



**Politécnico
de Viseu**

Escola Superior
de Tecnologia
e Gestão de Viseu

Retroanálise de um muro de suporte de grande dimensão

Ana Flavia do Nascimento Oliveira

Dissertação

Mestrado em 2022



Trabalho efetuado sob a orientação de
Professor Doutor Nuno Pereira Raposo
Professor Doutor Paulo Cezar Vitorio Junior

Dezembro de 2022



**Politécnico
de Viseu**

Escola Superior
de Tecnologia
e Gestão de Viseu

Retroanálise de um muro de suporte de grande dimensão

Ana Flavia do Nascimento Oliveira

Dissertação

Mestrado em 2022

Trabalho efetuado sob a orientação de

Professor Doutor Nuno Pereira Raposo

Professor Doutor Paulo Cezar Vitorio Junior

Dezembro de 2022

*“Não discuto
com o destino
o que pintar
eu assino”*

Paulo Leminsky

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, à Deus por me guiar até aqui.

Aos meus pais, Silvano e Andréia, e aos meus avós, em especial meu avô Benedito, pelo amor, confiança, e apoio às minhas escolhas. Muito obrigada por todo o esforço que tiveram para me proporcionar condições para aproveitar todas as oportunidades, desde o colégio até o mestrado.

Ao Professor Nuno, meu orientador, pelos ensinamentos passados no decorrer da pesquisa, pela paciência e dedicação.

Ao Professor Paulo, meu coorientador, pela dedicação, atenção e por sempre estar disposto a ajudar da melhor forma possível.

Ao corpo docente do Departamento Acadêmico de Construção Civil da UTFPR Pato Branco e do Mestrado em Engenharia de Construção e Reabilitação do IPV, por todo o conhecimento repassado durante as disciplinas. Em especial, à Professora Flávia Gonçalves, pela atenção, ajuda e contribuições ao trabalho.

Aos meus amigos conterrâneos, Eduarda, Mayara, Guilherme e Jova, pelo carinho, amizade de anos, e por se fazerem presentes mesmo com a distância.

Aos meus fiéis companheiros de UTFPR, Laura e Leonardo, pela convivência, aprendizado e momentos compartilhados, não seria a mesma coisa sem vocês, obrigada.

À Jaque e Madu, por serem porto seguro, pela nossa amizade e por serem como irmãs.

Aos meus companheiros João Leonardo Bonitinho e Vivi, pelos momentos compartilhados, pela amizade, e, principalmente, por serem família.

Aos amigos de bar que se tornaram amigos para vida, por fazerem a trajetória mais leve.

À empresa Bentley Systems por disponibilizar a licença gratuita do *software* para a realização do trabalho.

Por fim, mas não menos importante, à UTFPR pelo ensino público, gratuito e de qualidade.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo realizar uma retroanálise de um muro de suporte de grande dimensão, construído em concreto armado e localizado na cidade de Seia, em Portugal, buscando entender os fatores que ocasionaram a deformação central de atualmente mensurada em 24 cm.

Nesta perspectiva, inicialmente foi realizada uma análise crítica dos projetos de estabilidade do muro e uma inspeção *in loco*, com o objetivo de diagnosticar as patologias, realizar ensaios não destrutivos na estrutura e coletar amostras deformadas do solo de aterro para a posterior caracterização. A partir disso, realizou-se uma análise do grau de risco da estrutura pelo Método *Failure Mode and Effect Analysis* (FMEA), com o intuito de quantificar a criticidade para diferentes classificações de acordo com o tipo de falha e o grupo de origem das patologias do muro de suporte.

Paralelamente à análise FMEA, a partir da amostra de solo de aterro coletada *in loco*, foram realizados ensaios em laboratório para a caracterização do material, os quais serviram como referência para a obtenção dos parâmetros necessários para análise com base no Método dos Elementos Finitos (MEF), com o propósito de examinar, principalmente, a deformação da estrutura e do aterro. Para isso, foi utilizado o *software PLAXIS 2D V22.01*, uma ferramenta de análise bidimensional adequada a problemas axissimétricos e estados plano de deformação.

Deste modo, procedeu-se aos cálculos para estimar os parâmetros de resistência que foram retroanalisados, buscando alcançar uma deformada mais próxima possível da realidade. Assim, com a obtenção dos parâmetros retroanalisados, realizou-se uma análise de forma a entender quais fatores e ações influenciaram esses parâmetros na realidade, ocasionando a deformação no muro de suporte.

Palavras-chave: Muros de suporte; Patologias em concreto armado; *Failure Mode and Effect Analysis* (FMEA); Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

This study aims to perform a retroanalysis of a large retaining wall, built in reinforced concrete and located in the city of Seia, Portugal, seeking to understand the factors that caused the central deformation of 24 cm.

In this perspective, a critical analysis of the stability design of the wall and an in situ inspection were initially performed in order to diagnose the pathologies, to perform non-destructive tests on the structure and to collect deformed samples of the backfill soil for further characterisation. From this, an analysis of the risk level of the structure was performed using the Failure Mode and Effect Analysis Method (FMEA), in order to quantify the criticality for different classifications according to the type of failure and the group of origin of the pathologies of the retaining wall.

In parallel to the FMEA analysis, laboratory tests were performed on the backfill soil sample collected *in loco*, for the characterisation of the material, which served as a reference to obtain the necessary parameters for analysis based on the Finite Element Method (FEM), with the purpose of examining, mainly, the deformation of the structure and the surrounding backfill. For this, the software *PLAXIS 2D V22.01*, a two-dimensional analysis tool suitable for axis-symmetric problems and plane strain states, was used.

Thus, calculations were made to estimate the strength parameters that were retroanalyzed, seeking to achieve a deformation as close as possible to reality. Therefore, after obtaining the retroanalyzed parameters, an analysis was performed in order to understand which factors and actions influenced these parameters in reality, causing the deformation in the retaining wall.

Keywords: Retaining wall; Pathologies in reinforced concrete; Failure Mode and Effect Analysis (FMEA); Finite Element Method.

ÍNDICE GERAL

1.	Introdução.....	2
1.1	Enquadramento geral.....	2
1.2	Objetivo do trabalho.....	2
1.3	Organização e estrutura do trabalho.....	3
2.	Estado da arte.....	5
2.1	Muros de suporte.....	5
2.1.1	Tipos de muros.....	5
2.1.2	Sistema de drenagem.....	7
2.2	Cálculo dos empuxos.....	8
2.2.1	Coeficientes de empuxo.....	9
2.2.2	Teoria de Rankine.....	10
2.2.3	Teoria de Boussinesq e Tabelas de Caquot-Kérisel.....	11
2.2.4	Teoria de Coulomb.....	13
2.3	Patologias em estruturas de concreto armado.....	13
2.3.1	O conceito de patologias para Engenharia Civil.....	13
2.3.2	Os conceitos de durabilidade, vida útil e desempenho para estruturas de concreto armado.....	14
2.3.3	Patologias em muros de suporte de concreto armado.....	16
2.4	Inspecção, diagnóstico e manutenção de estruturas.....	20
2.5	Avaliação do grau de risco da estrutura.....	22
2.5.1	Análise de Modos e Efeitos de Falha (FMEA).....	23
2.6	Classificação geotécnica.....	25
2.6.1	Peso específico e densidade das partículas.....	26
2.6.2	Limites de Atterberg.....	28
2.6.3	Granulometria.....	31
2.6.4	Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).....	35
2.6.5	Parâmetros físicos do solo.....	39
2.7	Método dos Elementos Finitos (MEF).....	41

2.7.1	<i>PLAXIS 2D V22.01</i>	42
3.	Metodologia	46
3.1	Enquadramento geral.....	46
3.2	Descrição do caso de estudo.....	46
3.3	Análise dos documentos existentes	49
3.3.1	Projetos de estabilidade.....	50
3.4	Execução do muro M ₁	53
3.5	Inspeção <i>in loco</i>	56
3.5.2	Análise do grau de risco do muro de suporte.....	68
3.6	Caracterização geotécnica	69
3.6.1	Determinação da densidade das partículas.....	69
3.6.2	Determinação dos Limites de Atterberg	70
3.6.3	Análise granulométrica do solo.....	72
3.6.4	Classificação do solo pelo SUCS.....	76
4.	Modelação numérica	78
4.1	Considerações iniciais	78
4.1.1	Estrutura do muro.....	78
4.1.2	Solo	79
4.2	<i>PLAXIS 2D V22.01</i>	80
4.2.1	<i>Input</i>	80
4.2.2	<i>Output</i>	84
5.	Resultados e discussão	86
5.1	Análise do grau de risco do muro de suporte	86
5.2	Modelação numérica	87
6.	Conclusões	90
6.1	Desenvolvimentos futuros.....	92
	Anexo 1- SEIA NA CARTA GEOLÓGICA DE PORTUGAL	98
	Anexo 2 - PROJETO DE INFRAESTRUTURA CISE	99
	Anexo 3 – Ficha de inspeção E Análise do risco do muro de suporte m ₁ pelo método fmea	100
	Anexo 4 – Análise do risco do muro de suporte m ₁ pelo método fmea.....	101
	Anexo 5 – LIMITES DE ATTERBERG	102
	Anexo 6 – PROCEDIMENTO PARA O ENSAIO DE PENEIRAÇÃO.....	103

Anexo 7 – DISTRIBUIÇÃO DAS MASSAS NO ENSAIO DE PENEIRAÇÃO	104
Anexo 8 – VALORES OBTIDOS NO ENSAIO DE SEDIMENTAÇÃO	105
Anexo 9 – Fases construtivas	106

