kN/m} < \frac{3000}{2,0} \rightarrow OK!$$

$$\text{Tensão na alma: } f_t = \frac{128,59 \cdot 11,53}{9,5} = 143,9 \text{ MPa} < 0,65 \cdot 355 \rightarrow \text{OK!}$$

Como se pode observar pelos valores obtidos nos fatores de segurança, embora estes sejam relativamente baixos, encontram-se no limite para que as verificações sejam cumpridas. Como tal, considerando que a situação terá muito pouco probabilidade de ocorrência, considera-se que os valores obtidos são aceitáveis e corroboram os valores adotados para o dimensionamento anterior.

4.4.5. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA EXTRA: ESCORREGAMENTO DE TODO O CONJUNTO

À semelhança do que foi mencionado no ponto 4.4., devido às características especiais desta obra no que se refere à plataforma de fundação, será necessário executar uma verificação de segurança ao escorregamento de todo o conjunto, isto é, da plataforma mais a ensecadeira. Assim sendo, esta verificação consistirá em verificar a possibilidade de escorregamento pela parte inferior da plataforma de fundação, mais especificamente à cota 206,0m.

Para a sua execução tomaram-se algumas considerações por forma a simplificar todo o processo, nomeadamente:

- Relativamente ao peso volúmico do material de enchimento das células e da plataforma de fundação, optou-se por trabalhar com o peso volúmico submerso com o objetivo de eliminar a subpressão na base da plataforma;
- Optou-se também por não se considerar o impulso ativo e o impulso passivo, uma vez que o impulso ativo não seria mobilizado na sua totalidade pelo facto do terreno ser finito. Desprezou-se também o impulso passivo levando em consideração que este atuaria como força resistente e, decerto, seria superior ao impulso ativo.
- No que respeita ao ângulo de atrito na base, isto é, entre o betão e o maciço, adotou-se: $\tan \delta_b = 0,6$.

Assim sendo, é então possível proceder-se à execução da verificação:

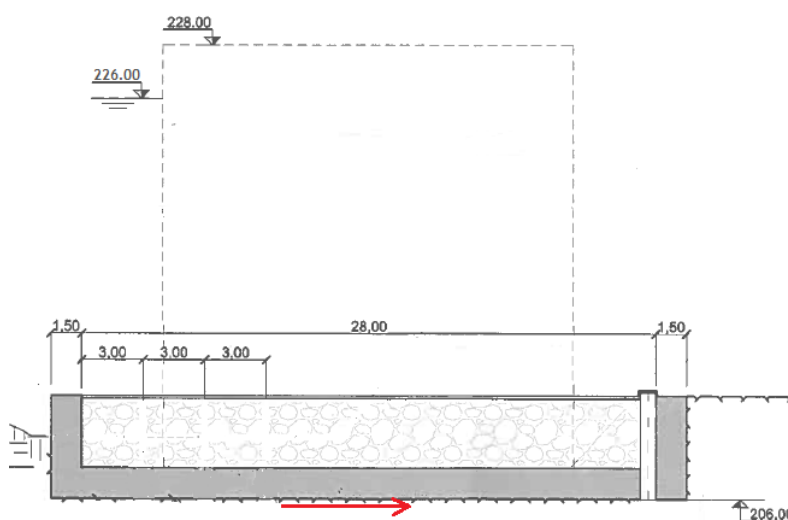


Fig. 4. 16 - Esquema para a percepção dos cálculos para a verificação de segurança [29]

$$W = (17 \cdot 19,5) \cdot 10,19 + (28 \cdot 3,5) \cdot 10,19 + (31 \cdot 1,50) \cdot 25 + (3,5 \cdot 1,5) \cdot 25 + (3,5 \cdot 1,5) \cdot 25$$

$$W = 5801,61 \text{ kN/m}$$

$$I_w = \frac{1}{2} \cdot 9,81 \cdot 20^2 = 1962 \text{ kN/m}$$

$$F.S. = \frac{F.resistente}{F.atuante} = \frac{W \cdot \tan \delta_b}{I_w} = \frac{5801,61 \cdot 0,6}{1962} = 1,77 \rightarrow OK!$$

O valor obtido no cálculo do coeficiente de segurança é considerado aceitável, pois não deverá ser esquecido o facto de se ter desprezado o impulso passivo do terreno, uma vez que este atuaria como força resistente.

Realizada esta verificação, sendo que todas as outras também foram cumpridas, pode-se dizer que o dimensionamento desta estrutura se encontra completo, sendo que os desenhos mais pormenorizados se encontrarão em anexo.

4.4.6. FASEAMENTO CONSTRUTIVO DA ENSECADEIRA

Apesar deste documento ser mais direcionado para a vertente de projeto e dimensionamento, nesta secção será apresentado, de uma forma resumida, o faseamento construtivo desta estrutura.

Inicialmente, para a execução de uma estrutura deste tipo nestas condições geológicas, surge a necessidade de que, previamente ao enchimento da albufeira de montante, seja criada uma plataforma que permita a cravação das estacas prancha, sendo que a mesma já foi devidamente apresentada no decorrer deste capítulo. Posteriormente, o processo de cravação das estacas será conseguido com recurso a estruturas flutuantes, nomeadamente plataformas e batelões. Para que as estacas prancha sejam cravadas corretamente, será necessário recorrer a uma cércea circular, também designada por template.

A execução de cada célula envolverá a ligação à célula adjacente, já terminada, e o seu respetivo enchimento. Finalizados estes trabalhos, proceder-se-á à realização dos encontros da ensecadeira com o maciço, a partir de betonagens submersas. Executados os encontros, haverá o início do processo de bombagem da área a ensecar, podendo o controlo de eventuais infiltrações na estrutura determinar ou não a necessidade de reforço nas injeções de impermeabilização.

Como forma de controlar o comportamento da estrutura, deverá ser criado um plano de instrumentação e observação para perceber se a mesma está a reagir de acordo com o esperado.

5

BARRAGEM DA CANIÇADA

5.1. DESCRIÇÃO GERAL

Este capítulo será dedicado ao segundo caso de estudo, correspondendo ao estudo da viabilidade da aplicação de uma dada solução construtiva para se conseguir proceder à instalação de um novo descarregador de cheias na Barragem da Caniçada. A solução construtiva será composta por uma ensecadeira de células circulares, à semelhança do tema abordado neste documento, fundada num maciço terroso.

A barragem da Caniçada, alimentada pelo curso de água do rio Cávado, localiza-se no distrito de Braga, mais especificamente nos concelhos de Terras de Bouro e de Vieira do Minho, e entrou em funcionamento em 1955. Trata-se de uma barragem em arco abóbada com 76 m de altura e 196 m de desenvolvimento, possuindo uma central elétrica com uma potência instalada de 60 MW [34].



Fig. 5. 1 - Vista geral da barragem da Caniçada [34]

Os órgãos de segurança da barragem são constituídos por um descarregador de cheias e uma descarga de fundo (ver Fig. 5. 2). A capacidade máxima de vazão do descarregador de cheias é de $1700 \text{ m}^3/\text{s}$ sob o nível de máxima cheia (NMC = 153,00). Relativamente à descarga de fundo, o caudal máximo descarregado é de $140 \text{ m}^3/\text{s}$ [35].



Fig. 5. 2 - Pormenor dos descarregadores atualmente instalados [36]

De acordo com o Regulamento de Segurança de Barragens (RSB), a EDP Produção elaborou estudos com o objetivo de verificar o cumprimento dos critérios de projeto dos órgãos de segurança da barragem. Efetuados os estudos, concluiu-se que a capacidade de descarga do descarregador de cheias existente não era suficiente para garantir a não excedência do NMC, e ainda que, devido às suas características, o descarregador de fundo instalado não cumpria corretamente a sua função. Como tal, foi decidida a construção de um novo de descarregador de cheias, designado como descarregador de cheias complementar.

Relativamente ao novo descarregador, este será constituído por uma solução em túnel escavado na encosta da margem esquerda (Fig. 5. 3), com capacidade máxima de vazão de $2062 \text{ m}^3/\text{s}$.



Fig. 5. 3 - Planta geral do descarregador complementar [35]



Fig. 5. 4 - Modelo reduzido do novo descarregador - LNEC

As obras necessárias para a instalação do descarregador compreendem [35]:

- Uma soleira equipada com duas comportas de superfície, implantada na margem esquerda, a montante da zona de encontro da barragem;
- Um túnel de geometria variável, também na margem esquerda, com cerca de 200 m de extensão;
- Uma estrutura terminal em trampolim.

5.2. INTRODUÇÃO AO PROBLEMA

Para que a instalação do novo descarregador de cheias seja efetuada corretamente, recorrer-se-á a uma ensecadeira de células de estacas prancha para manter a zona de construção em seco.

Nas Fig. 5. 5 e Fig. 5. 6 pode-se observar um esquema geral da ensecadeira e um corte representativo da estrutura e do terreno.

Como se pode observar nas figuras referidas anteriormente, a geometria da ensecadeira já se encontra definida, ou seja, de seguida, será efetuado um estudo relativamente às verificações de segurança a realizar em maciços terrosos, um estudo de percolação através de programa SEEP/W e um estudo de deslizamento global da estrutura através do programa SLOPE/W, sendo que ambos os programas são baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF).

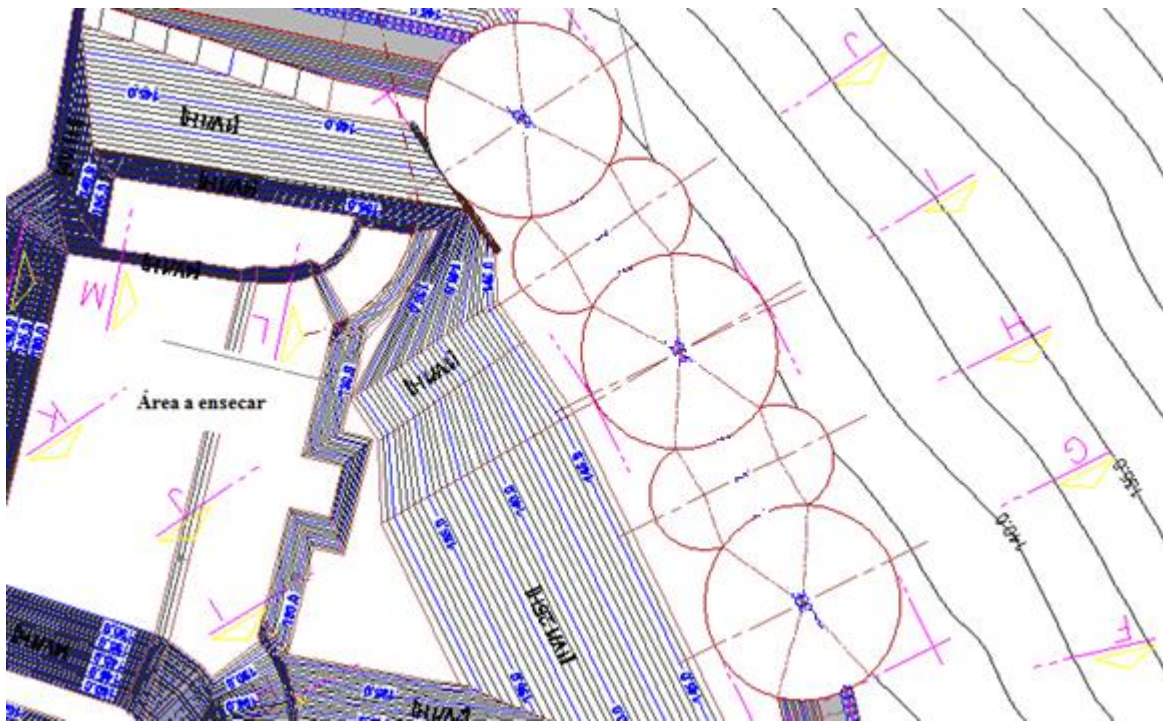


Fig. 5. 5 - Esquema geral da ensecadeira e da respetiva área a ensecar [35]

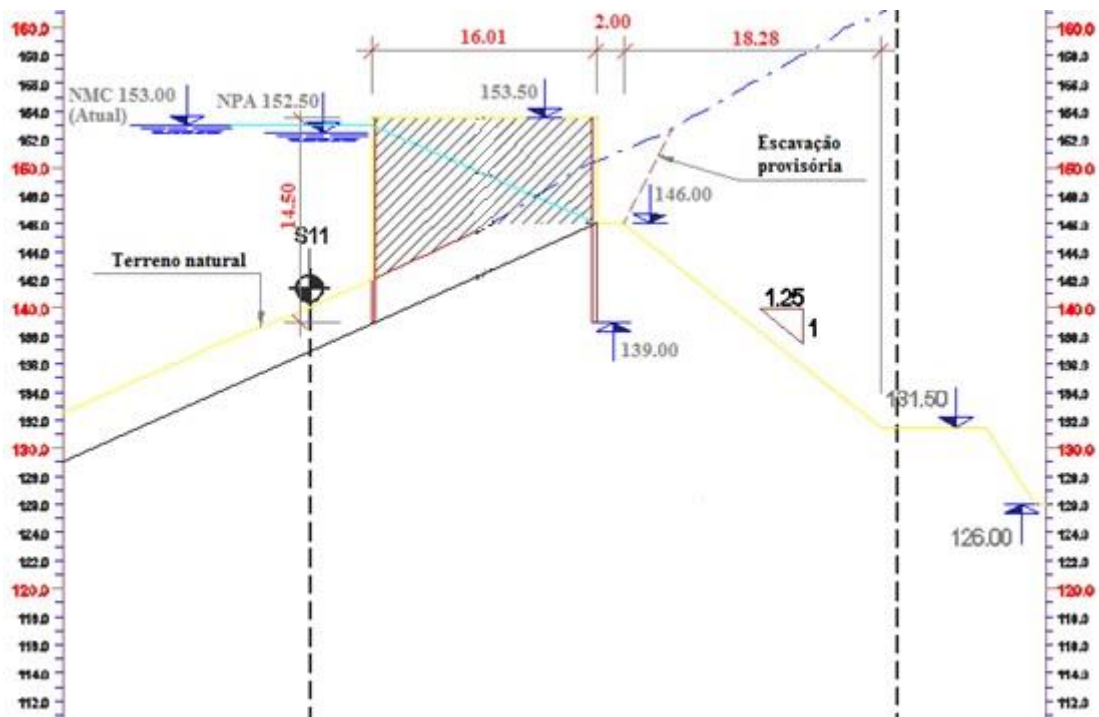


Fig. 5. 6 - Corte (I-I) representativo da estrutura [35]

5.3. VERIFICAÇÕES DE CÁLCULO ANALÍTICAS

Perante uma ensecadeira de células de estacas prancha fundada num maciço terroso, existe um determinado número de verificações de segurança a cumprir, sendo que as mesmas se encontram definidas no capítulo 3 deste documento.

Para a execução destas verificações de segurança, é necessário possuir não só a informação relativa à geometria da ensecadeira, como também a informação relativa às características do solo de fundação, do material de enchimento das células e da respetiva linha de saturação. Na possibilidade da falta de alguns valores necessários, estes serão adotados sempre com base na garantia de maior segurança.

5.3.1. CONSIDERAÇÕES TOMADAS

De acordo com os dados fornecidos, inicialmente procedeu-se à interpretação do esquema estrutural a adotar para serem efetuadas as verificações de segurança, sendo que o mesmo se encontra na Fig. 5. 7.

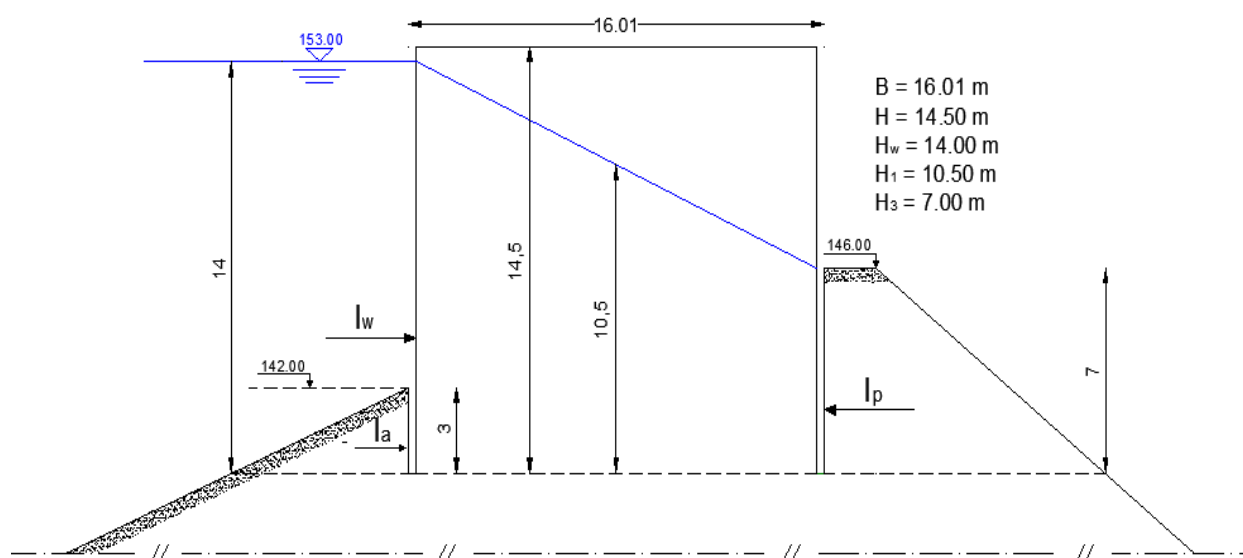


Fig. 5. 7 - Esquema de cálculo adotado para as verificações de segurança

Devem ser tecidos alguns comentários acerca da figura anterior:

- Como é possível observar, devido à geometria do terreno, não se irá mobilizar a totalidade do impulso ativo, contudo, considerando esse mesmo valor, atuar-se-á pelo lado da segurança;
- Relativamente ao impulso passivo que será mobilizado pela berma, este será determinado através da construção de Culmann, e desprezar-se-á o ângulo de atrito entre as estacas e o solo, atuando pelo lado da segurança, uma vez que este provocaria um aumento do valor do respetivo impulso;
- No que respeita à linha de saturação, admitiu-se um declive que faça com que a mesma atinja a zona interior da célula à cota da berma, de acordo com o mencionado na bibliografia [10].

