

FUTURE

PROMAN ENGENHARIA
PARA ALÉM DA TÉCNICA

Adaptação do Aterro de Apoio do CITVRSU de Coimbra para a Fase C

Projeto de Execução

Memória Descritiva e Justificativa

Nº Trabalho: T24.018

Data: 06/03/2025

Adaptação do Aterro de Apoio do CITVRSU de Coimbra para a Fase C

Projeto de Execução

Refª do documento: 24018-3-RES-MDJ-C

Histórico do Documento

Revisão	Descrição	Editado	Verificado	Autorizado	Data
00	Primeira emissão	IFS / SRH / REG / PA / FBS	SRH	RVA	04-10-2024
A	Diques, condutas de lixiviados	SRH / REG	SRH	RVA	14-11-2024
B	Revisão texto	SRH	SRH	RVA	20-02-2025
C	Revisão texto	SRH	SRH	RVA	06-03-2025

Alameda Fernão Lopes, nº 16 10º andar
1495-190 Algés - **Portugal**
Telf: +351 **213 041 050**
Contribuinte nº **501 201 840**
Capital Social **1.986.390 Euros** - C.R.C. Lisboa



Índice Geral

Memória Descritiva e Justificativa

Peças Desenhadas

Cláusulas Técnicas do Caderno de Encargos

Medições e Mapa de Quantidades de Trabalho

Orçamento

Índice

1.	INTRODUÇÃO	6
2.	PLANOS DE EXPLORAÇÃO.....	8
3.	ADAPTAÇÃO DO ATERRO SANITÁRIO.....	9
3.1	Situação atual.....	9
3.2	Obras previstas.....	9
3.3	Diques de contenção	12
3.4	Gestão da precipitação incidente nas Fases A e B	12
3.5	Exploração da Fase C	14
4.	SISTEMA DE PROTEÇÃO AMBIENTAL INFERIOR.....	15
4.1	Objetivos.....	15
4.2	Enquadramento legal.....	15
4.3	Solução proposta.....	15
5.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	17
5.1	Metodologia de cálculo	17
5.2	Parâmetros Geotécnicos.....	19
5.3	Modelos Geométricos.....	21
5.4	Resultados.....	22
5.5	Deformabilidade do aterro	28
6.	SISTEMA DE DRENAGEM DE LIXIVIADOS	30
6.1	Considerações a reter e objetivos.....	30
6.2	Caracterização da situação atual.....	30
6.3	Dados de base e estimativa de caudais.....	31
6.4	Captação e drenagem de lixiviados	34
7.	DRENAGEM PLUVIAL	45
7.1	Situação existente	45
7.2	Sistema previsto.....	45
8.	ESTRUTURAS	49
8.1	Introdução	49

8.2	Bases de cálculo e dimensionamento	49
9.	INSTALAÇÕES ELÉTRICAS	51
9.1	Objetivo	51
9.2	Regulamentação aplicável	51
9.3	Considerações Gerais	51
9.4	Alimentação de Energia	51
9.5	Cablagem	51
9.6	Quadro Elétrico	52
9.7	Influências Externas	52
9.8	Diversos	52

Anexos

- Anexo A – Características técnicas das bombas submersíveis
- Anexo B: Características técnicas do caudalímetro
- Anexo C: Características técnicas das câmaras de visita em PEAD

Tabelas

Tabela 5-1 – Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações (γ_F)	18
Tabela 5-2 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M)	18
Tabela 5-3 – Coeficientes parciais para a capacidade resistente (γ_R) para taludes e estabilidade global	18
Tabela 5-4 – Coeficientes parciais para as ações em situações acidentais	19
Tabela 5-5 – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno em situações acidentais	19
Tabela 5-6 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes em situações acidentais	19
Tabela 5-7 – Compilação de valores de coesão e ângulo de atrito de RSU publicados	20
Tabela 5-8 – Parâmetros Geotécnicos – Valores característicos	21
Tabela 5-9 – Verificação de Estabilidade Global (EC7) – Resumo dos valores obtidos para FS	27
Tabela 6-1 - Dimensionamento da conduta elevatória para lixiviados	38
Tabela 6-2 – Dimensionamento da conduta em carga	44
Tabela 7-1 - Coeficientes por tipo de revestimento da superfície e da ocupação	46

Tabela 7-2 - Escoamento pluvial afluyente ao coletor pluvial.....	46
Tabela 7-3 - Capacidades das valetas e áreas máximas a drenar.....	47
Tabela 7-4 – Dimensionamento do coletor pluvial a construir.....	47
Tabela 8-1 – Propriedades do Betão Estrutural.....	49
Tabela 8-2 – Propriedades Estruturais dos varões de aço.....	49
Tabela 8-3 – Área de armaduras adotada.....	50
Tabela 8.9-1 – Classificação dos locais quanto às influências externas.....	52

Figuras

Figura 1-1 - Levantamento aerofotogramétrico do aterro de dezembro 2023.....	6
Figura 2-1 - Visualização 3-D da Fase C (amarelo), visto de sudoeste.....	8
Figura 2-2 - Perfil transversal (W-E) das Células A e B e da futura Fase C.....	8
Figura 2-3 - Perfil longitudinal (N-S) da futura Fase C.....	8
Figura 3-1 - Levantamento topográfico de dezembro 2023.....	9
Figura 3-2 - Acesso entre as Fases A e B, visto do Norte, mostrando a “cunha” entre este e a Célula A.....	10
Figura 3-3 - Implantação geral das obras.....	11
Figura 3-4 -Implantação geral das obras.....	11
Figura 3-5 -Zona de implantação do dique de contenção Sul e do sistema de bombagem de lixiviados.....	12
Figura 3-6 -Situação atual do aterro com telas já aplicadas.....	13
Figura 3-7 -Pendentes da Célula A do aterro.....	13
Figura 3-8 -Remoção da tela existente do talude da Célula A e dique de desvio de águas pluviais....	14
Figura 3-9 -Tela sobre a Fase A a remover (vista de Norte para Sul).....	14
Figura 5-1 – Localização dos perfis transversais de análise – Cortes 1-1, 2-2 e 3-3.....	22
Figura 5-2 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 1-1 Enchimento da Célula C - AC1-C2 (Estática) – $FS_{min}=1,151$	23
Figura 5-3 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 1-1 – Enchimento da Célula C – AC1-Acidental (Pseudo-estática com kv positivo↓) – $FS_{min}=1,094$	23
Figura 5-4 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 1-1 – Enchimento da Célula C– AC1-Acidental	

(Pseudo-estática com kv negativo1) – $FS_{\min}=1,091$	24
Figura 5-5 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 2-2 – Enchimento da Célula C - AC1-C2 (Estática) – $FS_{\min}=1,146$	24
Figura 5-6 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 2 – Enchimento da Célula C – AC1-A2 Acidental (Pseudo-estática com kv positivo1) – $FS_{\min}=1,090$	25
Figura 5-7 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 2-2 – Enchimento da Célula C – AC1-Acidental (Pseudo-estática com kv negativo1) – $FS_{\min}=1,087$	25
Figura 5-8 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 3-3	26
Figura 5-9 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 3-3 – Enchimento da Célula C – AC1-Acidental (Pseudo-estática com kv positivo1) – $FS_{\min}=1,069$	26
Figura 5-10 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 3-3 – Enchimento da Célula C – AC1-Acidental (Pseudo-estática com kv negativo1) – $FS_{\min}=1,058$	27
Figura 5-11 – Perfil longitudinal do aterro dique sul.....	28
Figura 5-12 – Perfil longitudinal e transversal do aterro dique sul, com representação esquemática da posição dos níveis das geogrelhas de reforço.....	29
Figura 6-1 - Extração de lixiviados por bombagem na Fase B.....	31
Figura 6-2 – Sistema proposto de extração e drenagem de lixiviados.....	35
Figura 6-3 – Esquema da solução de bombagem a partir do fundo da célula	37
Figura 6-4 – Envoltórios de energia, regime transitório.....	40
Figura 6-5 – Pressão na conduta, no topo do dique, em regime transitório	40

1. INTRODUÇÃO

O presente documento constitui a Memória Descritiva e Justificativa do **Projeto de Execução** para a **Adaptação do Aterro de Apoio do CITVRSU de Coimbra para a Fase C**.

O Centro Integrado de Tratamento e Valorização de Resíduos Sólidos Urbanos (CITVRSU) de Coimbra é explorado pela **ERSUC – Resíduos Sólidos do Centro, S.A.** Integra uma Estação de Tratamento Mecânico-Biológico de Resíduos (TMB) bem como o aterro sanitário de apoio, que recebe:

- Subprodutos do tratamento de resíduos urbanos (refugos provenientes da TMB e da Estação de Triagem Seletiva)
- Resíduos urbanos (RU) resultantes da limpeza urbana e dos edifícios de apoio ao CITVRSU
- Monstros e monos.

O aterro tem sido desenvolvido em duas fases (ver Figura 1-1):

- A Fase A do aterro foi explorada entre outubro de 2012 e janeiro de 2022, e já atingiu a sua cota licenciada de +66,5 m;
- A Fase B, entrou em serviço em janeiro de 2022 e está atualmente em exploração; a sua cota máxima licenciada é de +65 m.

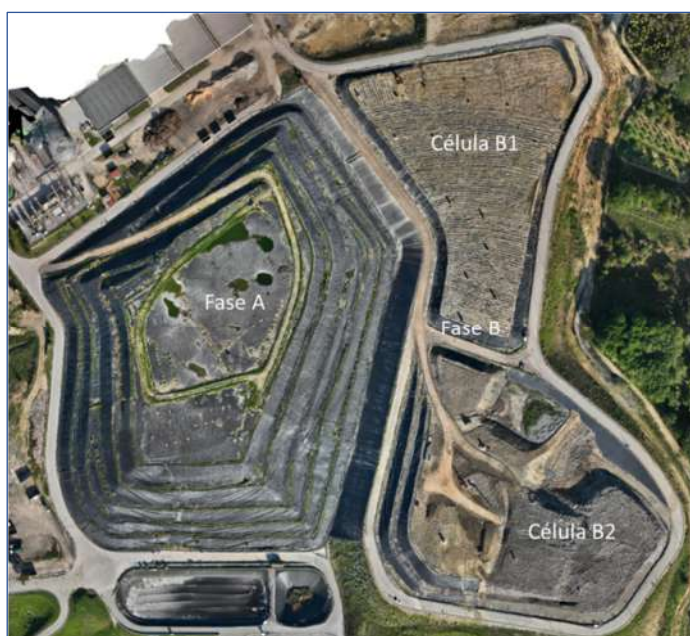


Figura 1-1 - Levantamento aerofotogramétrico do aterro de dezembro 2023

A fase de enchimento C consistirá da deposição de resíduos entre as Fases A e B. Assim a Fase C localizar-se dentro dos limites existentes do aterro sanitário, em área já impermeabilizada. O presente projeto de execução contempla a adaptação do aterro sanitário para facilitar a exploração da Fase C,

principalmente ao nível da contenção dos resíduos e dos lixiviados. O dimensionamento estrutural das infraestruturas no presente projeto considera ainda a eventualidade de realização de uma Fase D, que consistirá no enchimento sobre todas as fases anteriores, até à cota +80 m. De salientar, no entanto, que a ERSUC não vai avançar já com o licenciamento com desta fase D, mas este Projeto já contempla o seu dimensionamento caso se pretenda licenciar no futuro.

2. PLANOS DE EXPLORAÇÃO

A ERSUC pretende a exploração da Fase C, entre as Fases A e B, até cota máxima +67 m conforme a Figura 2-1, a Figura 2-2 e a Figura 2-3. Conforme o Anteprojeto de Exploração da Fase C¹ elaborado em 2024, a Fase C irá prolongar a exploração do aterro sanitário por cerca de um ano.

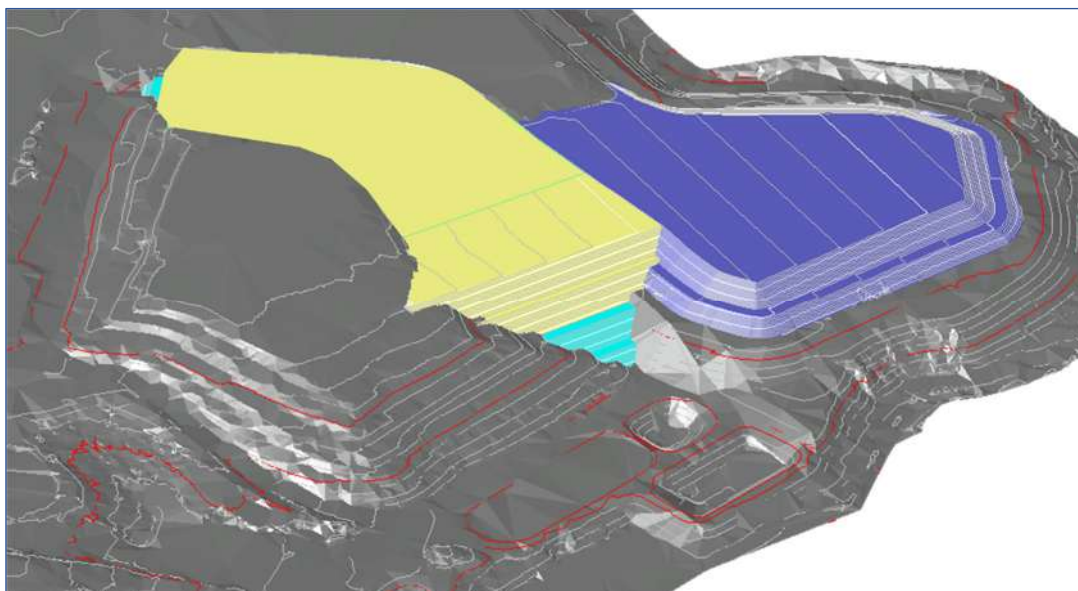


Figura 2-1 - Visualização 3-D da Fase C (amarelo), visto de sudoeste

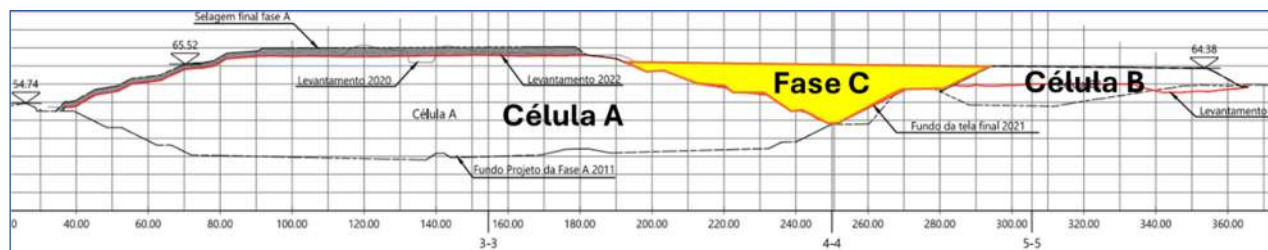


Figura 2-2 - Perfil transversal (W-E) das Células A e B e da futura Fase C

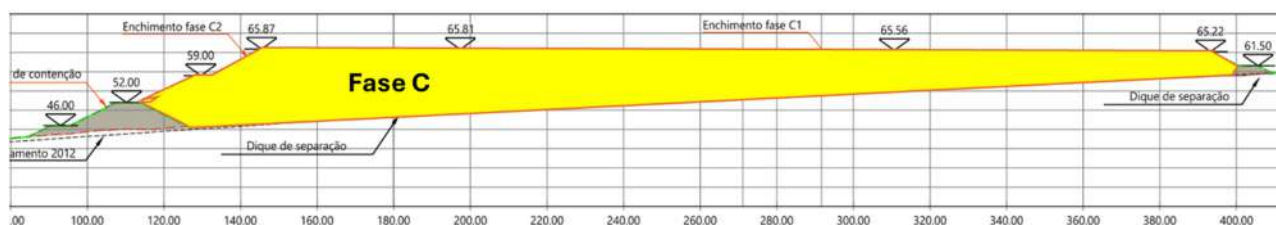


Figura 2-3 - Perfil longitudinal (N-S) da futura Fase C

¹ "Ampliação da Capacidade do Aterro de Apoio do CITVRSU de Coimbra – Anteprojeto de Exploração da Fase C", FUTURE PROMAN, 2024

3. ADAPTAÇÃO DO ATERRO SANITÁRIO

3.1 Situação atual

A Figura 3-1 e o desenho 24018-3-RES-001 apresentam o levantamento topográfico do aterro sanitário as Células A e B realizado em dezembro de 2023.



Figura 3-1 - Levantamento topográfico de dezembro 2023

3.2 Obras previstas

A Fase C proposta será explorada sobre as Células existentes das Fases A e B, pelo que não será necessária a construção de células adicionais:

- A Fase A do aterro encontra-se selada com geomembrana incluindo as áreas sobre as quais se prevê explorar a Fase C.
- A zona entre as Fases A e B (atualmente corresponde a um acesso e a um talude) encontra-se impermeabilizada com geocompósito bentonítico e geomembrana (Figura 3-2), criando um vale impermeável.



Figura 3-2 - Acesso entre as Fases A e B, visto do Norte, mostrando a “cunha” entre este e a Célula A (à direita)

No entanto, torna-se necessário criar infraestruturas para conter e extrair os lixiviados produzidos durante a exploração das novas fases. Deste modo, o presente projeto contempla as intervenções seguintes:

- Criação de diques de contenção nos limites da Fase C, a Norte e a Sul, entre as Fases A e B;
- Impermeabilização destes diques, de acordo com os requisitos do RJDR;
- Instalação de sistema de drenagem de lixiviados no fundo da cunha;
- Instalação de sistema de extração de lixiviados, por bombagem, junto ao dique de contenção Sul e conduta de ligação à lagoa de lixiviados existente;
- Instalações elétricas associadas à bombagem;
- Obras de drenagem de águas pluviais nos diques de contenção;
- Remoção de parte da geomembrana sobre a Fase A;
- Dique de desvio de águas pluviais sobre a Fase A.

A implantação geral da Célula C e obras associadas apresenta-se no desenho 24018-3-RES-010, bem como na Figura 3-3 e na Figura 3-4. O local de implantação do dique de contenção Sul e do sistema de bombagem de lixiviados apresenta-se na Figura 3-5.

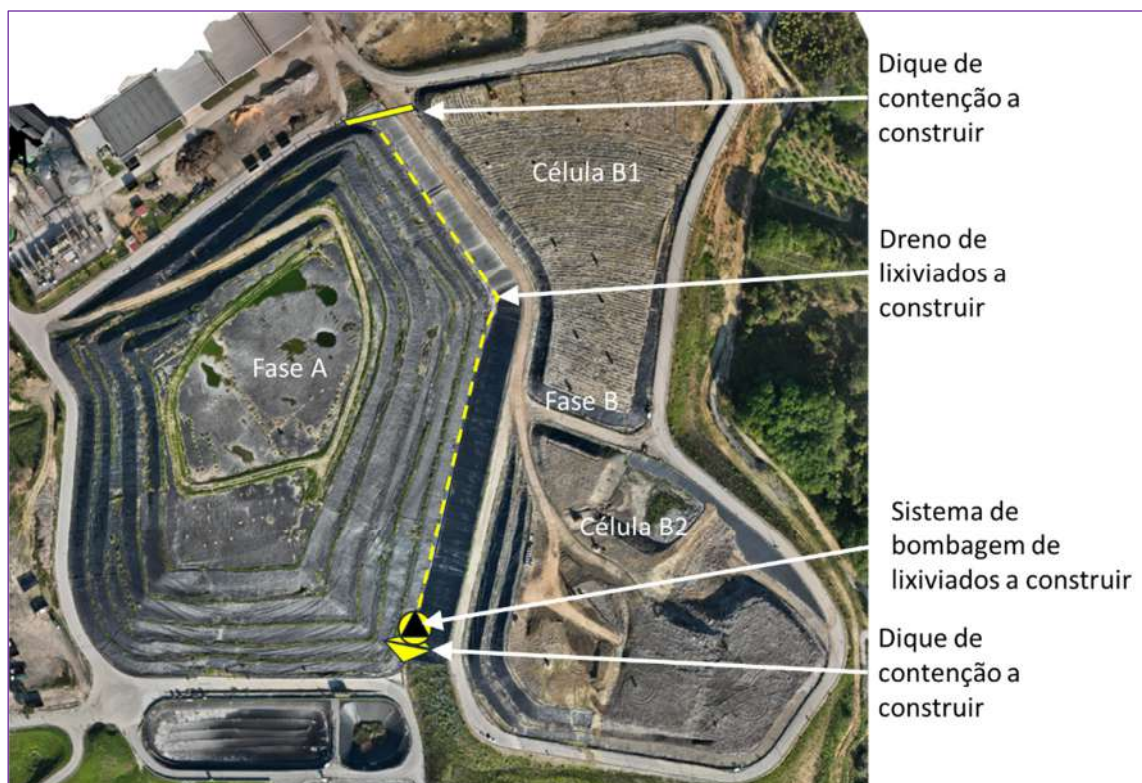


Figura 3-3 - Implantação geral das obras

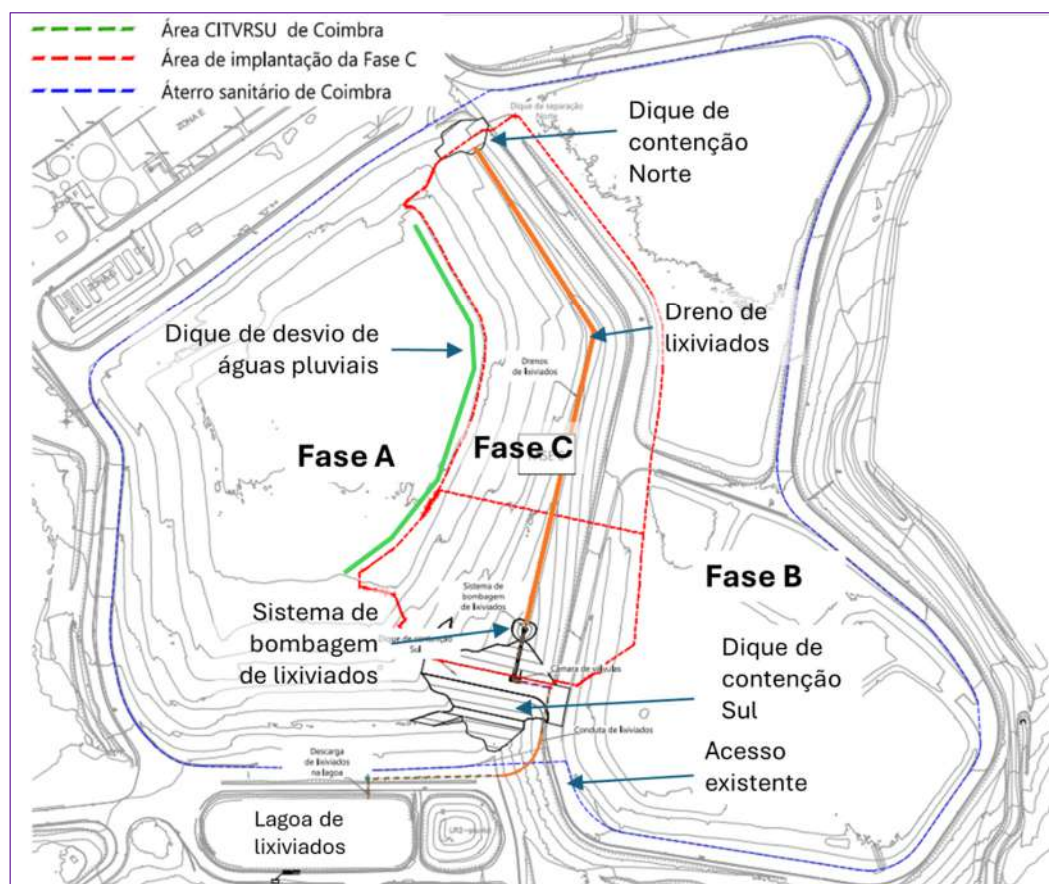


Figura 3-4 -Implantação geral das obras



Figura 3-5 -Zona de implantação do dique de contenção Sul e do sistema de bombagem de lixiviados

3.3 Diques de contenção

As geometrias dos diques de contenção apresentam-se nos desenhos 24018-3-RES-020 e 24018-3-RES-025. Os seus taludes terão inclinação 1V:2H. O dique Norte terá altura de cerca de 2,5 m e largura de coroamento 5 m. O dique Sul terá altura de 13 m e largura e coroamento 8 m, de modo a acomodar a caixa de válvulas do sistema de bombagem de lixiviados e a passagem de viaturas.