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Muros de gravidade em pedra e em concreto	5
Figura 2: Muros de flexão	6
Figura 3: Muro com contrafortes.....	7
Figura 4: Muro de flexão com ancoragem na base.....	7
Figura 5: Drenagem de muros de suporte: cortina drenante ligada ao dreno longitudinal posterior.....	8
Figura 6: Convenções usadas nas tabelas de Caquot-Kérisel: a) estado ativo; b) estado passivo	12
Figura 7: Diferentes desempenhos de uma estrutura, com o tempo em função de diferentes fenômenos patológicos	15
Figura 8: Inter-relacionamento entre conceitos de durabilidade e desempenho	16
Figura 9: Fluxograma para o diagnóstico de uma estrutura	21
Figura 10: Esquema das partes constituintes do solo	26
Figura 11: Modelos de picnômetro.....	27
Figura 12: Limites de consistência	29
Figura 13: Aparelho de Casagrande e cinzel.....	29
Figura 14: Ilustração do sulco no início e no final do ensaio de LL	30
Figura 15: Carta de Plasticidade de Casagrande	38
Figura 16: Fluxograma da metodologia.....	46
Figura 17: Fotografia da área com a localização do CISE	47
Figura 18: Levantamento topográfico	48
Figura 19: Seção transversal do muro e do talude.....	49
Figura 20: Pormenores de estabilidade - muro M_1	50
Figura 21: Pormenores de estabilidade – Muro M_1	51
Figura 22: Detalhamento estrutural - concreto e recobrimento.....	51
Figura 23: Fase inicial da obra – 08 de outubro de 2004	54
Figura 24: Aspecto da obra em 26 de outubro de 2004.....	54
Figura 25: Aspecto da obra em novembro de 2004.....	55
Figura 26: Foto lateral do muro em novembro 2004.....	55
Figura 27: Deformação do muro	57
Figura 28: Identificação das patologias: fissuras e destacamento do concreto	57
Figura 29: Identificação de patologias: fissuras	58
Figura 30: Identificação de patologias: fissuras	58
Figura 31: Identificação de patologia: agentes biológicos	59
Figura 32: Identificação de patologia: eflorescência.....	59
Figura 33: Amostra de concreto extraída do muro	61
Figura 34: Reação da fenolftaleína em amostra de concreto recém extraída	61

Figura 35: Posicionamento do pacometro durante o ensaio e os recobrimentos identificados	62
Figura 36: Modelo do funcionamento mecânico do esclerômetro.....	63
Figura 37: Calibração do esclerômetro com a bigorna	65
Figura 38: Marcação dos pontos de ensaio	66
Figura 39: Execução do impacto com o esclerômetro	66
Figura 40: Amostra na concha de Casagrande.....	71
Figura 41: Cilindro com cerca de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento.....	72
Figura 42: Curva granulométrica	76
Figura 43: Fluxograma da metodologia da modelagem numérica.....	78
Figura 44: Propriedades do projeto.....	80
Figura 45: Materiais utilizados na modelagem numérica	81
Figura 46: Estratigrafia do subsolo	82
Figura 47: Geometria da estrutura e camadas de aterro.....	83
Figura 48: Interface do <i>software</i> no processo de criação da malha	83
Figura 49: Criação das fases da construção	84
Figura 50: Interface do <i>output</i> do <i>PLAXIS 2D V22.01</i>	85
Figura 51: Deformação na direção horizontal do coroamento do muro em cores	88
Figura 52: Localização do nó 1772 no coroamento do muro	88
Figura 53: <i>deformed mesh</i> em escala aumentada 5 vezes.....	89
Figura 54: <i>Deformed mesh</i> em escala real	89

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Resumo das falhas em projetos	17
Tabela 2: Resumo das falhas em execução.....	18
Tabela 3: Quadro resumo de patologias em concreto.....	18
Tabela 4: Quadro resumo de patologias nas armaduras	19
Tabela 5: Patologias de solos.....	20
Tabela 6: Patologias relacionadas ao sistema de drenagem	20
Tabela 7: Níveis de risco	24
Tabela 8: Densidade da água destilada corrigida para diferentes temperaturas	27
Tabela 9: Viscosidade dinâmica da água.....	34
Tabela 10: Correção de temperatura para a leitura do densímetro	35
Tabela 11: Termos utilizados no SUCS.....	36
Tabela 12: Classificação de solos segundo a SUCS.....	36
Tabela 13: Resumo do SUCS	39
Tabela 14: Classes de exposição em função das condições ambientais	52
Tabela 15: Recobrimentos mínimos e nominais para períodos de vida de 50 anos e de 100 anos.....	52
Tabela 16: Classe de resistência de acordo com a exposição ambiental	53
Tabela 17: Comparativo de medidas encontradas <i>in loco</i> e em projeto	56
Tabela 18: Valores de recobrimento de armaduras identificados com o pacômetro em centímetros	62
Tabela 19: Valores de recobrimento médio, desvio padrão e coeficiente de variação.....	63
Tabela 20: Resistência à compressão em função do Índice Esclerométrico	64
Tabela 21: Valores de resistência à compressão do concreto <i>in loco</i> (Fr).....	68
Tabela 22: Valores de calibração do fabricante e fator de correção.....	68
Tabela 23: Densidade das partículas	70
Tabela 24: Massas mínimas recomendadas para peneiração.....	73
Tabela 25: Massas máximas de solo retidas em cada peneira.....	73
Tabela 26: Propriedades dos materiais	81

1. Introdução

1.1 Enquadramento geral

Em obras geotécnicas onde há a presença de solos instáveis e de uma verticalização de encostas de solo, se faz necessário a execução de uma contenção ou movimentação de terra, com a função de promover estabilidade de maciços de terra contra a ruptura (Andrade *et al.*, 2013).

Neste sentido, as obras de contenção têm a finalidade de combater as tensões e empuxos gerados por um maciço que teve suas condições de equilíbrio alteradas. Para a determinação desses esforços solicitantes da pressão do solo, deve-se calcular o empuxo de terra, sendo que, entre os métodos mais utilizados, pode-se destacar os desenvolvidos por Coulomb e Rankine.

Como toda obra de engenharia, os muros de suporte estão sujeitos a diversas etapas em seu processo construtivo, que, genuinamente, se dividem em planeamento, projeto e execução. O surgimento de patologias que correspondem a danos, falhas, anomalias ou defeitos determinam um desempenho inadequado de uma parte, de um componente específico da estrutura, ou da estrutura como um todo.

Assim, a análise de estabilidade, juntamente com a quantificação dos deslocamentos sofridos pela estrutura de contenção e dos assentamentos da estrutura do terreno, pode ser feita a partir de programas de cálculo automático que consideram a interação solo-estrutura, pelo uso do Método dos Elementos Finitos.

1.2 Objetivo do trabalho

O objetivo geral deste trabalho é efetuar a retroanálise de um muro de suporte de grande dimensão em concreto armado localizado na cidade de Seia, em Portugal, procurando identificar os fatores que conduziram a um desempenho insatisfatório. Para isso, estabeleceram-se os seguintes objetivos específicos:

- Efetuar uma inspeção para medir as deformações e identificar as principais patologias;

- Realizar a caracterização do solo de aterro;
- Realizar uma análise do grau de risco da estrutura a partir da inspeção de patologias identificadas;
- Realizar uma modelação numérica bidimensional do muro de suporte e maciço terroso envolvente;
- Comparar os resultados do estudo numérico com os dados da inspeção *in-loco* e com os pressupostos do projeto.

1.3 Organização e estrutura do trabalho

Este trabalho está organizado em 5 capítulos distintos:

- No capítulo 1 foi feita a apresentação do trabalho desenvolvido, mostrando o enquadramento geral do tema e os principais objetivos a serem alcançados;
- No capítulo 2 foram apresentadas a conceituação teórica que suporta o trabalho desenvolvido, tais como uma abordagem geral sobre muros de suporte, os conceitos relacionados com as patologias e as mais comuns para este tipo de estrutura, os conceitos relacionados a avaliação do grau de risco da estrutura e o Método *Failure Mode and Effect Analysis* (FMEA), uma abordagem sobre a classificação geotécnica e os métodos utilizados para a caracterização, uma apresentação dos parâmetros do solo adotados conforme a literatura, e, por fim uma conceituação teórica sobre o Método dos Elementos Finitos e o software *PLAXIS 2D V22.01*;
- No capítulo 3 foi apresentado o caso de estudo, realizada uma análise dos projetos de estabilidade e das informações obtidas na inspeção *in loco*, por fim, uma apresentação dos métodos utilizados em laboratório para caracterização geotécnica;
- No capítulo 4 apresentam-se os procedimentos utilizados para modelação numérica no software *PLAXIS 2D V22.01*;

- No capítulo 5 são apresentados e discutidos os resultados e análises da análise do grau de risco do muro a partir do Método FMEA e da modelação numérica realizada no software *PLAXIS 2D V22.01*;
- No capítulo 6, último capítulo da dissertação, apresentam-se as principais conclusões retiradas do presente trabalho, assim como algumas considerações para eventuais trabalhos futuros.

2. Estado da arte

2.1 Muros de suporte

Segundo Barros (2017), estruturas de contenção ou arrimo são obras construídas com a finalidade de prover a estabilidade contra a ruptura de maciços de terra ou rocha, fornecendo suporte e evitando o escorregamento causado pelo seu peso próprio ou por carregamentos externos. Nesse sentido, muros são estruturas de contenção de parede vertical ou quase vertical, apoiadas em uma fundação rasa ou profunda. Podem ser construídos em alvenaria (blocos de alvenaria estrutural ou pedras) ou em concreto (simples ou armado) (Gerscovich, 2011).

De maneira complementar, a Norma Brasileira ABNT NBR 11682 (2009) define os projetos envolvendo obras de contenção em solo como “elementos destinados a contrapor-se aos esforços estáticos provenientes do aterro e de sobrecargas acidentais e/ou permanentes”, tendo, essas, que suportar, além dos esforços provenientes do solo, uma sobrecarga mínima de 20 kPa.

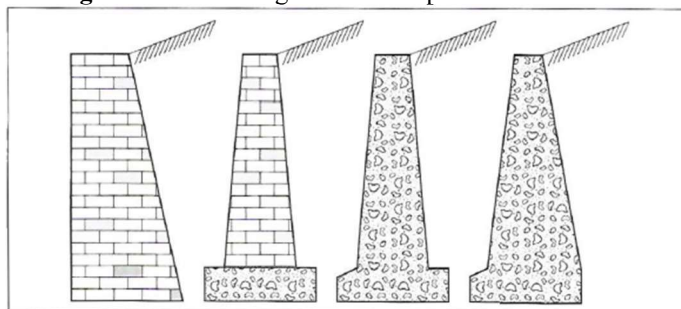
2.1.1 Tipos de muros

Existem diversos tipos de muros de suporte, entre eles, os que mais se destacam são muros de gravidade e os muros de flexão.

2.1.1.1 Muros de gravidade

A ABNT NBR 11682 (2009) define muros de gravidade como aqueles que formam uma estrutura monolítica, cuja estabilidade é garantida através do peso próprio da estrutura, apresentando a seguinte configuração mostrada na Figura 1.