Em relação ao material de enchimento e ao material de fundação, de uma forma simplificada, assumiu-se que estes possuem as mesmas características, nomeadamente:

Quadro 5. 1 - Características dos solos de fundação e enchimento

Propriedade	Valor
γ (kN/m ³)	20,00
γ_w (kN/m ³)	9,81
γ' (kN/m ³)	10,19
ϕ' (°)	33
c' (kPa)	10

Quanto aos coeficientes de atrito entre dois materiais, adotou-se:

Quadro 5. 2 - Coeficientes de atrito

Materiais	Valor
Solo/aço (tan δ)	0,4 ($\delta = 21,80^\circ$)
Aço/aço (f)	0,3

À semelhança do que se adotou no caso de estudo anterior relativamente às estacas prancha metálicas, recorreu-se ao catálogo da “ArcelorMittal” [33], sendo que para um grau de aço S355GP ($f_y = 355$ MPa), as resistências à tração são as seguintes:

Quadro 5. 3 - Valores de resistência à tração das estacas [33]

Secção	F_{max} (kN/m)
AS 500-9.5	3000
AS 500-11.0	3500
AS 500-12.0	5000

5.3.2. DETERMINAÇÃO DOS IMPULSOS

$$I_w = \frac{1}{2} \cdot 9,81 \cdot 14^2 = 961.38 \text{ kN/m}$$

$$k_a = \frac{\cos(33)^2}{\cos(21,80) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(33 + 21,80) \cdot \sin(33)}{\cos(21,80)}} \right]^2} = 0,265$$

$$I_a = \frac{1}{2} \cdot 0,265 \cdot 10,19 \cdot 3^2 = 12,15 \text{ kN/m}$$

$$I_w + I_a = 961,38 + 12,15 = 973,53 \text{ kN/m}$$

Para a determinação do impulso passivo que se consegue mobilizar pela berma, de acordo com o que foi mencionado anteriormente, recorreu-se à construção de Culmann, ilustrada na Fig. 5. 8:

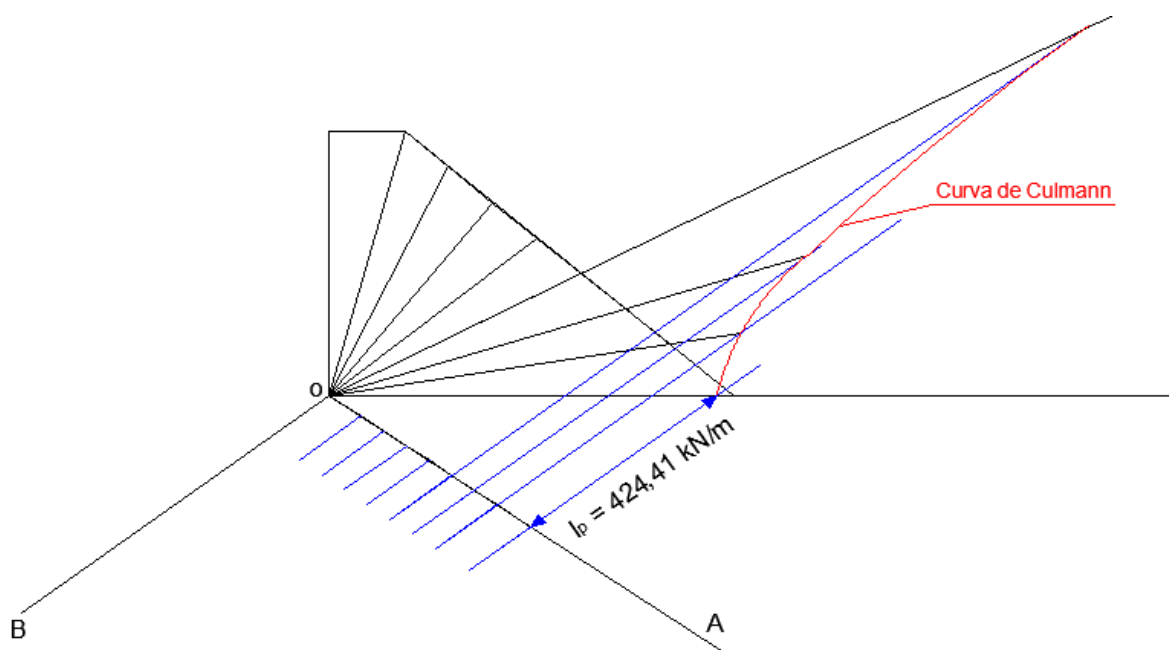


Fig. 5. 8 – Ilustração da determinação do impulso passivo através da construção de Culmann

De acordo com a figura anterior, isto é, a ilustração da construção de Cullman, obteve-se um valor do impulso passivo de 424,41 kN/m.

5.3.3. VERIFICAÇÃO À ROTURA POR PENETRAÇÃO DAS ESTACAS DO LADO INTERIOR DAS CÉLULAS

Atente-se na Fig. 5. 9 para a execução desta verificação de cálculo onde estão representadas as considerações assumidas. Relativamente à linha de terra no extradorso, considerou-se que esta se encontra à cota 142,00 m, ou seja, à cota do ponto mais alto do terreno do respetivo lado (ver Fig. 5. 7). Quanto à posição do nível freático, por questões de simplificação do cálculo, admitiu-se que esta se encontra constante, à cota da berma (146,00 m).

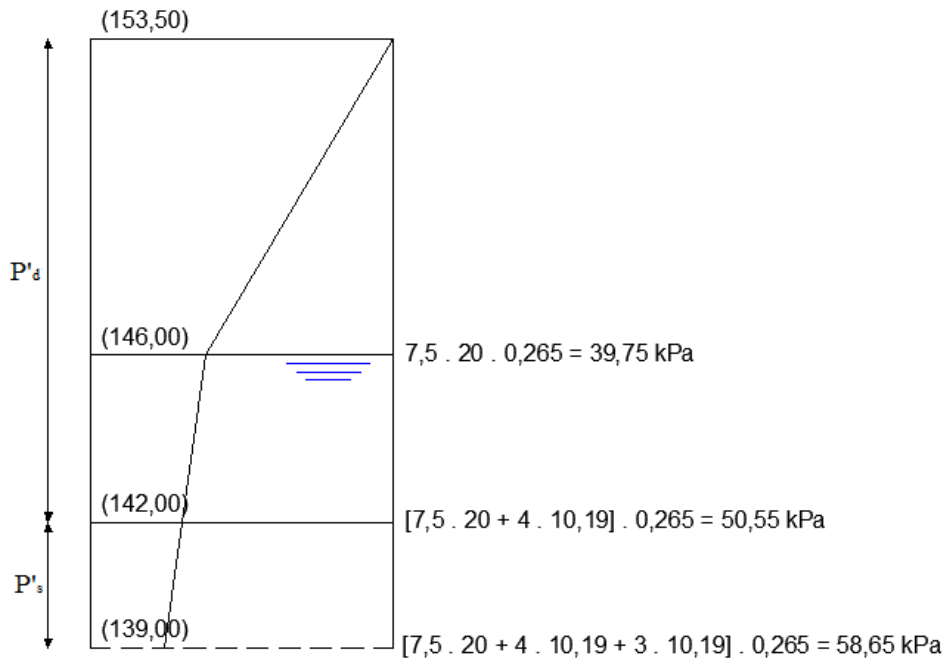


Fig. 5. 9 - Esquema ilustrativo para a determinação de P'_d e P'_s

$$P'_d = \frac{1}{2} \cdot 7,5 \cdot 39,75 + \frac{1}{2} \cdot 4 \cdot (39,75 + 50,55) = 329,66 \text{ kN/m}$$

$$P'_s = \frac{1}{2} \cdot 3 \cdot (50,55 + 58,65) = 163,80 \text{ kN/m}$$

$$F.S. = \frac{(424,41 + 163,80) \cdot 0,4}{329,66 \cdot 0,4} = 1,78 > 1,25 \rightarrow OK!$$

5.3.4. VERIFICAÇÃO AO CORTE VERTICAL

$$k = \frac{\cos^2(33)}{2 - \cos^2(33)} = 0,542$$

$$M = \frac{1}{3} \cdot (961,38 \cdot 14 + 12,15 \cdot 3 + 424,41 \cdot 7) = 3508,30 \text{ kN.m/m}$$

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot 0,542 \cdot 20 \cdot (14,5 - 10,5)^2 + 0,542 \cdot 20 \cdot (14,5 - 10,5) \cdot 10,5 + \frac{1}{2} \cdot 0,542 \cdot 10,19 \cdot 10,5^2$$

$$P_s = 846,45 \text{ kN/m}$$

$$P_T = \frac{1}{2} \cdot 0,265 \cdot 20 \cdot (14,5 - 10,5)^2 + 0,265 \cdot 20 \cdot (14,5 - 10,5) \cdot 10,5 + \frac{1}{2} \cdot 0,265 \cdot 10,19 \cdot 10,5^2$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot 9,81 \cdot 7^2 - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1}{4} \cdot 14,5\right) \cdot [9,81 \cdot 7 + 0,265 \cdot 20 \cdot 10,5 + 0,265 \cdot (14,5 - 10,5)]$$

$$P_T = 426,95 \text{ kN/m}$$

$$F.S. = \frac{(846,45 \cdot \tan(33) + 0,3 \cdot 426,95) \cdot 2 \cdot 16,01}{3 \cdot 3508,3} = 2,06 > 1,25 \rightarrow OK!$$

5.3.5. VERIFICAÇÃO AO CORTE HORIZONTAL (MÉTODO DE CUMMINGS)

$$C = 16,01 \cdot \tan(33) = 10,397 \text{ m}$$

$$a = 14,5 - 10,397 = 4,10 \text{ m}$$

$$M_r = \frac{10,19 \cdot 4,10 \cdot 10,397^2}{2} + \frac{10,19 \cdot 10,397^3}{3} = 6075,59 \text{ kN.m/m}$$

$$M_i = 426,95 \cdot 0,3 \cdot 16,01 = 2050,64 \text{ kN.m/m}$$

$$F.S. = \frac{6075,59 + 2050,64 + 424,41 \cdot 7/3}{\frac{1}{3} \cdot (961,38 \cdot 14 + 12,15 \cdot 3)} = 2,03 > 1,25 \rightarrow OK!$$

5.3.6. VERIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS (DE TRAÇÃO) NAS ESTACAS

Na execução desta verificação de segurança considerar-se-á a utilização de estacas do tipo AS 500-9,5, isto é, estacas com uma espessura de alma de 9,5 mm.

$$\sigma_T = 0,265 \cdot 20 \cdot (14,5 - 10,5) + 0,265 \cdot 10,19 \cdot \left(14,5 - \frac{14,5}{4}\right) + 9,81 \cdot \left(7 - \frac{14,5}{4}\right) = 83,68 \text{ kPa}$$

Para a determinação dos esforços é necessário calcular o raio das células (r) e a distância L:

$$\text{Para } \alpha = 30^\circ \rightarrow B = 0,818 \cdot D \rightarrow D = 19,57 \text{ m} \rightarrow r = 9,785 \text{ m}$$

$$L = 1,125 \cdot r = 1,125 \cdot 9,785 = 11,0 \text{ m}$$

Assim:

$$t = 83,68 \cdot 9,785 = 818,8 \text{ kN/m} < 3000/2,0 \rightarrow OK!$$

$$t_{max} = \frac{83,68 \cdot 11}{\cos(30)} = 1062,88 \text{ kN/m} < 3000/2,0 \rightarrow OK!$$

Relativamente à verificação da tensão na alma:

$$f_t = \frac{83,68 \cdot 9,785}{9,5} = 86,19 \text{ MPa} < 0,65 \cdot 355 \rightarrow OK!$$

5.3.7. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO

No que respeita à verificação da capacidade de carga da fundação serão estudados dois cenários. O primeiro corresponderá à situação em que a estrutura já se encontra construída mas ainda não foi retirado o terreno do intradorso, ou seja, considerou-se que ainda não existe momento fletor. No segundo cenário o terreno do intradorso já se encontra escavado e, como tal, devido às cargas provenientes do extradorso, considera-se a existência de um momento fletor.

Deve ser aqui notado que, em ambos os cenários de cálculo, para a resistência última da fundação será desprezada a parcela relativa à sobrecarga lateral, uma vez que, quer no extradorso quer no intradorso, o volume de solo envolvido é limitado. A assunção referida foi levada em consideração pelo facto de reduzir a capacidade resistente, ou seja, está do lado da segurança.

5.3.7.1. Primeiro cenário em estudo

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot g_c \cdot f_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot g_\gamma \cdot f_\gamma$$

Determinação dos coeficientes de capacidade resistente ao carregamento:

$$\text{Para } \theta' = 33^\circ: N_c = 38,64; N_q = 26,09; N_\gamma = 24,19.$$

Determinação dos coeficientes corretivos:

$$g_c = 0,496 - \frac{1 - 0,496}{38,64 \cdot \tan(33)} = 0,476$$

$$g_\gamma = [1 - \tan(16,46)]^2 = 0,496$$

Nota: $\beta = 16,46^\circ$ corresponde ao ângulo definido pela superfície do terreno natural.

Para $B = 16,06$ m e $H = 15$ m:

$$\frac{B}{H} = \frac{16,01}{15} = 1,07 \cong 1,0 \rightarrow f_c = 1,25 ; f_\gamma = 1,0$$

Assim:

$$q_{ult} = 10 \cdot 38,64 \cdot 0,476 \cdot 1,25 + \frac{1}{2} \cdot 10,19 \cdot 16,01 \cdot 24,19 \cdot 0,496 \cdot 1 = 1208,62 \text{ kPa}$$

$$Q_{ult} = 1208,62 \cdot 16,01 = 19350 \text{ kN/m}$$

Determinação da carga atuante:

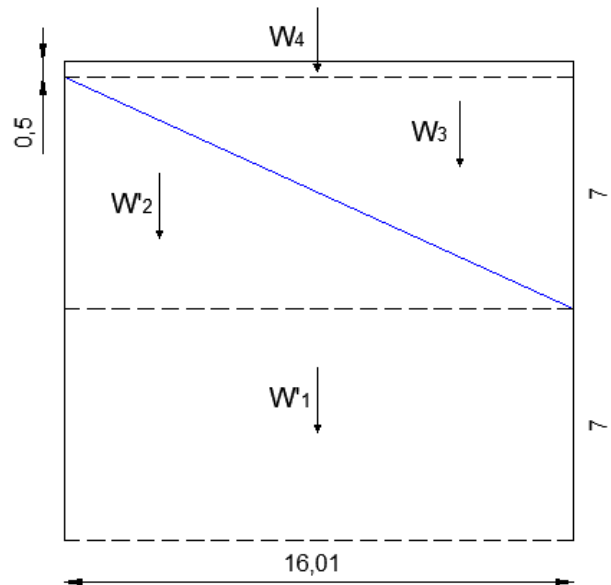


Fig. 5. 10 - Esquema para a determinação da carga atuante

$$W'_1 = 16,01 \cdot 7 \cdot 10,19 = 1141,99 \text{ kN/m}$$

$$W'_2 = \left(\frac{16,01 \cdot 7}{2} \right) \cdot 10,19 = 570,99 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = \left(\frac{16,01 \cdot 7}{2} \right) \cdot 20 = 1120 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = 0,50 \cdot 16,01 \cdot 20 = 160,10 \text{ kN/m}$$

$$Q_{atuante} = V = W'_1 + W'_2 + W_3 + W_4 = 2993,08 \text{ kN/m}$$

$$F.S. = \frac{19350}{2993,08} = 6,46 \gg 3,0 \rightarrow OK!$$

5.3.7.2. Segundo cenário em estudo

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot f_c + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot f_\gamma$$

Na determinação do momento fletor desprezar-se-á o impulso ativo (força desestabilizadora), uma vez que existe um impulso passivo de valor superior, eliminando o seu efeito desfavorável. Como tal, o momento desestabilizador será calculado tendo em conta o peso próprio e o impulso da água.