A criação do referido sistema de bombagem obriga a abertura de uma zona rebaixada (“poço” junto ao dique de contenção Sul. A impermeabilização dos diques e desta zona rebaixada define-se no capítulo 4.

3.4 Gestão da precipitação incidente nas Fases A e B

Torna-se necessário minimizar o caudal de lixiviados afluente ao sistema de bombagem.

A Figura 3-6 apresenta uma secção do aterro atualmente, encontrando-se em exploração a Fase B. A linha vermelha representa as telas já aplicadas (no topo da Célula B1 foi também aplicada uma tela temporária).

Adicionalmente, o topo da Célula A (com tela) tem as pendentes indicadas na Figura 3-7. Deste modo, a presença da geomembrana sobre a plataforma da Célula A levaria a que a precipitação incidente entrasse na área de exploração da Fase C, aumentando os lixiviados produzidos. Quando for aplicada geomembrana no topo da Fase B irá acontecer o mesmo.

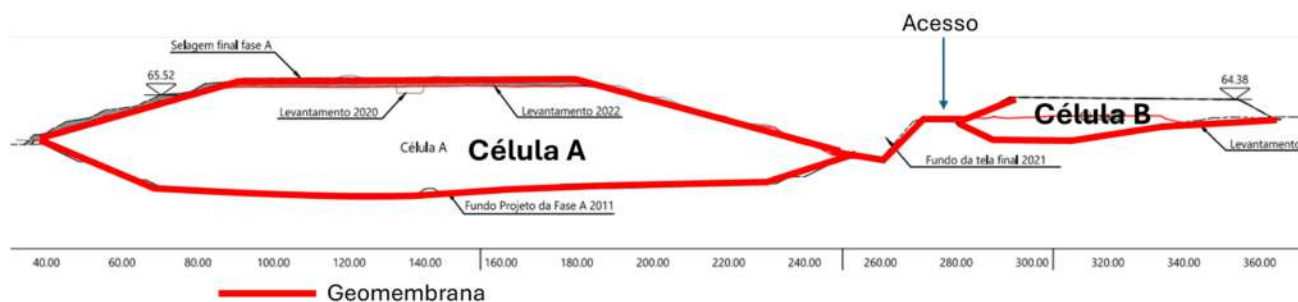


Figura 3-6 -Situação atual do aterro com telas já aplicadas

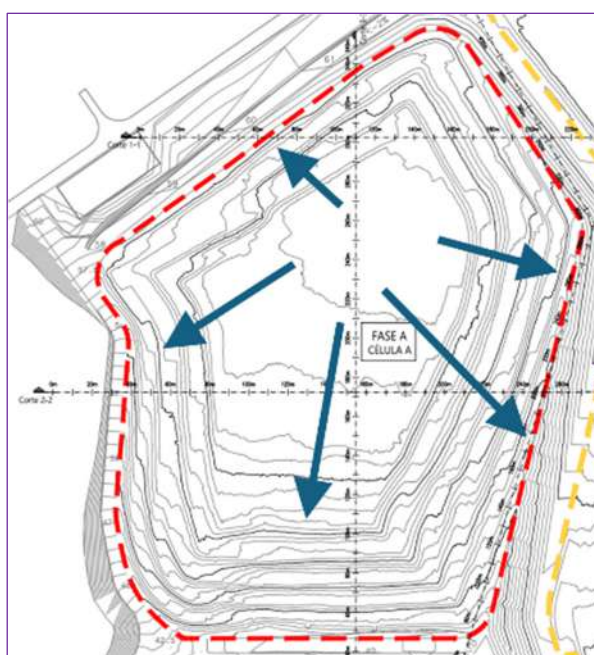


Figura 3-7 -Pendientes da Célula A do aterro

Para além disso, devido à impermeabilização dos taludes da Fase A, os lixiviados dos resíduos da Fase C colocados em cima irão todos afluir ao sistema de bombagem anteriormente referido. Assim, propõem-se as medidas seguintes:

- Implementação de um dique de desvio de águas pluviais impermeabilizado na plataforma da Fase A (Figura 3-8);
- Remoção de parte da tela no talude da Célula A, por fases, conforme a exploração (Figura 3-8 e Figura 3-9).
- Posteriormente, colocação de um dique de desvio de águas pluviais na plataforma da Fase B, após a aplicação de tela nesta plataforma (não contemplado nesta empreitada).

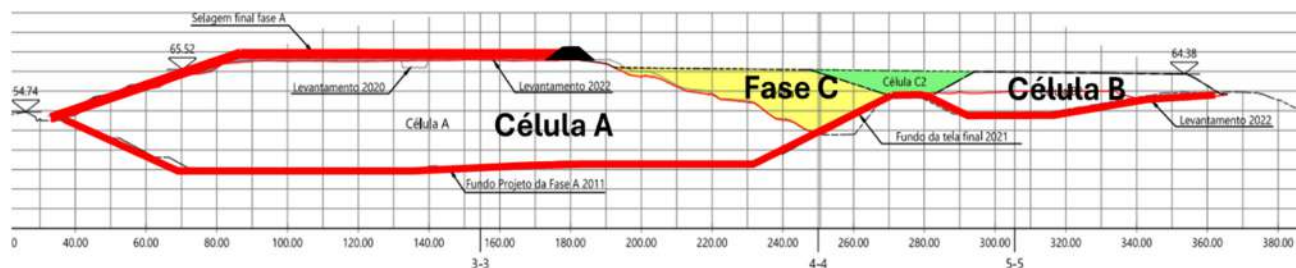


Figura 3-8 -Remoção da tela existente do talude da Célula A e dique de desvio de águas pluviais

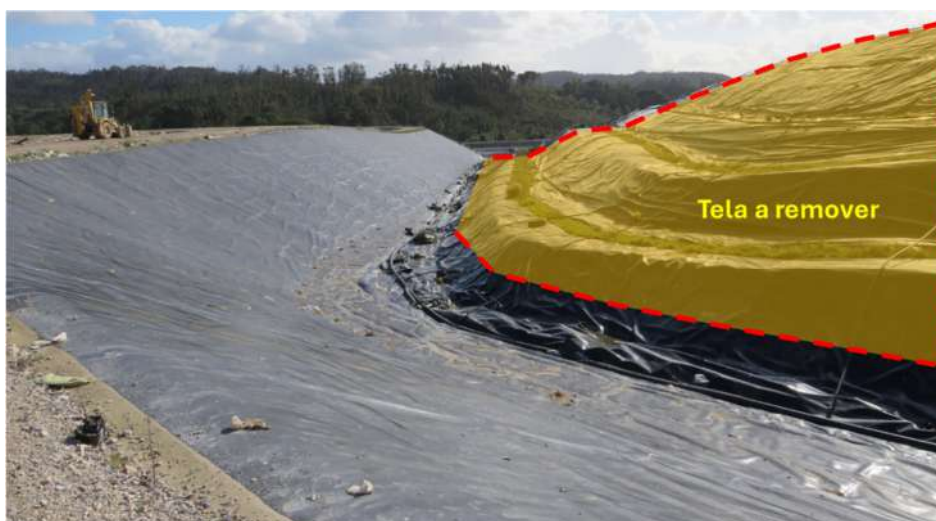


Figura 3-9 -Tela sobre a Fase A a remover (vista de Norte para Sul)

Estas medidas irão reduzir significativamente os caudais afluentes ao sistema de extração da Fase C, mas não obviam a necessidade deste sistema, em parte porque a infiltração dos lixiviados nos resíduos da Célula A será dificultado pelo seu nível de compactação existente.

Os lixiviados produzidos na Célula A e nas células da Fase B irão continuar a ser extraídos através dos sistemas de drenagem existentes.

3.5 Exploração da Fase C

Conforme acima referido, na Fase C os resíduos serão depositados num vale impermeabilizado, constringendo a exploração ao nível da movimentação dos equipamentos. Inicialmente o acesso deverá ser feito pelo extremo Norte. Mais tarde, poderá ser utilizado o acesso no coroamento do Dique de Contenção Sul. O dique terá largura útil de 5 m para este efeito.

No início de exploração da Fase C será criada uma entrada e plataforma de descarga junto ao Dique de Contenção Norte, depois serão depositados resíduos no fundo do vale, progressivamente, de Norte para Sul. Este enchimento inicial alargará o vale para facilitar a passagem e manobra dos equipamentos.

4. SISTEMA DE PROTEÇÃO AMBIENTAL INFERIOR

4.1 Objetivos

Conforme anteriormente referido, a zona de implantação da Fase C já se encontra devidamente impermeabilizada, no entanto, torna-se necessário impermeabilizar os taludes interiores dos diques de contenção e a zona rebaixada para bombagem de lixiviados.

4.2 Enquadramento legal

Conforme o Regime Jurídico da Deposição de Resíduos em Aterro (RJDR, Anexo II do Decreto-Lei N.º 102-D/2020, de 10 de dezembro, alterado pela Lei n.º 52/2021, de 10 de agosto, e pelo Decreto-Lei n.º 24/2024, de 26 de março), o aterro sanitário classifica-se como **aterro de resíduos não perigosos**.

O Anexo I do RJDR requer que as células dos aterros de resíduos não perigosos sejam equipadas com sistema de proteção ambiental inferior impermeável, constituído por:

- Uma barreira geológica;
- Uma barreira de impermeabilização artificial, constituída por uma geomembrana ou equivalente;
- Um sistema de captação e drenagem de lixiviados;

A barreira geológica deve ser de baixa permeabilidade (coeficiente k igual ou inferior a 10^{-9} m/s), com espessura igual ou superior a 1 m ou barreira artificial equivalente com espessura igual ou superior a 0,5 m.

A barreira de impermeabilização artificial deve ser constituída por uma barreira de impermeabilização artificial (geomembrana ou equivalente) e sistema de drenagem de lixiviados.

O sistema de drenagem de lixiviados deverá obedecer às seguintes características:

- O fundo do aterro deverá ter uma inclinação mínima de 2%;
- A permeabilidade hidráulica da camada drenante deverá ser igual ou superior a 10^{-4} m/s;
- A camada mineral drenante deverá apresentar uma espessura mínima de 0,5 m e ser isenta de material calcário.

4.3 Solução proposta

Relativamente à **barreira geológica**, considera-se que os solos locais não oferecem permeabilidade suficientemente baixa para constituir uma barreira natural, pelo que terá de ser utilizada uma barreira artificial com permeabilidade equivalente (combinação de coeficiente de permeabilidade e espessura):

um geocompósito bentonítico (ou "GCL" - camada de argila geossintética), constituído por uma camada de bentonite entre dois geotêxteis.

Relativamente ao **sistema de captação e drenagem de lixiviados**, será colocada camada mineral drenante no fundo da Fase C. Não seria possível manter a estabilidade de uma camada deste tipo sobre os taludes, pelo que se propõe a utilização de um geocompósito drenante, constituído por uma georrede entre dois geotêxteis, nos taludes e banquetas, para assegurar a condução dos lixiviados incidentes até o sistema de drenagem no fundo.

Assim, propõe-se o esquema de impermeabilização seguinte (de baixo para cima), conforme os desenhos 24018-3-RES-030 (plantas) e 24018-3-RES-031 (pormenores):

- Barreira geológica:
 - Geocompósito bentonítico (ou "GCL" - camada de argila geossintética), constituído por uma camada de bentonite entre dois geotêxteis, com coeficiente de permeabilidade k igual ou inferior a 2×10^{-11} m/s e espessura 5 mm;
- Barreira de impermeabilização artificial:
 - Geomembrana em PEAD, espessura 2 mm;
- Sistema de captação e drenagem de lixiviados:
 - No fundo:
 - Camada mineral drenante em seixo rolado sem finos e sem material calcário, em camada com espessura 0,5 m;
 - Drenos em PEAD, SDR11, DN315, ranhurados em meia cana, instalados na camada mineral drenante;
 - Geotêxtil filtro, tecido, em PEAD, sobre a camada mineral drenante (a guardar em armazém até imediatamente antes da entrada em exploração, e depois colocar sobre a camada mineral drenante);
 - Nos taludes (incluindo a geomembrana existente):
 - Geocompósito drenante, constituído por uma georrede em PEAD entre dois geotêxteis de PEAD ou PP.

Os materiais geossintéticos serão fixados em vala de ancoragem no topo dos taludes, conforme os desenhos de pormenor

As geomembranas novas serão ligadas às existentes por soldadura por fusão.

O sistema de drenagem de lixiviados no fundo da Fase C apresenta-se no desenho 24018-3-DRE-010. Nota-se que o vale existente apresenta uma pendente para Sul com inclinação média de 5%, cumprindo as características definidas do RJDRA.

5. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

5.1 Metodologia de cálculo

No presente capítulo pretende-se avaliar as condições de estabilidade dos taludes de aterro de resíduos (RSU) na fase de enchimento da célula C, tendo em atenção as disposições apresentadas no Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico (NP EN 1997-1:2010) e Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos (NP EN 1998-1:2010) para a verificação de segurança aos Estados Limites Últimos.

As análises de estabilidade global dos taludes foram realizadas com recurso ao software “Slide”, da ROCSCIENCE, que por equilíbrio limite e aplicando o método das fatias com base no método de cálculo de Bishop simplificado, permite obter um fator de segurança correspondente à superfície de rotura circular que limita a massa de solo, cujo potencial de deslizamento é mais elevado.

As verificações de estabilidade global dos taludes de aterro de resíduos (RSU) na fase de enchimento da Célula C foram realizadas de acordo com as disposições apresentadas no Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico (EN 1997-1:2010), nomeadamente através da aplicação de coeficientes parciais de segurança das combinações 1 e 2 definidas para a Abordagem de Cálculo 1 (AC1) e para a combinação accidental, na verificação em relação aos Estados Limites Últimos de rotura estrutural ou do terreno (STR e GEO), da qual prevê-se a obtenção de um fator de segurança unitário.

A Abordagem de Cálculo 1 (AC1) inclui as seguintes combinações:

- Combinação 1: A1 “+” M1 “+” R1;
- Combinação 2: A2 “+” M2 “+” R1;
- Combinação Accidental.

Em termos gerais, o dimensionamento geotécnico é condicionado pela aplicação da Combinação 2 da AC1, que visa principalmente a minoração das propriedades resistentes dos terrenos de modo a minimizar as incertezas e desvios dos valores atribuídos (GEO). Enquanto que a Combinação 1 da AC1 envolve a majoração das ações desfavoráveis, tanto permanentes como variáveis, sendo mais condicionante nos estados limites que dependem da resistência dos elementos estruturais (STR).

Tendo em consideração estes aspetos, as verificações de estabilidade global aos Estados Limites Últimos através de métodos numéricos foram realizadas com aplicação da Combinação 2 da AC1 e da Combinação Accidental, onde as ações variáveis e os parâmetros resistentes do solo foram sujeitos à afetação de coeficientes de segurança parciais.

Os valores dos coeficientes parciais para obter os valores de cálculo das ações e efeitos das ações, dos parâmetros dos solos e das capacidades resistentes para taludes e estabilidade global, encontram-se patentes nas tabelas seguintes.

Tabela 5-1 – Coeficientes parciais para as ações ou para os efeitos das ações (γ_F)
 (Adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.3)

Acção		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	γ_G	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	γ_Q	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Tabela 5-2 – Coeficientes parciais para os parâmetros do solo (γ_M)
 (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.4)

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas ^{a)}	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	γ_c	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso volúmico	γ_γ	1,0	1,0
^{a)} Este coeficiente é aplicado a $\tan \varphi'$			

Tabela 5-3 – Coeficientes parciais para a capacidade resistente (γ_R) para taludes e estabilidade global
 (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo A – Quadro A.14)

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto		
		R1	R2	R3
Capacidade resistente do terreno	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

Para as verificações respeitantes a Estados Limites Últimos em situações acidentais, foram considerados os coeficientes parciais que se apresentam nas tabelas seguintes.

Tabela 5-4 – Coeficientes parciais para as ações em situações acidentais
 (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo Nacional NA – Quadro NA.I)

Acções	Tipo de estado limite			
	EQU	STR/GEO	UPL	Levantamento hidráulico (HYD)
Acções permanentes desfavoráveis	1,0	1,0	1,0	1,2
Acções permanentes favoráveis	1,0	1,0	0,9	0,9
Acções variáveis desfavoráveis	1,0	1,0	1,0	1,0
Acções variáveis favoráveis	0	0	–	–

Tabela 5-5 – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno em situações acidentais
 (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo Nacional NA – Quadro NA.II)

Parâmetro do terreno	Tipo de estado limite		
	EQU	STR/GEO	UPL
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas	1,25	1,1	1,25
Coesão em tensões efectivas	1,25	1,1	1,25
Resistência ao corte não drenada	1,4	1,15	1,4
Resistência à compressão uniaxial	1,4	1,15	–
Peso volúmico	1,0	1,0	–

Tabela 5-6 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes em situações acidentais
 (adaptado da NP EN 1997-1 2010 (EC7) – Parte 1 – Anexo Nacional NA – Quadro NA.III)

Estruturas ou elementos estruturais	Capacidade resistente	Tipo de estado limite	
		STR/GEO	UPL
Estabilidade de taludes e estabilidade global	Terreno	1,0	–

5.2 Parâmetros Geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos dos diversos materiais que constituem os perfis geológicos dos taludes em análise, foram estimados com base nos resultados obtidos na campanha de caracterização geológico-geotécnica dos terrenos envolventes, realizada em abril de 2023 pelo Núcleo de Geotecnia da Mota Engil, Engenharia e Construção, S.A. (17040.457ED01).

Para além disso, os valores considerados para os materiais de fundação (in-situ) foram ainda balizados com a informação patente no Estudo Geológico-Geotécnico elaborado pela Tecnasol FGE, em setembro de 2009.

Para os parâmetros geotécnicos a considerar para os RSU foi consultada bibliografia da especialidade, nomeadamente Lopes, M. L (2000)² e Silva, B.V. (2014)³, cujos estudos apontam para uma grande variabilidade dos respetivos parâmetros entre os vários estudos já realizados que estará relacionada quer com o método de análise (in situ, laboratório ou retro-análise) e a respetiva falta de normalização específica para este material, principalmente devido à grande variedade de composição dos resíduos.

Na Tabela 5-7 é apresentada a compilação de valores de coesão e ângulo de atrito propostos para os RSU pela bibliografia consultada.

Tabela 5-7 – Compilação de valores de coesão e ângulo de atrito de RSU publicados
 (adaptado de Lopes, M.L. (2000) e Silva, B.V. (2014))

Fonte	Ano	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Método/ensaio
Stoll	1971	44	0	Ensaio Laboratório
Fang	1977	18	60	Ensaio Laboratório
EMCON	1987	14 - 20	18 - 35	Ensaio Laboratório
Landva e Clark	1986	42	19	Corte Direto
		38	16	
		33	16	
		24	23	
		33,6	10	
Saarela	1987	19 - 33	0 - 70	Ensaio Laboratório
Siegel et al.	1990	39 - 53	0	Triaxial
Duplancic	1990	34	0	Ensaio Laboratório
Landva & Clark	1990	24 - 41	0 - 23	Ensaio Laboratório
Howland e Landva	1992	33	17	Corte Direto
Cowland et al.	1993	25	10	Corte Direto
Del Greco e Oggeri	1993	21	15,7	Corte Direto
		22	23,5	Corte Direto
Golder e Associates	1993	41	0	Corte Direto
Jessberger	1994	38	7	Não definido
		15	10	Retro-análise
		17	10	Retro-análise
		30	0	Estimado
		40	0	Estimado
		42	7	Corte Direto
		26,5	28	Valores sugeridos
Fassett et al.	1994	23	10	Valores sugeridos

² Lopes, M. L.; Gomes, C. C. (2000) – Problemas relativos a estabilidade de aterros de resíduos. Seminário sobre aspectos geotécnicos do projeto e construção de aterros de resíduos. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Geotecnia; LNEC.

³ Silva, B.V. (2014) – Estabilidade de taludes de aterros não controlados de resíduos. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Geológica (Geotecnia), FCT, UNL.

Fonte	Ano	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Método/ensaio
Kolsh	1995	15	15	Valores sugeridos
		22	18	Retro-análise
Gabt e Valero	1995	34	16,8	Triaxial
		20,5	0 - 27,5	Corte Direto
Sanchez-Alciturri <i>et al.</i>	1995	28 - 35	0	Ensaio Laboratório
Benson et al.	1996	35	20	Valores sugeridos
		42	24	Corte Direto
Kavazanjian	2001	33 - 59	16 - 30	Corte Direto
Reddy et al.	2008	26 - 30	31 - 64	Corte Direto
		16	38	Triaxial

Tendo em conta os parâmetros de corte de RSU sugeridos pela bibliografia consultada, considerou-se, para uma análise a longo prazo (em termos de tensões efetivas), a adoção de valores conservativos, no ramo inferior aos propostos na bibliografia, representando para o ângulo de resistência ao corte (ϕ') um valor de 20° e um valor para a coesão (c') de 15 KPa.

Os valores característicos para os parâmetros geotécnicos dos materiais considerados nas verificações de estabilidade global dos taludes analisados encontram-se patentes na tabela seguinte.

Tabela 5-8 – Parâmetros Geotécnicos – Valores característicos

Material	γ'_k (kN/m ³)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)
RSU	13,0	20,0	15,0
Aterro	19,0	30,0	5,0
Marga argilosa a Calcário margoso	21,0	30,0	100,0

5.3 Modelos Geométricos

Para as análises de estabilidade global do talude, foram estudados os perfis transversais representativos das situações mais críticas durante a fase de enchimento da célula C. Estes perfis foram selecionados com base nas condições de fundação, bem como na geometria do talude.

A célula C será instalada entre as células A e B, que possuem fundações diferentes. O dique de aterro será fundado em materiais de aterro na zona da célula B e em resíduos sólidos urbanos (RSU) na zona da célula A. Foram analisados três perfis transversais, o primeiro (corte 1-1) corresponde à zona composta onde o aterro é fundado sobre o terreno natural, o segundo e terceiro (corte 2-2 e 3-3) abrangem a zona onde o aterro dique será fundado sobre os RSU existentes na célula A.

Nos perfis transversais abrangidos, o talude terá cerca de 31,5m de altura, atingindo a cota de 80,0 no final do enchimento da Célula C. Este será constituído por quatro panos inclinados de 2:1 (V:H) e separado por banquetas.