Figura 1: Muros de gravidade em pedra e em concreto



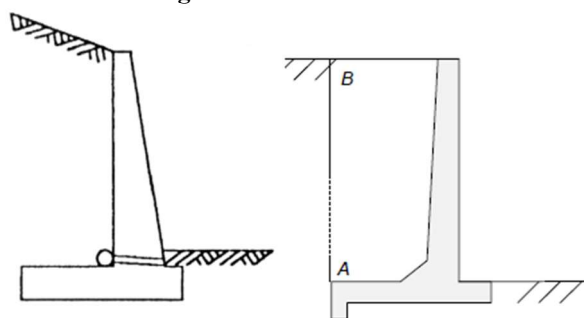
Fonte: Marchetti (2007)

2.1.1.2 Muros de flexão

Os muros de flexão também podem ser considerados uma variante dos muros de gravidade, cujo prolongamento da sapata para o lado das terras suportada, são concebidos de modo a interessar o peso daquelas na estabilidade (Matos Fernandes, 2015).

Segundo Ferreira Cardoso (2002), muros por flexão são mais leves, sendo usualmente executados em concreto armado. Sua geometria característica (Figura 2) compensa seu menor peso: o fato de ter uma forma de "T" invertido faz com que o peso do próprio terreno auxilie na obtenção da força de atrito contrária ao deslizamento, bem como impede o seu tombamento. Como consequência os esforços de flexão na união do "T" são bastante grandes, exigindo elevadas quantidades de armaduras de aço, e, eventualmente, a execução de contrafortes.

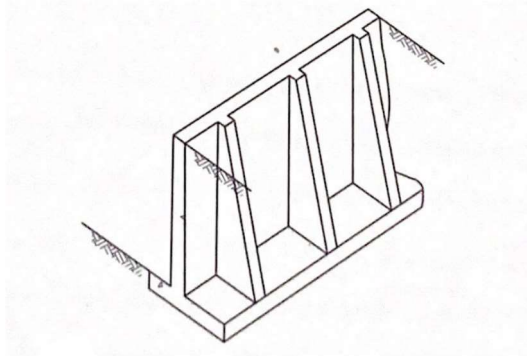
Figura 2: Muros de flexão



Fonte: Gerscovich (2011)

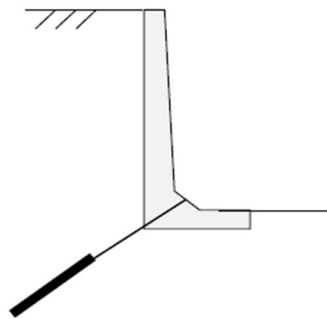
Segundo Matos Fernandes (2015), neste tipo de muros, os esforços estruturais aumentam de modo significativo com a altura do muro, uma vez que por apresentar um diagrama de pressões triangular, o momento fletor na base do paramento vertical cresce com o cubo de sua altura. Nesse sentido, para muros com alturas superiores a 5 metros ou em casos onde a sobrecarga é elevada, é conveniente a utilização de contrafortes (Figura 3), sendo estes espaçados de cerca de 70% da altura do muro (Gerscovich, 2011). Além disso, segundo Gerscovich (2011), esse tipo de muro pode ser ancorado na base com tirantes ou chumbadores (Figura 4), de forma a melhorar as condições de estabilidade.

Figura 3: Muro com contrafortes



Fonte: Matos Fernandes (2015)

Figura 4: Muro de flexão com ancoragem na base



Fonte: Gerscovich (2011)

2.1.2 Sistema de drenagem

Segundo Barros (2017) e Gerscovich (2011), a presença de água no solo influencia o comportamento das estruturas de contenção de várias maneiras. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, em particular a coesão, diminuem quando a umidade aumenta em decorrência do acréscimo das pressões intersticiais, e o peso específico do solo é aumentado pela presença de água nos vazios.

De acordo com Gerscovich (2011), grande parte dos acidentes envolvendo muros de arrimo está relacionada ao acúmulo de água no maciço, isso porque a sua pressão altera o valor do empuxo que atua sobre a estrutura.

Neste sentido, para um comportamento satisfatório de uma estrutura de suporte, é fundamental a utilização de sistemas de drenagem eficientes, constituindo, assim, um aspecto crítico para a segurança do muro.

A NP EN 1997-1 (2010) especifica que se a segurança e a aptidão para a utilização da obra projetada dependerem da eficácia de um sistema de drenagem, devem ser consideradas

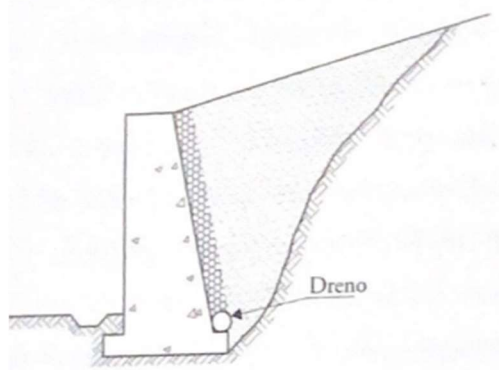
as consequências de um mau funcionamento desse sistema, tendo em atenção quer a segurança quer o custo da reparação. Assim, deve ser adotado um dos seguintes requisitos (ou sua combinação):

- Deve ser especificado um programa de manutenção do sistema de drenagem e no projeto devem estar previstos acessos para o efeito;
- Deve ser demonstrado, quer por meio de experiência comparável que mediante avaliação das capacidades de escoamento da água, que o sistema de drenagem funcionará adequadamente sem manutenção.

O sistema de drenagem pode ser feito pela chamada cortina drenante que é constituída por um material de grande permeabilidade, podendo ser constituído por material de aterro de maior granulometria ou um produto artificial (geocomposto drenante). Além disso, junto à base do muro, coloca-se um tubo perfurado para o escoamento da água (Matos Fernandes, 2015), como mostra a Figura 5.

Matos Fernandes (2015) explica que na zona adjacente aos drenos, deve ser colocado um filtro com o intuito de prevenir a erosão interna no maciço e evitar a obturação dos furos, o qual pode ser constituído por geotêxteis.

Figura 5: Drenagem de muros de suporte: cortina drenante ligada ao dreno longitudinal posterior



Fonte: Matos Fernandes (2015)

2.2 Cálculo dos empuxos

A análise de uma estrutura de contenção consiste na análise do equilíbrio do conjunto formado pelo maciço de solo e a própria estrutura. Este equilíbrio é afetado pelas características de resistência, deformabilidade, permeabilidade e pelo peso próprio desses dois elementos, além das condições que regem a interação entre eles (Barros, 2017).

Conforme Matos Fernandes (2015), os casos de interação solo-estrutura são problemas altamente hiperestáticos, mas, em muitas situações o dimensionamento pode ser efetuado de forma satisfatória com base de soluções cientificamente sustentadas, como a Teoria de Coulomb (1773) e a Teoria de Rankine (1857), que utiliza uma avaliação da força mínima e/ou da força máxima de interação solo-estrutura, que também são designados de empuxo ativo e empuxo passivo, e, atualmente, emprega-se a utilização de métodos numéricos de análise, como o Método dos Elementos Finitos (MEF), que será explicado na seção 2.7.

Terzaghi (1925) fez ensaios em laboratório com o objetivo de quantificar a grandeza dos deslocamentos de anteparos para os quais são mobilizados os estados de equilíbrio limite ativo e passivo no maciço terroso adjacente. Assim, as experiências de Terzaghi permitiram concluir que as deformações para alcançar o estado passivo são muito superiores às necessárias para alcançar o estado ativo (Rijo, 2016), ou seja, a mobilização do estado ativo implica deslocamentos muito inferiores porque envolve tensões incrementais muito menores e para o tipo de carregamento que envolve os solos exibem maior rigidez (Matos Fernandes, 2015).

Neste sentido, segundo Moliterno (1980), denomina-se empuxo de terra o esforço exercido pelo maciço contra o muro, podendo ser ativo ou passivo. Considera-se ativo quando este consiste na resultante da pressão da terra contra o muro, e passivo quando este atua do muro contra o solo.

2.2.1 Coeficientes de empuxo

Segundo Santana & Antão (2006), coeficiente de empuxo (K) é, genericamente, a relação entre as tensões efetivas horizontal (σ'_h) e vertical (σ'_v) atuantes num determinado ponto de um maciço, expresso pela Equação 1, sendo que o valor deste coeficiente depende das deformações horizontais experimentadas pelo maciço, quando sujeito a determinada sollicitação.

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (1)$$

Quando as tensões efetivas correspondem ao estado de repouso, o coeficiente designa-se por coeficiente de empuxo em repouso, K_0 , sendo que para solos normalmente

consolidados o coeficiente K_0 pode ser obtido a partir da relação expressa pela Equação 2 (Matos Fernandes, 2015):

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen}\phi' \quad (2)$$

Onde ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo.

Assim, a partir de análises utilizando o Círculo de Mohr correspondentes aos estados de tensão, tem-se os coeficientes de empuxo ativo (K_a) e empuxo passivo (K_p), dados pela Equação 3 e Equação 4, respectivamente.

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi'}{1 + \operatorname{sen}\phi'} \quad (3)$$

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\phi'}{1 - \operatorname{sen}\phi'} \quad (4)$$

2.2.2 Teoria de Rankine

A teoria de Rankine constitui a base de um método que permite determinar as pressões sobre uma determinada estrutura de suporte rígida quando está em contato com um maciço em estado de equilíbrio limite (Santana & Antão, 2006). Foi originalmente desenvolvida pelo autor baseada nas seguintes hipóteses:

- O solo não é coesivo (a resistência ao corte é nula para tensão efetiva nula) e encontra-se emersa;
- A superfície do terreno é horizontal;
- O paramento é vertical e rígido;
- O atrito entre o solo e o paramento é nulo.

Em condições diferentes só se poderá aplicar a teoria de Rankine, adotando algumas simplificações.

Conclui-se, assim, que se o maciço for homogêneo, os diagramas de pressões são triangulares (Matos Fernandes, 2015).

Neste sentido, as resultantes da integração da distribuição das pressões ativa e passiva constituem, respectivamente, o empuxo ativo e o empuxo passivo, por metro linear de

desenvolvimento longitudinal do paramento, e podem ser calculados segundo a Equação 5 e Equação 6.

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times h^2 \quad (5)$$

$$I_p = \frac{1}{2} K_p \times \gamma \times h^2 \quad (6)$$

Onde h é a altura do paramento e γ o peso volúmico do solo.