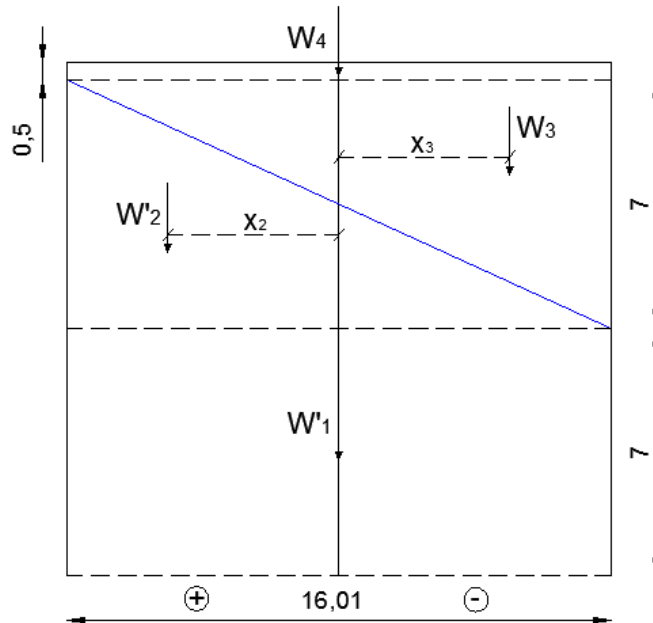


Fig. 5. 11 - Esquema para a determinação da resultante das cargas verticais

$$W \cdot x = W'_1 \cdot x_1 + W'_2 \cdot x_2 + W_3 \cdot x_3 + W_4 \cdot x_4$$

$$2993,08 \cdot x = 0 + 570,99 \cdot 2,67 + 1120 \cdot (-2,67) + 0$$

$$x = e = -0,49 \text{ m}$$

Assim:

$$M = 961,38 \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot 14\right) + 2993,08 \cdot 0,49 = 5953,05 \text{ kN.m/m}$$

Cálculo da largura efetiva devido à presença do momento fletor:

$$B' = B - 2 \cdot e = B - 2 \cdot \left(\frac{M}{V}\right) = 16,01 - 2 \cdot \left(\frac{5953,05}{2993,08}\right) = 12,03 \text{ m}$$

Quanto aos fatores corretivos, todos eles mantêm-se, no entanto acrescenta-se o fator corretivo devido à inclinação da carga:

$$i_c = 0,678 - \frac{1 - 0,678}{38,64 \cdot \tan(33)} = 0,665$$

$$i_q = \left(1 - \frac{961,38}{2993,08 + 12,03 \cdot 1 \cdot 10 \cdot \cot(33)}\right)^{1,08} = 0,678$$

$$m = m_B = \frac{2 + (12,03/1,0)}{1 + (12,03/1,0)} = 1,08$$

$$i_q = \left(1 - \frac{961,38}{2993,08 + 12,03 \cdot 1 \cdot 10 \cdot \cot(33)}\right)^{1,08+1} = 0,473$$

Então:

$$q_{ult} = 10 \cdot 38,64 \cdot 0,665 \cdot 0,476 \cdot 1,25 + \frac{1}{2} \cdot 10,19 \cdot 12,03 \cdot 24,19 \cdot 0,473 \cdot 0,496 \cdot 1,0 = 500,74 \text{ kPa}$$

$$Q_{ult} = 500,74 \cdot 12,03 = 6023,85 \text{ kN/m}$$

$$F.S. = \frac{6023,85}{2993,08} = 2,01 \ll 3,0 \rightarrow KO!$$

Como se pode observar pelo valor do coeficiente de segurança, esta solução estrutural carece de capacidade resistente da fundação. Este valor encontra-se abaixo do recomendado, como tal, será um problema a resolver caso se adote por este tipo de solução. Uma das possíveis soluções para melhorar este aspeto seria adotar uma maior profundidade de penetração das estacas e, simultaneamente, aumentar o diâmetro da estrutura.

5.3.8. VERIFICAÇÃO DO ASSENTAMENTO DAS CÉLULAS

Esta verificação consiste apenas numa estimativa do assentamento aparente da célula, ou seja, trata-se de uma análise de aproximação. Os cálculos efetuados neste processo, à semelhança dos valores dos incrementos de diâmetro, são meramente exemplificativos, sendo que relativamente aos aumentos de diâmetro, os valores adotados correspondem a uma adaptação dos valores encontrados na referência bibliográfica onde se encontra o método [4]. Observe-se a Fig. 5. 12 como base dos cálculos que se seguem.

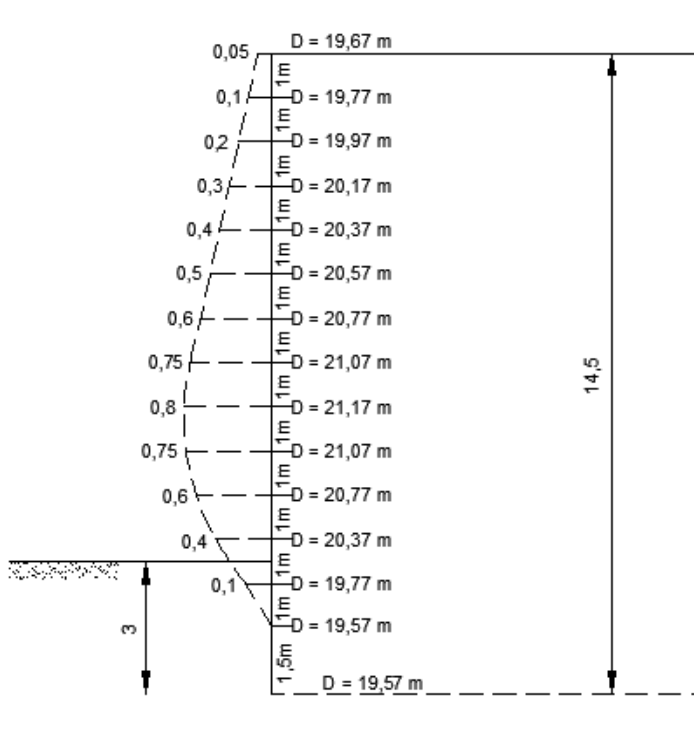


Fig. 5. 12 - Ilustração adotada para a estimativa do assentamento aparente

$$D_{av} = (19,67 + 19,77 \cdot 2 + 19,97 + 20,17 + 20,37 \cdot 2 + 20,57 + 20,77 \cdot 2 + 21,07 \cdot 2 + 21,17 + 19,57 \cdot 2) / 15 = 20,31 \text{ m}$$

$$V_i = \frac{\pi}{4} \cdot 19,57^2 \cdot 14,5 = 4361,54 \text{ m}^3$$

$$V_f = V_i = 4361,54 = \frac{\pi}{4} \cdot 20,31^2 \cdot H_f \leftrightarrow H_f = 13,46 \text{ m}$$

Assentamento aparente: $\Delta H = 14,5 - 13,46 = 1,04 \text{ m}$

Como já foi mencionado no capítulo 3, apesar deste valor ser elevado, o assentamento não ocorrerá de uma só vez, sendo que parte dele ocorre aquando do enchimento da célula.

5.3.9. VERIFICAÇÃO AO ARRANCAMENTO DAS ESTACAS DO LADO EXTERIOR DAS CÉLULAS

$$Q_{uo} = (12,15 + 846,45) \cdot 0,4 = 343,44 \text{ kN/m}$$

$$Q_{uc} = 2 \cdot 846,45 \cdot 0,4 = 677,16 \text{ kN/m}$$

$$F.S. = \frac{16,01 \cdot (343,44 \cdot 11 + 0,5 \cdot 677,16 \cdot 16,01)}{11 \cdot \left[\frac{961,38 \cdot 14}{3} + \frac{12,15 \cdot 3}{3} - \frac{424,41 \cdot 7}{3} \right]} = 3,82 \gg 1,25 \rightarrow OK!$$

5.3.10. OBSERVAÇÕES

Nesta fase do documento encontram-se executadas as verificações de segurança analíticas, concluindo-se que muito possivelmente o maciço apresentará falta de capacidade de carga aquando da existência de momento fletor, isto é, a partir do momento em que se escave o terreno do intradorso.

De seguida será apresentado o estudo de percolação e o estudo de estabilidade global relativamente ao deslizamento da estrutura.

5.4. ESTUDO DE PERCOLAÇÃO

Como já foi mencionado, o estudo de percolação será efetuado através do programa comercial SEEP/W (GEO-SLOPE International), que tem por base o Método dos Elementos Finitos. Este programa permite perceber qual o comportamento e a influência da água no interior do maciço de fundação e, neste caso, dentro da própria estrutura, qual a forma da rede de escoamento, qual o valor do caudal numa determinada secção, valores dos gradientes hidráulicos, entre outros, ou seja, trata-se de um programa que analisa problemas de percolação em solos. Para tal, é necessário que se executem algumas tarefas, como por exemplo, a definição da geometria do terreno e dos materiais.

Este software permite que se façam diferentes tipos de análise, desde análises simples associadas a um regime estacionário a situações mais complexas relacionadas com regimes transitórios.

No presente caso será efetuado um estudo em regime estacionário, correspondendo ao cenário mais adequado às características do comportamento solo/estrutura.

5.4.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA E ATRIBUIÇÃO DOS MATERIAIS: PERFIL TIPO

Para esta análise adotou-se uma determinada secção da estrutura, nomeadamente o corte I-I, que permitiu, desde logo, definir a geometria do terreno e da estrutura:

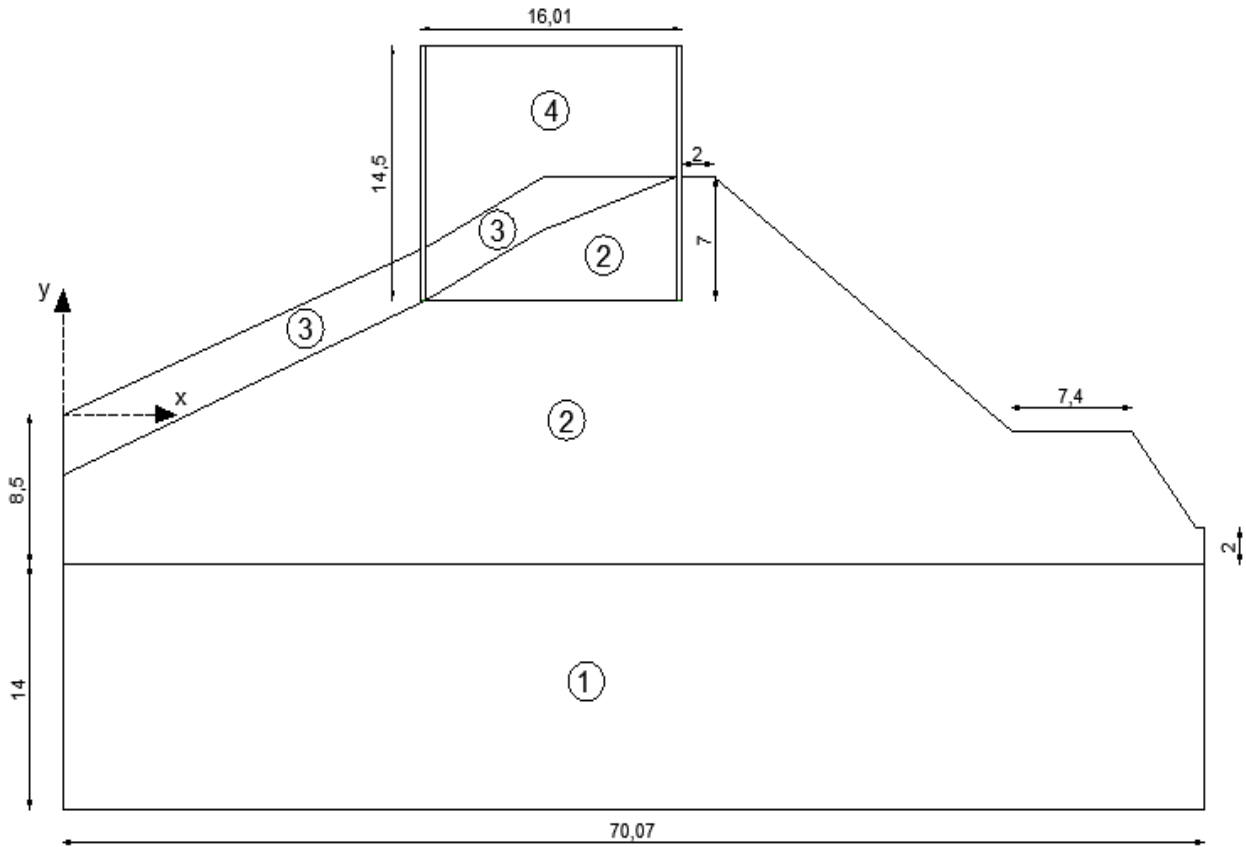


Fig. 5. 13 – Perfil tipo adotado para o estudo de percolação

Como se pode observar na figura anterior, definiram-se quatro tipos de solos, sendo que as estacas prancha metálicas correspondem ao quinto material, embora não esteja numerado. Os materiais apresentam a seguinte correspondência:

Quadro 5. 4 - Designação dos materiais

	Material
1	Bedrock
2	Solo residual
3	Aterro
4	Material de enchimento

5.4.2. PERMEABILIDADE DOS MATERIAIS

O fator preponderante nesta análise corresponde ao coeficiente de permeabilidade, uma vez que este tem uma enorme influência ao nível da linha de saturação. A definição deste parâmetro foi efetuada com base em resultados de ensaios de campo, contudo, devido à inconsistência dos valores obtidos em profundidade, utilizou-se um valor médio. Como tal, os materiais e os respetivos coeficientes de permeabilidade estão definidos no quadro que se segue:

Quadro 5. 5 - Permeabilidade dos materiais adotados

Material	K (m/s)
Bedrock	2×10^{-10}
Solo residual	$2,2 \times 10^{-4}$
Aterro	$2,2 \times 10^{-4}$
Material de enchimento	$2,2 \times 10^{-4}$
Estacas prancha	$2,2 \times 10^{-6}$

Relativamente ao bedrock, utilizou-se um valor muito reduzido com o objetivo de simular uma fundação impermeável. Quanto ao solo residual, ao aterro, e ao material de enchimento, por simplificação, adotou-se o mesmo valor. Já nas estacas prancha, com o objetivo de garantir uma maior impermeabilidade relativamente aos solos, utilizou-se um valor na proporção de 1/100 comparativamente a estes. É de salientar que se atribuiu permeabilidade às estacas pelo facto destas possuírem furos de drenagem e de existir a possibilidade de percolar água pelas ligações entre estacas.

Deve ser aqui salientado que, relativamente à caracterização dos materiais, recorreu-se aos materiais definidos pelo programa, alterando-se o respetivo valor do coeficiente de permeabilidade.

5.4.3. DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE FRONTEIRA E DA MALHA ADOTADA

Após a definição das características dos materiais procede-se à geração da malha de elementos finitos definida automaticamente pelo programa, sendo possível proceder a um refinamento e uma discretização da mesma. Nesta situação adotou-se uma malha constituída por elementos quadrangulares e triangulares, definida pelo programa, com dimensão aproximada de 1 m (ver Fig. 5. 14).

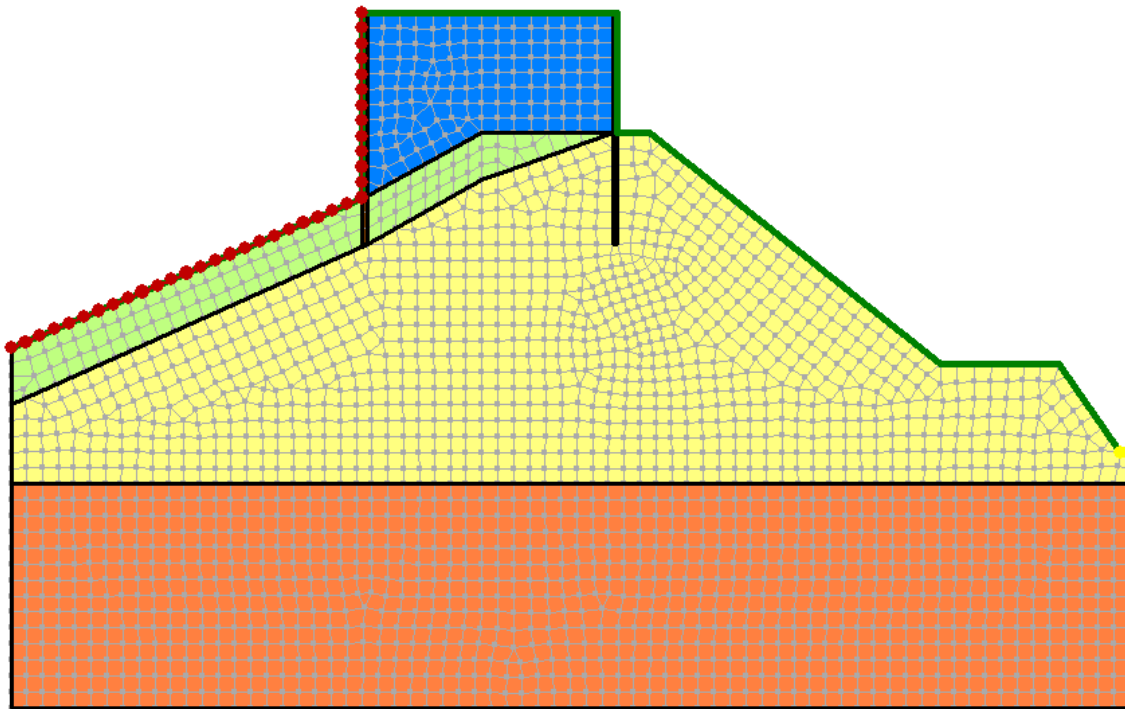


Fig. 5. 14 - Malha utilizada no estudo de percolação

Seguidamente à definição da malha, será necessário estabelecer as condições de fronteira, designadas pelo programa como “boundary conditions”. Nesse sentido, de acordo com o que está representado na Fig. 5. 14, a condição de fronteira aplicada a montante, representada a vermelho, corresponde a uma carga hidráulica que está associada ao nível de pleno armazenamento de 20,5 m. Desta forma, também foi necessário estabelecer uma condição de fronteira a jusante, representada a amarelo, no último troço horizontal, definida por uma carga hidráulica igual à sua cota geométrica, isto é -5,5 m.

5.4.4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Tratando-se de um estudo de percolação, é interessante determinar o caudal percolado. Como tal, consideraram-se três secções em estudo, apresentadas na Fig. 5. 15, por forma a poder comparar o caudal nas diferentes zonas. Como se trata de um regime permanente, uma das formas de verificar se o modelo foi definido corretamente corresponde à observação do caudal nas três secções, sendo que este deverá ser sempre aproximadamente o mesmo.