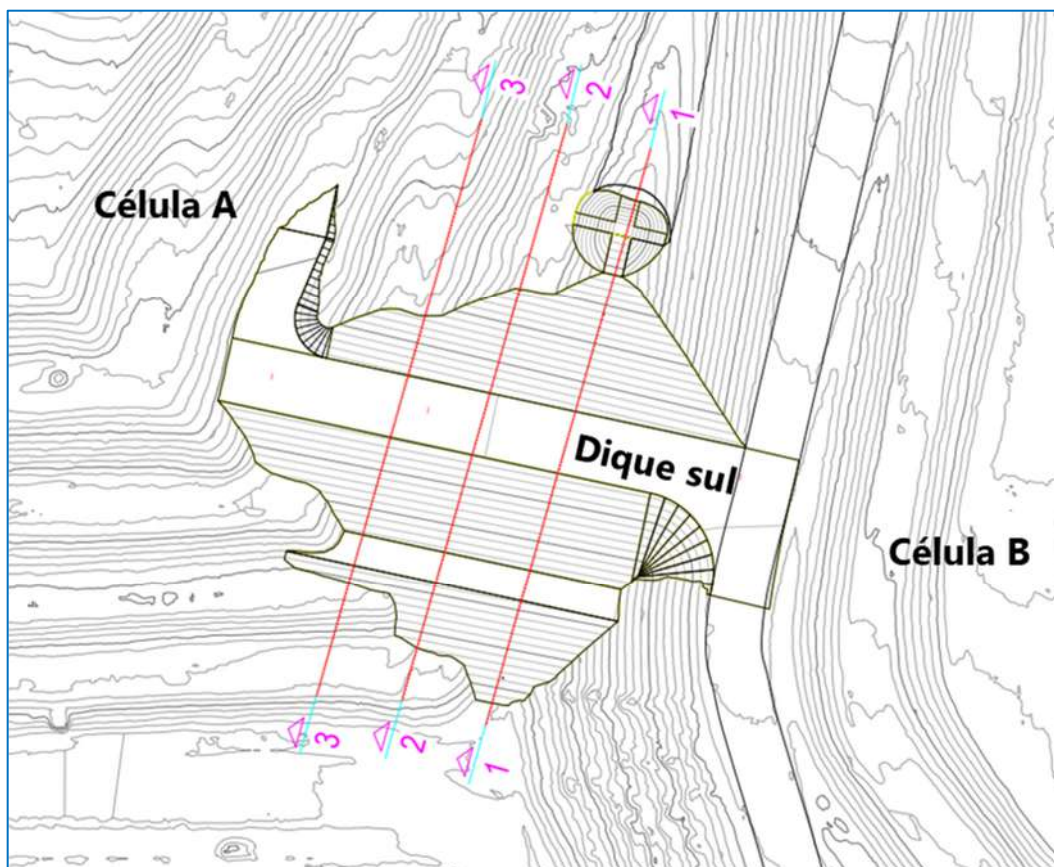


Figura 5-1 – Localização dos perfis transversais de análise – Cortes 1-1, 2-2 e 3-3

Relativamente às condições hidrogeológicas, foi admitida uma posição do nível freático ao nível da crista do aterro dique, no interior da camada constituída pelos resíduos sólidos urbanos (RSU).

Foram igualmente assumidas no modelo as seguintes ações ou efeitos de ações:

- Ação Sísmica: Coeficientes de aceleração sísmica horizontal e vertical da ação sísmica do Tipo 2, de $k_{H2} = 0,070$ e $k_{V2} = \pm 0,035$, sendo esta a situação mais gravosa determinada de acordo com Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos (NP EN 1998-1:2010).

5.4 Resultados

Os resultados obtidos nas análises de estabilidade global dos taludes, em termos estáticos e pseudo-estáticos, considerando as combinações de coeficientes parciais de segurança definidas para a Abordagem de Cálculo 1 (AC1) e a combinação accidental, encontram-se ilustrados nas figuras que se seguem.

• **Corte 1-1**

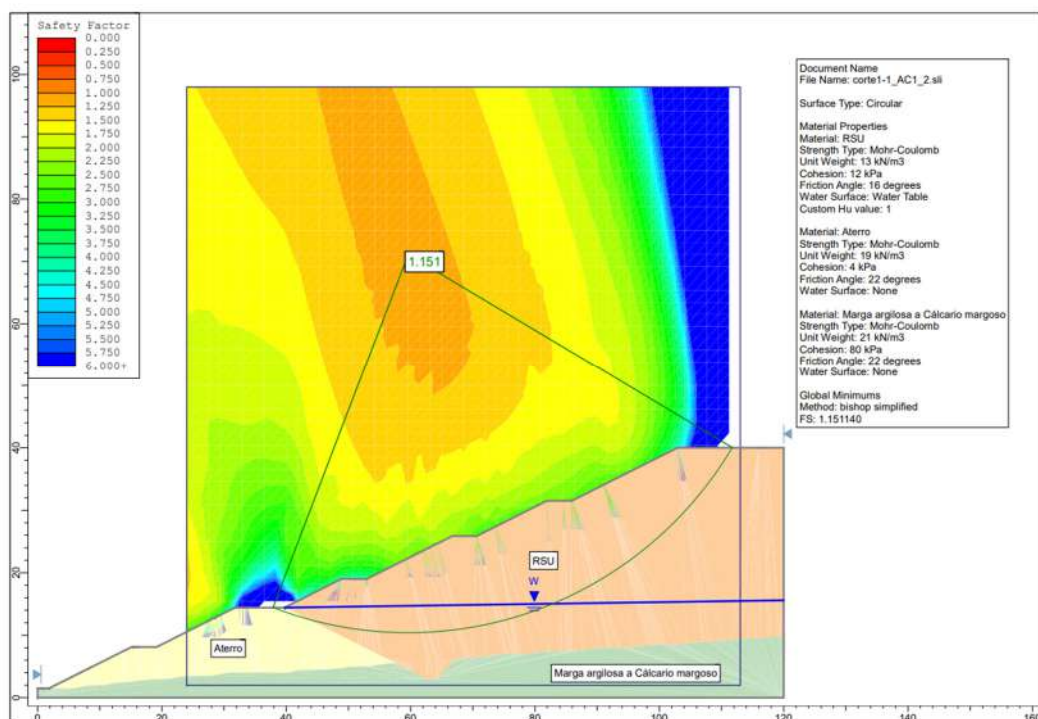


Figura 5-2 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 1-1 Enchimento da Célula C - AC1-C2 (Estática) – $FS_{min}=1,151$

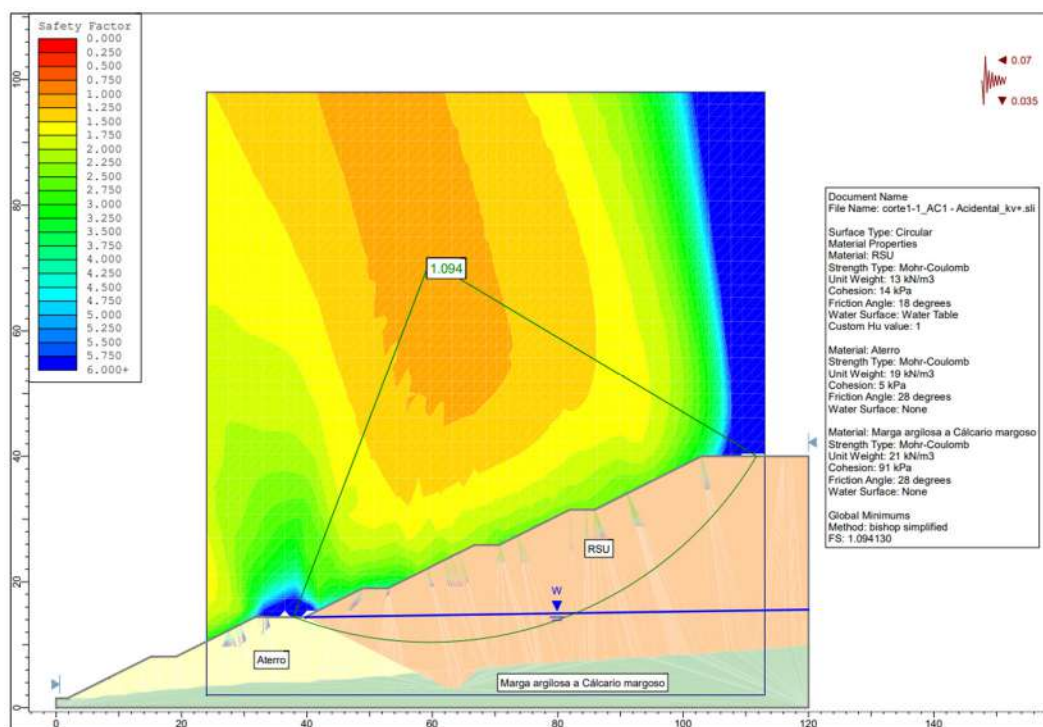


Figura 5-3 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 1-1 – Enchimento da Célula C – AC1-Acidental (Pseudo-estática com kv positivo) – $FS_{min}=1,094$

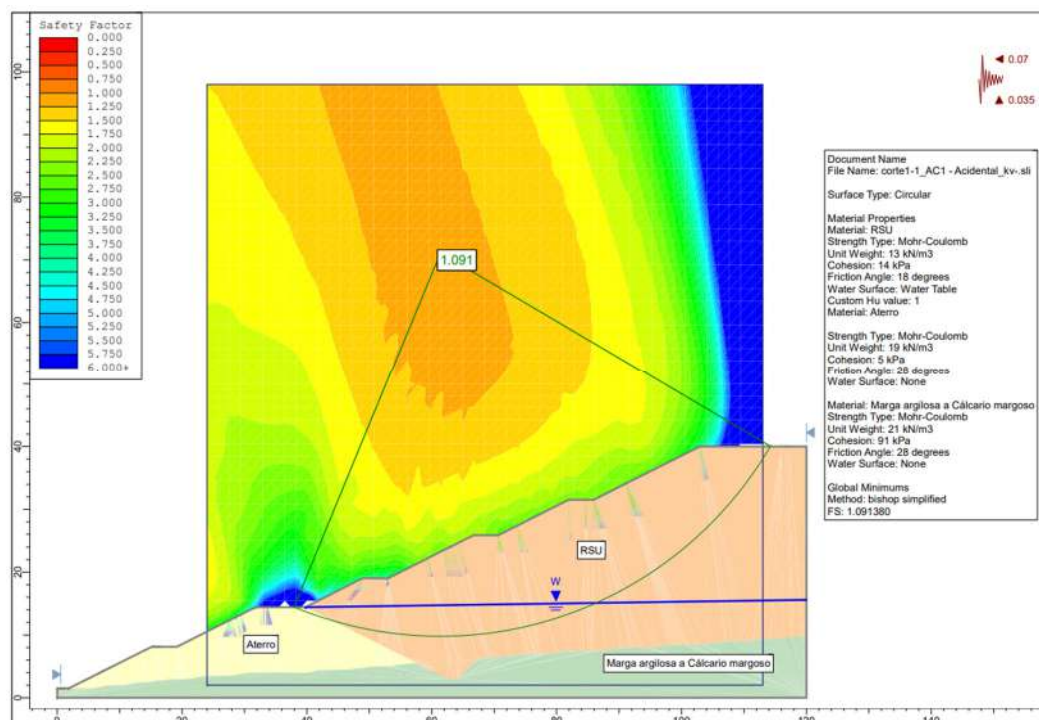


Figura 5-4 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 1-1 – Enchimento da Célula C– AC1-Acidental (Pseudo-estática com kv negativo1) – $FS_{\min}=1,091$

- **Corte 2-2**

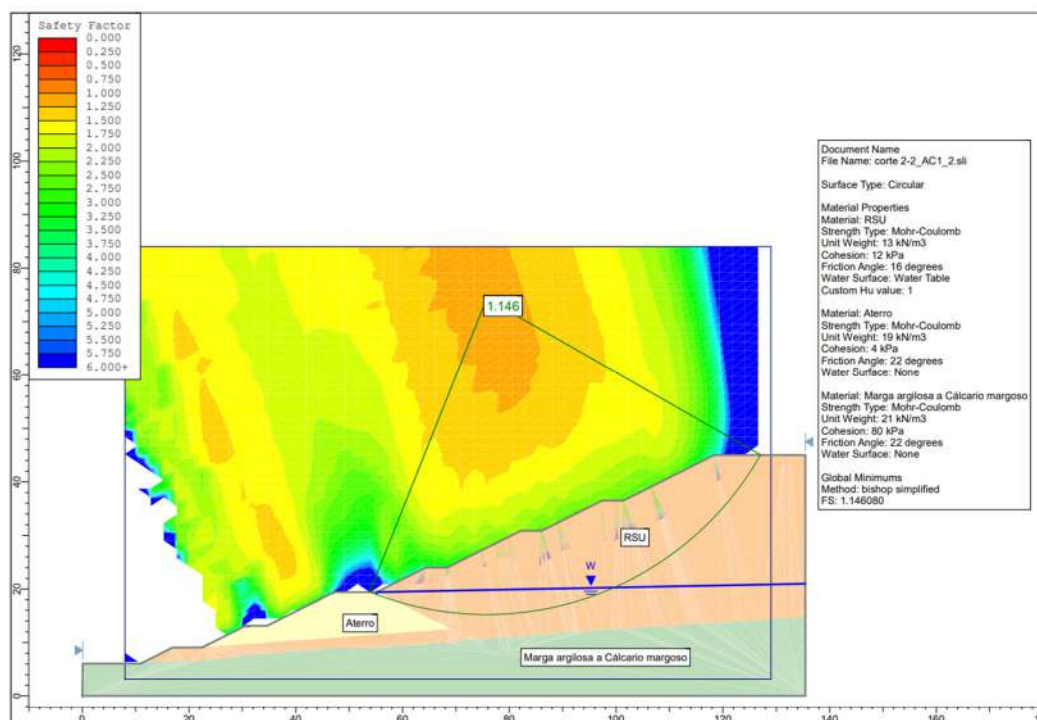


Figura 5-5 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 2-2 – Enchimento da Célula C - AC1-C2 (Estática) – $FS_{\min}=1,146$

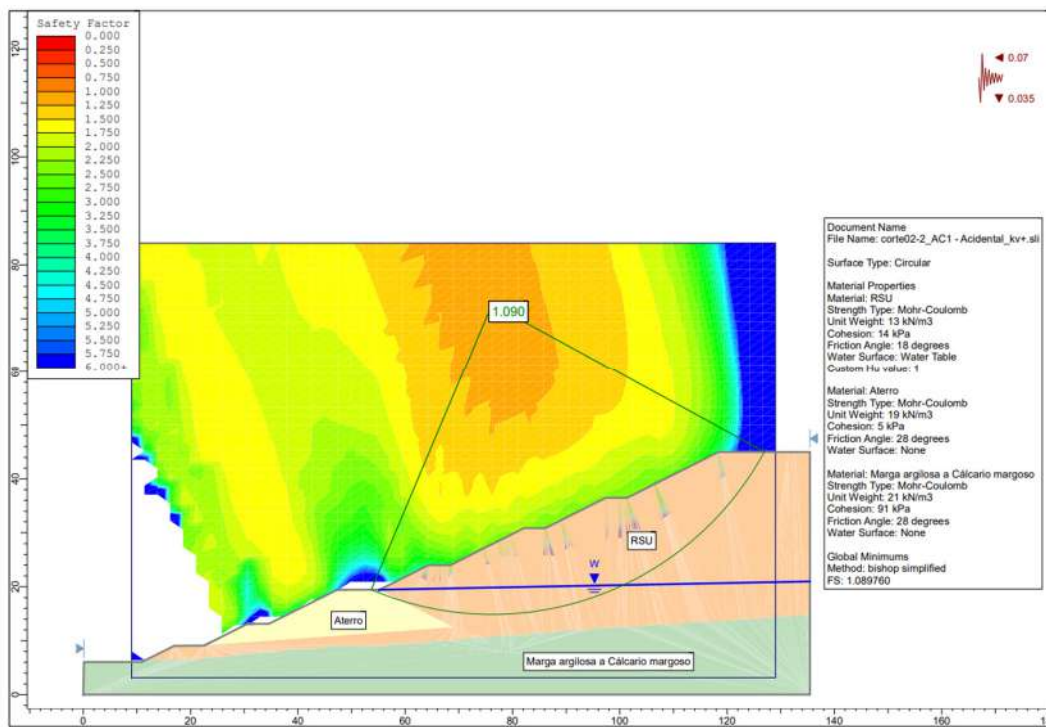


Figura 5-6 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 2 – Enchimento da Célula C – AC1-A2 Acidental (Pseudo-estática com kv positivo!) – $FS_{min}=1,090$

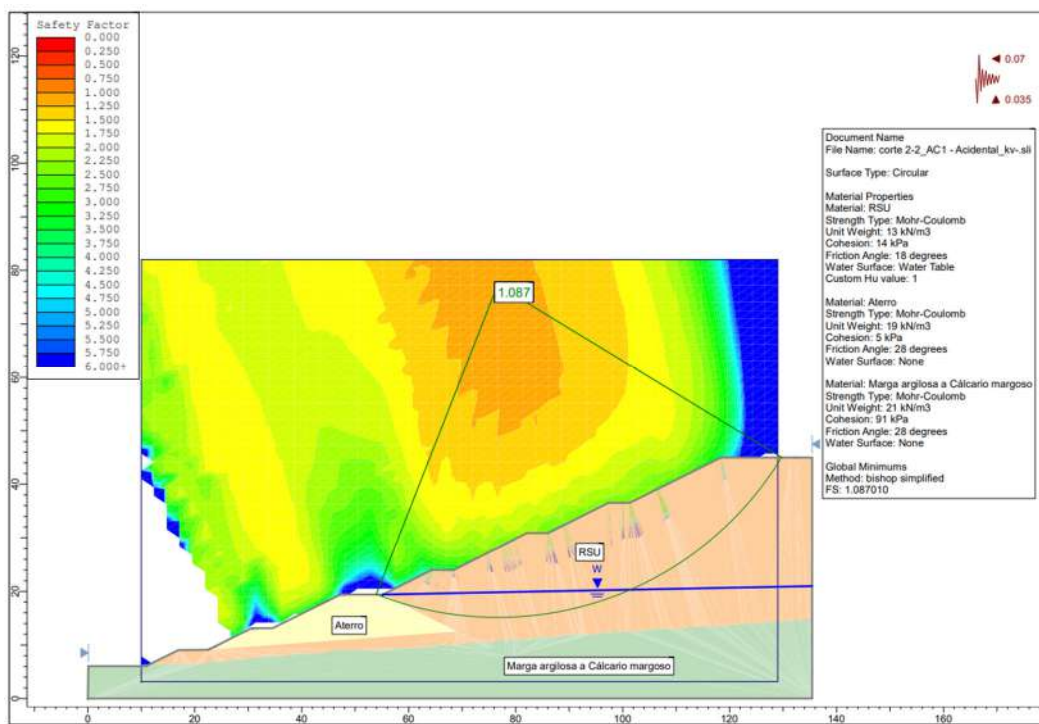


Figura 5-7 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 2-2 – Enchimento da Célula C – AC1-Acidental (Pseudo-estática com kv negativo↑) – $FS_{\min}=1,087$

• **Corte 3-3**

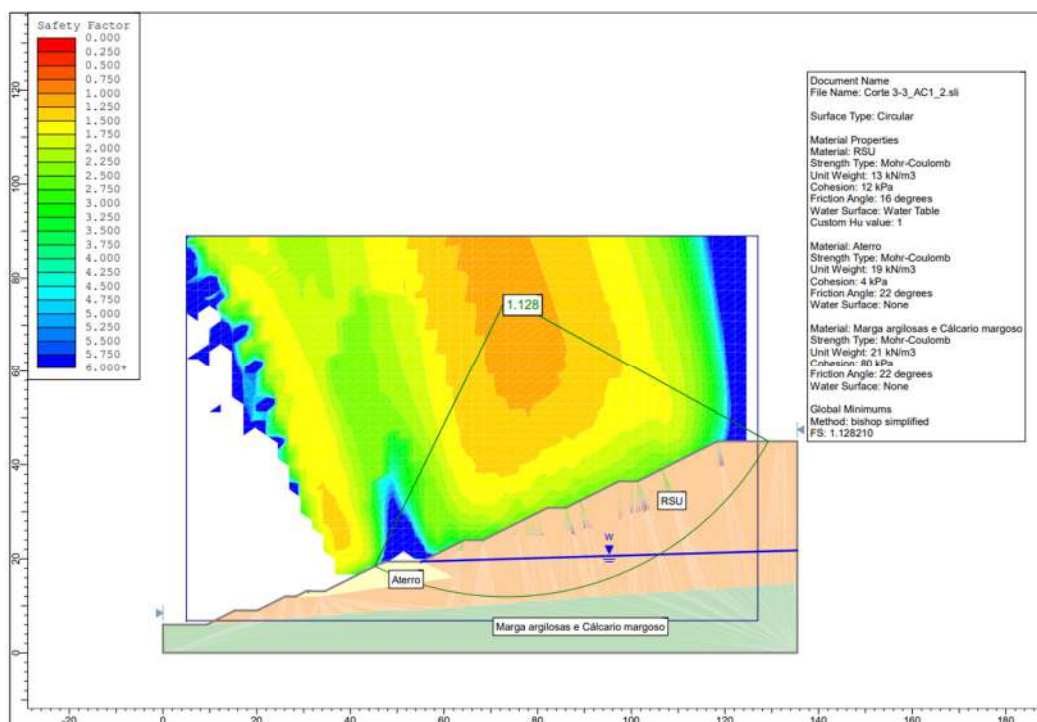


Figura 5-8 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 3-3

Enchimento da Célula C- AC1-C2 (Estática) – $FS_{\min}=1,128$

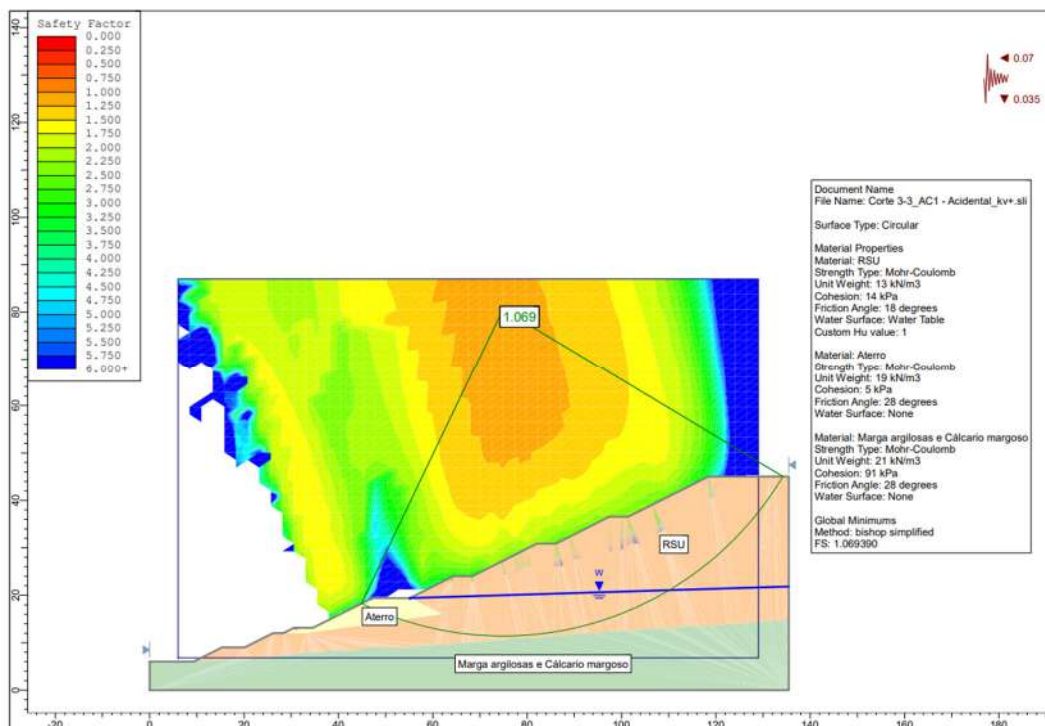


Figura 5-9 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 3-3 – Enchimento da Célula C – AC1-Acidental (Pseudo-estática com kv positivo!) – $FS_{\min}=1,069$

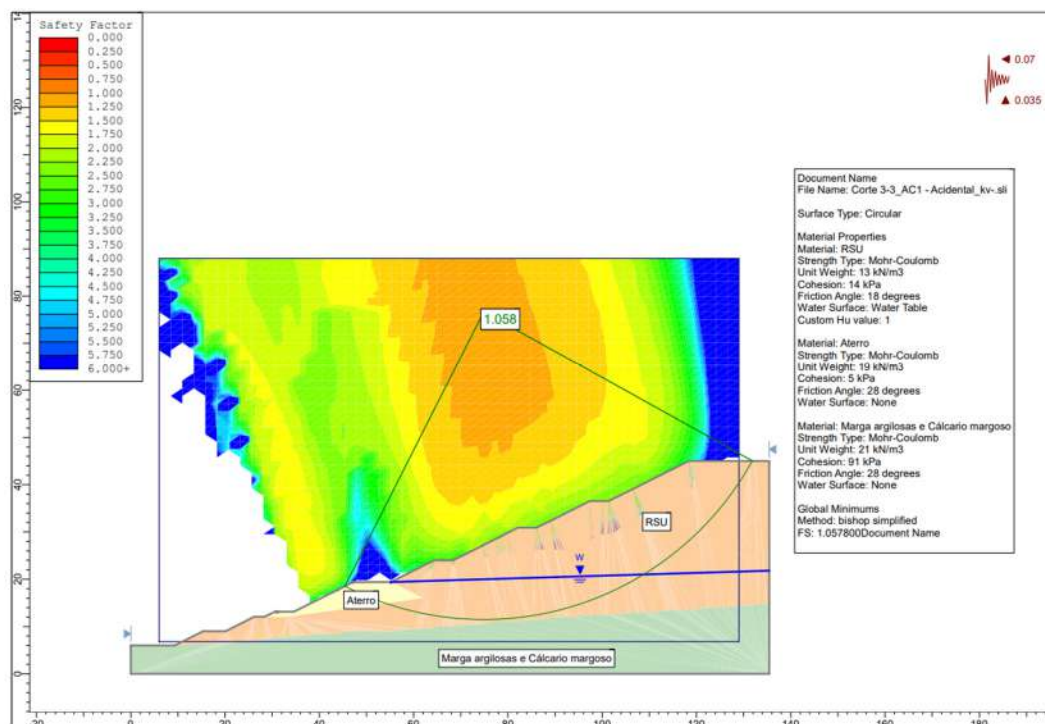


Figura 5-10 – Análise de Estabilidade Global (EC7) – Corte 3-3 – Enchimento da Célula C – AC1-Acidental (Pseudo-estática com kv negativo1) – $FS_{\min}=1,058$

Na tabela seguinte apresenta-se o resumo dos valores dos fatores de segurança obtidos nas seções analisadas.