À luz do exposto, tem-se que o ponto de aplicação dos empuxos, caso o maciço seja homogêneo, estará a uma profundidade de dois terços da altura h . Além disso, os empuxos ativo e passivo representam, respectivamente, o limite inferior e o limite superior da força de interação entre o solo e o paramento, sendo que o limite inferior decresce e o superior aumenta com o crescimento do ângulo de resistência ao corte ϕ' (Matos Fernandes, 2015).

2.2.3 Teoria de Boussinesq e Tabelas de Caquot-Kérisel

O problema do cálculo das tensões quando existe atrito solo-estrutura foi inicialmente formulado por Boussinesq para um paramento plano de inclinação qualquer, em contato com uma massa de solo homogêneo e com uma superfície do terreno também com uma inclinação qualquer. Boussinesq formulou um sistema de equações diferenciais cuja integração analítica não chegou a obter, então, Caquot e Kérisel resolveram o sistema de equações por via numérica. A partir da solução que obtiveram, é possível conhecer o estado de tensão no maciço em equilíbrio limite, nomeadamente as tensões atuantes no paramento, bem como a rede das superfícies ruptura (Rijo, 2016).

Segundo Matos Fernandes (2015), Caquot e Kérisel condensaram os resultados do seu trabalho em tabelas, que permitem obter os coeficientes de empuxo ativo e passivo em função de quatro ângulos, os quais definem a resistência do solo (ao corte) e da interface, ϕ' e δ , respectivamente, e os ângulos que definem a geometria, β e λ (indicados na Figura 6 com o sentido positivo). Em cada ponto P do paramento à distância “ l ” do vértice do mesmo, “O”, as tensões ativa e passiva são dadas, respectivamente, pelas Equação 7 e Equação 8.

$$p_a = K_a \times \gamma \times l \quad (7)$$

$$p_p = K_p \times \gamma \times l \quad (8)$$

Onde, K_a é o coeficiente de empuxo ativo, e é expresso pela Equação 9.

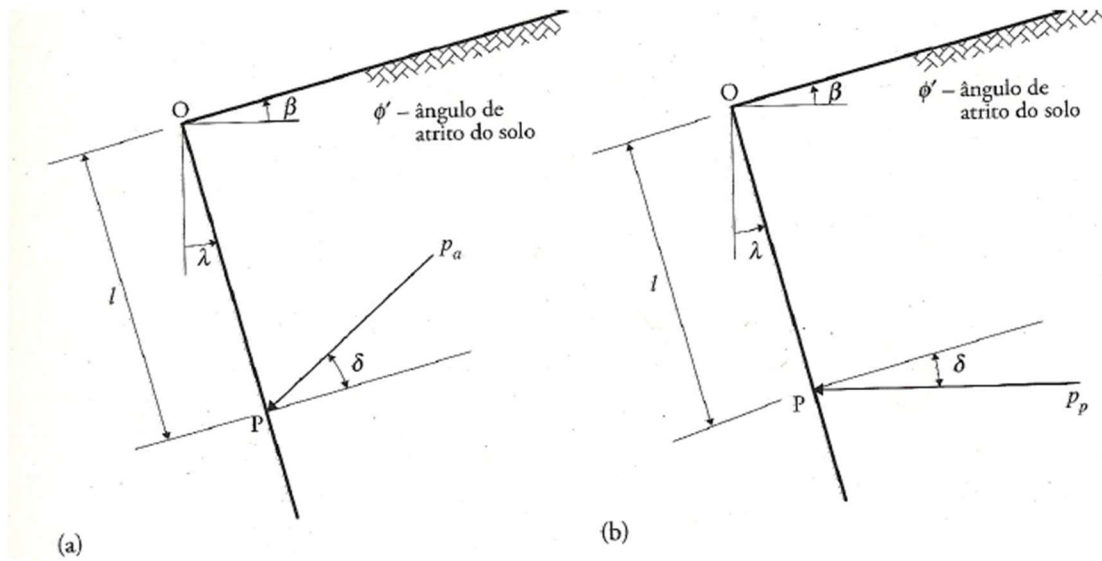
$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (9)$$

K_p é o coeficiente de empuxo passivo, e é expresso pela Equação 10.

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi'}{1 - \text{sen}\phi'} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (10)$$

E γ é o peso volúmico do solo.

Figura 6: Convenções usadas nas tabelas de Caquot-Kérisel: a) estado ativo; b) estado passivo



Fonte: Matos Fernandes (2015)

E os empuxos ativo e passivo, correspondentes aos integrais das tensões entre O e P, são dados pela Equação 11 e Equação 12.

$$I_a = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times l^2 \quad (11)$$

$$I_p = \frac{1}{2} K_p \times \gamma \times l^2 \quad (12)$$

Ainda, se o maciço for homogêneo, o ponto de aplicação do empuxo tem uma distância de “O” igual a dois terços do comprimento “l”.

2.2.4 Teoria de Coulomb

Segundo Moliterno (1980), a Teoria de Coulomb baseia-se na hipótese de que o esforço exercido no paramento do muro é proveniente da pressão do peso parcial de uma cunha de terra, que desliza pela perda de resistência a cisalhamento ou atrito. De maneira complementar, Barros (2017) explica que estas cunhas de solo delimitam o maciço que se movimentaria em relação ao restante do solo no sentido do deslocamento da estrutura, e, se esta parcela de solo for considerada como um corpo rígido, o empuxo pode então ser determinado do equilíbrio de forças atuantes sobre este corpo rígido.

Neste sentido, o Método de Coulomb admite que as superfícies de ruptura são planas e o empuxo é aquele que age sobre a mais crítica das superfícies de rupturas planas.

Segundo Matos Fernandes (2015), o Método de Coulomb foi concebido como um método gráfico de tentativas, podendo ser aplicável a geometrias complexas utilizando a construção gráfica de Culmann (1875), que permite reduzir o número de tentativas.

2.3 Patologias em estruturas de concreto armado

2.3.1 O conceito de patologias para Engenharia Civil

Segundo Souza & Ripper (1998), patologias de estruturas designa-se como o campo da Engenharia Civil que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.

De maneira complementar Bolina et al. (2019) definem patologia das construções como ciência que procura, de forma sistemática, estudar os defeitos incidentes nos materiais construtivos, componentes e elementos ou na edificação como um todo, buscando diagnosticar as origens e compreender os mecanismos de deflagração e de evolução do processo patológico, além das suas formas de manifestação.

Assim, a necessidade de reabilitar e manter estruturas existentes, ditada por razões tão diversas quanto as de fundo econômico, social, patrimonial ou histórico, criando uma ênfase

em relação à concepção e ao projeto estrutural, em que a avaliação do que já existe, em termos de capacidade de desempenho futuro (segurança, servicibilidade e vida útil), tornou-se um dado fundamental (Souza & Ripper, 1998).

2.3.2 Os conceitos de durabilidade, vida útil e desempenho para estruturas de concreto armado

A Norma Brasileira ABNT NBR 6118 (2004) define a durabilidade de uma estrutura em concreto armado como sendo a “capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto”.

De maneira complementar, pode-se dizer que a durabilidade significa que uma dada estrutura de concreto terá desempenho contínuo satisfatório, para as finalidades para as quais foi projetada, isto é, que manterá sua resistência e condições normais de serviço durante a vida útil especificada ou esperada (Neville, 2001).

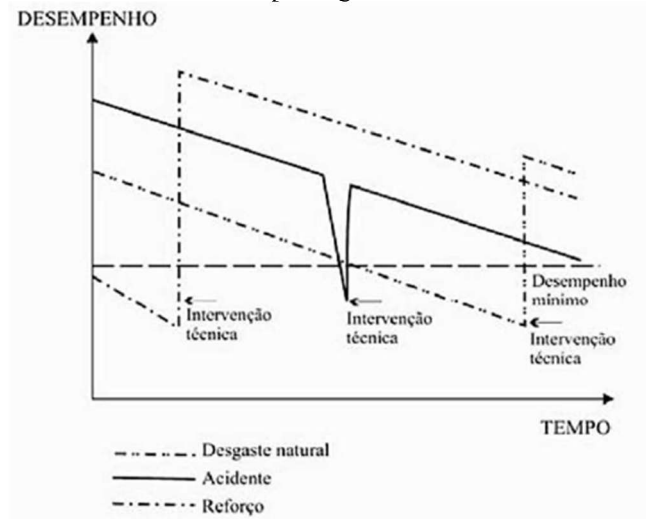
Nesse sentido, o conceito de vida útil de uma estrutura pode ser entendido como o período que as suas propriedades permanecem acima dos limites estabelecidos (Souza & Ripper, 1998), e, complementarmente, a ISO 13823 (2008) define vida útil como o período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo.

Logo, a associação dos conceitos de durabilidade e vida útil é inevitável. Para Souza & Ripper (1998), entende-se como durabilidade o parâmetro que relaciona a aplicação das características da estrutura e dos materiais a uma determinada construção, individualizando-as pela avaliação das respostas que dará aos efeitos da agressividade ambiental, e definindo, então, a vida útil da mesma.

Desta forma, entende-se por desempenho o comportamento em serviço, ao longo da vida útil, e a sua medida relativa espelhará, sempre, o resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, construção e manutenção (Souza & Ripper, 1998), como é mostrado na Figura 7. Em uma estrutura, para que um sintoma, seja classificado como patológico, este deve comprometer algumas das exigências da construção, seja ela de capacidade funcional, mecânica ou estética. Assim, observa-se que existe uma forte relação entre a manifestação patológica e o desempenho da edificação, na medida em que sua avaliação é relacionada com o comportamento da estrutura em utilização. Logo, a análise das manifestações patológicas é

função também de dois aspectos fundamentais: tempo e condições de exposição, tornando-a, assim, associada aos conceitos de durabilidade, vida útil e desempenho (Andrade & Silva, 2005).