O estudo do caudal percolado tem como objetivo a determinação do volume de água a bombear para manter a zona de trabalhos em seco. Será também executado um estudo relativamente aos gradientes hidráulicos, o qual permitirá perceber a possibilidade da ocorrência de fenómenos de instabilidade hidráulica. Considerando que a velocidade está diretamente associada ao gradiente hidráulico, os resultados obtidos relativos à velocidade percolação apenas serão apresentados em anexo.

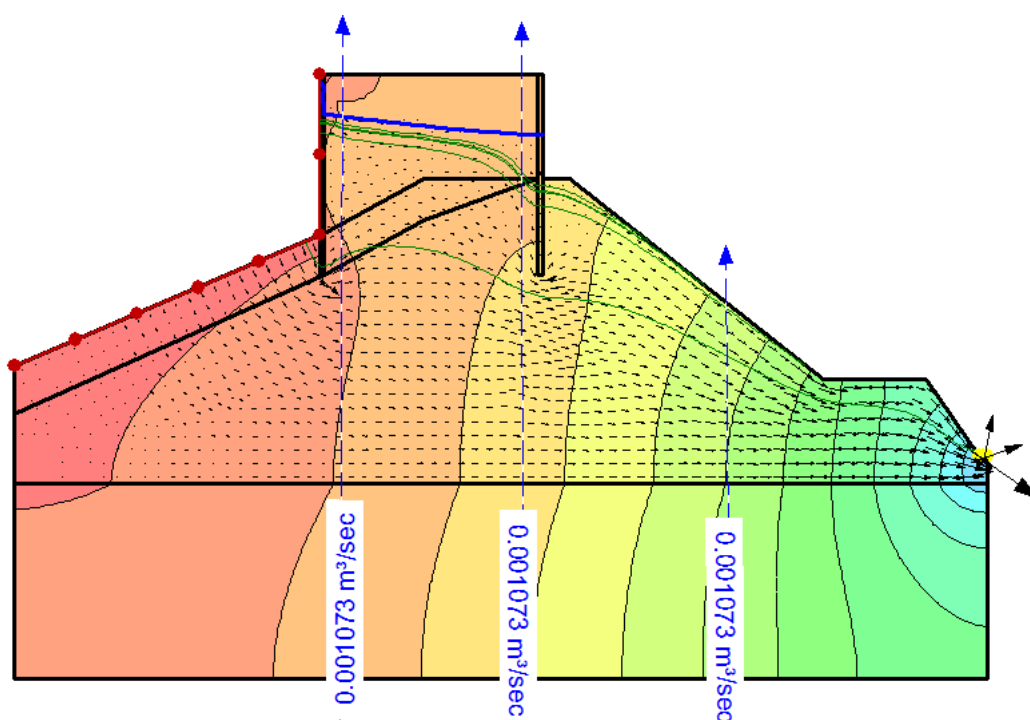


Fig. 5. 15 - Análise de percolação na estrutura e no maciço

Como se pode observar na figura anterior, relativamente ao comportamento da linha de saturação apenas se pode dizer que esta apresenta um comportamento esperado pelo facto de apresentar uma queda de energia na zona das estacas prancha, associada à sua reduzida permeabilidade quando comparada com o solo.

Quanto ao caudal percolado, como seria expectável, através das secções de fluxo pode-se observar que o caudal se mantém constante, apresentando um valor a bombear de $0,001073 \text{ m}^3/\text{s}$, sendo este um valor que poderá assumir um custo significativo durante o período de funcionamento da ensecadeira.

Na avaliação dos gradientes hidráulicos é necessário desde logo referir que, relativamente aos fenómenos de instabilidade hidráulica, devido à direção do fluxo, a possibilidade de ocorrer levantamento hidráulico e de se verificar a condição crítica no pé da cortina de jusante é muito reduzida ou talvez nula, uma vez que o fluxo é maioritariamente horizontal. Contudo, existe uma zona crítica, onde muito possivelmente existirá instabilidade, nomeadamente na zona mais a jusante (ver Fig. 5. 16), onde se verificam os maiores gradientes hidráulicos.

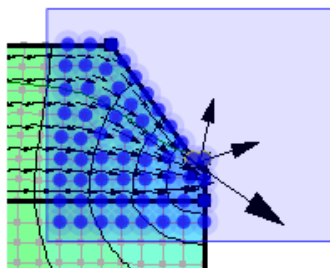


Fig. 5. 16 - Zona crítica

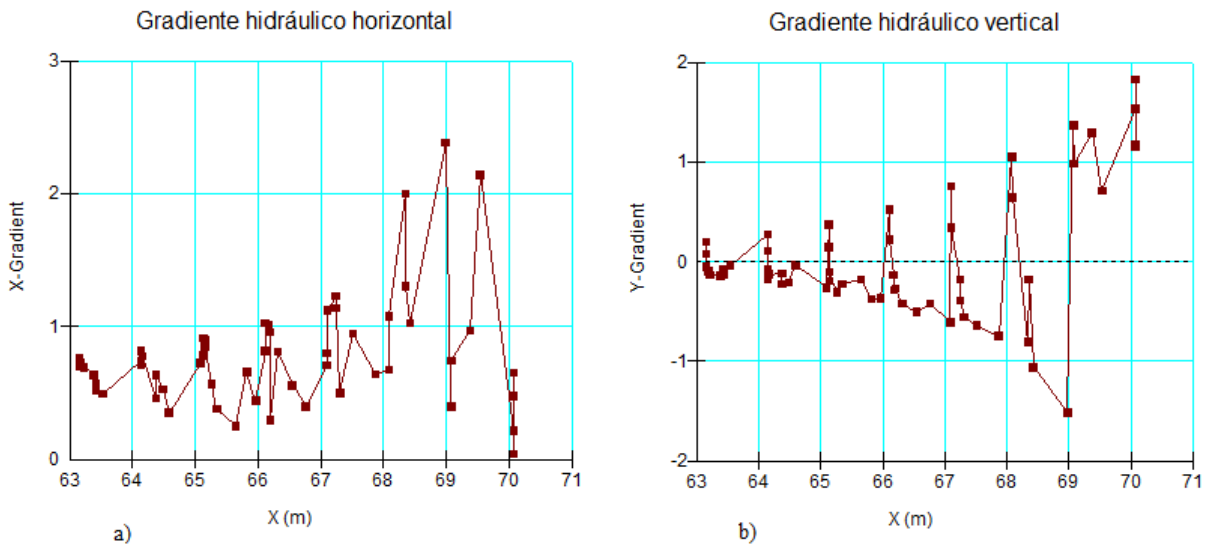


Fig. 5. 17 - Gradientes hidráulicos na zona crítica

De acordo com a figura anterior pode-se concluir que quer em termos de gradientes horizontais, quer em termos de gradientes verticais, os valores são demasiado elevados, sendo que em algumas zonas o gradiente horizontal chega a ser superior a 2,0, ou seja, pode-se concluir que este maciço terá problemas de instabilidade nesta zona. Como tal, optando por manter esta solução construtiva, seria necessário recorrer um filtro e a material de proteção na zona em questão.

No que respeita aos gradientes hidráulicos no pé das estacas prancha, à semelhança da sua direção, só se efetuou um estudo dos gradientes horizontais, observando-se os seguintes resultados:

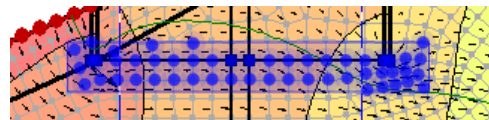


Fig. 5. 18 - Zona em estudo

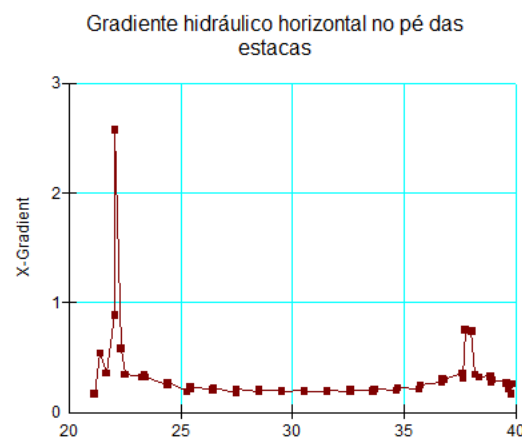


Fig. 5. 19 - Gradientes hidráulicos horizontais na zona em estudo

De acordo com o que está representado na Fig. 5. 19 verifica-se que existe, pontualmente, um valor do gradiente hidráulico superior a 2,0, o que poderá conduzir à ocorrência de erosão interna, levando ao arrastamento das partículas finas que, de alguma forma, poderá colocar em causa a estabilidade da estrutura.

Após uma avaliação dos resultados obtidos, concluiu-se que o maciço não apresenta um bom comportamento em termos de percolação, existindo uma grande probabilidade de ocorrência de erosão interna tanto no pé da cortina, como na zona mais a jusante do perfil. Como tal, surge a necessidade de se estudar uma solução para combater estes problemas.

5.4.4.1. Primeira solução alternativa

Uma vez que a solução inicial não apresenta um bom comportamento perante o fenómeno de percolação, surge a necessidade de se estudarem soluções alternativas.

A primeira hipótese alternativa corresponderá ao prolongamento da profundidade de penetração das estacas prancha por mais 2 m, ou seja, a base da ensecadeira passará a estar à cota 137,00 (ver Fig. 5. 20).

No que respeita à malha de elementos finitos, aos materiais envolvidos e às condições de fronteira, serão mantidas todas as considerações anteriores.

Relativamente a esta primeira solução alternativa obtiveram-se os seguintes resultados:

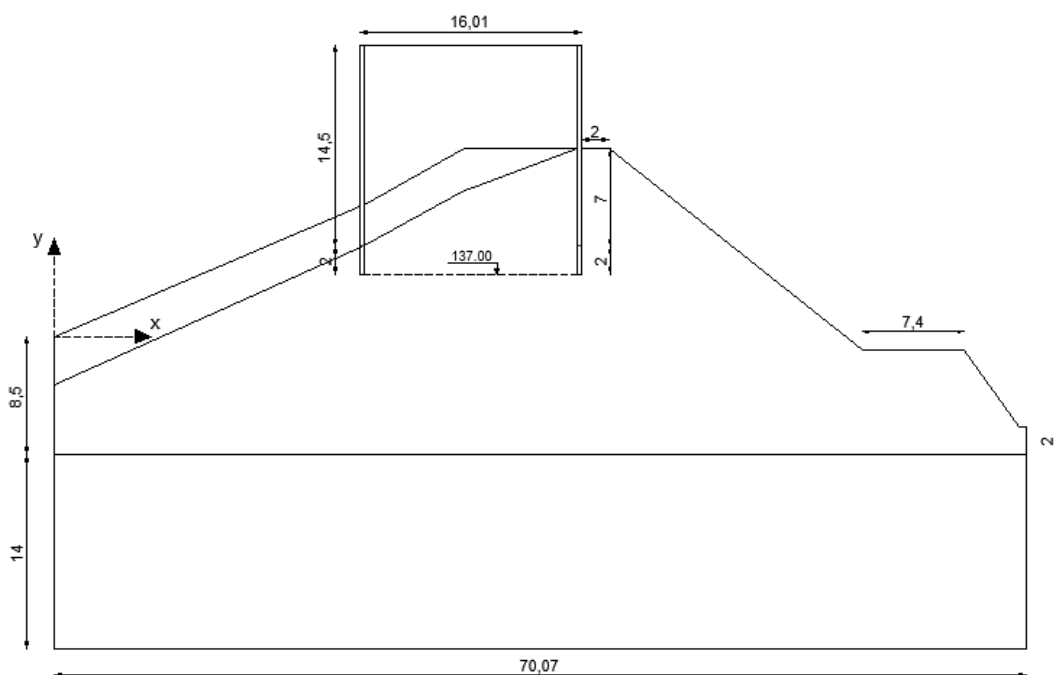


Fig. 5. 20 – Perfil tipo para a primeira solução alternativa

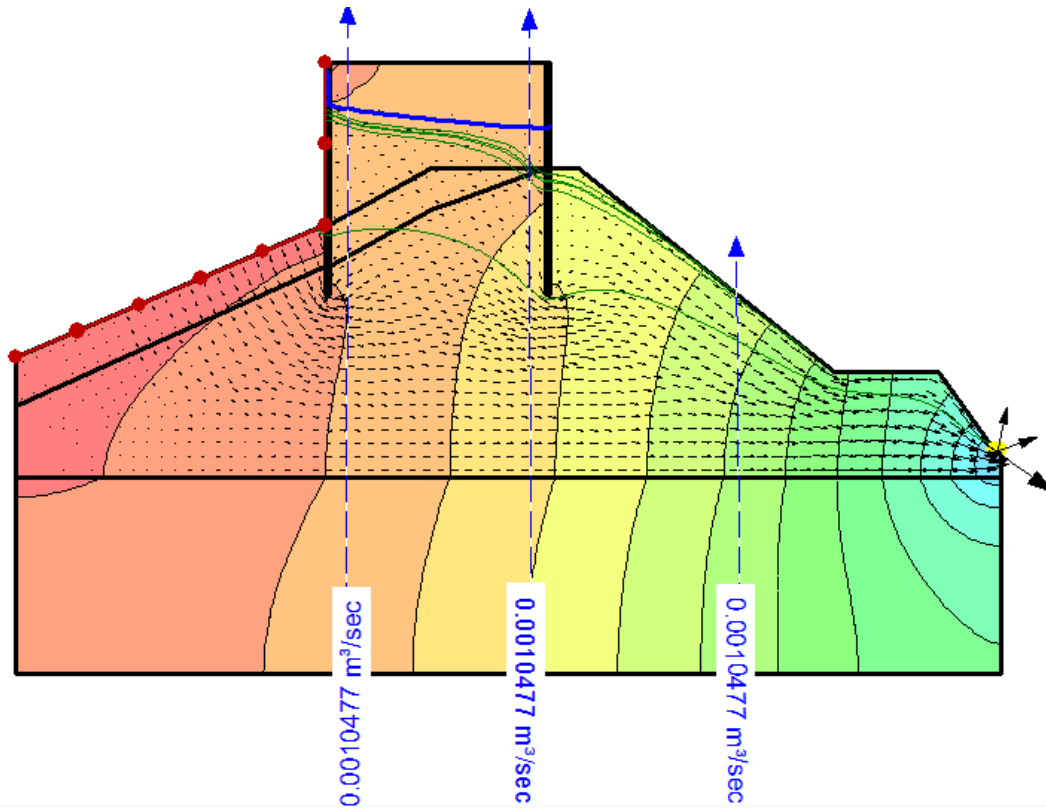


Fig. 5. 21 - Análise de percolação para a primeira solução alternativa

De acordo com a figura anterior pode-se concluir que, quer em termos de linha de saturação, quer em termos de caudal percolado, não existiram grandes alterações relativamente ao caso base. Como consequência, os valores dos gradientes hidráulicos assumem a mesma ordem de grandeza:

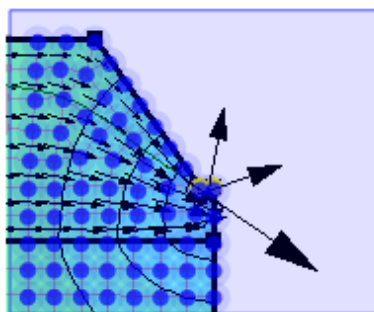


Fig. 5. 22 - Zona crítica em estudo

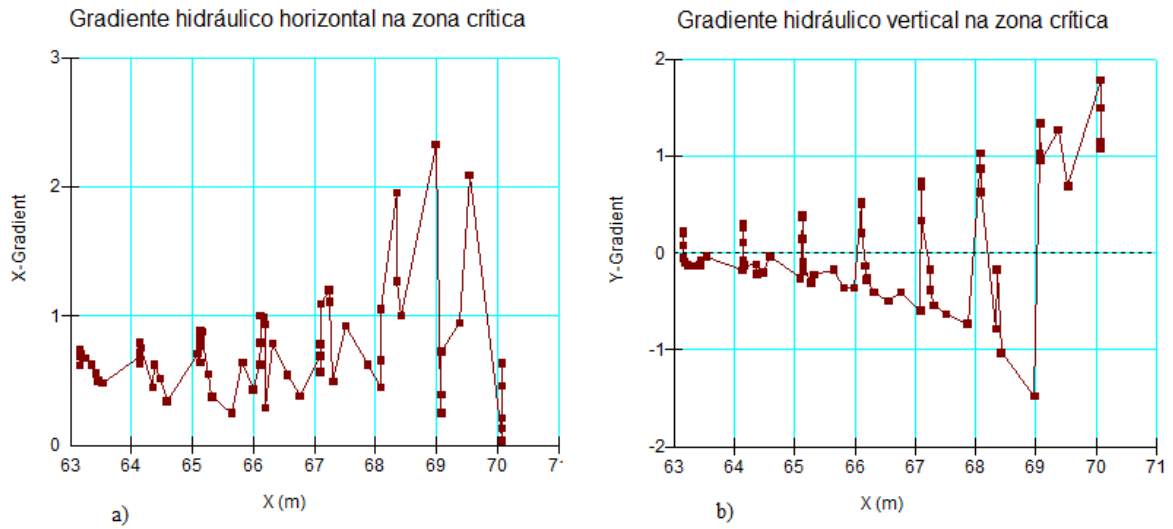


Fig. 5. 23 - Gradientes hidráulicos na zona crítica para a primeira solução alternativa

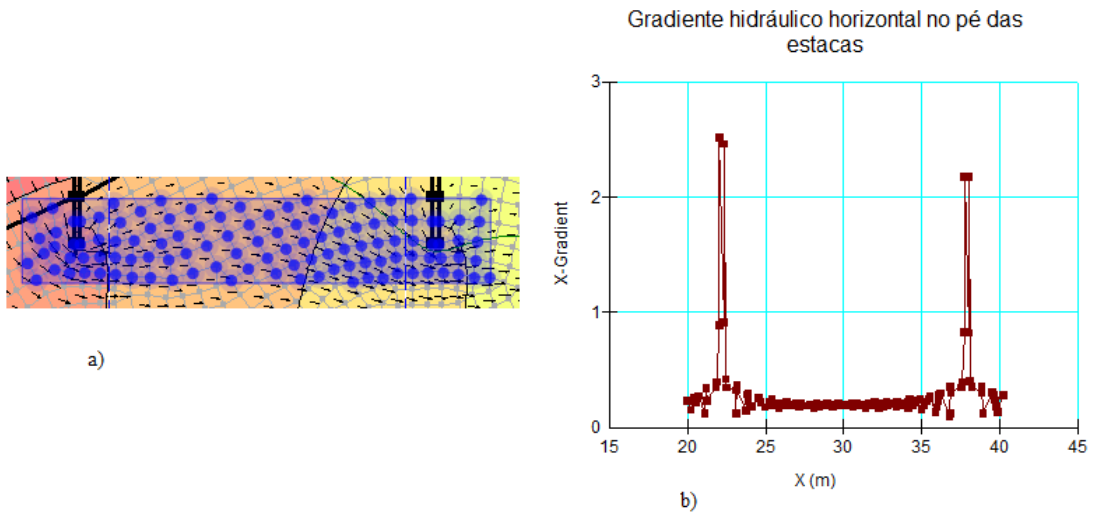


Fig. 5. 24 - Gradiente hidráulico horizontal no pé das estacas para a primeira solução alternativa

Através dos resultados obtidos conclui-se que esta não corresponde a uma boa solução alternativa, visto não trazer vantagens relativamente à primeira solução. Mesmo com o prolongamento das estacas prancha, o caudal a bombear continua na mesma ordem de grandeza, sendo que o mesmo acontece com o valor dos gradientes hidráulicos. Como tal, o fenómeno de instabilidade referido anteriormente mantém a sua probabilidade de ocorrência.