Tabela 5-9 – Verificação de Estabilidade Global (EC7) – Resumo dos valores obtidos para FS

Corte	Abordagem de cálculo	Tipo de Análise	Fs Obtido	FS Recomendado
1	AC1-C2	Estática	1,151	$\geq 1,0$
	AC1-Acidental	Pseudo-estática (+KV)	1,094	$\geq 1,0$
	AC1-Acidental	Pseudo-estática (-KV)	1,091	$\geq 1,0$
2	AC1-C2	Estática	1,146	$\geq 1,0$
	AC1-Acidental	Pseudo-estática (+KV)	1,09	$\geq 1,0$
	AC1-Acidental	Pseudo-estática (-KV)	1,087	$\geq 1,0$
3	AC1-C2	Estática	1,128	$\geq 1,0$
	AC1-Acidental	Pseudo-estática (+KV)	1,069	$\geq 1,0$
	AC1-Acidental	Pseudo-estática (-KV)	1,058	$\geq 1,0$

No que se refere aos resultados obtidos, verificam-se valores dos fatores de segurança mínimos superiores aos mínimos preconizados ($FS_{\min} \geq 1,0$).

Relativamente aos resultados obtidos, verifica-se que as superfícies de rotura prováveis associadas ao fator de segurança mínimo ocorrem, sobretudo, no talude de aterro de resíduos (RSU).

Com base numa análise de sensibilidade complementar, foi possível determinar o fator de segurança associado à superfície de rotura global mínima, que intersesta o talude a maior profundidade,

desenvolvendo-se desde o pé até à crista. De forma geral, os fatores de segurança obtidos são superiores a 1,0.

Desta forma, e de acordo com o estipulado do EC7, encontra-se validada a estabilidade global dos taludes de aterro de resíduos.

5.5 Deformabilidade do aterro

Conforme já descrito, a nova célula C será instalada na zona confinada entre as células A e B, já existentes. Tendo em consideração a implantação da célula C, o aterro dique sul irá ficar confinado entre as células A e B, conforme a Figura 5-1.

Da análise do perfil longitudinal do dique sul, apresentado na Figura 5-11, observa-se que o aterro dique a executar irá encontrar condições de fundação distintas ao longo da sua implantação, ficando fundado sobre os RSU, no caso da zona da célula A e sobre materiais de aterro, no caso do talude da célula B.

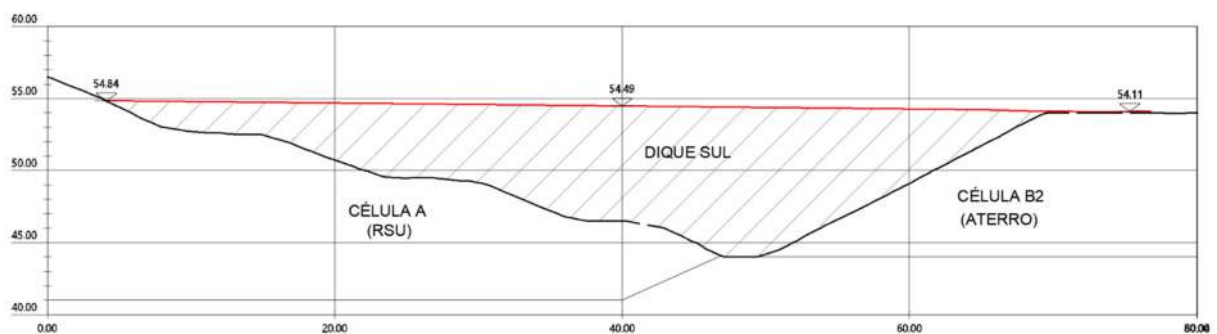


Figura 5-11 – Perfil longitudinal do aterro dique sul.

Conforme é sabido, os RSU caracterizam-se por serem materiais muito deformáveis, e em que as condições de rotura ao corte só são atingidas para grandes níveis de deformação, sendo registadas elevadas deformações à superfície ao longo do tempo. A maior parte dos assentamentos ocorre nos primeiros anos, verificando-se a redução da velocidade dos assentamentos ao longo do tempo. De registar que a célula A foi selada no início de 2022, perfazendo cerca de 3 anos.

Conforme ficou demonstrado nas análises de estabilidade global do talude, a resistência ao corte dos materiais RSU é no geral compatível com a execução de um aterro sobre os mesmos. Será, no entanto, importante promover o aterro de soluções para melhorar seu comportamento relativamente às deformações.

Tendo em consideração o potencial de deformação dos RSU da célula A, associado a diferença de deformabilidade na fundação do aterro dique a executar, verifica-se que existe um elevado potencial de ocorrência de assentamentos diferenciais no aterro. Face a esse cenário, preconiza-se a aplicação de geogrelhas de reforço em 3 níveis do aterro, ficando associadas às banquetas da célula A.

Assim, ao nível de cada banquetta existente deverão ser instaladas duas geogrelhas de reforço bi-axiais, com resistência à tração de 200 kN/m, afastadas entre si de 0,50 m, conforme esquema apresentado na figura seguinte e no desenho 24018-3-RES-021.

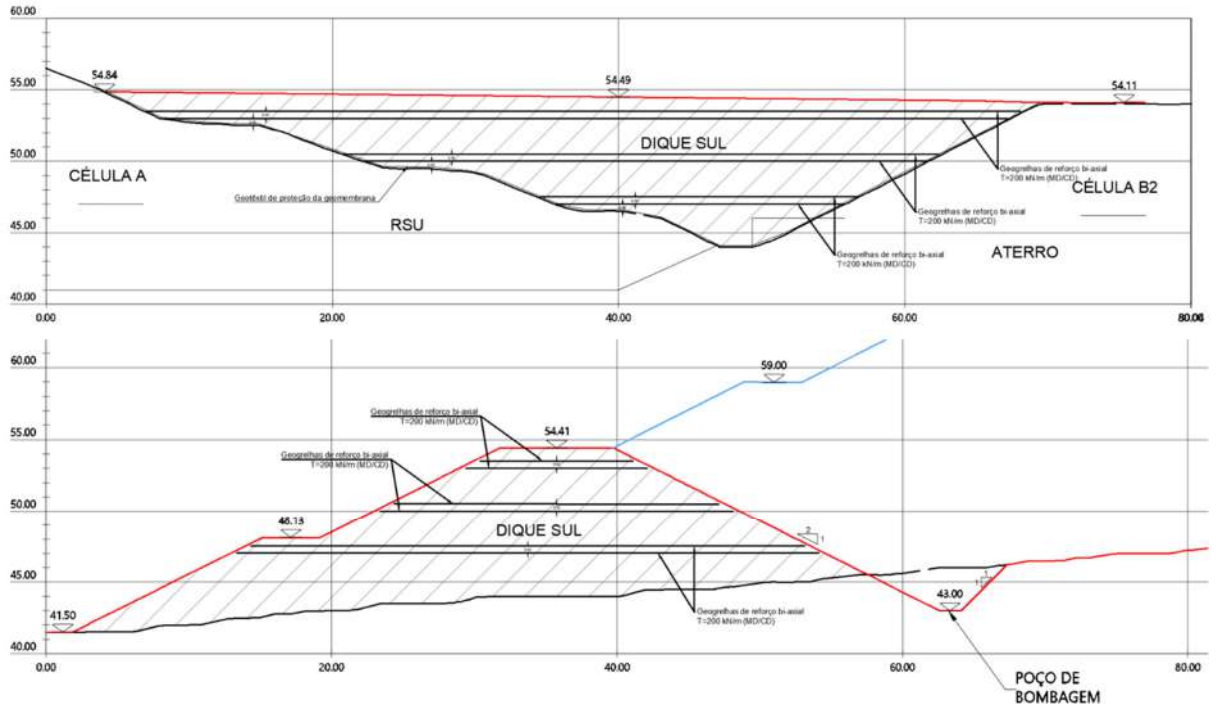


Figura 5-12 – Perfil longitudinal e transversal do aterro dique sul, com representação esquemática da posição dos níveis das geogrelhas de reforço.

6. SISTEMA DE DRENAGEM DE LIXIVIADOS

6.1 Considerações a reter e objetivos

Num aterro sanitário, a gestão de lixiviados é uma das atividades com elevado impacto no desempenho da infraestrutura, nomeadamente por estar associada ao controlo de poluição e a custos de drenagem e tratamento. No caso do Aterro Sanitário da ERSUC (Coimbra), já existem infraestruturas para a drenagem e tratamento dos lixiviados gerados nas células existentes e infraestruturas de drenagem das águas pluviais e o seu desvio das zonas de deposição. As soluções agora projetadas para a gestão de lixiviados e de águas pluviais estão alinhadas com os requisitos da ERSUC, nomeadamente a ligação da drenagem de lixiviados na Fase C à lagoa e ao tratamento existente e a ligação da drenagem de águas pluviais limpas, no dique sul, às linhas de água próximas ou ao sistema existente. Em termos gerais e sistematizando, os principais objetivos da gestão de lixiviados e de águas pluviais da Fase C incluem:

- Minimizar a produção de lixiviados, incluindo:
 - Reduzir as áreas de exploração;
 - Maximizar o desvio de águas pluviais das áreas de exploração.
- Conter os lixiviados produzidos, incluindo:
 - Soluções de impermeabilização robustas;
 - Reduzir pontos de tensão e que fragilizem a impermeabilização;
- Gerir a drenagem e amortizar picos enviados para tratamento e descarga, incluindo:
 - Garantir o escoamento dentro da célula sem comprometer as operações de deposição;
 - Permitir e favorecer a drenagem para um rebaixamento no fundo da célula, na zona do dique, para acumulação dos lixiviados e bombagem para fora da célula;
- Assegurar a interface com o existente, incluindo:
 - Ligação entre a drenagem de lixiviados da Fase C e a lagoa existente;
 - Ligação da drenagem de pluviais das banquetas do dique de contenção sul à rede pluvial existente.

6.2 Caracterização da situação atual

As infraestruturas existentes afetas à drenagem de lixiviados apresentam-se no desenho 24018-3-DRE-001. A Fase C ficará localizada entre a Fase A e Fase B, onde atualmente existe um acesso e um talude, conforme se pode constatar na Figura 3-2. A zona já se encontra impermeabilizada com

geomembrana, criando uma vala impermeável onde drenará parte significativa dos lixiviados da Fase C, contribuindo para o objetivo de controlar, recolher e tratar os lixiviados drenados nesta zona.

O aterro sanitário já dispõe de uma estação de tratamento de lixiviados (ETAL), que serve as atuais Fases A e B e, futuramente, também a Fase C.

Os lixiviados da Fase A drenam graviticamente para a lagoa da ETAL. No fundo de cada célula da Fase B, foi instalado um sistema de bombagem que eleva os lixiviados reunidos no fundo até ao coletor periférico de drenagem de lixiviados, para posterior tratamento numa unidade dedicada (ver Figura 6-1). O projeto da Fase B previu também a possibilidade de recirculação de lixiviados e a otimização da relação entre lixiviados produzidos e os caudais tratados na ETAL. Estes sistemas serão mantidos e utilizados ao longo da futura exploração, e no pós-encerramento das células. É de esperar que a produção de lixiviados diminua ao longo do tempo, com a selagem progressiva.



Figura 6-1 - Extração de lixiviados por bombagem na Fase B

6.3 Dados de base e estimativa de caudais

6.3.1 Dados de base

Embora toda a área de implantação da Fase C já dispõe de selagem inferior e drenagem de lixiviados implementada na Fase B, torna-se necessário dimensionar o sistema de drenagem específico a criar.

O dimensionamento dos principais elementos que constituem o sistema de gestão de lixiviados terá por base os seguintes dados de base e critérios:

- Dados publicados pelo Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica com as Normais Climatológicas da Estação Udométrica de Coimbra (Bencanta), recorrendo ao período de 1981/2010;

- b) Áreas contribuintes para a produção de águas pluviais: dados pela implantação da Fase C e modelação da envolvente;
- c) Área máxima exposta da Fase C: 2,51 hectares (corresponde à superfície dos resíduos da Fase C, dentro dos limites das áreas impermeabilizadas nas Fases A e B);
- d) Teor de humidade médio nos resíduos a depositar: 30%, dado que os resíduos a depositar na Fase C são essencialmente provenientes do Tratamento Mecânico e Biológico (TMB).
- e) Percentagem desta humidade que gera lixiviado: 82%⁴, pois o restante fica retido nos próprios resíduos.

6.3.2 Estimativa do caudal de lixiviados

Para a estimativa dos caudais de lixiviados, recorreu-se aos seguintes dados das Normais Climatológicas da Estação Udométrica de Coimbra/Bencanta, no período 1981-2010, publicadas pelo Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica:

- Precipitação máxima diária: 92,3 mm (/dia)
- Precipitação média anual: 880,9 mm (/ano)

O volume de lixiviados produzido na célula de confinamento é função da quantidade de resíduos depositados e da humidade que os mesmos contêm, da precipitação incidente e da evaporação. A expressão para o cálculo do caudal médio anual de lixiviados será então a seguinte:

$$Q_{\text{lixiviados}} = V_R + V_p - V_{\text{Ev}}$$

V_R – Volume de água proveniente dos resíduos depositados na célula [m^3/ano]

V_p – Volume resultante da precipitação média anual sobre a área da célula [m^3/ano]

V_{Ev} – Volume resultante da evaporação [m^3/ano]

A parcela relativa à evaporação será desprezada, na medida em que água da chuva, ao infiltrar-se na camada de resíduos, não estará tão exposta ao sol e ao vento. Esta exclusão funcionará como mais um fator de segurança no dimensionamento.

⁴ GOMES, Cristina, Estudo do Comportamento de Aterros de Resíduos. Caracterização Física, Bioquímica e Mecânica dos Resíduos Sólidos Urbanos, Faculdade de Engenharia do Porto, Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, Maio 2008

O volume de água anual proveniente dos resíduos (V_R) é estimado considerando o seguinte:

- Resíduos a depositar na Fase C: **110 091 m³/ano** (120 000 ton/ano x 1,09 ton/m³);
- Humidade média dos resíduos depositados: 30%
- Teor de humidade retido nos resíduos depositados: 18%⁵

Uma vez que a Fase C está “encaixada” entre as Fases A e B, importa referir que, antes do início da exploração, parte da geomembrana da Fase A será retirada, resultando que, quando em operação, apenas cerca de 30% do lixiviado gerado na interseção com a Fase A contribuirá para o caudal de lixiviado da Fase C, sendo que o restante dará entrada no sistema de lixiviados atual. A interseção com a Fase B contribuirá a 100% para sistema de drenagem de lixiviados da Fase C.

Assim, o volume de água anual proveniente dos resíduos será:

$$V_{RU} = 110091 \text{ m}^3/\text{ano} \times 0.30 \times (1-0.18) = 27\,082 \text{ m}^3/\text{ano}$$

Considerando que este volume incide em partes iguais sobre as a Fase A e B, e que apenas 30% do que incide sobre a zona em contacto com a Fase A contribui para o sistema de drenagem de lixiviado da Fase C, tem-se:

$$V_R \text{ (Fase C)} = 27082/2 \times 0,30 + 27082/2 = 4\,062 \text{ (Fase A)} + 13\,541 \text{ (Fase B)} = \mathbf{17\,604 \text{ m}^3/\text{ano}}$$

O volume resultante da precipitação média anual sobre a área da célula (V_p) é estimado considerando o seguinte:

- Área total da Fase C: 2,515 hectares
 - Área da Fase C sobre Fase A (apenas 30% contribui para sistema drenagem): 1,300 hectares
 - Área da Fase sobre Fase B : 1,215 hectares
- Precipitação média anual: 880,9 mm

Assim, o volume resultante da **precipitação média anual sobre a Fase C** em exploração será:

$$\begin{aligned} V_p &= 880.9 \text{ mm}/1000 \times 10000 \times 1,3 \text{ ha} \times 0,3 + 880.9 \text{ mm}/1000 \times 10000 \times 1,215 \text{ ha} \\ &= 3436 \text{ m}^3/\text{ano (Fase A)} + 10700 \text{ m}^3/\text{ano (Fase B)} = \mathbf{14\,136 \text{ m}^3/\text{ano}} \end{aligned}$$

⁵ GOMES, Cristina, Estudo do Comportamento de Aterros de Resíduos. Caracterização Física, Bioquímica e Mecânica dos Resíduos Sólidos Urbanos, Faculdade de Engenharia do Porto, Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, Maio 2008

Então, nas circunstâncias simuladas, o **caudal médio anual de lixiviados a drenar na Fase C** será de:

$$Q_{\text{med.Lix}} = 17\,604 + 14\,136 = \mathbf{31\,739\,m^3/\text{ano}} = 87\,m^3/\text{dia} = 1,01\,L/s$$

O dimensionamento dos componentes do sistema de drenagem é efetuado com um **caudal máximo** de lixiviados, que resulta da soma do caudal máximo de pluviais e do caudal médio proveniente dos resíduos depositados, aplicando-se a seguinte expressão:

$$Q_{\text{máx.Lix}} = Q_{\text{máx.pluv}} + V_R$$

Na parcela respeitante ao caudal máximo de pluviais ($Q_{\text{máx.pluv}}$) foi considerada a **precipitação máxima diária** verificada nas Normais Climatológicas de Coimbra/Bencanta (1981-2010), ou seja, **92,3 mm/d**. Considerando uma distribuição uniforme nas 24h, obtém-se uma intensidade de precipitação máxima de 3,85 mm/h, ou seja, **10,68 L/(s.ha)**

Assim, obtém-se:

$Q_{\text{máx.pluv}}$ da Fase A: $10,68\,L/(s.ha) \times 1,300\,ha \times 0,3$ (contribuição para Fase C) = 4,17 L/s

$Q_{\text{máx.pluv}}$ da Fase B: $10,68\,L/(s.ha) \times 1,215\,ha \times 1$ (contribuição para Fase C) = 12,98 L/s

Ou seja, o caudal máximo de águas pluviais estimado será de:

$$Q_{\text{máx.pluv}} = 4,17 + 12,98 = \mathbf{17,14\,L/s}$$

A segunda parcela, o caudal médio com origem na humidade dos resíduos (V_{RU}), determinado anteriormente neste ponto é simplesmente convertido em L/s:

$$V_{RU} = 17\,604\,m^3/\text{ano} = \mathbf{0,56\,L/s}$$

Assim, conclui-se a estimativa para o **caudal máximo de lixiviados a drenar para fora da Fase C:**

$$Q_{\text{máx.Lix}} = 17,14 + 0,56 = \mathbf{17,70\,L/s} = 62,72\,m^3/h = 1529\,m^3/d$$

6.4 Captação e drenagem de lixiviados

6.4.1 Descrição geral do sistema proposto

O sistema de gestão de lixiviados gerados na Fase C inclui duas componentes diferenciadas:

- Drenagem do fundo e dos taludes (interiores) da célula;
- Extração dos lixiviados reunidos no interior da célula e respetivo envio, através de bombagem, para uma câmara de transição, localizada no ponto alto do perfil hidráulico, no dique de contenção sul. Daqui parte uma tubagem PEAD DN140, PN10 que ligará à lagoa de lixiviados existente, sendo

que o perfil da mesma e as suas condicionantes levam a que, a partir do final do talude do dique sul da Fase C, o escoamento se faça em carga para permitir a descarga na lagoa. No troço inicial, o escoamento será em superfície livre.

Nos Desenhos 24018-3-DRE-010 e 24018-3-DRE-030 e na figura seguinte apresenta-se o sistema proposto para a extração e drenagem dos lixiviados.