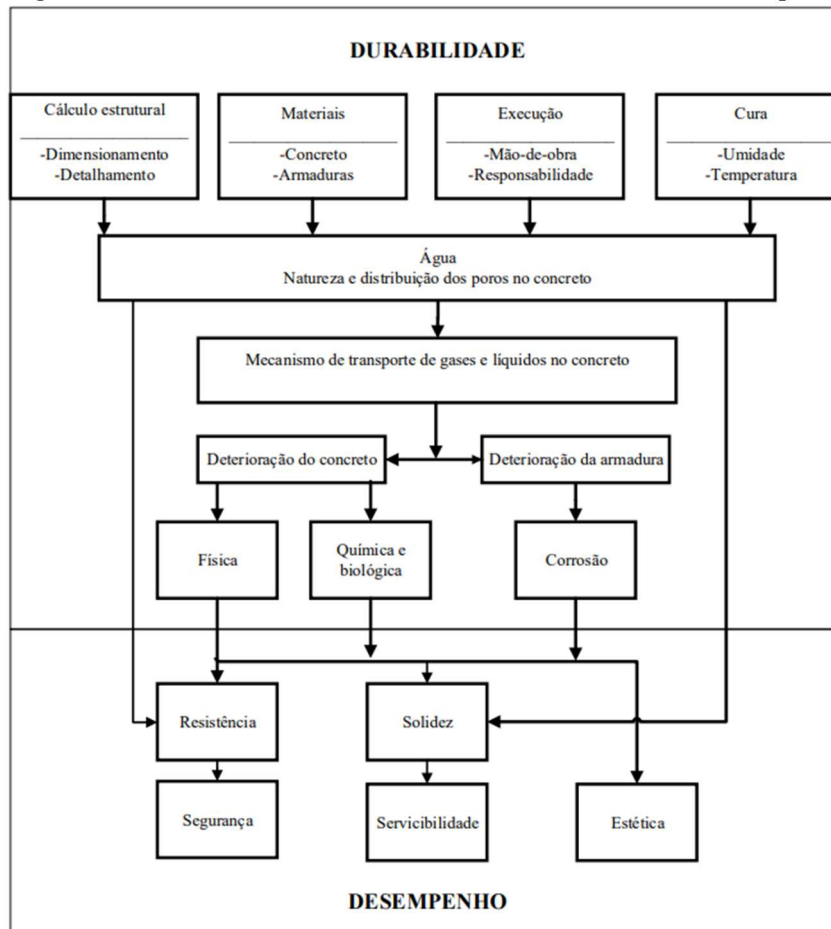
Figura 7: Diferentes desempenhos de uma estrutura, com o tempo em função de diferentes fenômenos patológicos



Fonte: Souza & Ripper (1998)

Nesse sentido, os conceitos de durabilidade, vida útil e desempenho para estruturas de concreto armado se inter-relacionam como mostrado na Figura 8.

Figura 8: Inter-relacionamento entre conceitos de durabilidade e desempenho



Fonte: Souza & Ripper (1998)

Desta forma, o estudo da vida útil das estruturas está ligado ao que é tecnicamente ponderável, e a sua evolução deve necessariamente passar pelo conhecimento de durabilidade dos materiais, dos componentes e dos sistemas estruturais, assim como pelo aperfeiçoamento dos processos construtivos, dos programas e das técnicas de manutenção (Souza & Ripper, 1998).

2.3.3 Patologias em muros de suporte de concreto armado

Para Cruz et al. (2020), manifestações patológicas nas estruturas de concreto armado correspondem a danos, falhas, anomalias ou defeitos que determinam um desempenho inadequado de uma parte, ou componente específico da estrutura, ou da estrutura como um todo. Inúmeras podem ser as categorias de falha inerentes às obras civis, podendo ser classificadas em três categorias principais relacionadas à concepção, execução e utilização (Souza & Ripper, 1998).

2.3.3.1 Falhas de projeto e execução

Os riscos nas estruturas em decorrências de falhas em projetos são diversos, e em muitos casos graves. Um projeto estrutural que não avalie as condições do local de instalação e as variações no local de uso podem acarretar em um acúmulo de cargas sobre a estrutura, o que pode chegar ao nível de colapso e consequente ruptura (Souza & Ripper, 1998).

Segundo Mazer (2008), constata-se que as falhas originadas de um estudo preliminar deficiente, ou de anteprojetos equivocados, são responsáveis, principalmente, pelo encarecimento do processo de construção, ou por transtornos relacionados à utilização da obra, enquanto as falhas geradas durante a realização do projeto final de engenharia, geralmente são as responsáveis pela implantação de problemas patológicos sérios e podem ser tão diversas como por exemplo, elementos de projeto inadequados (má definição das ações atuantes ou da combinação mais desfavorável das mesmas, escolha inadequada do modelo analítico, deficiência no cálculo da estrutura ou na avaliação da resistência do solo, etc.), falta de compatibilização entre a estrutura e a arquitetura, bem como com os demais projetos civis, especificação inadequada de materiais, detalhamento insuficiente ou errado, detalhes construtivos inexequíveis, falta de padronização das representações ou até mesmo erros de dimensionamento.

Tendo em vista a complexidade das falhas que possuem origem o projeto, Cruz et al. (2020) destacou as falhas, a forma de detecção, e o método de prevenção sumarizados na Tabela 1.

Tabela 1: Resumo das falhas em projetos

Grupo de origem	Falha	Anomalia	Forma de detecção	Método de prevenção
Projeto	Erros de especificação ou de dimensionamento	Sistema drenante inexistente ou insuficiente	Visual de difícil detecção	- Elaboração de projetos executivos que contemplem a fase de execução e manutenção - Auditoria e fiscalização dos projetos
		Visual ou com apoio de ensaios de campo	Visual ou com apoio de ensaios de campo	- Elaboração de projetos executivos que contemplem a fase de execução e manutenção - Auditoria e fiscalização dos projetos

Fonte: Cruz et al. (2020)

Em nível de qualidade, exige-se para a etapa de concepção, a garantia de plena satisfação do cliente, de facilidade de execução e de possibilidade de adequada manutenção; para a etapa de execução, será de garantir o fiel atendimento ao projeto, e para a etapa de utilização, é necessário conferir a garantia de satisfação do utilizador e a possibilidade de

extensão da vida útil da obra (Souza & Ripper, 1998), que pode ser relacionada ao conceito de manutenção estrutural. Assim, as falhas em execução foram destacadas em função de sua forma de detecção, prevenção e incidência conforme Tabela 2.

Tabela 2: Resumo das falhas em execução

Grupo de origem	Falha	Anomalia	Forma de detecção	Método de prevenção
Execução	Defeitos na estrutura, nichos de concretagem e desaprumos	Inadequações geométricas e desempenho abaixo do esperado	Visual e eventualmente com ensaios	- Seguir as recomendações de execução conforme as normas e projetos - Fiscalização na execução

Fonte: Cruz *et al.* (2020)

2.3.3.2 Patologias de concreto e armaduras

As causas responsáveis pelas patologias em concreto podem ser classificadas como causas intrínsecas (inerentes à estrutura) ou causas extrínsecas (externas ao corpo estrutural). Assim, é possível classificar como causas intrínsecas aos processos de deterioração das estruturas de concreto as que são inerentes às próprias estruturas (entendidas estas como elementos físicos), ou seja, todas as que têm sua origem nos materiais e peças estruturais durante as fases de execução e/ou de utilização das obras, por falhas humanas, por questões próprias ao material concreto e por ações externas (Souza & Ripper, 1998).

Neste sentido, Cruz *et al.* (2020) resumizou as principais patologias do concreto em muros de suporte, como mostrado na Tabela 3.

Tabela 3: Quadro resumo de patologias em concreto

Grupo de origem	Falha	Anomalia	Forma de detecção	Método de prevenção
Concreto	Ataque de Sulfatos	Expansão e fissuração	Primariamente Visual com constatação em ensaios	- Utilização de concretos com baixa relação água cimento -Utilização de concretos com cimentos resistentes a sulfatos
	Reação Álcali Agregado	Expansão, fissuração, trincas e fendas	Primariamente Visual com constatação em ensaios	-Uso de agregado não reativo e/ou cimento com baixo teor de álcalis -Controle do acesso de água -Uso de cimento com escória de alto forno ou cinza volante
	Eflorescência	Manchas superficiais	Visual	-Execução do concreto com baixa relação água cimento - Colmatação da estrutura e tratamento de fissuras - Impermeabilização da estrutura
	Dilatação Térmica	Fissuras, técnicas e fendas	Visual	-Utilização de cimentos com baixo calor de hidratação -Redução do consumo de cimento -Menores restrições impostas pelos vínculo, apoios e base -Concretagem em camadas Redução da Temperatura do concreto

Fonte: Cruz *et al.* (2020)

Além das falhas no concreto as patologias nas armaduras também devem ser consideradas, sendo a corrosão a principal ação causadora de patologias deste grupo de origem, que se caracteriza como a interação destrutiva de um material com o meio ambiente, como resultado de reações deletérias de natureza química ou eletroquímica, associadas ou não a ações físicas ou mecânicas de degradação (Cruz *et al.*, 2020), como mostra a Tabela 5: Patologias de solos

Tabela 4: Quadro resumo de patologias nas armaduras

Grupo de origem	Falha	Anomalia	Forma de detecção	Método de prevenção
Armadura	Despassivação da armadura por íons de cloreto	Corrosão das armaduras, ocasionando expansão, fissuração, lascamento e perda da aderência do aço com concreto	Primariamente visual com constatação em ensaios	- Espessura de recobrimento adequada ao ambiente agressivo - Limitação do teor de íons de cloreto livre
	Despassivação da armadura por carbonatação	Redução da alcalinidade do concreto e consequente aceleração do processo corrosivo nas armaduras	Primariamente Visual com constatação em ensaios	- Espessura de recobrimento - Controle da percolação de água e porosidade do concreto

Fonte: Cruz *et al.* (2020)

2.3.3.3 Patologias de solo e nos sistemas drenantes

Segundo Cruz *et al.* (2020), os problemas relacionados aos solos são classificados em dois fundamentos, a deformação e a ruptura. O primeiro caso trata-se dos estudos dos recalques e o segundo é relacionado a capacidade de carga do solo, a estabilidade do maciço e aos empuxos de terra.

Aterros insuficientemente compactados são definidos quando o solo é retirado e transportado para o futuro aterro, fica em um estado relativamente fofo e heterogêneo tornando-se pouco resistente e muito deformável. A má compactação pode ocasionar grandes recalques diferenciais na estrutura, uma vez que o processo de compactação tem como objetivo eliminar os vazios, aumentar rigidez, reduzir permeabilidade e melhorar a resistência.

O processo de compactação do solo depende fundamentalmente do tipo de solo, umidade e da energia dispendida, visando melhorar suas características, não só quanto à resistência, mas, também, nos aspectos de permeabilidade, compressibilidade e absorção d'água (Caputo, 1996).