5.4.4.2. Segunda solução alternativa

A segunda solução alternativa corresponderá à introdução de uma solução de impermeabilização, materializada por uma cortina de estacas secantes com 1 m de diâmetro (Fig. 5. 25). A profundidade da cortina será a necessária para que esta atinja a fundação impermeável, com vista a um melhor controlo da percolação.

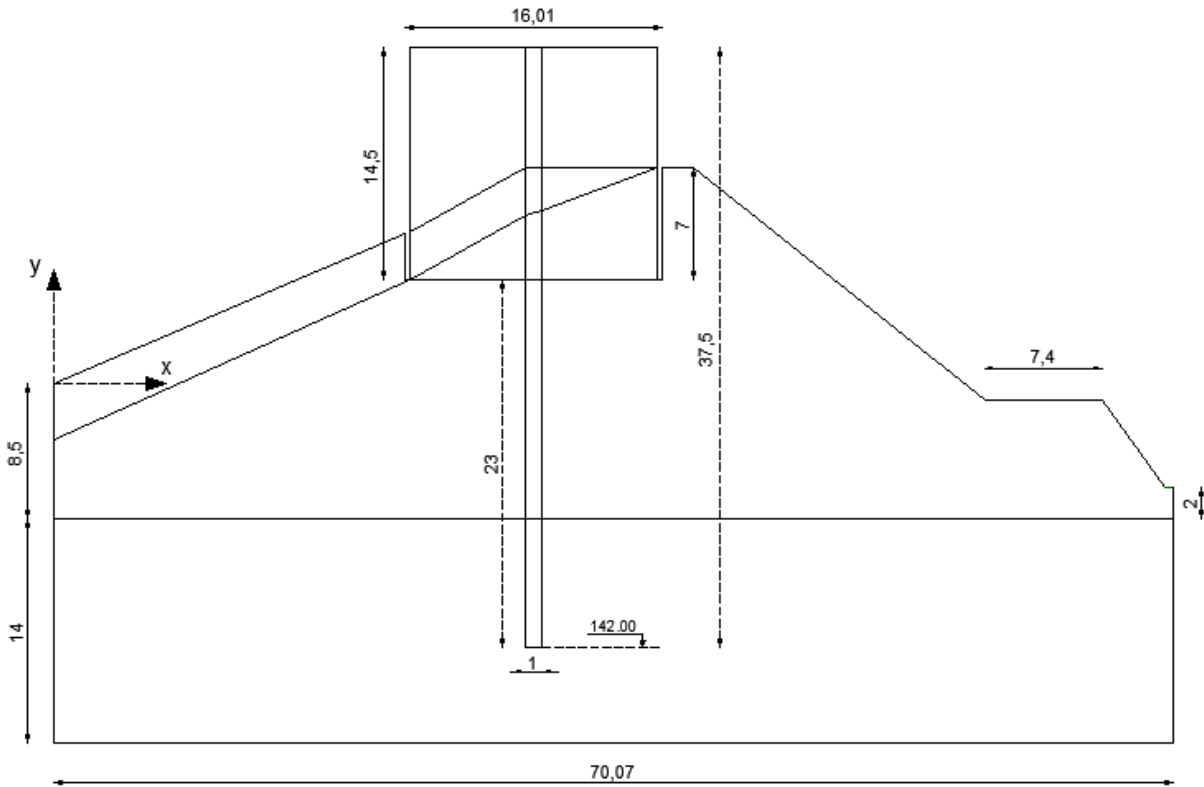


Fig. 5. 25 – Perfil tipo adotado para a segunda solução alternativa

Mais uma vez, à semelhança do caso anterior, todas as considerações relativas aos dados necessários para o funcionamento do programa são mantidas. Relativamente ao coeficiente de permeabilidade da cortina de estacas secantes, adotou-se um valor de $2,2 \times 10^{-8}$ m/s [37].

Para a segunda solução alternativa obtiveram-se os seguintes resultados:

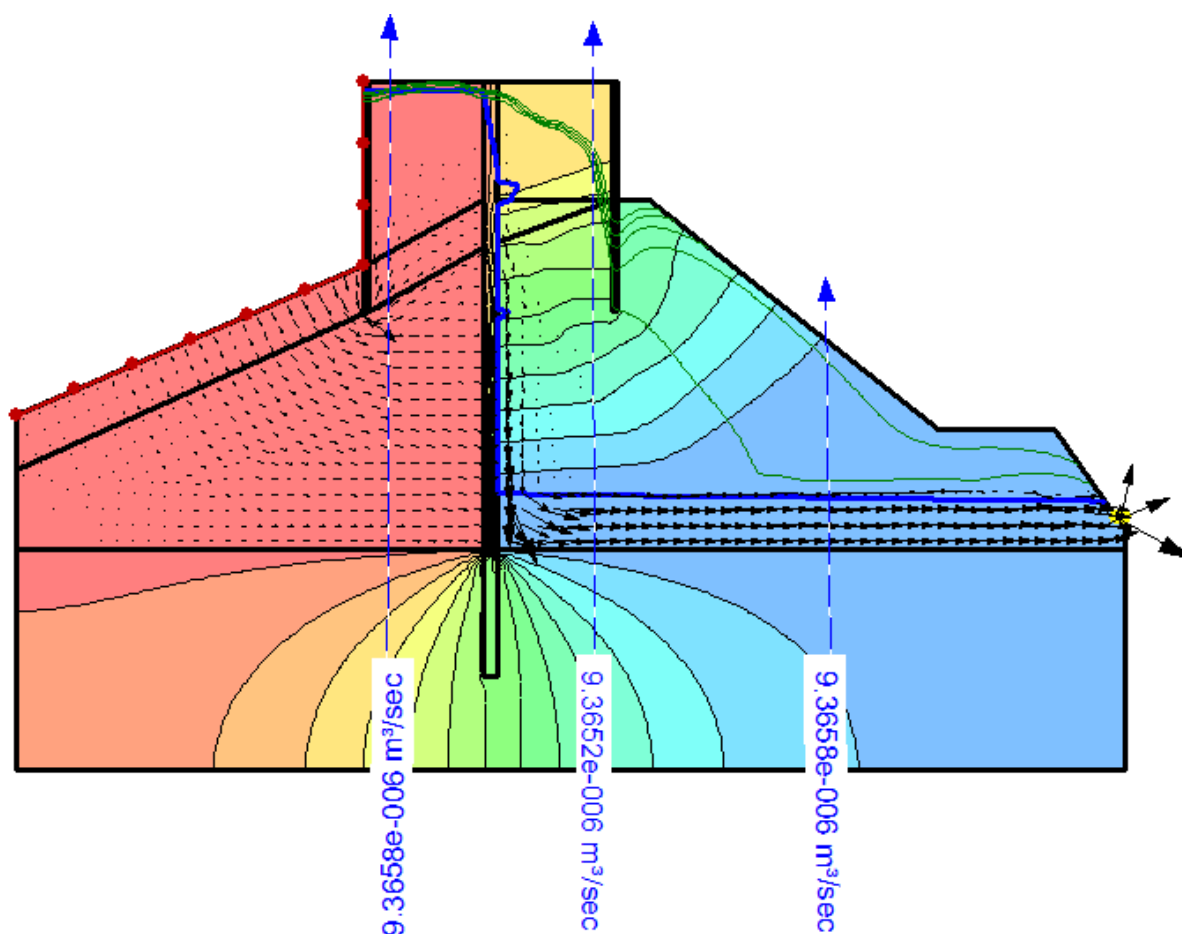


Fig. 5. 26 - Análise de percolação para a segunda solução alternativa

Avaliando os resultados fornecidos relativamente ao comportamento da linha de saturação, pode-se dizer que esta apresenta um comportamento aceitável, não existindo uma quebra inicial na zona das estacas prancha devido à reduzida permeabilidade da cortina de estacas secantes. A quebra abrupta da linha de saturação ocorre no alinhamento da cortina, uma vez que esta atua como elemento de impermeabilização.

Em termos de caudal percolado, comparativamente aos dois casos anteriores, verificou-se uma redução significativa, diminuindo o volume de caudal a bombear para $9,3658 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$, confirmando o efeito pretendido com a utilização da cortina. Esta redução traduzir-se-á em menores custos associados ao volume de água a bombear durante o funcionamento da ensecadeira.

Observando a Fig. 5. 26 com o objetivo de se avaliarem os gradientes hidráulicos, pode-se concluir que as zonas mais problemáticas correspondem ao pé das estacas prancha do lado esquerdo e à zona mais a jusante do perfil em estudo. Nestas zonas obtiveram-se os seguintes resultados:

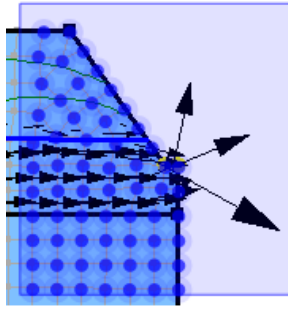


Fig. 5. 27 - Primeira zona em estudo

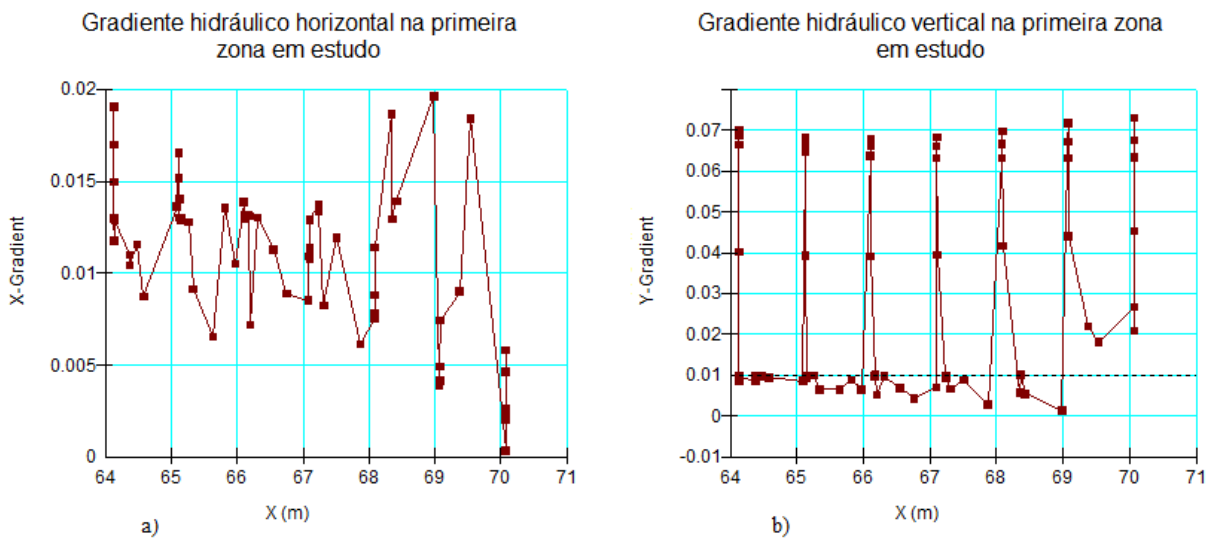


Fig. 5. 28 - Gradientes hidráulicos na primeira zona em estudo para a segunda solução alternativa

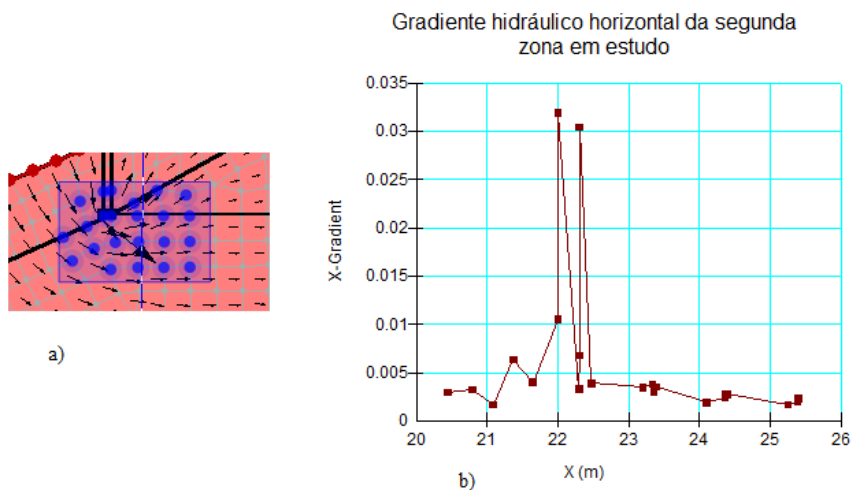


Fig. 5. 29 - Gradiente hidráulico horizontal na segunda zona em estudo para a segunda solução alternativa

Através da Fig. 5. 28 e da Fig. 5. 29 b) é possível concluir que os problemas relacionados com os gradientes hidráulicos elevados nos dois casos anteriores deixam de existir, sendo que a introdução do elemento de impermeabilização levou mesmo a uma redução drástica destes valores, fazendo com que estes nunca ultrapassem o valor de 0,1. Com esta grande diminuição pode-se dizer que a possibilidade de ocorrer o fenómeno de erosão interna passar a ser muito pequena ou até mesmo nula.

5.4.5. OBSERVAÇÕES AO ESTUDO DE PERCOLAÇÃO

A avaliação do caudal percolado é um dos aspetos que pode condicionar a solução adotada para esta obra, pois a quantidade de água que aflui a jusante tem de ser bombeada e essa atividade terá custos.

Quadro 5. 6 - Estudo comparativo do caudal a bombear

Solução	Caudal a bombear (m ³ /s)
Solução base	1,0730x10 ⁻³
Primeira solução alternativa	1,0477x10 ⁻³
Segunda solução alternativa	9,3658x10 ⁻⁶

Avaliando o quadro anterior, é nitidamente mais vantajoso optar pela segunda solução alternativa. Embora a segunda solução apresente os seus respetivos custos, mantém-se a mais atrativa pelo facto de ser bastante eficaz relativamente aos fenómenos de instabilidade hidráulica, e ainda pode ser acrescida outra vantagem associada à melhoria da capacidade de carga de fundação, pelo que se verificou anteriormente que o respetivo fator de segurança era demasiado baixo.

5.5. ESTUDO DE ESTABILIDADE

Embora no capítulo 3 não tenha sido mencionada a necessidade de se efetuar um estudo de estabilidade relativamente ao deslizamento global de ensecadeiras fundadas em maciços terrosos, sempre que se verifique a possibilidade deste fenómeno ocorrer, o mesmo deverá ser estudado cuidadosamente.

Para a avaliação deste fenómeno são utilizados métodos baseados em Equilíbrio Limite, sendo que os mais recorrentes são: Método de Fellenius, Método de Bishop, Método de Morgenstern-Price, Método de Janbu e o Método de Spencer. Estes métodos não fornecem informação associada às deformações e deslocamentos relacionados com a obra, mas permitem determinar um coeficiente de segurança que refletirá, de algum modo, a estabilidade da obra.

A análise por Equilíbrio Limite pode ser realizada analiticamente, contudo, atualmente, a mesma é efetuada com recurso a ferramentas informáticas que, para além de facilitarem o processo de cálculo, permitem escolher entre os vários métodos mencionados. Na presente dissertação utilizou-se o programa SLOPE/W, da GEO-SLOPE International, para o estudo da estabilidade, adotando-se o método de Morgenstern-Price.