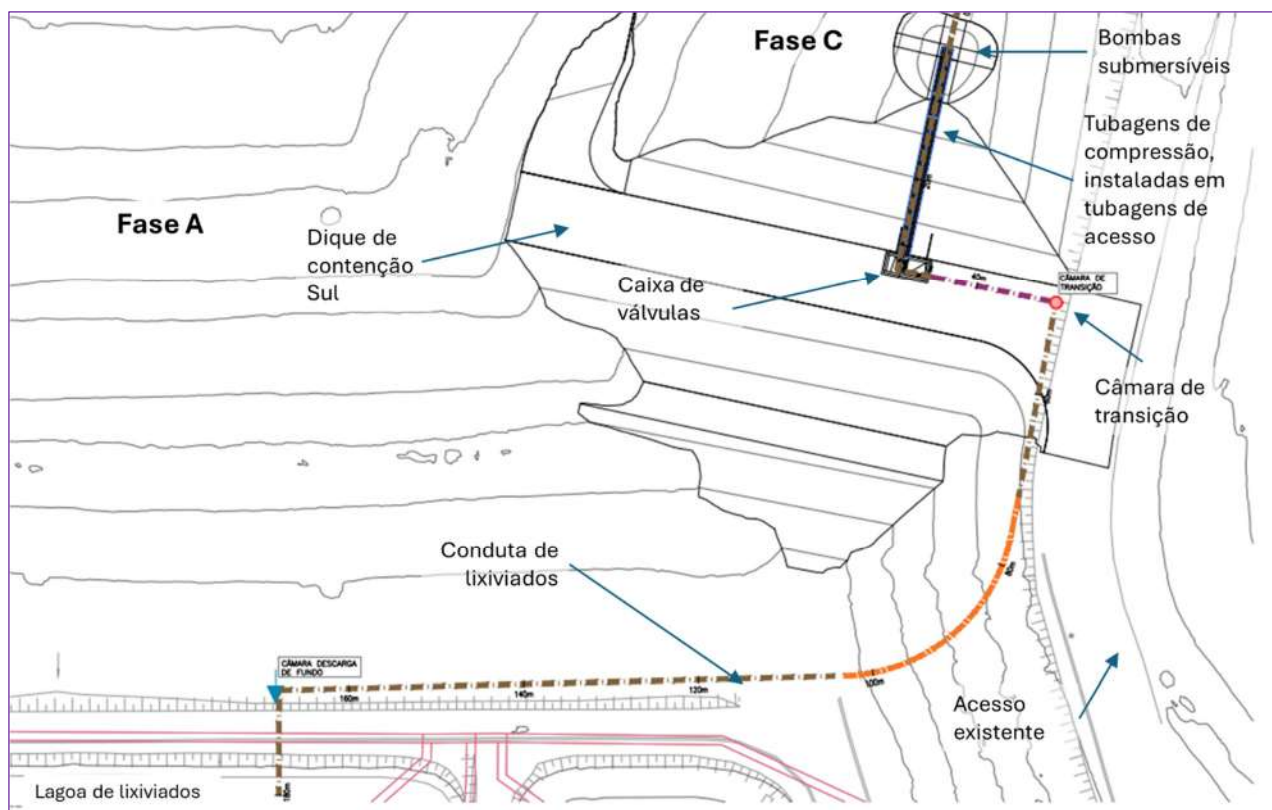


Figura 6-2 – Sistema proposto de extração e drenagem de lixiviados

No Desenho 24018-3-DRE-030 apresenta-se o traçado em planta e perfil.

6.4.2 Drenagem de fundo e taludes no interior da célula

Conforme o ponto 4.3 os desenhos 24018-3-DRE-002 e 24018-3-DRE-010, o sistema de drenagem de lixiviados da Fase C será composto pelos elementos seguintes:

- Sistema de captação e drenagem de lixiviados:
- No fundo:
 - Camada mineral drenante em seixo rolado sem finos e sem material calcário, em camada com espessura 0,5 m;
 - Drenos em PEAD, SDR11, DN315, ranhurados em meia cana, instalados na camada mineral drenante;

- Geotêxtil filtro, tecido, em PEAD, sobre a camada mineral drenante (a guardar em armazém até imediatamente antes da entrada em exploração, e depois colocar sobre a camada mineral drenante);
- Nos taludes (incluindo a geomembrana existente):
 - Geocompósito drenante, constituído por uma georrede em PEAD entre dois geotêxteis de PEAD ou PP.

O fundo terá uma inclinação média de 5% para assegurar o escoamento dos lixiviados nos drenos.

6.4.2.1 Dimensionamento hidráulico

Conforme apresentado anteriormente, estima-se um **caudal máximo de lixiviados** na Fase C de cerca de **17,70 L/s**. Importa agora verificar a capacidade de escoamento do sistema de drenos, recorrendo à fórmula de Manning-Strickler:

$$Q = K_s \times S \times R^{2/3} \times i^{1/2}$$

Sendo:

K_s – Coeficiente de rugosidade da tubagem – 125 (tubagem em polietileno de alta densidade)

S – Secção de escoamento (m²) – 0,057 m²

D – Diâmetro interno da tubagem (m) – 0,2684 m

R – Raio hidráulico – 0,057 m

i – Inclinação da tubagem – 0,05 m/m

Resulta um caudal em secção cheia de 234,7 L/s. Tratando-se de uma tubagem perfurada a meia cana, considera-se que a **capacidade de transporte da rede de drenos** será metade do anterior valor, ou seja, **117,3 L/s**.

Assim se conclui que a capacidade de escoamento da rede de drenos é superior ao caudal máximo de lixiviados estimado para a Fase C (17,70 L/s).

6.4.3 Bombagem de lixiviados e ligação à lagoa

6.4.3.1 Descrição geral do sistema

De modo a garantir um maior controlo dos caudais extraídos da célula e assegurar uma melhor preservação e integridade do sistema de impermeabilização, os lixiviados reunidos no fundo da célula serão retirados através de um sistema de bombagem a instalar por cima da geomembrana, conforme se esquematiza na figura seguinte.

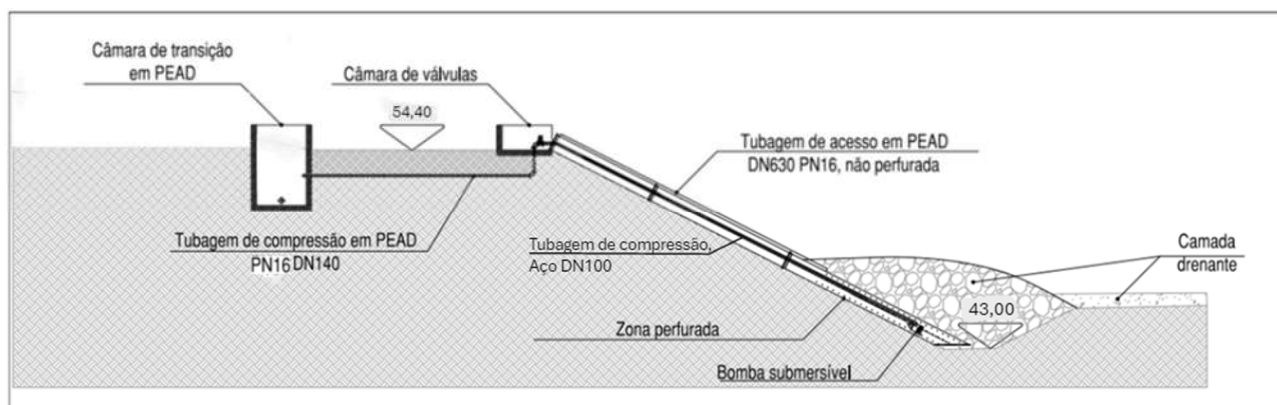


Figura 6-3 – Esquema da solução de bombagem a partir do fundo da célula

Esta solução caracteriza-se por:

- Evitar a perfuração do sistema de impermeabilização da célula;
- Incluir a criação de um rebaixamento no fundo da célula que possa funcionar como poço de aspiração para as bombas;
- A instalação de duas tubagens de acesso (PEAD, DN630, SDR11, PN16) inclinadas ("risers") junto ao dique de contenção, apoiadas sobre o talude interno da célula, que permitirá o acesso ao fundo de duas bombas submersíveis e respetivas tubagens de compressão em aço galvanizado.
- No interior de cada uma das duas tubagens "riser", se instalarem dois tubos de aço inoxidável AISI 316, não flangeado, onde assentarão as flanges das tubagens de compressão, facilitando a descida e retirada das mesmas e protegendo, simultaneamente, as bombas de qualquer impacto;
- Incluir a instalação de duas bombas submersíveis de furo, especialmente preparadas para efluentes quimicamente agressivos, no interior das tubagens "riser";
- As tubagens "riser", na zona de aspiração e numa extensão de cerca de 9 metros, serem perfuradas e envoltas por uma camada de seixo rolado 32-63, que obvia a passagem de sólidos para o corpo das bombas;
- Incluir a execução de uma câmara de válvulas, fora da zona de exploração da célula, no dique sul, que ligará a uma câmara de transição, de onde partirá uma tubagem PEAD DN140, PN10

até à lagoa de estabilização. O escoamento dar-se-á em superfície livre até ao final do talude do dique. A partir daí, a tubagem entra em carga, pois é intersectada a cota da descarga da lagoa.

Nos Desenhos 24018-3-DRE-020, 24018-3-DRE-021, 24018-3-DRE-022 e 24018-3-DRE-023, apresentam-se os detalhes desta solução de extração de lixiviados célula da Fase C.

6.4.3.1.1 Dimensionamento do sistema de bombagem

Conforme referido anteriormente, estima-se que o caudal máximo diário de lixiviado produzido na Fase C será:

$$Q_{\text{máx diário lix.}} = 1529 \text{ m}^3/\text{d}$$

Considerando que aquele volume será retirado do interior da célula em 48h, o caudal de dimensionamento do sistema de bombagem resulta de:

$$Q_{\text{dim}} = 1529 \text{ m}^3 / 48 \text{ h} = \mathbf{31,86 \text{ m}^3/\text{h} = 8,85 \text{ L/s}}$$

Assim, prevê-se que o sistema de bombagem seja composto por:

- **dois** grupos eletrobomba, cada um com capacidade para elevar **9,0 L/s** a uma altura manométrica de cerca de **12,3 mca** (conforme dimensionamento da conduta elevatória na tabela seguinte), funcionando numa configuração de 1+1.

Tabela 6-1 - Dimensionamento da conduta elevatória para lixiviados

Troço	L (m)	Qproj. (l/s)	DN	Mat.	PN	D.I. (mm)	V (m/s)	ΔH (m)	k (mm)	jn (m/m)	Cota soleira (m)		Cota piez. (m.c.a.)		Pressão (m.c.a.)		EE
											Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.	
Fundo célula - C.Válvulas	26	9.0	100	Aço	10	100.0	1.15	0.4	0.15	0.01575	44.88	55.43	57.2	56.8	12.30	1.34	12.3
C.Válvulas C.Transição	21	9.0	140	PEAD	16	114.6	0.87	0.1	0.01	0.00625	55.43	52.82	56.8	56.6	1.34	3.82	

Características das bombas

Para este sistema, considera-se que o mais adequado será a instalação de 2 bombas submersíveis de furo, tipo "GRUNDFOS SP-46-2N", com componentes fabricados em aço inoxidável AISI 316, que garantem uma proteção elevada contra a corrosão.

A bomba, que já tem uma válvula de retenção incorporada, deverá estar equipada com:

- camisa de refrigeração para garantir o arrefecimento do motor;
- filtro, em AISI 316 ou superior, para evitar a entrada de sólidos no corpo da bomba, apesar de a camada mineral drenante na zona da bombagem já minimizar esta possibilidade.

Por forma a manter a bomba suportada, esta deverá ser amarrada a um “berço” em chapa de aço, conforme se apresenta no Desenho 24018-3-DRE-023.

As especificações técnicas das bombas a instalar deverão ser as que se apresentam no Anexo A, podendo ser instalados equipamentos equivalentes.

O sensor de nível, a instalar em cada uma das tubagens de compressão, será da marca Grundfos, tipo W – Waste Water Special, ou equivalente.

6.4.3.1.2 Estudo do regime transitório

Tratando-se de uma bombagem, efetuou-se um estudo do regime transitório para avaliar o comportamento do sistema de bombagem durante variações operacionais, como arranques e paragens da bomba.

Recorreu-se ao *software* ALLIEVI para modelar o funcionamento do sistema. As premissas consideradas foram:

- O troço em análise foi toda a tubagem de compressão, desde o fundo da célula até à câmara de transição, considerando troços em Aço DN100 e DN125;
- funcionamento de uma bomba – 9,0 L/s
- altura manométrica de 12,3 m.c.a.

Da análise das figuras seguintes, produzidas pelo programa, resulta que:

- as linhas de energia têm uma amplitude relativamente reduzida, entre a envolvente mínima e máxima;
- a envolvente mínima de energia não intersesta de forma significativa a cota da conduta, criando uma pressão negativa de cerca de 2,3 m.c.a, algo que é perfeitamente comportado pela conduta. Este efeito será ainda minimizado por se ter contemplado no projeto uma ventosa de triplo efeito à entrada da câmara de válvulas.

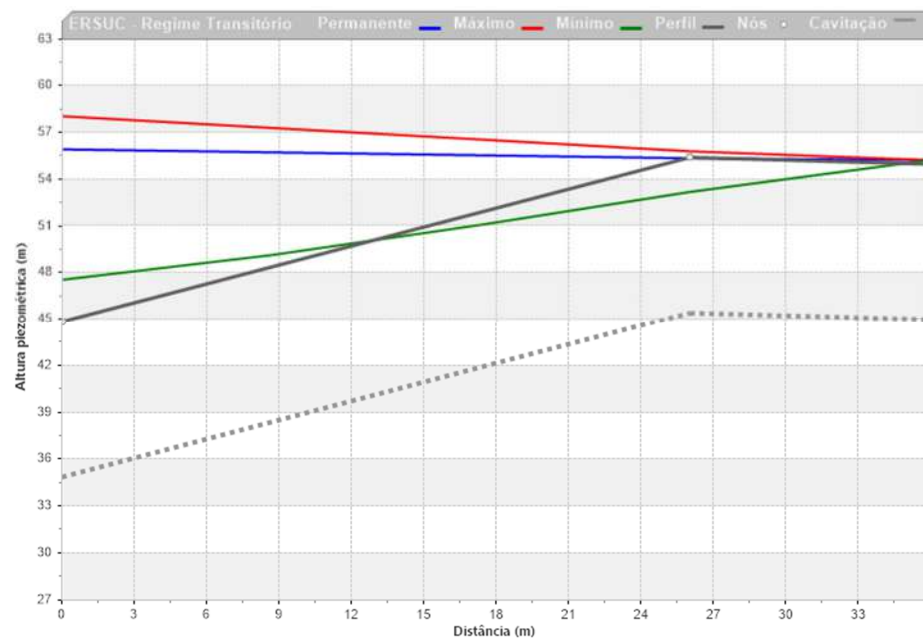


Figura 6-4 – Envoltórias de energia, regime transitório

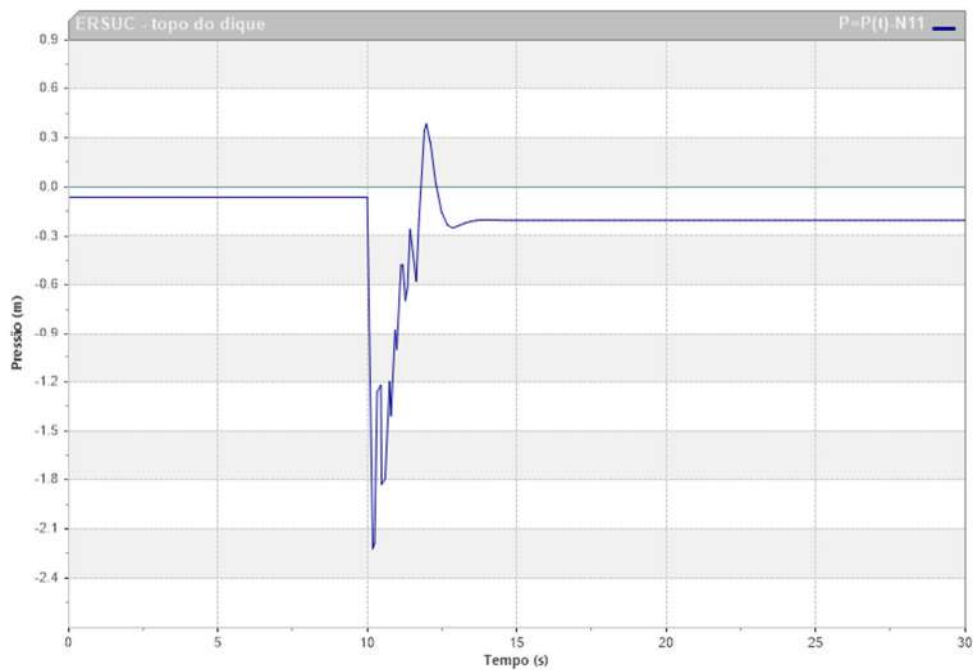


Figura 6-5 – Pressão na conduta, no topo do dique, em regime transitório

Assim, não se verifica a necessidade de implementar qualquer proteção específica para o golpe de aríete.

6.4.3.1.3 Dimensionamento do rebaixamento para aspiração das bombas

O volume mínimo do rebaixamento para aspiração das bombas é calculado através da seguinte fórmula⁶, considerando:

$$\text{Volume mínimo} = (\text{Ciclo mínimo de bombagem} \times 0,5 \times Q_{\text{bombagem}}) / 2$$

Sendo,

- o ciclo mínimo igual a 15 min
- $Q_{\text{bombagem}} = 9,0 \text{ L/s} = 0,54 \text{ m}^3/\text{min}$

Assim, resulta um volume mínimo útil para o rebaixamento de $2,0 \text{ m}^3$.

Considerando que a camada de seixos rolados terá uma porosidade de 30%, o volume mínimo para o rebaixamento será de 6.75 m^3 .

As formas e dimensões do rebaixamento estão definidas no Desenhos 24018-3-DRE-020 e 24018-3-DRE-021.

6.4.3.1.4 Perfuração da tubagem de PEAD DN630

A perfuração de cada tubagem "riser", PEAD DN630, deverá ser realizada de modo a garantir que:

- As bombas submersíveis, localizadas no seu interior, conseguem ser alimentadas com um caudal mínimo de 9 L/s;
- A furação permite a entrada de água, mas limita a entrada de resíduos. O diâmetro de cada furação será de 20 mm;
- A distribuição dos furos na tubagem preserva a resistência mecânica da tubagem.

Para efeitos de cálculo do número de perfurações a realizar na tubagem de PEAD DN630, considerou-se que as perfurações que existirem nos primeiros 1,10 m acima do fundo (correspondente ao volume morto da bombagem) têm de assegurar o caudal necessário (9 L/s), apesar de as perfurações existirem numa extensão de aproximadamente 9 metros de conduta.

⁶ Current design approaches for landfill leachate removal systems, John A. Banks, Landfill Technology Conference, 2007

Assim, admitindo um valor conservador de velocidade de passagem de água de 0,5 m/s, tem-se:

- Área total necessária para permitir a entrada do caudal

$$A_{\text{total}} = Q/v = 0,009/0,5 = 0,018 \text{ m}^2$$

- Área de cada furo

$$A_{\text{furo}} = \pi \left(\frac{d}{2} \right)^2$$

$$= 3,14 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Número de furos = Área total/Área furo = $0,018/3,14 \times 10^{-4} = 57$ furos de 20 mm

De modo a preservar a resistência mecânica do tubo, propõe-se efetuar a furação de 10 furos em várias secções ao longo do comprimento do tubo, estando os furos espaçados uniformemente ao longo da circunferência do tubo.

Deste modo, para garantir os 57 furos, serão necessárias 6 secções, com 10 furos cada uma.

O espaçamento entre as secções será dado pela expressão:

$$L \text{ (m)} / N_{\text{secções}} = 1,1 \text{ m} / 6 = 0,183 \text{ m (será adotado o espaçamento de } \mathbf{0,18 \text{ m}})$$

As furações entre secções deverão ser realizadas de forma desencontrada, para minimizar a perda de resistência mecânica do tubo.

A perfuração deve ser realizada ao longo de 9 metros de comprimento, sendo obrigatório que as zonas perfuradas tenham uma camada mínima de 0,5 m de camada drenante, composta por seixos rolados 32-64 mm. Os tubos e a camada drenante desta zona da célula, deverão ser envoltos em geotêxtil PP, para evitar a obstrução das furações.

A perfuração deve ser realizada de forma a não causar rachaduras ou fissuras no tubo.

6.4.3.1.5 Câmara de válvulas

No topo do dique de contenção será construída uma câmara de válvulas que reunirá as tubagens de compressão de cada bombagem e onde serão instaladas válvulas de seccionamento, ventosas de triplo efeito e um caudalímetro eletromagnético, cujas características se apresentam no Anexo B.

A configuração aberta da câmara permitirá que as operações de manutenção e de retirada das bombas ocorram sem obstáculos, criando-se uma bacia de retenção com uma pendente no fundo para que as escorrências de lixiviados decorrentes destes trabalhos reentrem na célula.

Desta câmara de válvulas sairá um troço de conduta elevatória em PEAD, DN140, PN16 que ligará à câmara de transição (CT), de onde, por sua vez, partirá uma conduta de ligação à lagoa existente.

6.4.3.1.6 Conduta de ligação à lagoa existente

Na câmara de transição localizada no dique terá início a conduta de ligação à lagoa. Devido ao perfil longitudinal do terreno, o escoamento será feito em superfície livre até perto do final do talude do dique e em carga a partir daí até à descarga na lagoa, conforme se pode constatar no Desenho 24018-3-DRE-030.

Quando a bombagem pára:

- a conduta fica vazia no troço inicial até perto do fim do talude do dique, escapando-se o ar na conduta pela câmara de transição;
- fica lixiviado acumulado na conduta, no troço cujas cotas são inferiores à cota de descarga na lagoa (41,70 m)

Antes da entrada na lagoa, será instalada uma câmara de descarga de fundo para permitir, em caso de necessidade, o esvaziamento da conduta, conforme Desenho 24018-3-DRE-032. Dadas as características agressivas do lixiviado, esta câmara será em PEAD, de modo a garantir uma melhor estanqueidade e resistência química, devendo dispor de um rebaixamento no fundo de modo a permitir a extração do lixiviado pelo limpa-fossas aquando do esvaziamento da conduta. As tampas da câmara de descarga de fundo e da câmara de transição serão em compósito pultrudido, pela sua resistência química.

No dimensionamento do troço inicial, em superfície livre, será, sempre que possível, seguido o disposto no Regulamento Geral⁷, do qual se destacam os seguintes pontos:

- Altura máxima de escoamento a 0,50 da seção do coletor;
- Velocidade mínima 0,60 m/s, para garantia da autolimpeza e prevenção de sedimentação de sólidos na rede de coletores;
- Inclinação mínima de 0,3%
- Recobrimento mínimo de 1,0 m. Nos casos em que o recobrimento seja inferior, deverão ser adotadas medidas de proteção do coletor, conforme peças desenhadas.

Apesar de a elevada inclinação do talude (1V:2H) originar uma velocidade de escoamento de cerca de 5,3 m/s, mais elevada que a recomendada, optou-se por não se criar câmaras de visita ao longo do talude do dique para que se reduzissem as inclinações neste troço em superfície livre, pelo facto de ser uma zona com má acessibilidade, que não permitirá o acesso de viaturas, e por se tratar de um troço relativamente curto, com cerca de 56m. Por outro lado, não há o risco de desgaste de betões ou de outros órgãos do sistema, preferindo-se ter uma conduta contínua desde a câmara de transição até à lagoa, na qual o escoamento se dará em superfície na parte inicial enquanto no troço final (com cerca de 73 m) a conduta estará em carga, para permitir a descarga na lagoa. Foi contemplada a amarração da conduta no talude do dique, conforme Desenho 24018-3-DRE-035.