Logeais (1971) explica que em aterros recentes, mesmo quando compactado em camadas, não atingem seu assentamento definitivo, por isso o estudo do solo e seu

comportamento se faz necessário. Além disso, a presença de água de forma fortuita pode ser um inconveniente para alguns tipos de solo, em especiais, os argilosos que em contato com a água resulta em acréscimos de assentamentos causando anomalias às edificações e em terrenos inclinados possíveis escorregamentos.

Desta forma, as patologias relacionadas ao solo são resumidas na Tabela 5.

Tabela 5: Patologias de solos

Grupo de origem	Falha	Anomalia	Forma de detecção	Método de prevenção
Solo	Recalque do Solo	Sobrecarga devido a novas ocupações ou mudança de uso	Visual	- Acompanhamento e orientação técnica - Notas de restrição apontadas no projeto
		Infiltração de Água e Carreamento do solo	Visual, mas percepção prejudicada	- Previsão em Projeto de sistemas drenantes - Prospecções geotécnicas confiáveis - Prospecções geotécnicas confiáveis
	Rutura do Solo	Movimentação da massa de solo	Visual	

Fonte: Cruz *et al.* (2020)

Como explicado na subseção 2.1.2, a presença de água no solo influencia o comportamento das estruturas de contenção de várias maneiras, sendo grande parte dos acidentes envolvendo muros de arrimo relacionada ao acúmulo de água no maciço. Assim, as falhas inerentes ao sistema drenante foram destacadas em função se sua forma de detecção, prevenção e incidência conforme mostra a Tabela 6.

Tabela 6: Patologias relacionadas ao sistema de drenagem

Grupo de origem	Falha	Anomalia	Forma de detecção	Método de prevenção
Drenagem	Falha no sistema superficial	Sobrecarga devido acúmulo de agua no tardo da estrutura	Visual	- Projeto e dimensionamento de sistemas de drenagem adequados - Inspeção frequente no desempenho dos dispositivos de drenagem
	Falha no sistema subsuperficial	Sobrecarga devido acúmulo de agua no tardo da estrutura	Visual, porém de difícil observação	- Projeto e dimensionamento de sistemas de drenagem adequados - Inspeção frequente no desempenho dos dispositivos de drenagem

Fonte: Cruz *et al.* (2020)

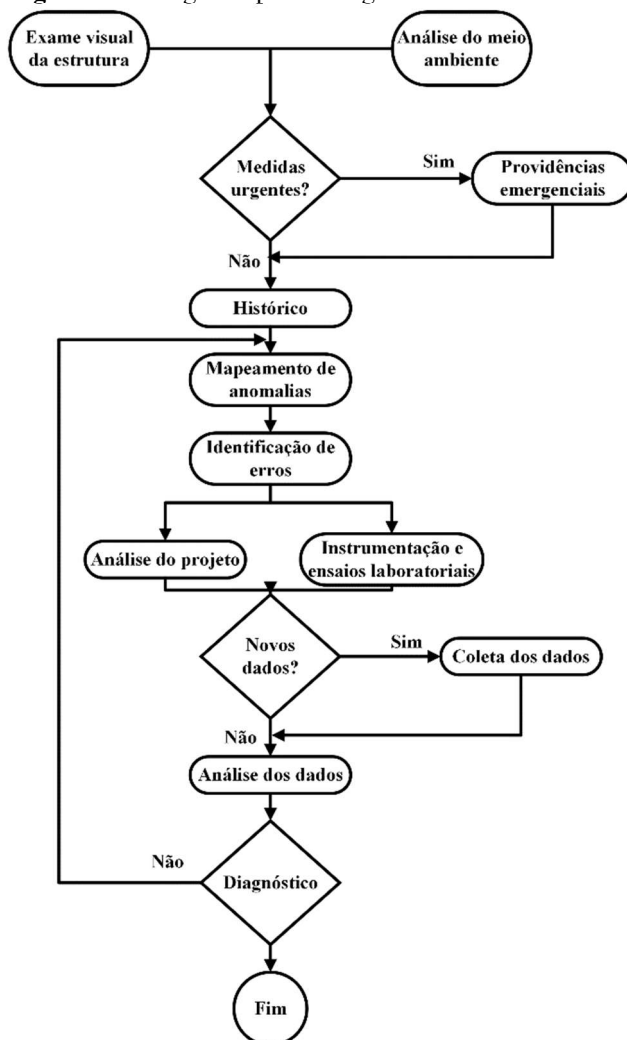
2.4 Inspeção, diagnóstico e manutenção de estruturas

Quando se percebe que uma estrutura de concreto armado apresenta anomalias, é necessário efetuar uma vistoria detalhada e cuidadosamente planejada para que se possa determinar as reais condições da estrutura, de forma a avaliar as patologias existentes, suas causas, providências a serem tomadas e os métodos a serem adotados para a recuperação ou o reforço (Souza & Ripper, 1998). Assim, a metodologia genérica para a inspeção de estruturas

convencionais pode ser dividida em três etapas básicas: levantamento dos dados, análise e diagnóstico (Figura 9).

Souza & Ripper (1998) ainda explicam que a etapa de diagnóstico, só poderá ser efetuada após a conclusão das etapas de levantamento e de análise. Além disso, o diagnóstico, depende de uma série de fatores como econômicos, técnicos, de segurança e de conforto, que podem levar o analista a conclusões diversas, inclusive, em casos extremos, a recomendar a utilização condicionada ou mesmo a demolição da estrutura, já que o custo-benefício pode indicar a inviabilidade de se efetuar a recuperação ou o reforço, em virtude da extensão dos danos e do alto custo envolvido.

Figura 9: Fluxograma para o diagnóstico de uma estrutura



Fonte: Souza & Ripper (1998)

Segundo Bolina *et al.* (2019), o uso e a manutenção adequados ao longo da vida útil da edificação permitem que os requisitos de desempenho dos sistemas constituintes sejam

preservados. Assim, entende-se por manutenção de uma estrutura o conjunto de atividades necessárias à garantia do seu desempenho satisfatório ao longo do tempo, ou seja, o conjunto de rotinas que tenham por finalidade o prolongamento da vida útil da obra (Souza & Ripper, 1998), podendo ser classificada como manutenção corretiva, manutenção preventiva e manutenção preditiva.

A manutenção corretiva é aquela intervenção que visa corrigir um elemento ou sistema no qual se observa a incidência de falha ou desempenho menor que o esperado, buscando realizar reparo ou substituição do elemento deficiente, com o objetivo de restabelecer a plena funcionalidade e segurança que lhe fora admitido em projeto (Bolina et al., 2019).

Bolina *et al.*, (2019) explicam que a manutenção preventiva é a intervenção que visa preservar o desempenho da edificação em algum momento da sua vida útil, evitando a deflagração de anomalias, e consiste na substituição de peças ou na renovação dos sistemas de proteção, segundo uma periodicidade estabelecida previamente.

Por fim, a manutenção preditiva é aquela que toma como base o acompanhamento dos parâmetros ou do desempenho de um elemento ou sistema que recebe monitoramento contínuo. Essa manutenção é elaborada de forma sistematizada, exigindo uma análise minuciosa dos resultados coletados ao longo do tempo para a tomada de decisão (Bolina *et al.*, 2019).

2.5 Avaliação do grau de risco da estrutura

Segundo o Guia PMBOK (2017), o risco pode ser definido como um evento ou uma condição incerta que, se ocorrer, tem efeito em pelo menos um objetivo do projeto. Os objetivos podem incluir escopo, cronograma, custo e qualidade. Um risco pode ter uma ou mais causas e, se ocorrer, pode ter um ou mais impactos. A causa pode ser um requisito, uma premissa, uma restrição ou uma condição que crie a possibilidade de resultados negativos ou positivos.

De maneira complementar, a ISO 31000 (2009) define risco como sendo o impacto da incerteza nos objetivos. O impacto é um desvio do esperado, que pode ter efeitos positivos ou negativos, e os objetivos podem ser financeiros, de segurança, ambientais etc.

Segundo Molak (1997), a Gestão de Riscos pode ser definida como uma metodologia que avalia e deriva uma probabilidade de um efeito adverso de um agente (químico, físico ou outro), processo industrial, tecnologia ou processo natural. De maneira complementar, a NP 4397 (2008) define apreciação de risco como sendo o “processo de gestão do risco resultante de perigos identificados, tendo em conta a adequabilidade dos controlos existentes, cujo resultado é a decisão da aceitabilidade ou não do risco.”

Conforme Cruz (2012) explica, a avaliação do risco compreende duas fases, sendo elas a análise do risco e a valoração do risco. A análise do risco tem como objetivo determinar a magnitude do risco e a valoração visa avaliar o significado que o risco assume, de forma a comparar a magnitude do risco com os padrões de referência e estabelecer o grau de aceitabilidade do mesmo.

Em síntese, acredita-se que as metodologias de avaliação de risco devem ser eficientes e suficientemente detalhadas para possibilitar uma adequada hierarquização dos riscos e consequente controle (Carvalho, 2013).

2.5.1 Análise de Modos e Efeitos de Falha (FMEA)

Análise *Failure Mode and Effect Analysis* (FMEA) é uma metodologia que objetiva avaliar e minimizar riscos por meio da análise das possíveis falhas (determinação da causa, efeito e risco de cada tipo de falha) e implantação de ações para aumentar a confiabilidade (Toledo & Amaral, 2006). Segundo Cruz (2012), na sua essência, o FMEA proporciona um método sistemático de examinar todas as formas em que possa ocorrer uma falha. Para cada falha, é feita uma estimativa dos efeitos que esta possa ter no sistema, projeto, processo ou serviço, da sua gravidade, da frequência com que ocorre e sua detecção.

A prioridade dos problemas é obtida através do Número de Prioridade do Risco (RPN - *Risk Priority Number*). Este valor é obtido através do produto da ocorrência, severidade e detecção (Cruz, 2012), como mostra a Equação 13.

$$RPN = O \times S \times D \quad (13)$$

Este número é produto da multiplicação de três índices independentes - severidade (S), ocorrência (O) e detecção (D) – com variação entre 1 a 5, conforme a melhor ou pior realidade observada. Além disso, o RPN só deve ser utilizado para classificar a prioridade e

preocupações com o sistema, projeto, produto, processo e serviço (Stamatis, 2003). Em sequência, como explica Cruz (2012), a avaliação deve definir qualitativamente os riscos, utilizando intervalos entre esses valores, tal que o risco seja classificado da seguinte forma:

- Risco menor ou secundário – não requerem nenhuma intervenção;
- Risco moderado – requerem alguma atenção;
- Risco elevado – requerem uma intervenção;
- Risco crítico – requerem uma intervenção e são necessárias alterações profundas ao sistema, projeto, produto, processo e/ou serviço.