Para uma melhor adaptação às condições reais, esta análise será efetuada levando em consideração o estudo de percolação, ou seja, executar-se-á um estudo de estabilidade perante a existência de uma rede de escoamento já devidamente caracterizada no programa SEEP/W. Para tal, o software permite escolher a opção de “Parental Analysis”.

5.5.1. CARATERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para a utilização do software referido anteriormente é necessário definir acertadamente os materiais. Como tal, é importante desde logo definir o modelo de comportamento do material, sendo que, posteriormente, são atribuídas as características necessárias para cada modelo.

Na presente situação, a caracterização dos materiais foi efetuada com base em ensaios de campo. No entanto, devido à dificuldade em estimar determinados parâmetros, de forma simplificada, adotaram-se os seguintes valores:

Quadro 5. 7 - Características dos materiais

Material	Modelo	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Bedrock	Bedrock (Impenetrável)	-	-	-
Solo residual	Mohr-Coulomb	20	10	33
Aterro	Mohr-Coulomb	20	0	33
Material de enchimento	Bedrock (Impenetrável)	-	-	-
Estacas prancha	Bedrock (Impenetrável)	-	-	-

Para o material de enchimento e para as estacas prancha adotou-se o modelo “Bedrock” pelo facto de se estar a estudar o deslizamento global por uma superfície que intersecte o terreno de fundação, ou seja, a atribuição deste modelo teve como objetivo garantir que a superfície de rotura irá passar abaixo da célula e não no interior desta. Relativamente aos outros materiais adotaram-se os modelos usualmente utilizados, com as respetivas características.

5.5.2. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Na utilização do programa SLOPE/W para se efetuar o estudo de estabilidade optou-se por se definir a superfície de deslizamento através da opção “Entry and Exit”, isto é, trata-se de uma opção que permite ao utilizador definir a uma determinada zona onde se possa iniciar a superfície de deslizamento e uma outra zona onde esta possa terminar. Note-se que existem outras opções relativamente à opção da superfície de deslizamento.

Independentemente das conclusões do estudo de percolação, o estudo de estabilidade começou por ser realizado para a solução inicialmente proposta. Uma vez que se está a efetuar uma análise com base no estudo efetuado no programa SEEP/W, o perfil em estudo será exatamente o mesmo. Na Fig. 5. 30 estão representadas as condições impostas para o estudo de estabilidade global relativamente à solução inicialmente proposta.

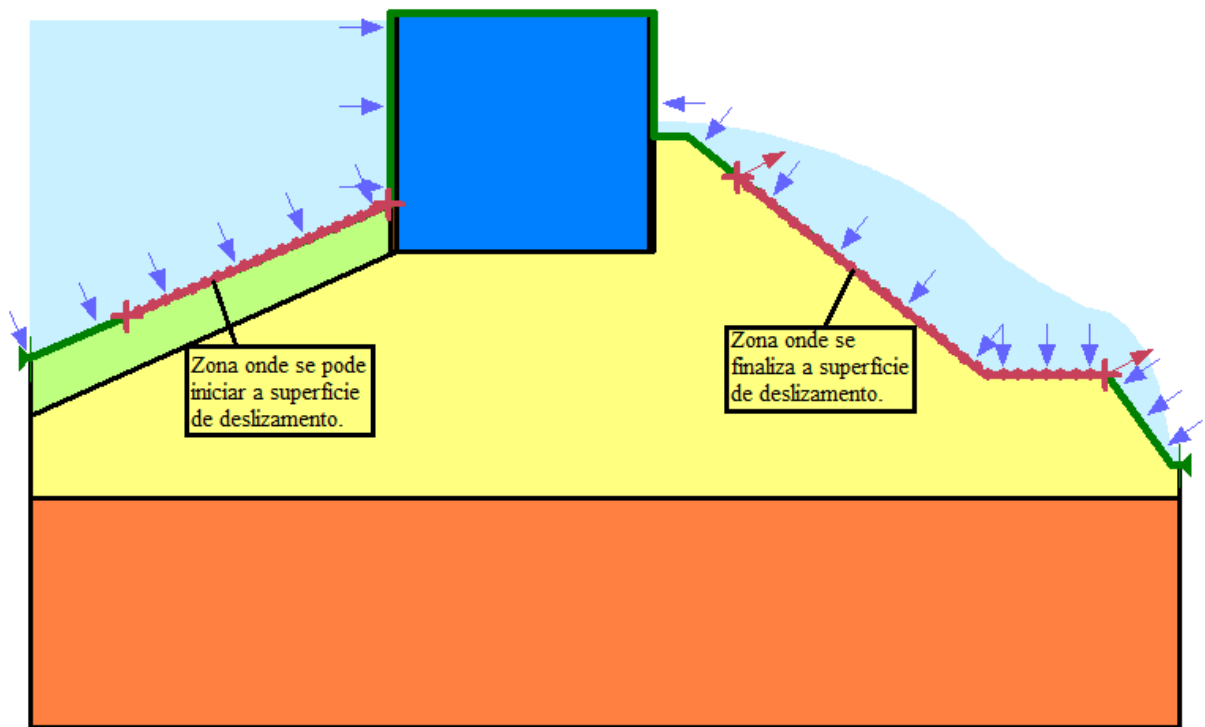


Fig. 5. 30 - Condições impostas para o estudo de estabilidade global da solução inicial

De acordo com as condições estabelecidas para este primeiro caso, o fator de segurança ao deslizamento global obtido é de 1,452 (ver Fig. 5. 31), ou seja, embora não se trate de um valor demasiadamente reduzido, também não é um valor que garante a segurança, visto que neste tipo de verificações aconselha-se um fator de segurança igual ou superior a 1,50.

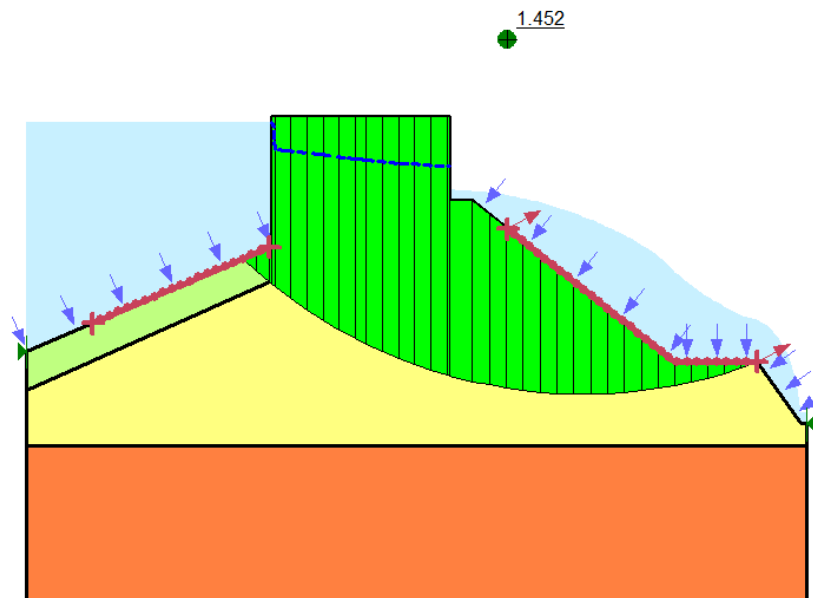


Fig. 5. 31 - Coeficiente de segurança obtido para a solução inicial

Em concordância com o estudo de percolação, a solução inicial não apresenta um comportamento satisfatório relativamente à estabilidade global. Como tal, à semelhança dos estudos efetuados no programa SEEP/W, também será estudado o comportamento das duas soluções alternativas.

5.5.2.1. Primeira solução alternativa

Como já foi mencionado, a primeira solução alternativa corresponde a prolongar, em profundidade, as estacas prancha por mais 2 m (ver Fig. 5. 32).

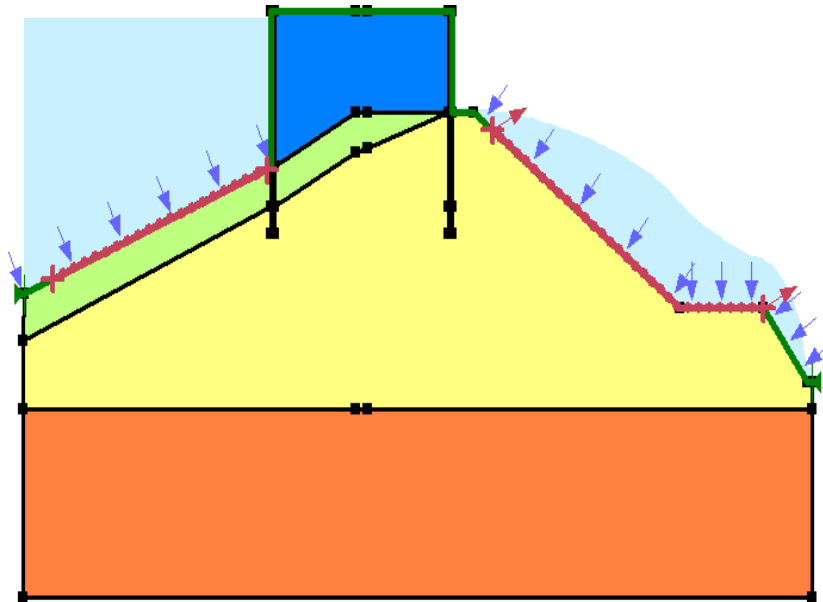


Fig. 5. 32 – Modelação da primeira solução alternativa

Note-se que todas as considerações relativas aos materiais e ao perfil em estudo da solução base serão mantidas, ou seja, apenas se alterou o comprimento das estacas prancha.

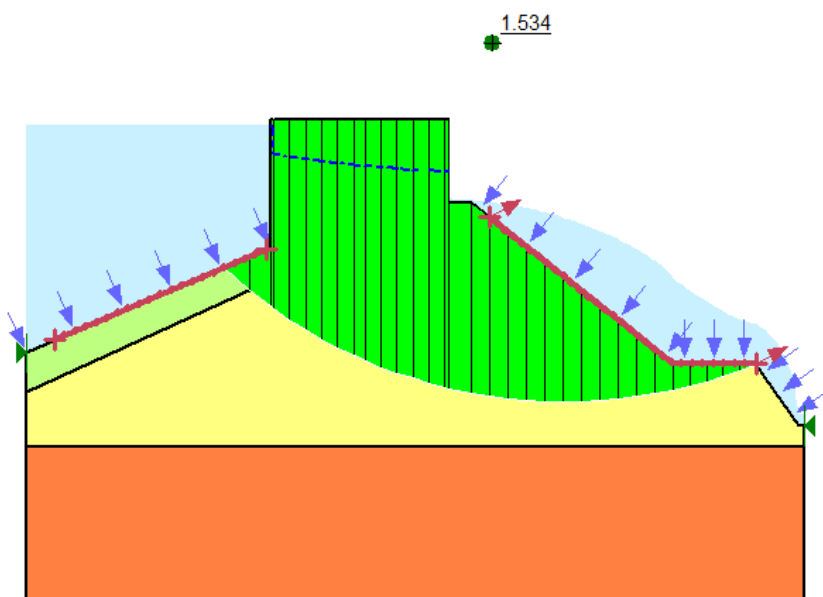


Fig. 5. 33 - Resultado obtido para a primeira solução alternativa

O coeficiente de segurança obtido para a primeira solução alternativa corresponde a 1,534, ou seja, é superior a 1,50. Como tal, perante este valor, pode-se dizer que em termos de estabilidade global, o prolongamento das estacas prancha aumentou o nível de segurança da estrutura.

5.5.2.2. Segunda solução alternativa

De acordo com o que foi referido anteriormente, a segunda solução alternativa corresponde à introdução de um elemento de impermeabilização materializado por uma cortina de estacas secantes.

A cortina de estacas poderá ser executada com diferentes tipos de betão, desde betões com elevada resistência a betões mais plásticos, ou seja, betões que têm como principal função garantir uma determinada impermeabilização e não uma elevada resistência estrutural. Para o caso em estudo, onde a cortina de estacas surge para controlar os fenómenos associados à percolação, considerar-se-á a utilização de um betão plástico.

Para a execução da presente verificação de segurança, uma vez que se adotou a utilização de um betão plástico, não se considerará qualquer tipo de resistência ao corte por parte da cortina de estacas, ou seja, em termos de modelação atribuir-se-á à cortina de estacas as características do maciço envolvente. Embora em termos de modelação a cortina não esteja presente, a distribuição de pressões neutras considerada nesta verificação terá em conta a presença do elemento de impermeabilização, visto que é possível fazer uma análise no SLOPE/W recorrendo ao regime de percolação estudado no SEEP/W.

Na Fig. 5. 34 está representada a modelação adotada para a segunda solução alternativa.

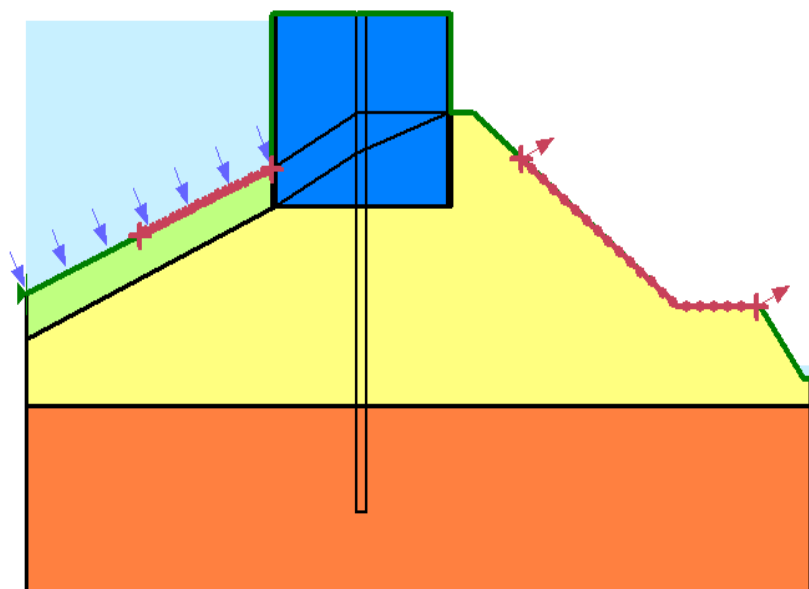


Fig. 5. 34 - Modelação da segunda solução alternativa

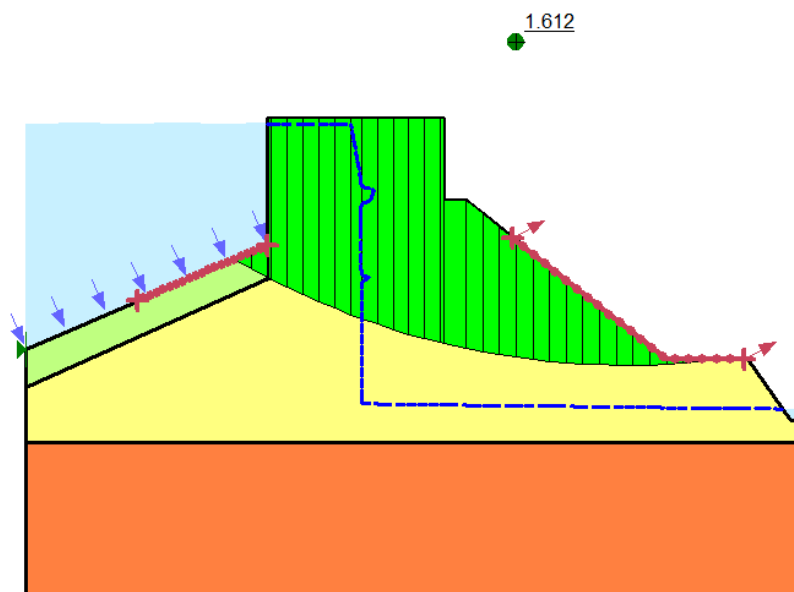


Fig. 5. 35 - Resultado obtido para a segunda solução alternativa

De acordo com o que está representado na Fig. 5. 35, para a segunda solução alternativa obteve-se um coeficiente de segurança de 1,612 relativamente à estabilidade global da estrutura, ou seja, pode-se considerar como um valor aceitável, visto ser superior a 1,50.

5.5.3. OBSERVAÇÕES AO ESTUDO DE ESTABILIDADE

Segundo os resultados obtidos pelo software SLOPE/W, a verificação da estabilidade global pode ser um aspeto condicionante em situações como esta, visto que os coeficientes de segurança obtidos não são consideravelmente superiores a 1,50, sendo que na solução inicial o valor obtido chega a ser inferior ao desejável.

Quadro 5. 8 - Estudo comparativo dos coeficientes de segurança

Solução	Coefficiente de Segurança
Solução base	1,452
Primeira solução alternativa	1,534
Segunda solução alternativa	1,612

Através do quadro anterior pode-se concluir que, à semelhança do estudo de percolação, a segunda solução alternativa revela-se a mais vantajosa em termos de verificação da estabilidade global. Nesta situação, o contributo da cortina de estacas para o aumento da segurança acaba por surgir de forma indireta, visto que no processo de modelação no SLOPE/W não se considerou qualquer tipo de resistência ao corte por parte deste elemento. Contudo, o regime de percolação instalado, sendo condicio-

nado pelo elemento de impermeabilização, acaba por contribuir para a obtenção de um coeficiente de segurança mais elevado.

5.6. OBSERVAÇÕES GERAIS

De uma forma geral, a solução inicial proposta para a execução desta ensecadeira de células poderá ser considerada viável. Porém, existem três aspetos que condicionam a sua execução de acordo com as suas características iniciais: a capacidade de carga da fundação, a percolação e a estabilidade global.