Na tabela seguinte, apresenta-se o dimensionamento hidráulico do troço em carga para o caudal de 9 L/s, correspondente ao funcionamento da bombagem desde o fundo da célula da Fase C.

Tabela 6-2 – Dimensionamento da conduta em carga

Troço	Troço	L	Qproj.				D.L.	V	j	ΔH	k	j_n	Cota terreno (m)		Cota piez. (m.c.a)	
		(m)	(l/s)	DN	Mat.	PN	(mm)	(m/s)	(m/km)	(m)	(mm)	(m/m)	Mont.	Jus.	Mont.	Jus.
1	Troço em carga -DFundo	63.3	9.0	140	PEAD	10	123.4	0.75	4.37	0.28	0.01	0.00437	41.7	41.7	41.70	41.42
2	DF-Lagoa	10.4	9.0	140	PEAD	10	123.4	0.75	4.37	0.05	0.01	0.00437	41.7	41.7	41.42	41.38

O escoamento começa a dar-se quando a linha piezométrica for superior à cota de descarga, resultante da subida da cota da água a montante, na conduta em carga.

⁷ Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais, constante no Decreto Regulamentar nº 23/95

7. DRENAGEM PLUVIAL

7.1 Situação existente

No desenho 24018-3-DPL-001 é apresentada a rede de drenagem pluvial existente. Esta rede recebe as águas pluviais do envolvente, bem como a precipitação incidente nas áreas da Célula A com impermeabilização superficial.

7.2 Sistema previsto

7.2.1 Implantação

O presente projeto considera a implementação do sistema de drenagem representado em planta no desenho 24018-3-DPL-002, que consiste nos seguintes elementos:

- Valetas em meia cana de betão, ao longo das banquetas e taludes do dique de contenção sul;
- Câmara de visita;
- Coletor pluvial;
- Dique de desvio de águas pluviais, no topo da Fase A.

7.2.2 Caudais

O caudal máximo, para efeitos de dimensionamento dos elementos das infraestruturas de drenagem pluvial decorre da aplicação do Método Racional, dado pela expressão:

$$Q_{\text{máx}} = C \times i \times A$$

Em que:

i – intensidade de precipitação [mm/h]

C – Coeficiente de escoamento [adimensional], que será função do tipo de ocupação

A – Área drenada [m²]

A intensidade de precipitação (i) é determinada recorrendo à curva I-D-F referente à região de Lisboa (região pluviométrica A) e calculada pela expressão seguinte:

$$i = a \times t^b$$

i – Intensidade de precipitação [mm/h]

t – Tempo de concentração [min] que se assume ser de 10 minutos

a – constante adimensional que assume o valor de **290,68** (período de retorno de 10 anos)

b – constante adimensional que assume o valor de **-0,549** (período de retorno de 10 anos)

Assim, a **intensidade máxima de precipitação** $i_{\text{máx.}} = 82.1 \text{ mm/h} = 228,09 \text{ L/s.ha}$

A variável “C” é determinada através da combinação dos seguintes coeficientes que melhor representem o tipo de ocupação e revestimentos da área a drenar:

Tabela 7-1 - Coeficientes por tipo de revestimento da superfície e da ocupação

Tipo de revestimento / ocupação	Coeficiente
Área da plataforma da Célula com impermeabilização superficial	0,30
Áreas dos taludes e banquetas da Célula com impermeabilização superficial	0,40

Para além das áreas a considerar relativas ao dique de contenção sul, para a determinação do caudal pluvial total, consideraram-se ainda as áreas de selagem futuras da Fase C que contribuirão para o escoamento pluvial direccionado ao coletor a instalar.

Assim, o escoamento pluvial total que drenará para o coletor pluvial a instalar será o indicado na Tabela 7-2.

Tabela 7-2 - Escoamento pluvial afluente ao coletor pluvial

Zona	Área (m²)	Coeficiente de escoamento	Escoamento (L/s)
Parte da plataforma da Célula C (pós-selagem)	1064	0,30	7
Parte dos taludes da Célula C (Pós-selagem)	2296	0,40	21
Parte do dique de contenção sul	665	0,40	6
Total	4025		34

7.2.3 Dimensionamento

As capacidades das infraestruturas para transportar os caudais pluviais foram verificados utilizando a fórmula de Manning-Strickler, cuja expressão geral é:

$$Q = Ks \times S \times Rh^{2/3} \times i^{1/2}$$

em que:

Q = caudal (m³/s)

KS = coeficiente Manning-Strickler, em (m^{1/3}s⁻¹)

S = secção (m²)

R_h = raio hidráulico = Secção / Perímetro molhado (m)

i = perda unitária de energia = inclinação do coletor, canal ou valeta (m/m)

Considerou-se que a altura de lâmina líquida para a poderá ser igual à profundidade da valeta, ou o diâmetro do coletor.

7.2.4 Valetas

As valetas a instalar nas banquetas e nos taludes do dique de contenção serão em meia cana de betão, DN 200, sobre leito de betão, conforme o desenho 24018-3-DPL-002. A Tabela 7-3 mostra as capacidades calculadas e correspondentes áreas a drenar consideradas:

Tabela 7-3 - Capacidades das valetas e áreas máximas a drenar

Inclinação mínima da valeta	Diâmetro nominal (mm)	Capacidade (L/s)	Área drenada
2,00%	200	20	2204

7.2.5 Coletor pluvial

A implantação do coletor pluvial a instalar apresenta-se no desenho 24018-3-DPL-002.

Para o dimensionamento dos coletores pluviais, em Polipropileno Corrugado (PPC), recorreu-se à fórmula de Manning-Strickler indicada no ponto 7.2.3, utilizando-se um valor conservador de $K_s = 100 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$.

Na Tabela 7-4 apresenta-se o dimensionamento hidráulico do coletor pluvial.

Tabela 7-4 – Dimensionamento do coletor pluvial a construir

Troço	Caudal máximo (L/s)	Inclinação	Material	Diâmetro nominal (mm)	Velocidade (m/s)	Fração cheia	Profundidade do líquido (mm)
Cx 1 – CP existente	34	1,00%	PPC	315	1,52	41%	111

7.2.6 Câmara de visita

A câmara de visita a instalar irá conectar a valeta pluvial que desce o talude do dique de contenção sul ao coletor pluvial a ser instalado. De acordo com as características do projeto, a câmara a instalar será construída com anéis de betão pré-fabricados, conforme o desenho 24018-3-DPL-010.

7.2.7 Dique de desvio de águas pluviais

De modo a minimizar os caudais pluviais a afluir da Fase A (já impermeabilizada) para a Fase C, prevê-se a construção de um dique de desvio de águas pluviais na plataforma da Fase A, conforme o desenho 24018-3-DPL-020 (planta e pormenores).

Deve ser construído dique semelhante sobre a Fase B aquando da colocação de geomembrana sobre ela.

8. ESTRUTURAS

8.1 Introdução

Os seguintes elementos estruturais são objetos do presente capítulo:

- Câmara de Válvulas;

8.2 Bases de cálculo e dimensionamento

Na conceção dos elementos estruturais teve-se em consideração a ação do peso próprio das estruturas dos solos e da água.

8.2.1 Materiais

8.2.1.1 Propriedades dos Materiais

Tipo, Classe e Qualidade do Betão

Tabela 8-1 – Propriedades do Betão Estrutural

Propriedades do Betão Estrutural (NP EN206-1)		
Betão	Classe de resistência	Recobrimento mínimo(mm)
Estruturas da rede de drenagem de lixiviados	C35/45 XA1	50

Armaduras

Tabela 8-2 – Propriedades Estruturais dos varões de aço

Propriedades Estruturais dos Varões de Aço (EN 10080)	
Classe	A500 NR SD
E_s	200 GPa
f_{yk}	500 MPa
f_{yd}	435 MPa

8.2.2 Ações de Projeto

8.2.2.1 Ações Permanentes

As ações permanentes foram obtidas a partir dos pesos próprios dos materiais e das dimensões dos componentes estruturais utilizados na construção:

- Peso próprio dos elementos estruturais:
 - Betão Armado..... 25kN/m³
 - Aço 78.5kN/m³

8.2.3 Cálculos

Os elementos estruturais são essencialmente constituídos por elementos de laje. Para este projeto constatou-se que as solicitações eram relativamente baixas, pelo que se optou por admitir as armaduras mínimas para as seções em estudo, de acordo com EN 1992-1-1 9.2.1.1.

Paredes e lajes com espessuras de 0.15, 0.20 e 0.25.

Tabela 8-3 – Área de armaduras adotada

Propriedades do Betão Estrutural (NP EN 1992-1-1 9.2.1.1)		
Espessura (m)	As _{min} (cm ² /m)	As _{adotada} (cm ² /m)
0.15	0.58	2.51
0.20	1.41	5.24
0.25	2.25	5.24

8.2.4 Regulamentação

Na análise e dimensionamento da estrutura serão adotados as disposições e os critérios de verificação de segurança aos Estados Limites Últimos e de Utilização preconizados na regulamentação portuguesa e europeia relativa às estruturas, nomeadamente:

- NP EN 1990 – Bases para o projeto de estruturas;
- NP EN 1991 – Ações nas Estruturas;
- NP EN 1992 – Estruturas de Betão Armado;

9. INSTALAÇÕES ELÉTRICAS

9.1 Objetivo

No que respeita às instalações elétricas, prevê-se à seguinte intervenção:

- Alimentação elétrica do quadro das bombas de lixiviados a partir do quadro existente.

9.2 Regulamentação aplicável

Na elaboração do presente projeto foram tidos em consideração os regulamentos em vigor, bem como as boas normas de execução e as necessidades que as instalações elétricas devem satisfazer.

9.3 Considerações Gerais

O presente estudo prevê execução de infraestruturas elétricas com objetivo de assegurar a alimentação do quadro das bombas de lixiviados, com equipamentos fixos, nomeadamente canalização elétrica a partir do quadro de baixa tensão existente até ao quadro elétrico de bombas, equipado com sistema de bombagem de lixiviado.

As tubagens que albergarão os cabos elétricos necessários à alimentação acima referida, serão instaladas em negativos preparados para o efeito de acordo com a peça desenhada. Em cada circuito de alimentação serão deixadas tubagens potência e de comunicação para ligação aos respetivos equipamentos.

9.4 Alimentação de Energia

A instalação a executar será assegurada pela ligação da Baixa Tensão existente, e será alimentada a tensão alternada 400/230V e frequência de 50Hz. O quadro existente será intervencionado de acordo com o esquema unifilar, permitindo uma nova saída para o quadro do sistema de Bombagem de lixiviados.

9.5 Cablagem

Serão considerados cabos novos passados em tubo corrugado de dupla parede (cor vermelho) como indicado na peça desenhada.

9.6 Quadro Elétrico

Prevê-se fornecimento e instalação do sistema de bombagem de lixiviados, um quadro de potência, comando e controlo, incluindo equipamentos de campo nomeadamente, medidor de caudal, sondas de níveis com acionamento automático das bombas.

9.7 Influências Externas

A tabela seguinte pretende caracterizar ao nível das influências externas a tipologia de área que constitui o presente estudo. As respetivas instalações obedecerão aos índices mínimos IP e IK indicados.

Tabela 8.9-1 – Classificação dos locais quanto às influências externas

Local	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	B	B	B	C	C				
	A	B	C	D	E	F	G	H	J	K	L	M	N	P	Q	R	S	A	B	C	D	E	A	B	IP		IK	
Exterior Exposto	8	8	1	3	1	1	1	1	1	1	1	1	2	1	3	1	1	1	1	2	1	1	1	1	5	4	0	9

9.8 Diversos

Em tudo o omissso nesta memória, será dado inteiro cumprimento às RTIEBT e aos preceitos da arte na Instalação de instalações elétricas, nomeadamente, na aplicação de material e equipamento elétrico (tubos, caixas, condutores, aparelhos e outros elementos da instalação), que deverão obedecer ao referido Regulamento e às Normas Nacionais, ou, na sua falta, às da Comissão Eletrotécnica Internacional, ou outras aceites.

ANEXO A

Características Técnicas das Bombas Submersíveis

Quantid.	Descrição
----------	-----------

1

SP 46-2 N



Nota! Imagem do produto pode diferir do prod. real

Código: [15C21902](#)

Bomba submersível para furos, adequada para o bombeamento de água limpa. Pode ser instalada na vertical ou na horizontal. Todos os componentes em aço são feitos de aço inoxidável de elevada qualidade, EN 1.4401 (AISI 316), que garante uma protecção elevada contra a corrosão.

Informações de produto adicionais

A bomba é adequada para aplicações idênticas às seguintes:

- abastecimento de água bruta
- rega
- rebaixamento do nível freático
- pressurização
- aplicações de fontes
- aplicações de exploração mineira
- aplicações offshore.

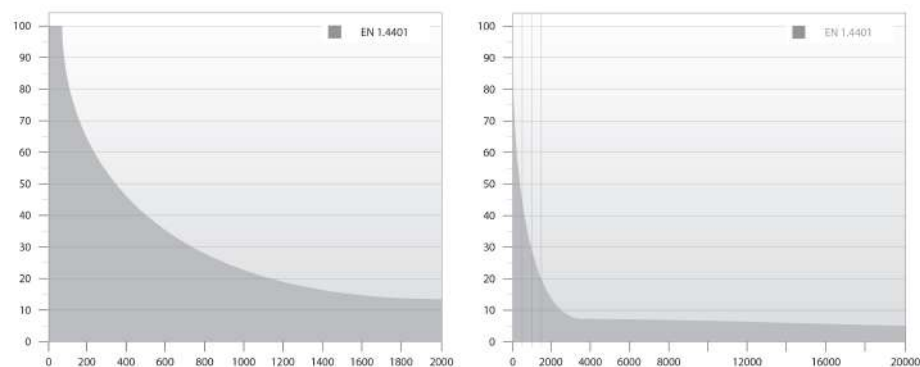
A bomba SP da Grundfos é reconhecida pela sua elevada eficiência e já cumpre os requisitos do Índice Mínimo de Eficiência; por esse motivo, a Grundfos é uma das melhores no ramo das bombas submersíveis.



Bomba

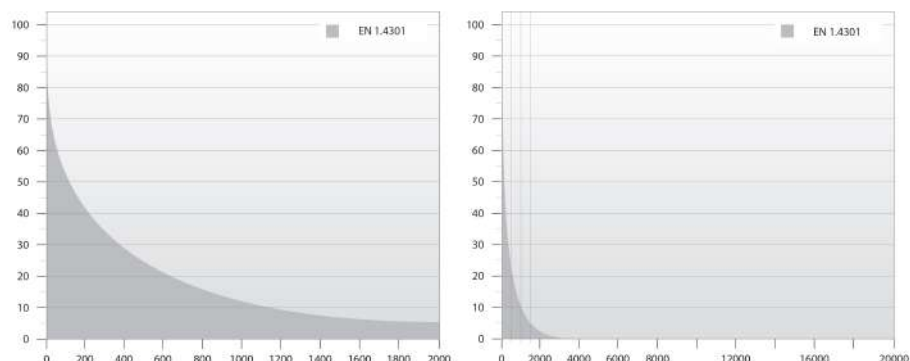
Todas as superfícies da bomba que estão em contacto com os líquidos bombeados são em aço inoxidável, o que as torna resistentes à corrosão e ao desgaste.

O esquema de corrosão abaixo apresenta as capacidades da bomba e do motor relativamente à temperatura em graus Célsius (eixo y) e à concentração de cloreto em ppm (eixo x).



Quantid.	Descrição
----------	-----------

1



As peças em elastómero na bomba são em NBR (borracha de acrilonitrilo butadieno), que garante uma boa resistência ao desgaste e intervalos de manutenção longos.

Caso a bomba seja utilizada para o bombeamento de água com um elevado teor de hidrocarbonetos ou solventes, a Grundfos disponibiliza peças em borracha FKM (fluorocarbono), que são resistentes a óleo e a temperaturas até aos 90 °C.

A bomba é fabricada com rolamentos octogonais com canais de escoamento de areia que minimizam o desgaste.

Uma vez que o desgaste da bomba é inevitável, o design da bomba permite substituir facilmente todas as peças internas (rolamentos, impulsor, anéis de desgaste e anéis vedantes) para manter o desempenho elevado e uma prolongada vida útil.

A interligação de aspiração está equipada com um filtro para evitar a entrada de partículas de grandes dimensões na bomba. A interligação de aspiração foi concebida para cumprir as normas NEMA relativas à montagem/dimensões do motor.

Motor

O estator está hermeticamente encapsulado em aço inoxidável e os enrolamentos estão embebidos num composto de polímero. Isto resulta numa elevada estabilidade mecânica, num arrefecimento otimizado e reduz o risco de curto-circuito nos enrolamentos.

Líquido:

Líquido bombeado: Água

Gama de temperatura do líquido: -15 .. 40 °C

Temperatura do líquido durante operação: 20 °C

Densidade: 998.2 kg/m³

Viscosidade cinemática: 1 mm²/seg

Técnicos:

Velocidade da bomba na qual se baseiam os dados da mesma: 2346 rpm

Caudal efectivo calculado: 9 l/seg

Caudal nominal: 12.78 l/seg

Altura manométrica resultante da bomba: 12.14 m

Altura manométrica nominal: 17 m

Aprovações: CE,EAC,UKCA,SEPRO,MOROCCO

Approvals for motor: CE,EACMOROCCO,UKCA,SEPRO,RCM

Curva de tolerância: ISO9906:2012 3B

Motor version: T40

Válvula de retorno: YES

Materiais:

Bomba: Stainless steel

EN 1.4401

AISI 316

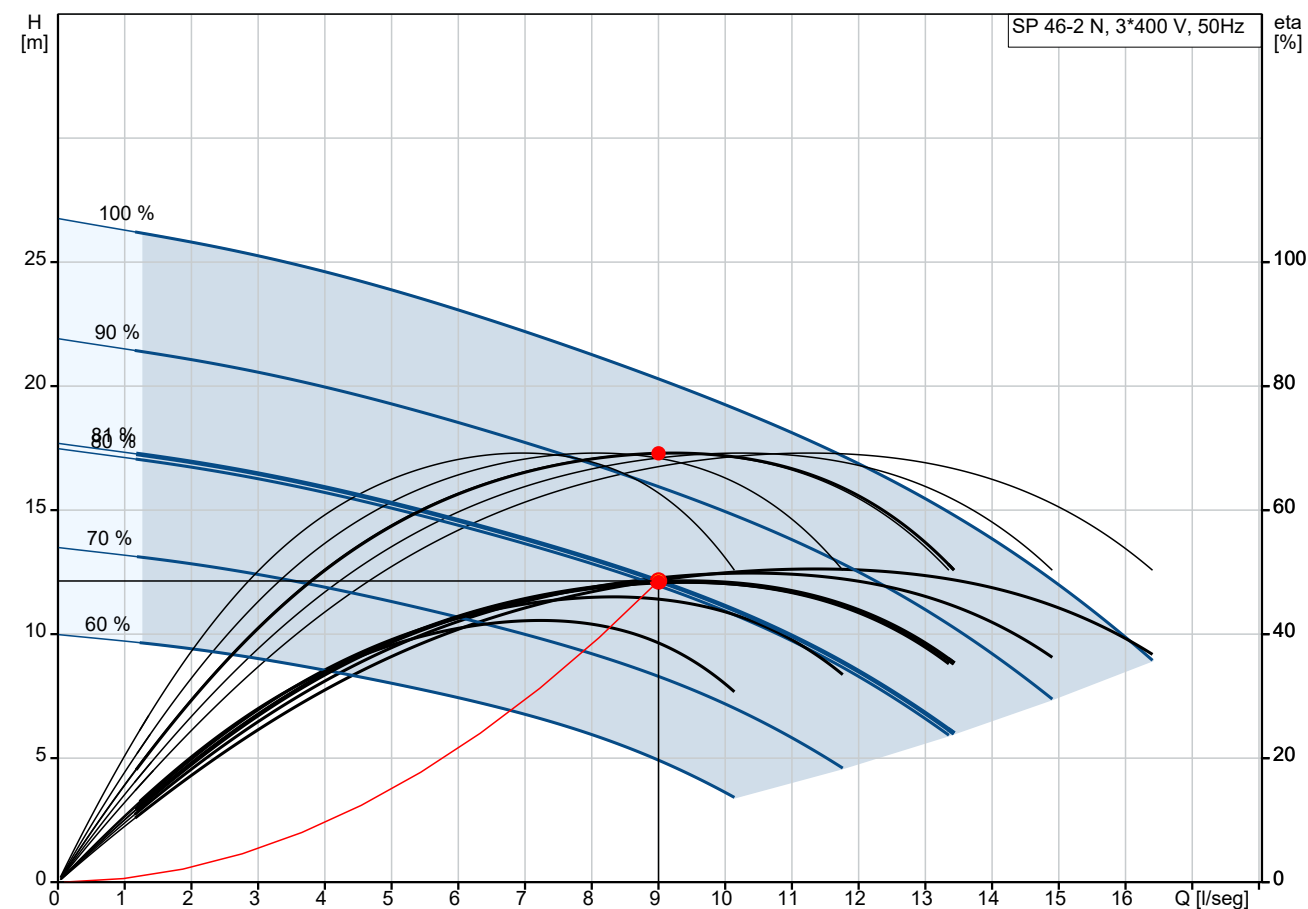
Impulsor: Stainless steel

EN 1.4401

Qualidade do material do impulsor: AISI 316

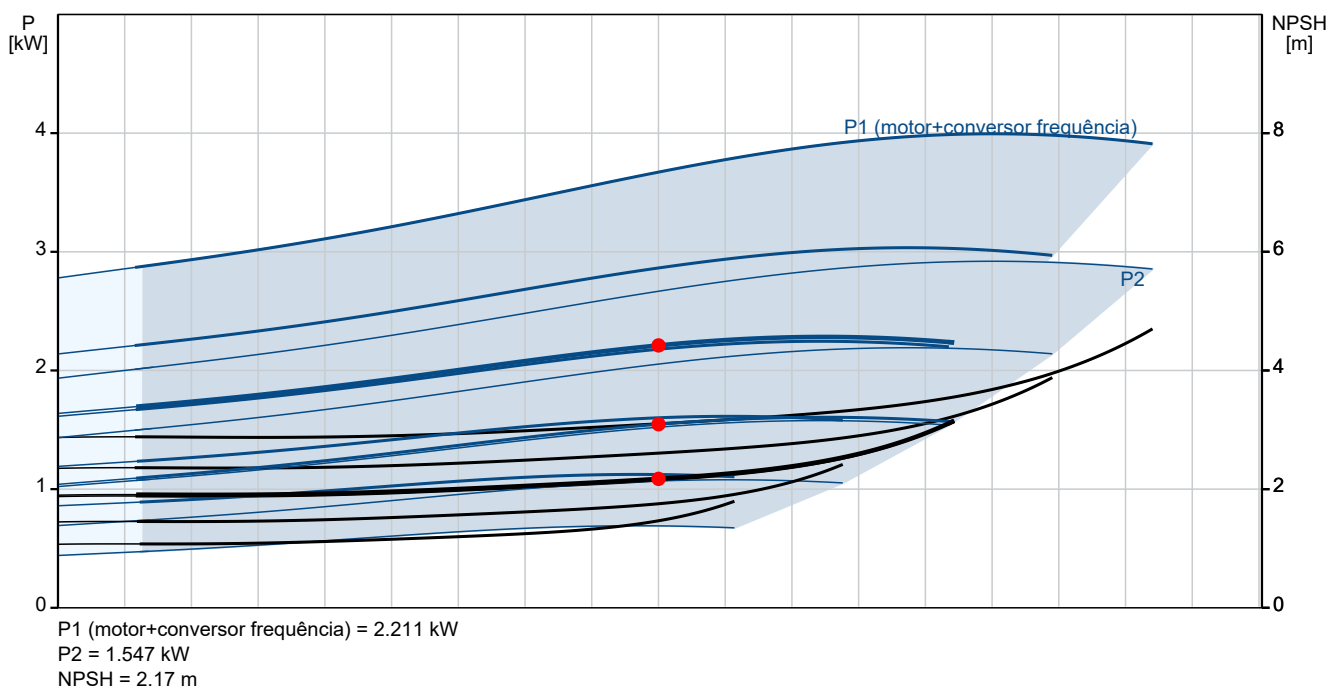
Quantid.	Descrição
1	Material do motor: Stainless steel Qualidade do material do motor: EN 1.4539 Selagem do veio: SiC/SiC Instalação: Maximum ambient pressure: 60 bar Pressão máx. de funcionamento: 60 bar Pressão de saída máxima admissível: 2.7 bar Tipo de conexão: Rp Dimensão da conexão: 3 inch Motor diameter: 4 inch Minimum borehole diameter: 150 mm Car. eléctricas: Motor type: MS4000 Motor flange design: Grundfos Potência nominal - P2: 3 kW Potência (P2) requerida pela bomba: 3 kW Frequência da rede: 50 Hz Voltagem nominal: 3 x 380-400-415 V Corrente nominal: 7.7-7.9-8.1 A Corrente de arranque: 430-450-460 % Cos phi - fator de potência: 0.86-0.81-0.77 Velocidade nominal: 2830-2850-2870 rpm Método de arranque: Direct-on-line (DOL) Classe de protecção (IEC 34-5): IP68 Classe de isolamento (IEC 85): F Protecção de motor incorporada: NONE Thermal protection: External Transmissor de temp. incorporado: Yes Comprimento de cabo: 1.7 m Tipo de cabo: FLAT Motor n.º: 7C193708 Windings: Enameled Outros: Índice de eficiência mínima, MEI: 0.40 Peso líquido: 26.5 kg Peso bruto: 29.1 kg Volume de expedição: 0.032 m³ Environmental approvals: WEEE