Assim, para o presente estudo, a classificação utilizada segue os valores RPN, apresentados na

Tabela 7.

Tabela 7: Níveis de risco

Avaliação	Pontuação do risco
Baixo	1 – 25
Médio	25 – 50
Alto	50 – 75
Muito alto	75 – 125

Fonte: Cruz *et al.* (2020)

Segundo Stamatis (2003), caso existam dois problemas com o mesmo RPN, então deve intervir-se primeiro no que tenha maior severidade, seguido do que tiver maior detecção. A severidade é abordada primeiro porque lida com os efeitos da falha. A detecção sobrepõe-se à ocorrência porque é dependente do cliente que é mais importante que a frequência da falha.

Cruz *et al.* (2020) explica o procedimento para a aplicação da metodologia FMEA:

1. Objeto: identificação do objeto de estudo.
2. Função: identificação das funções que o objeto em questão deve desempenhar.
3. Falhas: identificação das possíveis falhas que podem diminuir a capacidade do objeto de desempenhar suas funções corretamente.
4. Efeitos das falhas: identificação dos potenciais efeitos que poderão decorrer de cada falha.
5. Causa de falhas: identificação das causas de cada falha.

6. Mecanismos de controle: análise dos mecanismos de controle que podem ser utilizados para eliminar ou diminuir a probabilidade de ocorrência de eventuais falhas.
7. Ações recomendadas: identificação de ações corretivas necessárias para eliminar ou diminuir o risco associado a cada falha.
8. Estabelecer prioridades: priorizar as ações corretivas de acordo com os critérios do método *Risk Priority Number* (RPN).

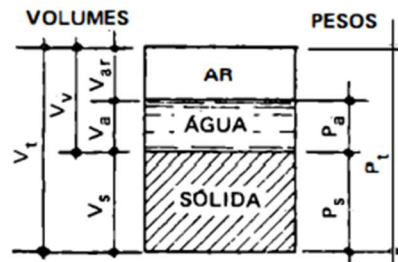
Desta forma, o nível de risco o qual a estrutura se encontra é avaliado a partir de uma avaliação da severidade das consequências de determinadas falhas e anomalias, a probabilidade da sua ocorrência e sua forma de detecção (Cruz *et al.*, 2020).

2.6 Classificação geotécnica

Segundo Martins (2018), os solos são misturas complexas e muito variadas, formadas a partir de materiais rochosos pré-existentes por meio da atuação na superfície da crosta terrestre de processos químicos, físicos e biológicos. Em função do litótipo da rocha mãe e do tipo e intensidades dos processos atuantes, formam-se diferentes tipos de solos com características mineralógicas, físicas, químicas e biológicas variadas. Quanto ao seu modo de formação, os solos são classificados em solos residuais e solos sedimentares. Carvalho (2014) explica que solos residuais são os solos que permaneceram no local de jazida da rocha-mãe, pelo que os seus constituintes não sofreram transporte, enquanto os solos sedimentares são aqueles que sofreram transporte, ou seja, os sedimentos foram removidos do seu local de origem pelos agentes de erosão e de transporte e posteriormente depositados, formando um depósito sedimentar.

Segundo Caputo (1996), o solo é um material constituído por um conjunto de partículas sólidas, deixando entre si vazios que poderão estar parcial ou totalmente preenchidos pela água, como ilustra a Figura 10.

Figura 10: Esquema das partes constituintes do solo



Fonte: Caputo (1996)

A diversidade dos solos e de seus parâmetros leva à necessidade de classificá-los, podendo, assim, estimar seu comportamento provável, permitindo uma análise adequada do problema (Falconi *et al.*, 2019).

O método utilizado para caracterização do solo, o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), depende da consideração da análise granulométrica dos solos e os Limites de Atterberg. Desta maneira, pode-se dizer que os critérios para se agrupar os solos são, basicamente, o tamanho das partículas e suas características de consistência (Zorzan *et al.*, 2019).

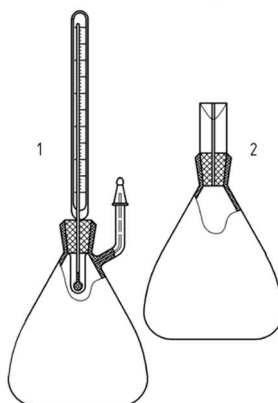
2.6.1 Peso específico e densidade das partículas

Segundo Carvalho & Almeida (2005), o peso específico (γ_s) de uma partícula sólida é, por definição, o peso da substância que a forma, por unidade do volume que ocupa no espaço. O peso específico da partícula é determinado pela razão entre seu peso (seco) e seu volume, ou seja, o peso da substância sólida por unidade de volume.

Segundo Carvalho & Almeida (2005) e Caputo (1996), densidade (ρ_s) ou densidade relativa de uma partícula é a razão entre seu peso específico (γ_s) e o peso específico da água (γ_w) destilada e isenta de ar a 4° C.

Uma vez que o valor de ρ_s depende do constituinte mineralógico da partícula, para a maioria dos solos seu valor varia entre 2,65 e 2,85. Além disso, este valor diminui para os solos que contêm elevado teor de matéria orgânica e cresce para solos ricos em óxidos de ferro (Caputo, 1996). A sua determinação é feita pelo método do picnômetro (Figura 11), conforme a CEN ISO/TS 17892-4 (2004).

Figura 11: Modelos de picnômetro



Fonte: CEN ISO/TS 17892-4 (2004)

A densidade das partículas sólidas (ρ_s) é dada pela Equação 14:

$$\rho_s = \frac{m_2 - m_0}{(m_1 - m_0) - (m_3 - m_2)} \times \rho_w \quad (14)$$

Onde:

ρ_s é a densidade das partículas sólidas;

m_0 massa do picnômetro seco;

m_1 é a massa do picnômetro cheio com água destilada;

m_2 é a massa do picnômetro seco com a amostra seca;

m_3 é a massa do picnômetro cheio com água destilada e a amostra saturada;

ρ_w é a densidade da água destilada corrigida para diferentes temperaturas, conforme a Tabela 8.

Tabela 8: Densidade da água destilada corrigida para diferentes temperaturas

Temperatura (°C)	Densidade ρ_w (Mg/m³)
10	0,99973
11	0,99963
12	0,99953
13	0,99941
14	0,99927
15	0,99913

16	0,99897
17	0,99880
18	0,99862
19	0,99843
20	0,99823
21	0,99802
22	0,9978
23	0,99757
24	0,99733
25	0,99708
26	0,99681
27	0,99654
28	0,99626
29	0,99598
30	0,99568

Fonte: CEN ISO/TS 17892-4 (2004)

2.6.2 Limites de Atterberg

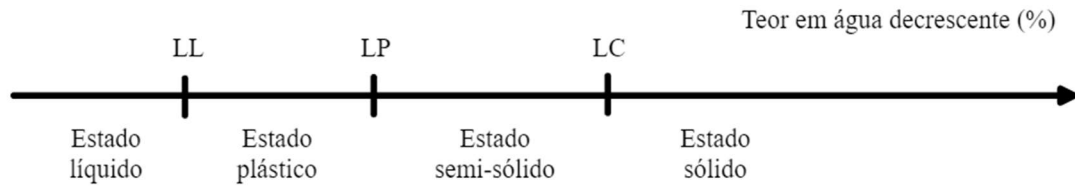
Segundo Carvalho & Almeida (2005), os solos coesivos são aqueles que contém uma fração significativa de argila. Nos solos coesivos, o que mais determina o comportamento do é a sua consistência, sendo que a rigidez de um solo argiloso é inversamente proporcional ao seu teor de umidade. Se o teor de umidade de um torrão de argila aumenta, este fica mais mole (menos consistente). Quando diminui, a argila torna-se mais rígida.

Conforme seu teor de umidade, um solo coesivo pode apresentar características de um dos quatro estados de consistência: líquido (caracterizado “grosso modo” pela possibilidade de fluir), plástico (pela possibilidade de ser moldado), semi-sólido ou sólido (nestes estados a tentativa de moldagem fragmenta a amostra, mas no estado sólido o volume de uma amostra não se altera quando o teor de umidade varia) (Carvalho & Almeida, 2005).

A

Figura 12 ilustra, os chamados estados de consistência, e suas fronteiras, ou seja, os limites de consistência.

Figura 12: Limites de consistência

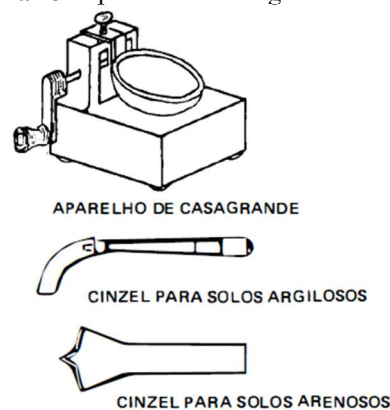


Fonte: Adaptado de Caputo (1996)

Os limites entre um estado e outro são importantes para entendimento do comportamento do solo e são dados pelo Limite de Plasticidade (LP), Limite de Liquidez (LL) e pelo Limite de Contração (LC), que não foi utilizado para o presente estudo. Esses valores são denominados Limites de Atterberg, em referência ao físico sueco que os definiu no início do século XX (Zorzan *et al.*, 2019).

A determinação do limite de liquidez (LL) é feita pelo ensaio normalizado pela NP-143 (1969), com a utilização do aparelho de Casagrande (Figura 13), que consiste em um prato de latão, em forma de concha, sobre um suporte de ebonite que, por meio de um excêntrico, possibilita o prato, repetidamente, quedas de altura de 1 cm e intensidade constante (Caputo, 1996).

Figura 13: Aparelho de Casagrande e cinzel

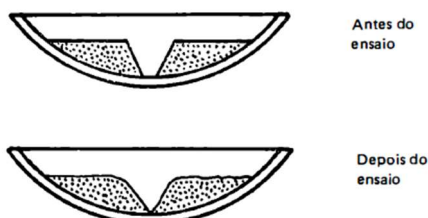


Fonte: Caputo (1996)

Assim, com os valores obtidos (número de golpes para fechar o sulco feito na amostra, Figura 14, e as umidades correspondentemente) traça-se a linha de escoamento do material, a qual no intervalo compreendido entre 6 e 35 golpes, pode considerar-se como uma reta. O Limite

de Liquidez (LL), então, pode ser definido como o teor de umidade que separa os estados de consistência plástica e líquido, para o qual o sulco se fecha com 25 golpes no Aparelho de Casagrande (Nunes, 2010).