Como se conseguiu observar, para fazer face às dificuldades encontradas perante um regime de percolação excessivo e uma reduzida estabilidade global, a adoção de uma cortina de estacas secantes permite colmatar esses défices de segurança.

Relativamente à falta de capacidade de carga da fundação, embora o assunto não tenha sido abordado aprofundadamente, uma possível solução para a resolução desse problema seria aumentar o comprimento das estacas prancha, para que estas atinjam uma maior profundidade. Dependendo da qualidade do betão utilizado na cortina de estacas secantes, este elemento poderá também contribuir de alguma forma para a melhoria da capacidade de carga da fundação.

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. CONCLUSÕES

No decorrer deste trabalho efetuou-se uma pesquisa e um estudo dos elementos referentes à conceção e dimensionamento de ensecadeiras de células de estacas prancha tendo como objetivo o dimensionamento de uma estrutura deste tipo, fundada num maciço de elevada rigidez, para se proceder ao futuro reforço de potência do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor. Posteriormente procedeu-se ao estudo da viabilidade de outra ensecadeira, desta vez fundada num maciço terroso, para se poder construir um novo descarregador de cheias na Barragem da Caniçada.

Foram abordados aspetos relacionados com a conceção e dimensionamento deste tipo de estruturas, nomeadamente: o tipo de estacas a utilizar, o material de enchimento e métodos de colocação, a posição da linha de saturação no interior da célula e a utilização de bermas. Foram ainda referidos não só tópicos associados à sua construção, como também as causas que terão conduzido a colapsos de algumas destas obras.

Tendo por objetivo o estudo dos dois casos citados, foram apresentadas as verificações de segurança a realizar nas situações em que a ensecadeira é fundada num maciço rochoso e quando é fundada num maciço terroso.

Relativamente ao primeiro caso de estudo, tratando-se de uma fundação em maciço rochoso, foram executadas as devidas verificações de segurança, sendo que em todas elas os valores obtidos referentes aos fatores de segurança são superiores ao mínimo recomendável. Cumpridas as verificações, passou-se à concretização do dimensionamento, recorrendo-se para tal ao catálogo da “ArcelorMittal”, concluindo-se poder inserir o conjunto de células que constituem a ensecadeira numa área correspondente à plataforma de fundação já apresentada anteriormente. O resultado final da disposição das estacas encontra-se representado no Anexo A1.

Quanto ao segundo caso de estudo, correspondendo a uma ensecadeira de células fundada num maciço terroso, foram efetuadas as respetivas verificações de segurança, onde se concluiu pela insuficiência de capacidade resistente do terreno de fundação, dado o baixo fator de segurança obtido. Como tal, verificou-se desde logo que a viabilidade da solução base poderia ser colocada em causa, caso não sejam adotadas medidas de reforço para aumentar a capacidade de carga, como por exemplo prolongar as estacas prancha até uma zona mais profunda e aumentar o diâmetro das células.

Para a realização do estudo de percolação recorreu-se ao programa SEEP/W, desenvolvido pela GEO-SLOPE International. Analisando os resultados obtidos para a solução base verificou-se que estavam criadas condições para a ocorrência de fenómenos de instabilidade hidráulica, nomeadamente o fenómeno de erosão interna, devido ao elevado valor dos gradientes hidráulicos horizontais. Para obstar o

fenómeno mencionado foram estudadas duas soluções alternativas, onde a primeira corresponde a um prolongamento da profundidade de penetração das estacas e, a segunda à introdução de um elemento de impermeabilização materializado por uma cortina de estacas secantes alinhada com o eixo da ensecadeira. Avaliando os resultados referentes à primeira solução alternativa, verificou-se a inexistência de qualquer alteração significativa no regime de percolação, ou seja, não apresentou nenhum tipo de vantagens. Relativamente aos resultados obtidos para a segunda solução alternativa, observou-se uma melhoria substancial comparativamente com as outras soluções, permitindo não só combater os fenómenos de instabilidade hidráulica, como também uma redução do caudal a bombear durante o funcionamento da ensecadeira.

A análise de estabilidade global foi efetuada através do programa SLOPE/W, também desenvolvido pela GEO-SLOPE International. À semelhança do que foi executado no estudo de percolação, esta análise começou por ser feita para a solução base, onde se concluiu que esta solução também não apresenta um bom comportamento relativamente à estabilidade global. Assim sendo, de acordo com o processo adotado anteriormente, realizou-se esta análise para as duas soluções alternativas já propostas. Relativamente à primeira solução alternativa, concluiu-se que o prolongamento das estacas prancha contribuiu para o aumento da estabilidade global, traduzindo-se numericamente num fator de segurança superior a 1,50. Quanto à segunda solução alternativa, mesmo não considerando qualquer tipo de resistência ao corte por parte da cortina, verificou-se que o fator de segurança obtido é superior ao mínimo recomendável, e até mesmo ligeiramente superior ao obtido para a primeira solução alternativa. Este aumento do fator de segurança deve-se à contribuição de forma indireta por parte da cortina, pelo facto deste elemento apenas atuar ao nível da rede de escoamento.

Em suma, a execução desta ensecadeira pode ser considerada viável desde que sejam adotadas soluções que permitam colmatar os défices de segurança encontrados para a solução base. Como se concluiu, a adoção de uma cortina de estacas secantes poderá ser uma solução bastante viável a implementar no projeto desta ensecadeira.

Perante a elevada incerteza dos parâmetros envolvidos na fase de projeto, conclui-se que os modelos numéricos assumem uma grande importância dado que em muitas situações permitem prever o comportamento dos maciços durante a vida útil da obra.

Por fim, conclui-se que a elaboração desta dissertação se revelou como uma enorme mais-valia, visto que permitiu a aplicação de bastantes conhecimentos adquiridos ao longo de todo o percurso académico, não só das disciplinas da Mecânica dos Solos, como também de outras, por exemplo da Resistência dos Materiais.

6.2. NOTA FINAL

Esta dissertação foi desenvolvida tendo como base conceitos bastante simplistas com o intuito de se perceber fisicamente os problemas envolvidos. Contudo, a interação entre este tipo de estruturas e o solo poderá não ser tão simples quanto as considerações adotadas, dada a variedade dos elementos que condicionam o dimensionamento. Como tal, no que se refere a desenvolvimentos futuros pode-se referir, entre outros:

- A criação de modelos físicos numa escala reduzida para se perceber o comportamento das células perante os vários tipos de rotura e as deformações envolvidas;
- A utilização de modelações numéricas 3D recorrendo a software adequado.

Note-se que o recurso a ferramentas de modelação em 3D não deve substituir os conceitos simplistas referidos anteriormente, deverá ser apenas mais um meio de estudo para se efetuar uma comparação de

resultados, uma vez que o recurso a este tipo de ferramentas muitas das vezes leva à falta de perceção física do problema em análise.

BIBLIOGRAFIA

- [1] <http://www.centrodeinformacao.ren.pt/PT/publicacoes/PublicacoesGerais/Hidroelectricidade%20em%20Portugal%20-%20Mem%C3%B3ria%20e%20desafio.pdf>. Maio de 2013.
- [2] Leitão, R., Lopes, A. Isabel. *A Utilização dos Recursos Hídricos da Parte Portuguesa da Bacia Hidrográfica do Rio Douro para Produção de Energia Eléctrica*. HIDRORUMO, Projecto e Gestão, 5. A., Porto, 2000.
- [3] http://www.a-nossa-energia.edp.pt/arquivo_conteudos/brochuras.php. Maio de 2013.
- [4] E. Bowles, Joseph. *Foundation Analysis and Design*. The McGraw-Hill Companies, Inc., Peoria, Illinois, 1997.
- [5] http://www.birminghamhammer.com/pdf_web/Sir%20Adam%20Beck%20Cofferdam_web.html. Abril de 2013.
- [6] Tschebotarioff, G. P. *Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra*. McGraw-Hill do Brasil, São Paulo, 1978.
- [7] http://www.flickr.com/photos/library_of_congress/2163724262/. Maio de 2013.
- [8] USS – United States Steel. *Steel Sheet Piling Design Manual*. U.S. Department of Transportation / FHWA, 1984.
- [9] Ovesen, N. Krebs. *Cellular Cofferdams, Calculation Methods and Model Tests – Bulletin No.14*. Geoteknisk Institut, The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1962.
- [10] TVA – Tennessee Valley Authority. *Steel Sheet Piling Cellular Cofferdams on Rock*. Technical Monograph n.º75 – Volume 1, Knoxville, Tennessee, 1957.
- [11] <http://amppartners.org/generation-assets/hydroelectric/willow-island-project-2012/>. Abril de 2013.
- [12] Jacoby, Henry S., Rowland, Davis P. *Foundation of Bridges and Buildings*. McGraw-Hill, New York, 1941.
- [13] <http://www.jsteel.com.au/products/sheet-piles/straight-web-sheet-piles/>. Abril de 2013.
- [14] ArcelorMittal. *Design & Execution Manual – AS 500 Straight Web Steel Sheet Piles*. ArcelorMittal Comercial RPS S.à.I., Luxembourg, 2009.
- [15] <http://www.flickr.com/photos/shawnts/3445011041/>. Abril de 2013.
- [16] http://web.mst.edu/~rogersda/umrcourses/ge441/online_lectures/retention_structures/GE441-Lecture6-6.pdf. Abril de 2013.
- [17] <http://www.antarakoh.com.sg/projects-indonesia-cellular-cofferdam.php>. Abril 2013.
- [18] <http://www.lkgoodwin.com/cgi-bin/quikstore.cgi>. Abril de 2013.
- [19] <http://www.cianbro.com/ProjectsMarkets/FuelTransmissionDistribution/PetroleumPipelineInspectionandRepair.aspx>. Abril de 2013.
- [20] U.S. Army Corps of Engineers. *Design of Sheet Pile Cellular Structures Cofferdams and Retaining Structures*. Department of the Army, Washington D.C., 1989.
- [21] King and Gavaris. *Report to ... on the Causes of the Cofferdam Failure at ...*, Maio de 1962.

- [22] Naval Facilities Engineering Command. *Foundations and Earth Structures*. Publications Transmittal, Washington D.C., 1986.
- [23] Rossow, M., Demsky, E., Mosher, R. *Theoretical Manual for Design of Cellular Sheet Pile Structures (Cofferdams and Retaining Structures)*. US Army Corps of Engineers, Washington DC, 1987.
- [24] Terzaghi, K. *Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams*. Transactions, ASCE, Vol. 110, 1945.
- [25] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos – Introdução à Engenharia Geotécnica (Volume 2)*. Feup edições, Porto, 2011.
- [26] Figueiredo, J. *Estudo Numérico Sobre a Capacidade de Carga de Fundações Superficiais e Sobre Solos de Fundação Não Saturados*. Tese de Mestrado. UP, Porto, 2008.
- [27] Matos Fernandes, M. *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais (Volume 1)*. Feup edições, Porto, 2006.
- [28] Lambe, T. William, Whitman, Robert V. *Series in Soil Engineering – Soil Mechanics*. JOHN WILEY AND SONS, Massachussets, 1969.
- [29] EDP. *Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor – Obras a Realizar em Antecipação a um Eventual Reforço de Potência*. Porto, Outubro de 2012.
- [30] http://www.a-nossa-energia.edp.pt/centros_produtores/empreendimento.php?item_id=1. Maio de 2013.
- [31] <http://geomuseu.ist.utl.pt/SEMINAR2011/10%20Ensaio%20Lugeon/Lugeon.pdf>. Maio de 2013.
- [32] Martins de Lima, C., Topa Gomes, A., Quintanilha de Menezes, J. *Apontamentos de Geologia de Engenharia – Ensaio In Situ*. FEUP.
- [33] ArcelorMittal. *Steel Foundation Solutions for Projects – Steel Sheet Piling (General Catalogue 2011-2)*. ArcelorMittal Comercial RPS S.à.I., Luxembourg, 2011.
- [34] <http://cudell.pt/engenharia-e-servicos/projectos/barragem-canicada>. Junho de 2013.
- [35] EDP. *Barragem da Caniçada. Descarregador de Cheias Complementar*. Porto, 2013.
- [36] http://www.geocaching.com/seek/cache_details.aspx?guid=9f3314db-38e0-4785-a8c1-19c898c725c2. Junho de 2013.
- [37] <http://www.revistafundacoes.com.br/pdf/revista14/artigo%202.pdf>. Junho de 2013.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

- [38] <http://www.steelcom.com.au/documents/TESPA-UK-CHAPTER-11.pdf>. Abril de 2013.
- [39] Fang, Hsai-Yang. *Foundation Engineering Handbook*. Kluwer Academic, Boston, 1991.
- [40] Barreiros Martins, J. *Apontamentos de Fundações*. Universidade do Minho, Curso de Engenharia Civil, 2002.
- [41] Faustino, V. *Uma Contribuição para a Divulgação das Barragens de Enrocamento com Cortina Interior de Betão Betuminoso em Portugal*. Dissertação de Mestrado. UTL, Instituto Superior Técnico, 2009.

- [42] Neghabat, F., Stark, Robert M. *A Cofferdam Design Optimization*. North-Holland Publishing Company, U.S.A., 1972.
- [43] Martínez, M. *Cortinas de Estacas Prancha*. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2004.
- [44] Naval Facilities Engineering Command. *Foundations and Earth Structures*. Publications Transmittal, U.S. Government Printing, Virginia, 1986.
- [45] GEO-SLOPE International Ltd. *Seepage Modeling with SEEP/W 2007 – An Engineering Methodology*. Fourth Edition, Canada, 2009.
- [46] GEO-SLOPE International Ltd. *Stability Modeling with SLOPE/W 2007 – An Engineering Methodology*. Third Edition, Canada, 2008.

ANEXOS

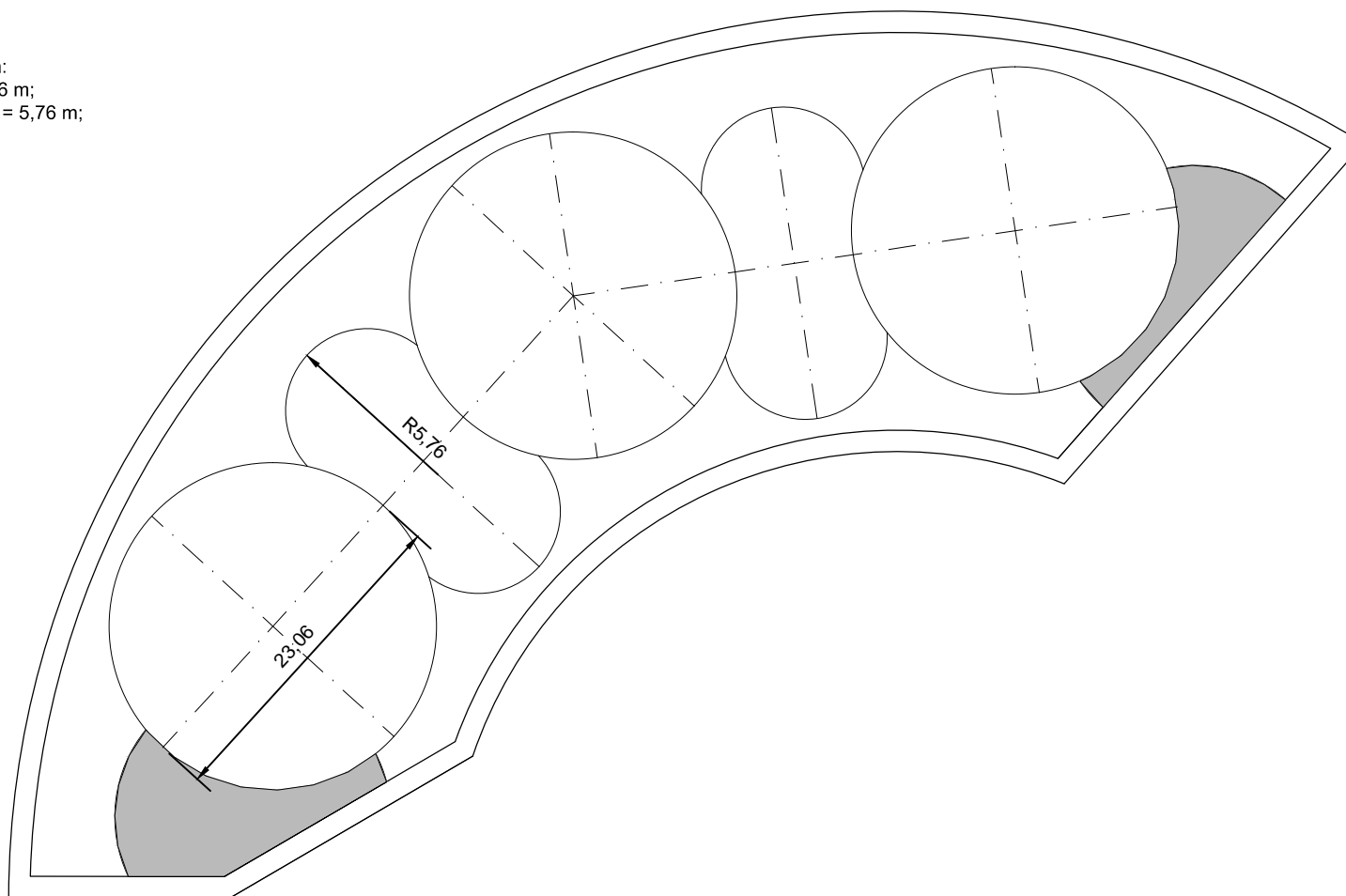
ANEXO A1

A1.1 Geometria em planta da ensecadeira e da plataforma de fundação do Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor.


A1.2 Disposição em planta das estacas pranchas metálicas para a ensecadeira do AHBS.