15C21902 SP 46-2 N 50 Hz



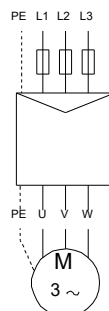
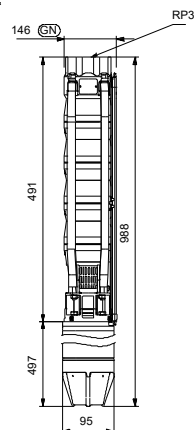
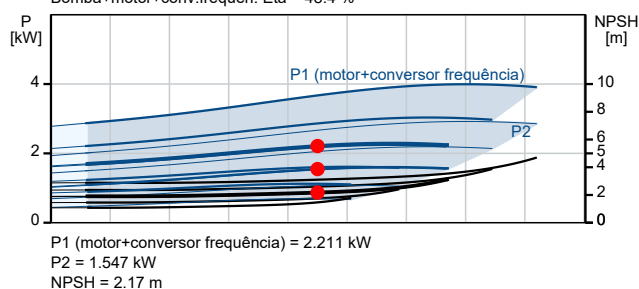
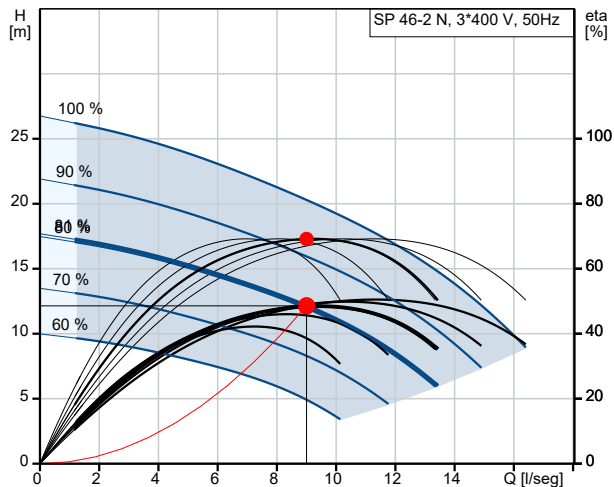
Q = 9 l/sec
 Es = 0.0682 kWh/m³
 Líquido bombeado = Água
 Densidade = 998.2 kg/m³
 Bomba+motor+conv.frequên. Eta = 48.4 %

H = 12.14 m
 n = 81 % / 2346 rpm
 Temperatura do líquido durante o funcionamento = 20 °C
 Bomba Eta = 69.2 %



P1 (motor+conversor frequência) = 2.211 kW
 P2 = 1.547 kW
 NPSH = 2.17 m

Descrição	Valor
Inf. geral:	
Designação do produto:	SP 46-2 N
Código::	15C21902
Número EAN::	5700391154447
Técnicos:	
Velocidade da bomba na qual se baseiam os dados da mesma:	2346 rpm
Caudal efectivo calculado:	9 l/seg
Caudal nominal:	12.78 l/seg
Altura manométrica resultante da bomba:	12.14 m
Altura manométrica nominal:	17 m
Estágios:	2
Número de impulsores de diâmetro reduzido:	NONE
Aprovações:	CE,EAC,UKCA,SEPRO,MORO CCO
Approvals for motor:	CE,EACMOROCCO,UKCA,SEP RO,RCM
Curva de tolerância:	ISO9906:2012 3B
Modelo:	B
Motor version:	T40
Válvula de retorno:	YES
Materiais:	
Bomba:	Stainless steel
Bomba:	EN 1.4401
Bomba:	AISI 316
Impulsor:	Stainless steel
Impulsor:	EN 1.4401
Qualidade do material do impulsor:	AISI 316
Material do motor:	Stainless steel
Qualidade do material do motor:	EN 1.4539
Selagem do veio:	SiC/SiC
Instalação:	
Maximum ambient pressure:	60 bar
Pressão máx. de funcionamento:	60 bar
Pressão de saída máxima admissível:	2.7 bar
Tipo de conexão:	Rp
Dimensão da conexão:	3 inch
Motor diameter:	4 inch
Minimum borehole diameter:	150 mm
Líquido:	
Líquido bombeado:	Água
Gama de temperatura do líquido:	-15 .. 40 °C
Temperatura do líquido durante operação:	20 °C
Densidade:	998.2 kg/m³
Viscosidade cinemática:	1 mm²/seg
Car. eléctricas:	
Motor type:	MS4000
Motor flange design:	Grundfos
Potência nominal - P2:	3 kW
Potência (P2) requerida pela bomba:	3 kW
Frequência da rede:	50 Hz
Voltagem nominal:	3 x 380-400-415 V
Corrente nominal:	7.7-7.9-8.1 A
Corrente de arranque:	430-450-460 %





Nome empresa:

Criado por:

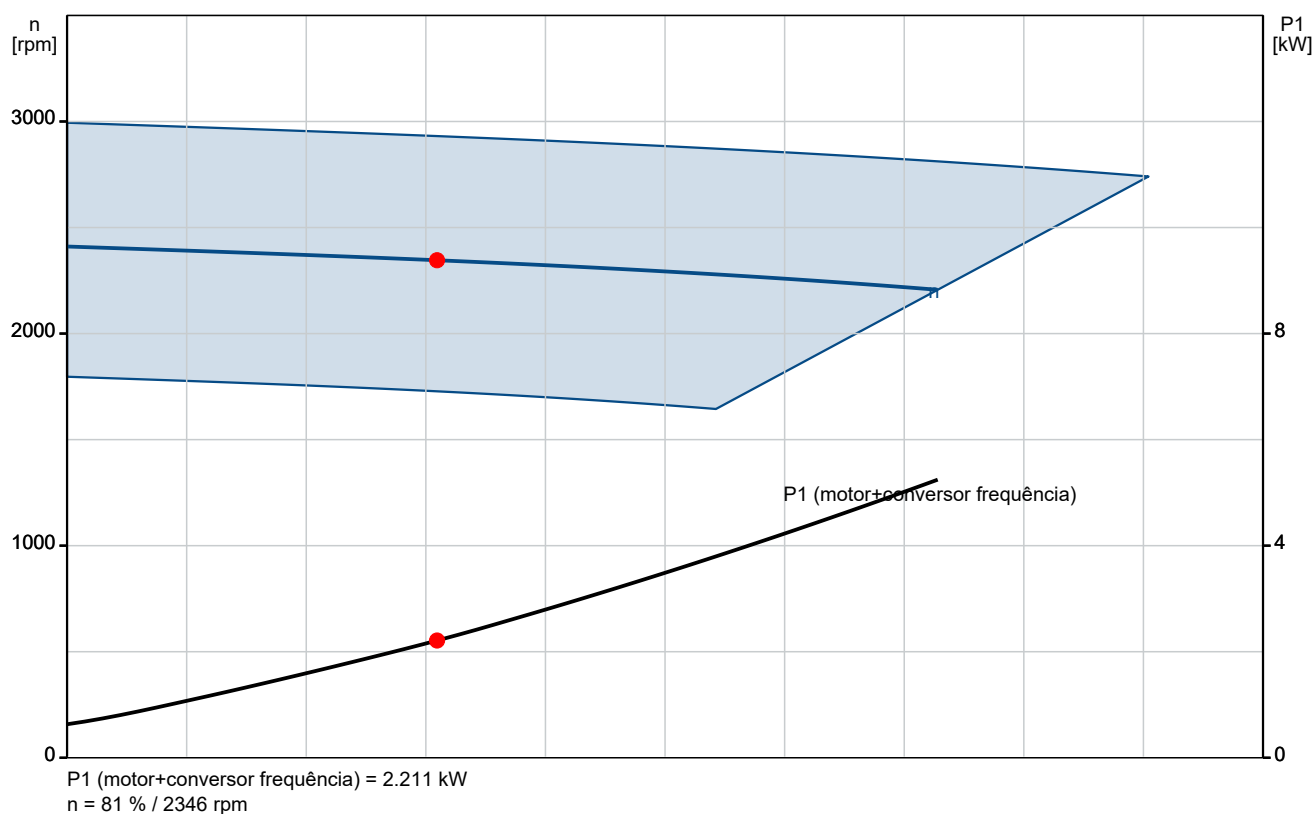
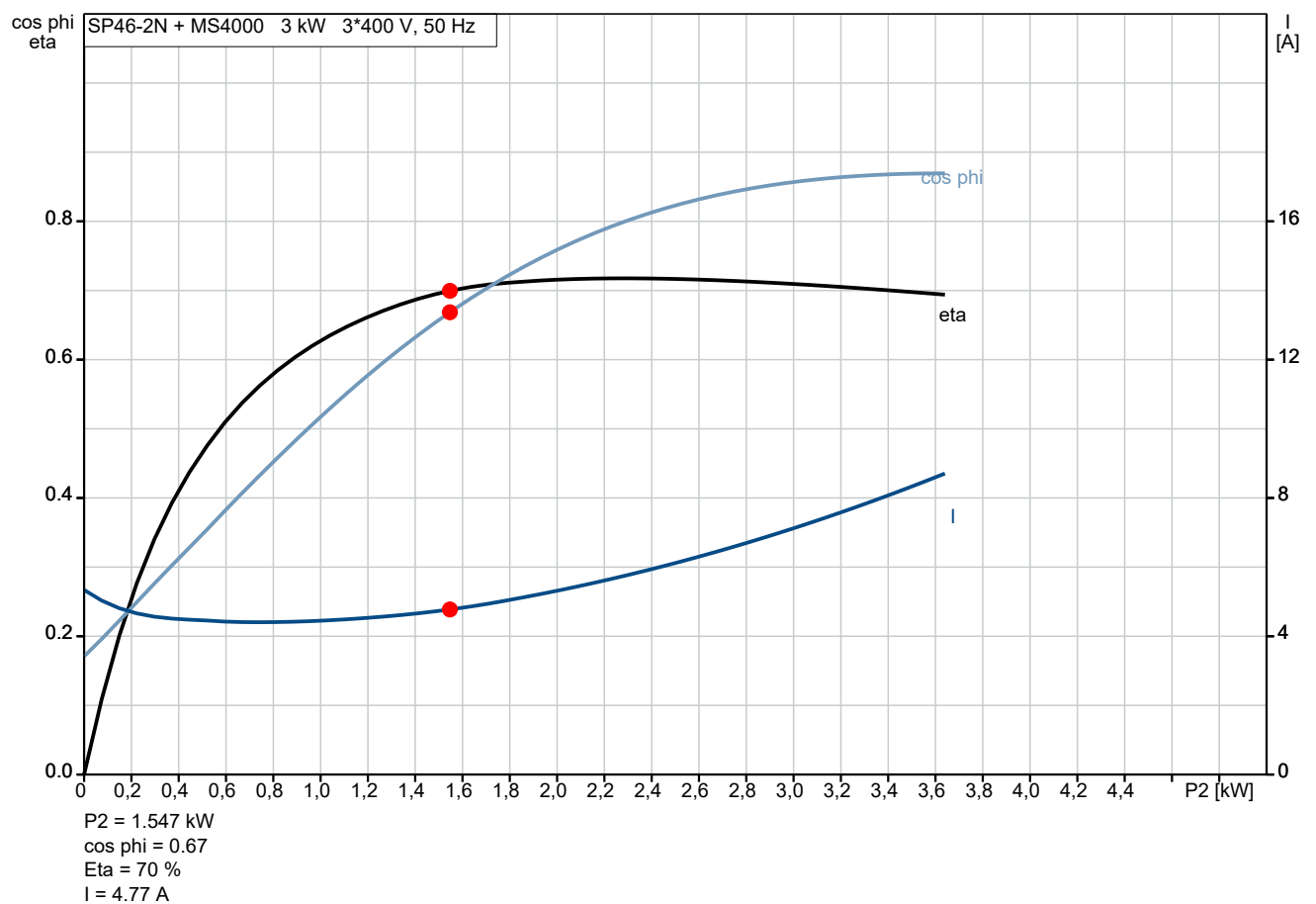
Telefone:

Data:

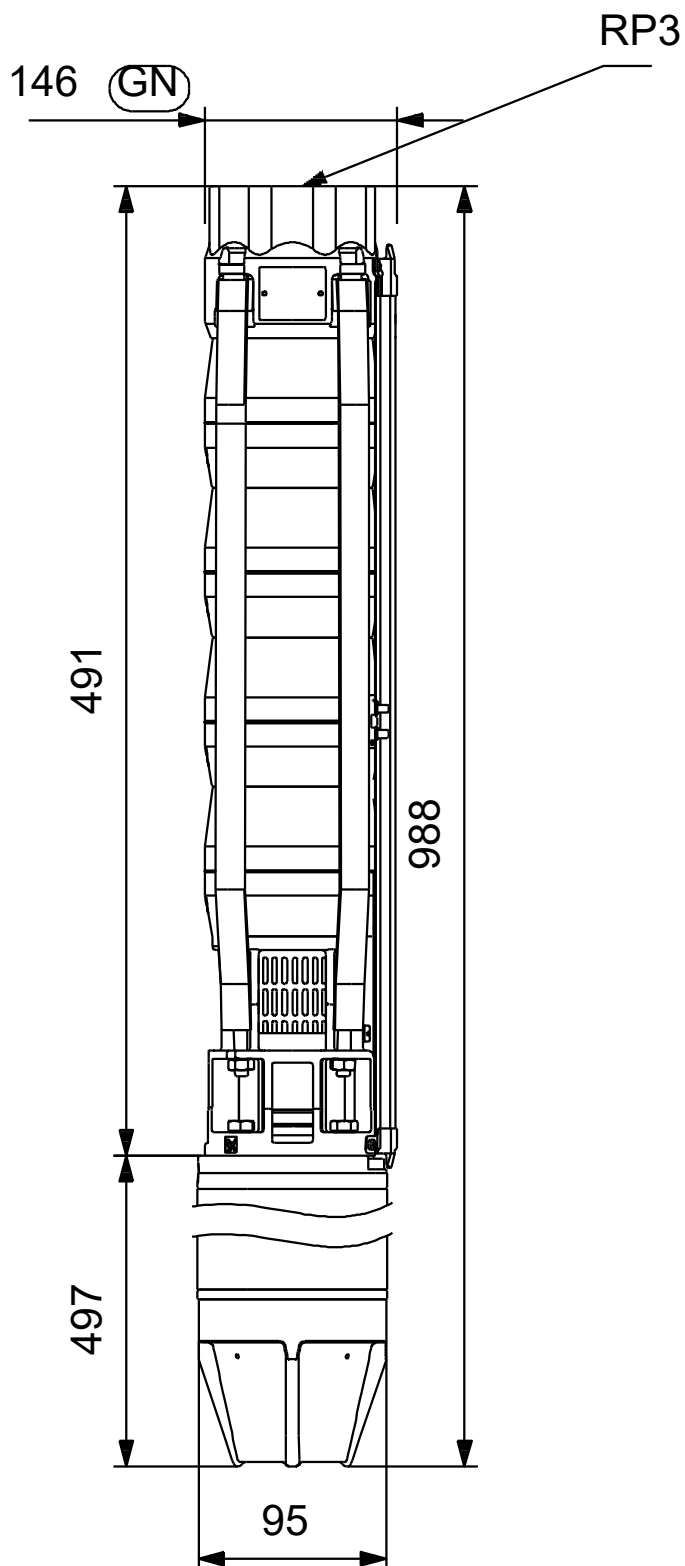
30/09/2024

Descrição	Valor
Cos phi - fator de potência:	0.86-0.81-0.77
Velocidade nominal:	2830-2850-2870 rpm
Método de arranque:	Direct-on-line (DOL)
Classe de protecção (IEC 34-5):	IP68
Classe de isolamento (IEC 85):	F
Proteção de motor incorporada:	NONE
Thermal protection:	External
Transmissor de temp. incorporado:	Yes
Comprimento de cabo:	1.7 m
Tipo de cabo:	FLAT
Motor n.º:	7C193708
Cable number:	795845
Windings:	Enameled
Outros:	
Índice de eficiência mínima, MEI:	0.40
Peso líquido:	26.5 kg
Peso bruto:	29.1 kg
Volume de expedição:	0.032 m³
Environmental approvals:	WEEE

15C21902 SP 46-2 N 50 Hz



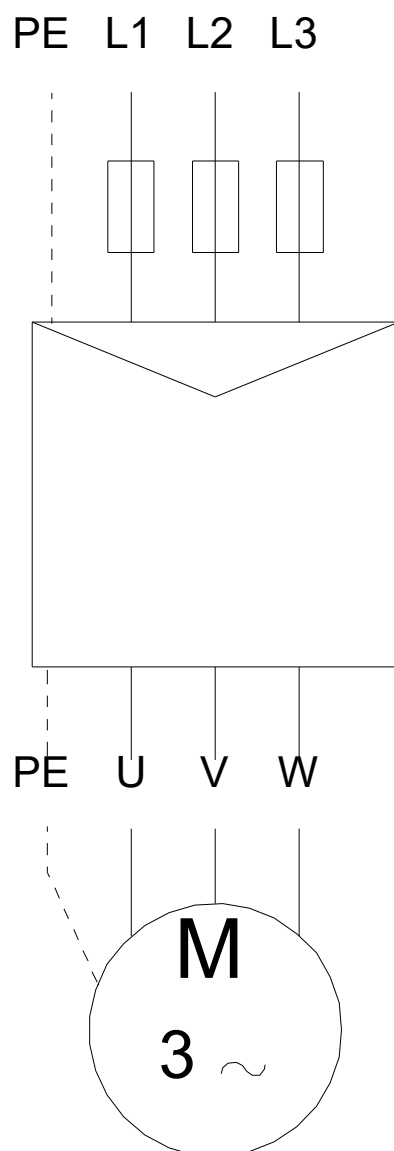
15C21902 SP 46-2 N 50 Hz



Nota! Todas as unidades estão em [mm], salvo indicação contrária.

Exclusão de responsabilidade: este desenho dimensional simplificado não apresenta todos os detalhes.

15C21902 SP 46-2 N 50 Hz



Nota! Todas unidades em [mm] salvo indicação contrária.

ANEXO B

Características Técnicas do Caudalímetro

CAUDALÍMETRO ELECTROMAGNÉTICO

Marca: Siemens

Modelo: SITRANS F M MAG 3100P + MAG6000

RESUMO DAS ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS:

Diâmetro do elemento primário: DN50 / DN125

Pressão nominal: PN40 / PN16

Revestimento: PTFE

Secção indeformável, resistente a mudanças de pressão ou temperatura

Eléctrodos: Hastelloy C-276, incluindo electródos de terra

Corpo: Aço carbono A105

Ligação ao processo: Flangeado

Temperatura do fluido a medir: -20 a +130 °C

Protecção IP67 (opcional IP 68 – Ref. FDK:085U0220)

Protecção exterior: Pintura anti-corrosiva com tratamento especial

Troços rectos mínimos necessários

Inclui SENSORPROM com “fingerprints” para recalibração

Dimensões normalizadas conforme a ISO 13359

Em conformidade com a diretiva Europeia de Pressão 97/23/EC (de cumprimento obrigatório)

Medição a partir de 0,01 m/s

Alta precisão a baixos caudais



TRANSMISSOR DE CAUDAL ELECTROMAGNÉTICO

Marca: Siemens

Modelo: SITRANS F M MAG 6000

RESUMO DAS ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS:

Precisão (erro): +/- 0,2% do caudal real

Alimentação: 24 VDC

Saída: 0/4-20 mA proporcional ao caudal instantâneo

Saída de impulsos ajustável para totalizar diferentes unidades de medida

Display alfanumérico de 3x20 caracteres com indicação de caudal, volume, ajustes e falhas

Programação com teclado. Microprocessador

Ajuste de zero automático

Todas as entradas e saídas estão isoladas galvânicamente

Alarmes configuráveis por alto ou baixo caudal (detecção de fugas)

Relé de comutação para indicar a direcção ou falhas de caudal

Dois contadores internos de 8 dígitos para caudal directo e para caudal inverso, respectivamente o caudal inverso indica-se com um sinal negativo

Protecção: IP 67

Detecção de tubagem vazia

Medição em tubagem cheia

Kit de montagem mural, ref.^a: FDK:085U1018 (opcional)

Kit de cabo 2 x 10m, ref.^a: A5E01181647 (opcional)



Prazo de entrega: 3 – 4 semanas

Nota: Para mais informação sobre dimensões e características, por favor consulte o nosso catálogo FI-01, capítulo 3 em anexo.

ANEXO C

Características Técnicas das câmaras de visita em PEAD

1. INTRODUÇÃO

As constantes solicitações do mercado de infraestruturas por equipamentos fiáveis e, cada vez mais, respeitadores do ambiente estiveram na origem, no início do século XXI, do desenvolvimento, produção e comercialização pela TermoOno das suas soluções baseadas em PEAD estruturado Weholite®.

Desde a sua apresentação esta inovação tecnológica na área dos equipamentos para redes de saneamento permite responder positivamente às mais exigentes especificações e requisitos dos projectos nesta especialidade, possibilitando o desenho e instalação de um sistema de saneamento integralmente construído em polietileno e, por isso:

- completamente estanque,
- de elevada resistência química,
- resistente à corrosão e abrasão,
- estável e durável,
- respeitador da integridade do meio ambiente;
- construído com material totalmente reciclável e com duração de vida superior a 50 anos.

Associado a estas características, e comparativamente aos sistemas convencionais em betão, as Caixas de Visita em PEAD estruturado Weholite® destacam-se por:

- maior facilidade de transporte e instalação (baixo peso e pré-fabrico integral);
- maior facilidade de ligação, em obra, a ramais extra sem comprometer a estanquidade;
- maior gama de diâmetros das câmaras e das bases de perfil de escoamento.



2. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS - ESPECIFICAÇÕES DO PRODUTO

Nas caixas de visita a adequação ao projecto reflecte-se em três secções principais com especificações distintas e personalizáveis: *câmara ou poço, base ou fundo e topo.*

a. Câmara ou poço

A câmara da caixa de visita é construída em tubo de PEAD de parede estruturada Weholite®, com uma ampla gama de diâmetros internos desde DN600 a DN3500 mm que permite total adaptação ao pretendido em projecto, (mais usuais neste tipo de aplicação são 600, 1000, 1200 e 1600 mm).

Sendo mais ligeira, a tubagem em PEAD de parede estruturada partilha com as outras tubagens deste material as seguintes características:



- Densidade > 930 kg/m³
- Módulo de Elasticidade ≈ 800 N/mm²
- Coeficiente de Dilatação ≈ 0.2 mm/m °C
- Condutividade Térmica $\approx 0.3 - 0.4$ kN/m²

Às quais acrescenta, especificamente

- Rigidez Circunferencial: 2, 4 ou 8 kN/m²

A câmara pode ser provida de degraus, dependendo do diâmetro e altura da mesma. Estes são executados em perfil pultrudido com afastamento de 30 cm, podendo ficar alinhados ou em posição alternada para um mais fácil acesso.

As caixas de visita poderão ainda ser fornecidas com quedas guiadas, interiores ou exteriores, conforme solicitação do cliente / projecto.

Ao contrário de outras soluções presentes no mercado, o corpo das caixas de visita produzidas pela TermoOno é monobloco, sem juntas elásticas ou mecânicas, garantindo a mesma resistência estrutural em toda a sua altura e uma estanquidade absoluta durante toda a sua vida útil, sem deterioração de performance !

b. Base ou fundo

A base da caixa é construída em placas de PEAD soldadas e assume formas diferentes conforme as necessidades do solo onde vai ser instalada (ex: introdução de abas alargadas para embutir em betão, quando existe o risco de flutuação).

O fundo é usualmente constituído por uma caleira, de diâmetro igual ao da maior ligação, com os desvios angulares e interconexões definidos em projecto. A ligação da caleira às paredes da caixa é feita através de placas de PEAD soldadas.



CAIXAS DE VISITA EM PEAD WEHOLITE ®



Devido ao seu método construtivo, a flexibilidade de desenho é praticamente total, pelo que quase qualquer tipologia de fundo pode ser executada para acomodar as necessidades do projecto.

Os tubos de saída são igualmente em polietileno e soldados à caixa por extrusão manual. Os diâmetros de saída são os dos colectores onde irão ser ligados, que poderão ser de qualquer tipo de material (ver ligações).

c. Topo

As caixas de visita TermoOno apresentam um acabamento superior em função das necessidades de projeto e das cargas que tenham de suportar.

Para o acabamento superior “aberto” a cobertura será constituída por uma estrutura em betão armado, dimensionada para transferir as cargas rolantes para o solo. Sobre esta estrutura assentará uma tampa para vias de circulação com o DN aplicável (usualmente 600 mm).

Quando as cargas rolantes a suportar não sejam elevadas o acabamento será em chapa de polietileno soldada, reforçada por uma estrutura em perfil pultrudido e com tampa em PEAD.

A visita de homem pode adaptar-se às definições de projecto, adoptando a forma mais conveniente (circular, rectangular,...) e preparada para colocação de tampa de qualquer material.



3. LIGAÇÕES

As ligações das caixas aos coletores são executáveis independentemente do material destes.



Sejam soldaduras em PEAD ou ligação a outros materiais existem soluções específicas de adaptação e/ou uniões apropriadas a cada situação.

Quando solicitada para tal a TermoOno tem capacidade de fabricar / fornecer e/ou executar IN SITU, qualquer tipo de ligação necessária, de acordo com os requisitos de projecto.

4. REQUISITOS GERAIS DE APLICAÇÃO

As Caixas de Visita em PEAD estruturado Weholite® fabricadas pela TermoOno podem ser aplicadas em qualquer tipo de terreno.

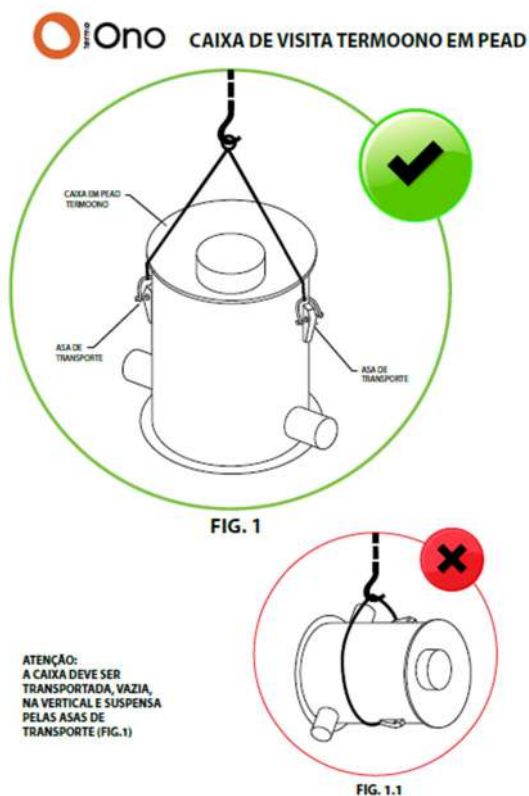
Deverão, para protecção, ter sempre uma camada envolvente de recobrimento em terreno de granulometria fina (ex: areia), com as camadas devidamente compactadas.

O grau de compactação utilizado deverá ser de 95% Proctor, devidamente executado na zona envolvente aos coletores até atingir o extradorso das tubagens, passando então a realizar-se por camadas de 30 cm de altura. A soleira da vala deverá ser devidamente preparada e regularizada para receber a Caixa de Visita.

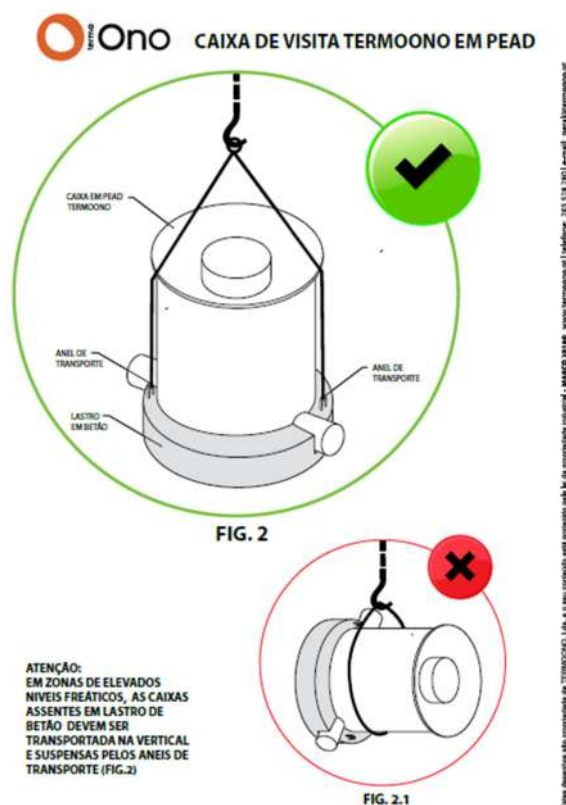
Ao contrário de outras soluções presentes no mercado, as EE produzidas pela TermoOno são totalmente autoportantes e não necessitam de qualquer estrutura de contenção periférica para resistir às solicitações de carga impostas pelo terreno circundante!

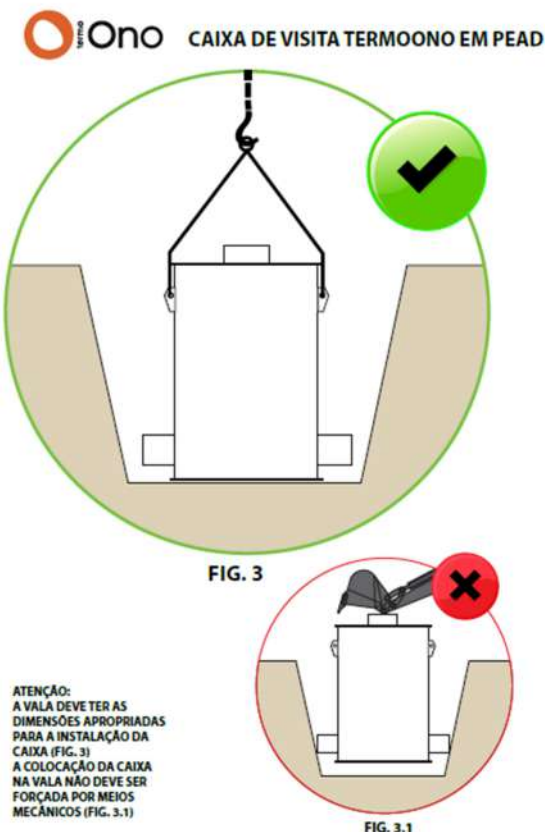
Movimentação das caixas: As caixas de visita fabricadas pela TermoOno são providas de abas de transporte especificamente dimensionadas.

A descarga, deslocação, colocação na vala ou qualquer outra movimentação deve ser sempre executada com recurso a correntes ou cintas devidamente ancoradas nas abas



Sempre que sejam instalados lastros de betão para contrariar a impulsão vertical, estes deverão ser igualmente providos de abas que possibilitem o transporte correcto da caixa

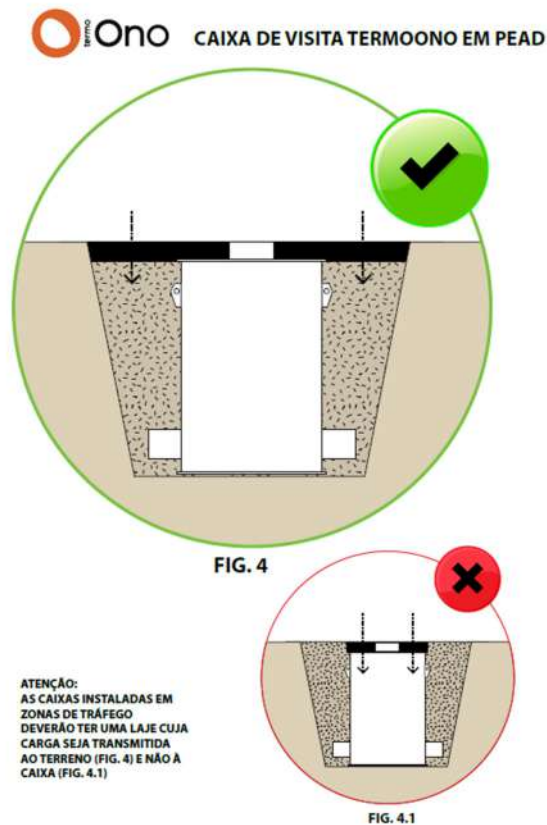




Assentamento das caixas: O local de instalação definitivo da caixa deverá ter as dimensões adequadas para a sua colocação e ligação sem que sejam exercidos quaisquer esforços sobre a câmara ou as tubagens de conexão

Acabamento da superfície: As cargas rolantes exercidas pelo tráfego rodoviário não poderão, em caso algum, ser directamente transmitidas aos elementos constituintes da caixa.

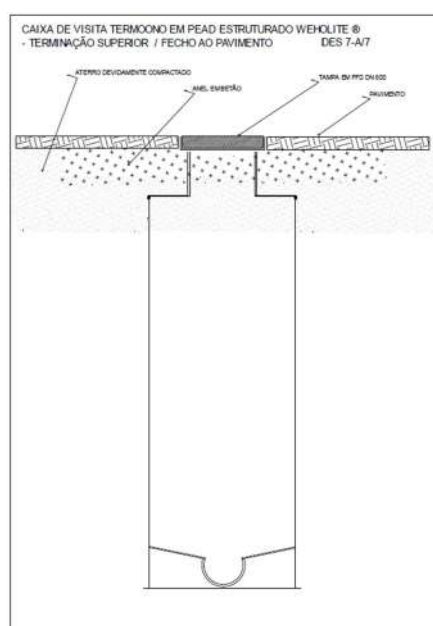
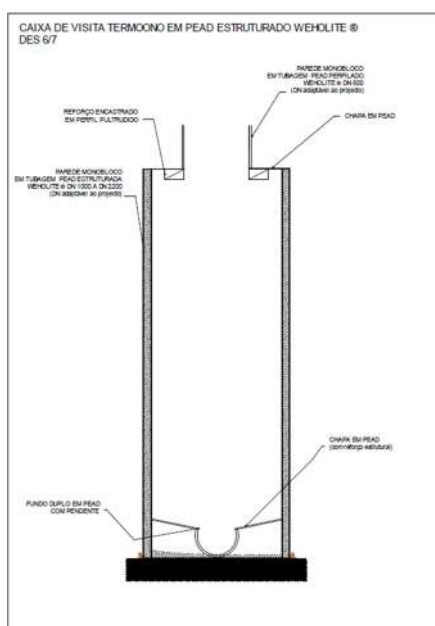
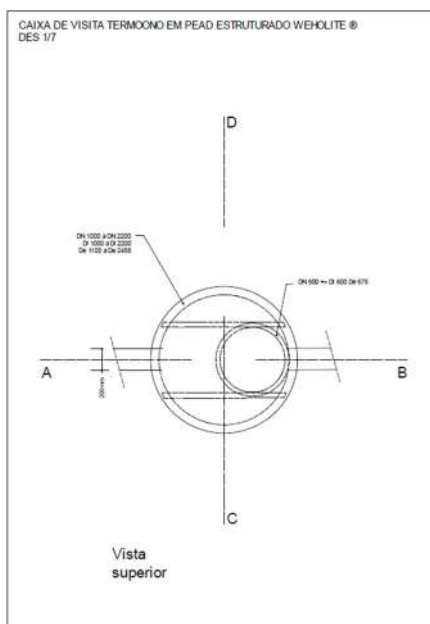
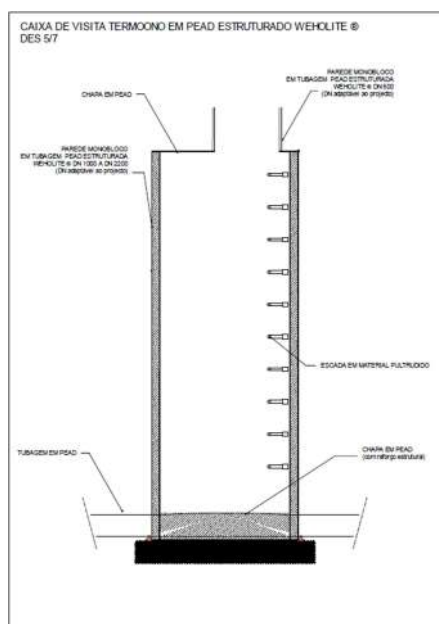
Quando tais solicitações existam deverá ser colocada uma laje em betão (ou dispositivo equivalente) para que os esforços sejam transmitidos ao terreno circundante.



5. APOIO TÉCNICO AO PROJECTO E OBRA

A TermoOno fornece todo o apoio técnico aos seus clientes e parceiros desde a fase de projecto até à implementação na obra, disponibilizando:

- Apoio especializado na definição de soluções técnicas e construtivas;
- Especificações Técnicas, Memórias Descritivas e Especificações de C.E.;
- Desenhos técnicos em vários formatos (DWG / PDF / JPEG);
- Apoio na fase de obra, instalação, arranque e execução de ensaios



1. ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO PRODUTO

a. Câmara ou poço

Fabricada em tubo de PEAD de parede estruturada Weholite®, apresenta estrutura monobloco sem juntas elásticas ou mecânicas, totalmente autoportante, garantindo a mesma resistência estrutural em toda a sua altura e estanquidade absoluta durante toda a sua vida útil, sem deterioração de performance.

Diâmetro interior útil de DN 600 mm a DN 3000 mm

Tubagens de entrada e saída em PEAD PE100, com:

- diâmetro, classe de pressão e terminação em função das especificações de projecto;
- queda guiada, interior ou exterior, quando solicitado;
- zonas de atravessamento da parede da câmara preenchidas por extrusão, garantindo resistência e estanquidade absoluta;

Dependendo do diâmetro e altura da mesma, a câmara pode ser provida de:

- degraus, executados em perfil pultrudido, com afastamento de 30 cm, alinhados ou em posição alternada.
- plataformas intermédias de segurança e /ou manobra, em PEAD / material compósito pultrudido

b. Base ou fundo

Construída em placas de PEAD soldadas, apresenta:

- caleira, de diâmetro igual ao da maior ligação, com os desvios angulares e interconexões definidos em projecto;
- conformação interior adaptável às soluções pretendidas (ex: septo para caixas de transição / perda de carga ou fundo rebaixado para retenção de areias).
- rebordo exterior para assentamento que pode assumir acabamentos diferenciados em função das características do solo onde vai ser instalada (ex: introdução de abas alargadas para embutir em betão).

c. Topo e tampa

Usualmente em chapa de polietileno soldada, reforçado por uma estrutura em perfil pultrudido e com uma ou mais aberturas para acesso ao interior.

Acessos com geometria e dimensões adequadas às definições de projecto podendo ser preparados para receber uma tampa em PEAD ou qualquer material pretendido

Por questões de segurança poderá ser instalada uma grade em material compósito interposta entre a tampa e o interior da câmara.

O topo das Caixas de Visita em PEAD Weholite não está preparado para suportar cargas rolantes pesadas directas.

Se situada em zona não protegida e/ou sujeita a cargas rolantes elevadas, a cobertura será necessariamente constituída ou protegida por uma estrutura em betão armado, dimensionada para transferir as cargas rolantes para o solo e desenhada para permitir a colocação das tampas adequadas à situação.

d. Características físico-químicas do PEAD de parede estruturado Weholite

Sendo mais ligeira, a tubagem em PEAD de parede estruturada Weholite® partilha com os outros tubos de Polietileno de Alta Densidade as seguintes características:

1. Densidade > 930 kg/m³
2. Módulo de Elasticidade ≈ 800 N/mm²
3. Coeficiente de Dilatação ≈ 0.2 mm/m °C
4. Condutividade Térmica ≈ 0.3-0.4 kN/m²
5. Rigidez Circunferencial: 2, 4 ou 8 kN/m² (segundo Norma ISO 9969)
6. Elevada resistência química,
7. Resistente à corrosão e abrasão,
8. Quimicamente estável e durável,
9. Material totalmente reciclável e com duração de vida superior a 50 anos.

e. Ligações

Totalmente adaptável às especificações de projecto e às escolhas dos clientes, as Caixas de Visita produzidas pela TermoOno podem ser preparadas para serem conectadas a qualquer tipo de colector independentemente do material e diâmetro deste.

Sejam soldaduras em PEAD ou ligação a outros materiais existem soluções específicas de adaptação e/ou uniões apropriadas a cada situação

2. REQUISITOS GERAIS DE APLICAÇÃO

As Caixas de Visita em PEAD estruturado Weholite® fabricadas pela TermoOno podem ser aplicadas em qualquer tipo de terreno.

Deverão, para protecção, ter sempre uma camada envolvente de recobrimento em terreno de granulometria fina (ex: areia), com as camadas devidamente compactadas.

O grau de compactação utilizado deverá ser de 95% Proctor, devidamente executado na zona envolvente aos coletores até atingir o extradorso das tubagens, passando então a realizar-se por camadas de 30 cm de altura. A soleira da vala deverá ser devidamente preparada e regularizada para receber a Estação Elevatória.

As Caixas de Visita produzidas pela TermoOno são totalmente autoportantes e não necessitam de qualquer estrutura de contenção periférica para resistir às solicitações de carga impostas pelo terreno circundante!

a. Movimentação da CV: As Caixas de Visita fabricadas pela TermoOno são providas de abas de transporte especificamente dimensionadas.

A descarga, deslocação, colocação na vala ou qualquer outra movimentação deve ser sempre executada com recurso a correntes ou cintas devidamente ancoradas nas abas

Sempre que sejam instalados lastros de betão para contrariar a impulsão vertical, estes deverão ser igualmente providos de abas que possibilitem o transporte correcto da caixa

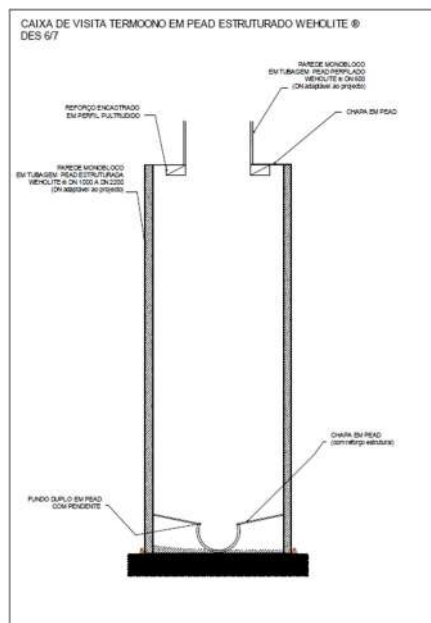
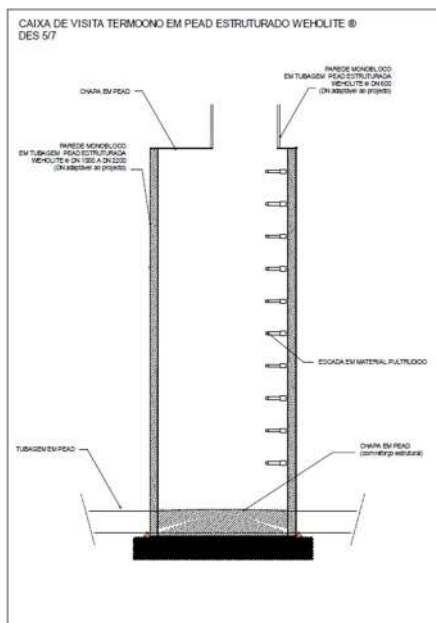
b. **Assentamento da CV:** O local de instalação definitivo da caixa de visita deverá ter as dimensões adequadas para a sua colocação e ligação sem que sejam exercidos quaisquer esforços sobre a câmara ou as tubagens de conexão.

c. **Acabamento da superfície:** As cargas rolantes exercidas pelo tráfego rodoviário não poderão, em caso algum, ser directamente transmitidas aos elementos constituintes da caixa.

Quando tais solicitações existam deverá ser colocada uma laje em betão (ou dispositivo equivalente) para que os esforços sejam transmitidos ao terreno circundante.

3. DESENHO TÉCNICO

VERSÃO CAIXA CIRCULAR SIMPLES (outras versões disponíveis sob pedido)



4. CARACTERÍSTICAS BASE PARA ESPECIFICAÇÃO EM PROJECTO

Caixa de visita fabricada em PEAD estruturado Weholite®, estrutura monobloco totalmente estanque sem juntas mecânicas ou elásticas, autoportante e auto resistente às compressões diametrais, adequada para aterro directo sem necessidade de elementos auxiliares de contenção ou betão, fundo duplo com caleira adaptada ao fluxo, degraus em material compósito encastrados na estrutura e abas de transporte em PEAD.