Caraterísticas da ensecadeira:

- Diâmetro das células = 23,06 m;
- Raio dos arcos de transição = 5,76 m;
- Altura = 20,5 m.



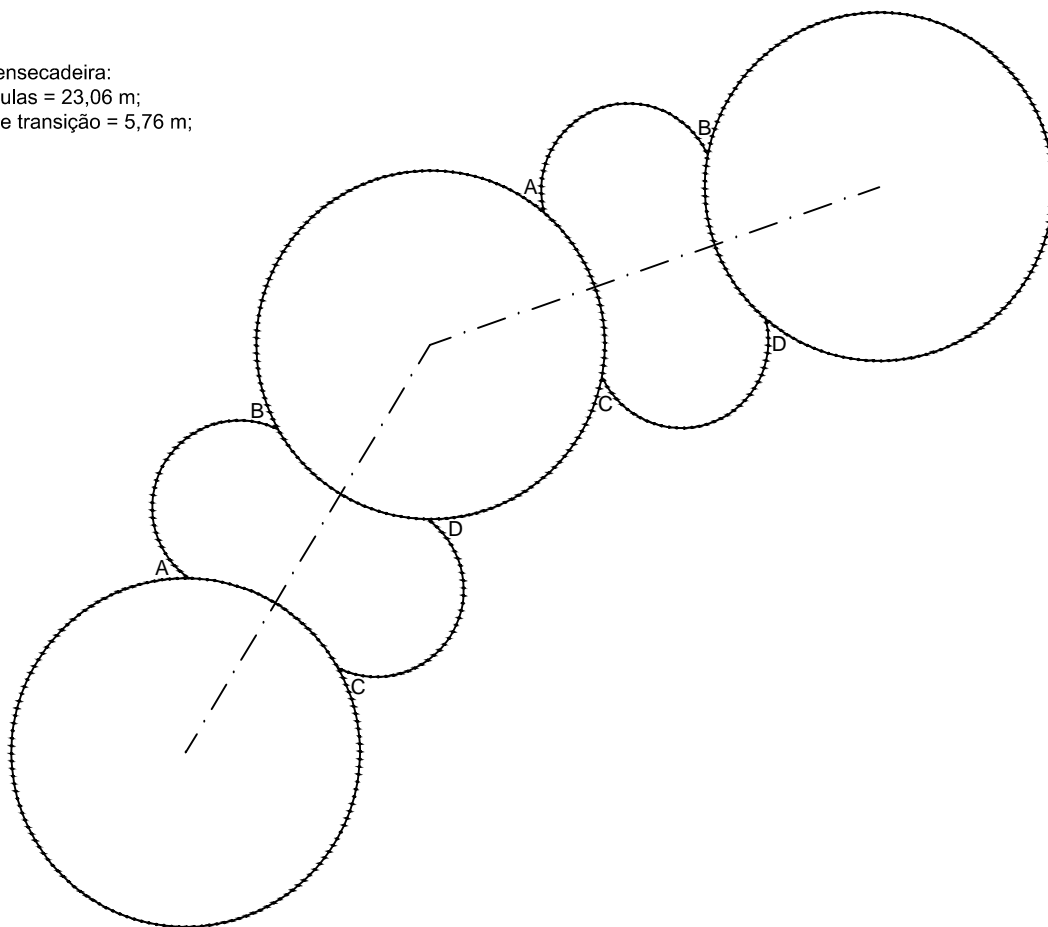
Legenda:

 Encontros da ensecadeira com o maciço

Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor		
1	GEOMETRIA EM PLANTA DA ENSECADEIRA E DA PLATAFORMA DE FUNDAÇÃO	
Cristiano Gomes	Julho de 2013	ESC 1:500

Caraterísticas da ensecadeira:

- Diâmetro das células = 23,06 m;
- Raio dos arcos de transição = 5,76 m;
- Altura = 20,5 m.



Nota: Devido à falta de informação sobre as ligações entre estacas, adotou-se um processo simplificado, recorrendo a círculos.

Tipo de estaca	Quantidade
	556
	2
	2
	2
	2

AS 500 - 9,5: Fmáx = 3000 kN/m
S 355 GP

Aproveitamento Hidroelétrico do Baixo Sabor

2	DISPOSIÇÃO EM PLANTA DAS ESTACAS PRANCHA METÁLICAS	
Cristiano Gomes	Julho de 2013	ESC 1:500

ANEXO A2

Resultados sobre a velocidade de percolação do caso de estudo da Barragem da Caniçada.

Solução inicial:

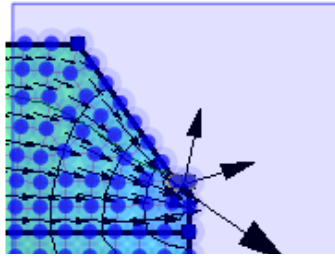


Fig. A2. 1 - Zona crítica em estudo

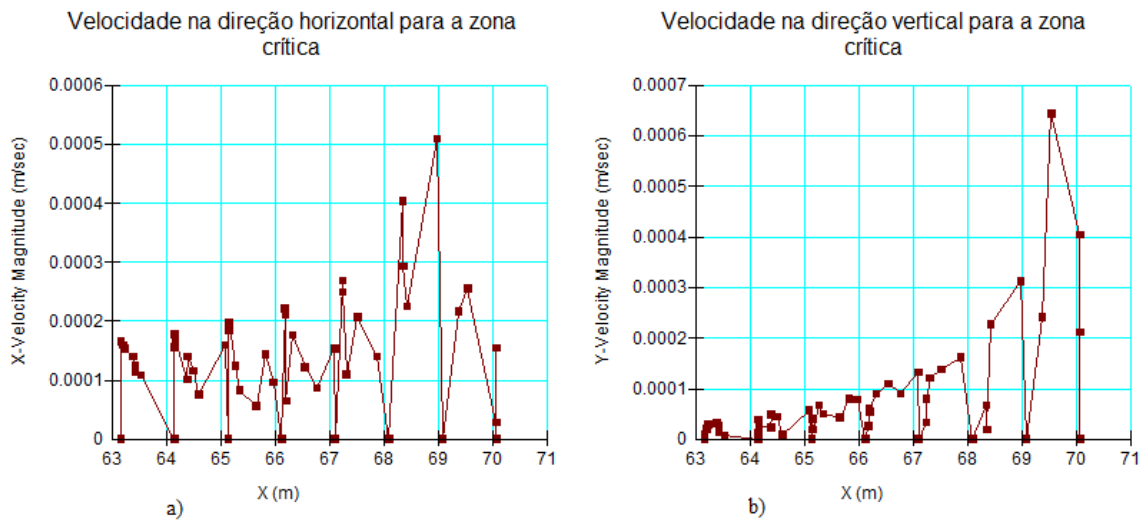


Fig. A2. 3 - Estudo da grandeza das velocidades na zona crítica

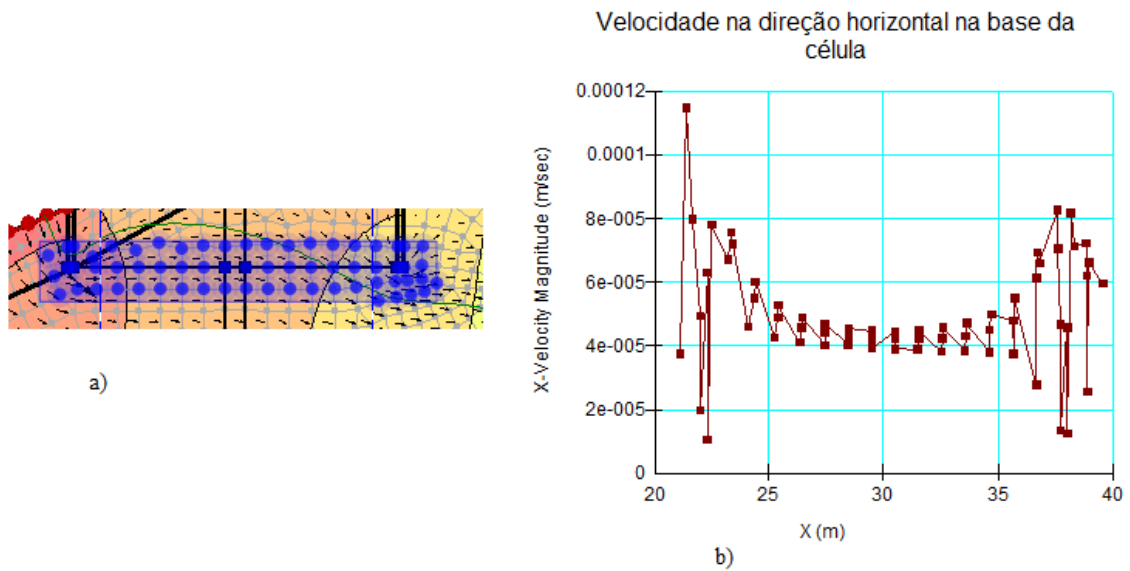


Fig. A2. 2 - Estudo da grandeza da velocidade na base da célula

Primeira solução alternativa:

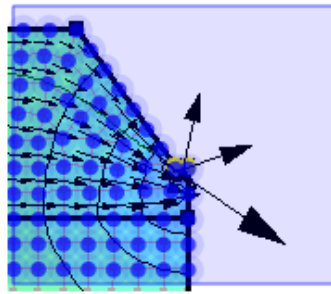


Fig. A2. 4 - Zona crítica em estudo

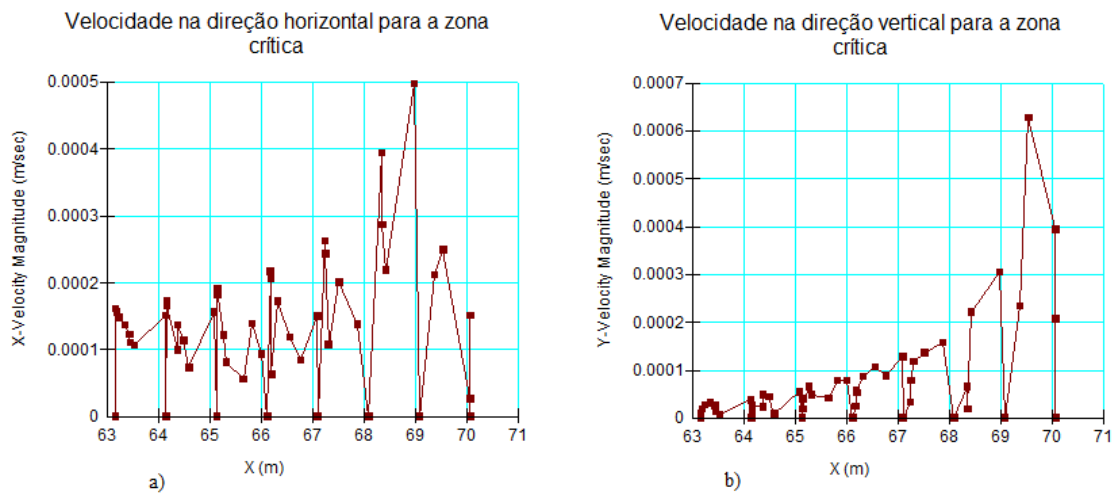


Fig. A2. 5 - Estudo da grandeza das velocidades na zona crítica

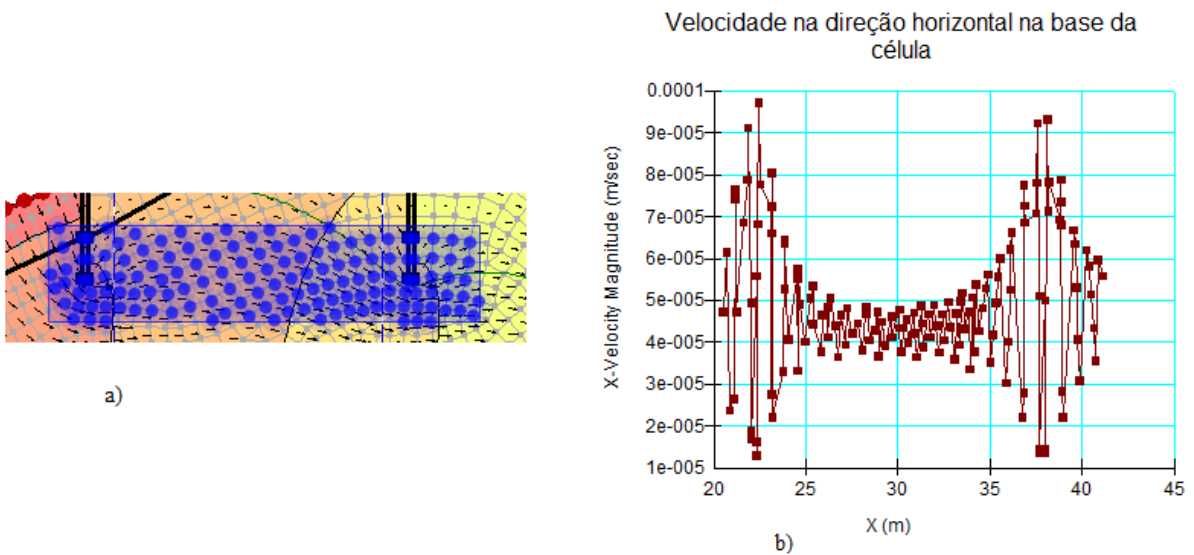


Fig. A2. 6 - Estudo da grandeza da velocidade na base da célula

Segunda solução alternativa:

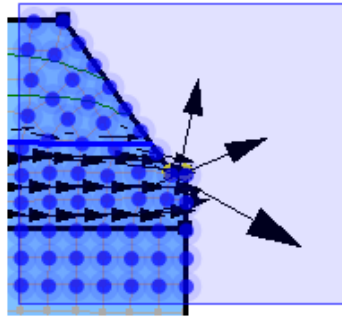


Fig. A2. 7 - Primeira zona em estudo

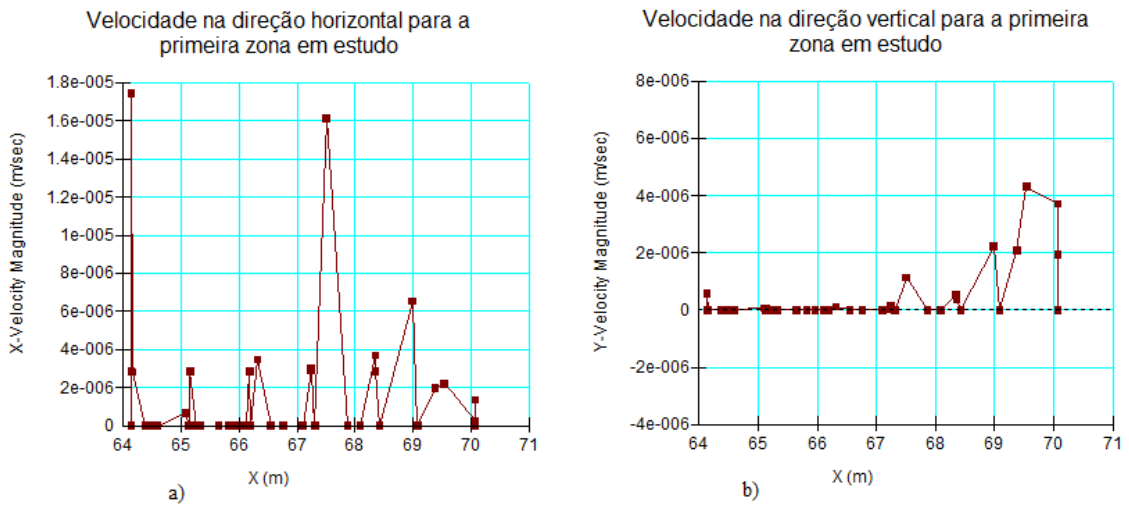


Fig. A2. 9 - Grandeza das velocidades para a primeira zona em estudo

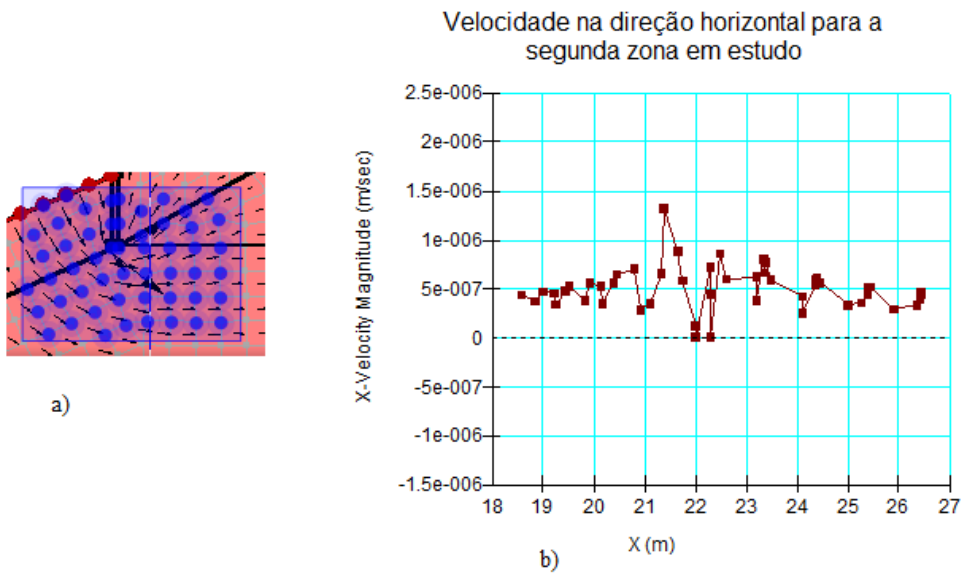


Fig. A2. 8 - Grandeza das velocidades para a segunda zona em estudo