Figura 14: Ilustração do sulco no início e no final do ensaio de LL



Fonte: Caputo (1996)

Segundo Zorzan et al. (2019), o Limite de Plasticidade (LP) define a passagem do estado plástica para o estado semissólido. A plasticidade é definida como a propriedade do solo se deformar sem sofrer rupturas ou fissuramento. Assim, o Limite de Plasticidade (LP) é determinado conforme o ensaio normalizado pela NP-143 (1969), a partir do cálculo da porcentagem de umidade para a qual o solo começa a se fraturar quando se tenta moldar, com ele, um cilindro de 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento.

Com isso, o Índice de Plasticidade (IP) é dado pela diferença entre os Limites de Liquidez (LL) e de Plasticidade (LP), como mostra a Equação 15:

$$IP = LL - LP \quad (15)$$

Conforme Caputo (1996) explica, o IP define a zona em que o terreno se acha no estado plástica e, por ser máximo para as argilas e mínimo, ou melhor, nulo para as areias, fornece um critério para se ajuizar do caráter argiloso de um solo, assim, quanto maior o IP, tanto mais plástica será o solo.

Quando um material não tem plasticidade (areia, por exemplo), considera-se o índice de plasticidade nulo e escreve-se $IP = NP$ (não plástica).

Sabe-se, que as argilas são tanto mais compressíveis quanto maior for o IP. Assim, os solos podem ser classificados em:

$$\text{Fracamente plásticos} = 1 < IP < 7$$

$$\text{Medianamente plásticos} = 7 < IP < 15$$

Altamente plásticos = $IP > 15$

2.6.3 Granulometria

Segundo a CEN ISO/TS 17892-4 (2004), a distribuição granulométrica é uma das características físicas mais importantes do solo, sendo que a classificação dos solos é, principalmente, com base na distribuição granulométrica, e, muitas propriedades geotécnicas e geohidrológicas do solo estão relacionadas com esta propriedade.

O solo é formado por partículas de tamanhos variados, e pode ser classificado como bloco ou calhaus quando as partículas forem maiores que 60 mm, seixos ou pedregulhos quando as partículas se encontram entre 2 e 60 mm, areia quando as dimensões das partículas possuem entre 0,06 e 2 mm, siltes quando estão entre 0,002 e 0,06 mm e como argilas quando as partículas são inferiores a 0,002 mm (Matos Fernandes, 2011).

A distribuição granulométrica fornece, portanto, uma descrição do solo, baseada em uma subdivisão em classes discretas de tamanhos de partícula. O tamanho de cada classe pode ser determinado através de peneiramento e/ou sedimentação, sendo que, para solos com menos de 10% de finos, o método de peneiramento é aplicável e para solos com mais de 10% de finos, estes podem ser analisados através de uma combinação de peneiramento e sedimentação (CEN ISO/TS 17892-4, 2004).

Segundo Sousa Pinto (2006), o método de peneiração consiste em passar o material em uma série de peneiras e em seguida pesar o material retido em cada um dessas peneiras, após o cálculo da porcentagem de passados acumulados, essa porcentagem que passa é representada em função da abertura da peneira, em um gráfico semilogarítmico. A abertura da peneira é considerada como o diâmetro equivalente da partícula, uma vez que as partículas não são esferas perfeitas. A determinação do diâmetro das partículas finas está limitada pela malha de abertura da menor peneira empregada, geralmente o de 0,075 mm ou 0,063 mm, sendo 0,063 mm para a CEN ISO/TS 17892-4 (2004). Dessa forma, quando há interesse em determinar a distribuição granulométrica da fração fina do solo, deve-se prosseguir o ensaio aplicando a essa fração o método de sedimentação, sendo que esse método se baseia na Lei de Stokes, ou seja, baseia-se na velocidade de queda das partículas esféricas num fluido, que atinge um valor limite relacionado com a massa volúmica das partículas, a massa volúmica do fluido, a viscosidade do fluido e o diâmetro equivalente da partícula.

O método de análise granulométrica por sedimentação consiste basicamente na suspensão do provete a ser ensaiado numa solução dispersante que garante que todas as partículas assentam individualmente. Após agitação, a suspensão é colocada em repouso, sendo a densidade igual ao longo de toda a proveta de sedimentação. À medida que as partículas de maior dimensão vão assentando, a densidade vai diminuindo. As densidades são determinadas por meio de um densímetro, no qual as leituras são realizadas em intervalos de tempo definidos e então, com base na Lei de Stokes, é possível determinar o diâmetro equivalente das partículas (Santos, 2019).

A velocidade (v) de sedimentação, pela Lei de Stokes, é dada pela Equação 16:

$$v = \frac{\rho_s - \rho_w}{18 \cdot \mu} \cdot D^2 \quad (16)$$

Onde:

ρ_s = densidade específica do material (g/cm^3);

ρ_w = densidade específica do fluido (g/cm^3);

μ = viscosidade do fluido;

D = diâmetro do grão (cm).

A norma CEN ISO/TS 17892-4 (2004) regulamenta o ensaio de sedimentação por meio do método do hidrômetro e do método da pipeta, sendo que no estudo em questão foi utilizado o método do hidrômetro, que trata-se sedimentação dos grãos em água dentro de um tubo de vidro graduado e provido de um densímetro previamente calibrado que tem a finalidade de medir a concentração de partículas entre as posições topo, meio, e, fundo do recipiente, de forma que se identifique a distribuição granulométrica das partículas conforme a suspensão é reduzida (Dias, 2004).

A amostra é preparada com a adição de agente dispersante 100 ml de hexametáfosfato hexassódico, com concentração de 40 g/l, conforme a recomendação da norma, sendo que a massa seca da amostra é dada pela Equação 17:

$$m = m_w \times \frac{100}{100+w} \quad (17)$$

Onde:

m = massa seca de solo (g);

m_w = massa úmida de solo (g);

w = teor de umidade (%).

A real leitura do densímetro é dada pela Equação 18:

$$R_h = R'_h \times C_m \quad (18)$$

Onde:

R_h = leitura real do densímetro (g/cm³);

R'_h = leitura observada do densímetro (g/cm³);

C_m = correção do menisco.

Assim, a definição do diâmetro equivalente das partículas por meio Lei de Stokes é expressa pela Equação 19:

$$d_i = 0,005531 \sqrt{\frac{\eta \times H_r}{(\rho_s - \rho_f) \times t}} \quad (19)$$

Onde:

d_i = diâmetro equivalente da partícula (mm);

η = viscosidade dinâmica do fluido (Tabela 9);

H_r = profundidade efetiva do densímetro (mm);

ρ_s = densidade de partículas (mg/m³);

t = tempo (min).

Tabela 9: Viscosidade dinâmica da água

Temperature °C	Viscosity η mPa ·s
10	1,304
15	1,137
20	1,002
25	0,891
30	0,798

NOTE Intermediate values can be calculated by interpolation.

Fonte: CEN ISO/TS 17892-4 (2004)

Na sequência, calcula-se a leitura modificada do densímetro que é dada pela Equação 20:

$$R_d = R'_h - R'_0 \quad (20)$$

Onde:

R_d = leitura modificada do densímetro (g/cm^3);

R'_0 = leitura observada do densímetro na solução de referência (g/cm^3).

Se, durante o ensaio, houver variação de temperatura, a correção de leitura deve ser realizada substituindo R'_0 da Equação 21 pelo valor obtido a partir da Equação 21.

$$R'_{0(\text{corrigido})} = R'_0 + CT \quad (21)$$

Onde:

$R'_{0(\text{corrigido})}$ = leitura corrigida do densímetro na solução de referência (g/cm^3);

CT = correção de temperatura (Tabela 10).

Tabela 10: Correção de temperatura para a leitura do densímetro

T °C	CT	T °C	CT
7	-0,0013000	20	+0,0000
8	-0,0013	21	+0,0002
9	-0,0013	22	+0,0004
10	-0,0013	23	+0,0006
11	-0,0012	24	+0,0008
12	-0,0012	25	+0,0010
13	-0,0011	26	+0,0013
14	-0,0009	27	+0,0015
15	-0,0008	28	+0,0018
16	-0,0006	29	+0,0020
17	-0,0005	30	+0,0023
18	-0,0003	31	+0,0026
19	-0,0002	32	+0,0030

Fonte: CEN ISO/TS 17892-4 (2004)

Assim, a fração do diâmetro equivalente das partículas é expressa pela Equação 22:

$$K = \frac{100 \times \rho_s}{m(\rho_s - 1)} \times R_d \quad (22)$$

Onde:

K = fração menor do diâmetro equivalente (%).

Então, o resultado dos ensaios de peneiramento e sedimentação é comumente representado graficamente na curva granulométrica, sendo que no eixo das abcissas são plotados os diâmetros das partículas, em escala logarítmica, e no eixo das ordenadas a porcentagem passante acumulada, em escala aritmética (Zorzan *et al.*, 2019).

2.6.4 Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)

O Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) foi desenvolvido por Arthur Casagrande para a execução de aterros em obras de aeroportos durante a Segunda Guerra Mundial, em meados de 1942, e, posteriormente, foi adaptado a fim de permitir uma classificação sistemática e normalizada pela ASTM D 2487-85 (Rodrigues, 2019).

O SUCS baseia-se na identificação dos solos de acordo com as qualidades de textura e plasticidade, a partir dos ensaios de granulometria e índices de Atterberg, e organiza-se em grupos de acordo com seu comportamento quando usados em estradas, aeroportos, aterros e fundações (Porto, 2018).

As classificações são representadas por combinações de letras, podendo elas ser referentes à designação principal do solo e as demais às designações complementares ou secundárias, como mostrado na Tabela 11.

Tabela 11: Termos utilizados no SUCS

Símbolos	Significado	
	Inglês	Português
G	Gravel	Cascalho (pedregulho)
S	Sand	Areia
C	Clay	Argila
W	Well graded	Bem graduado
P	Poor graded	Mal graduado
F	Fines	Finos (passando na peneira nº 200)
M	Mo	Mó ou limo (areia fina)
O	Organic	Matéria orgânica
L	Low Liquid Limit	LL baixo
H	High Liquid limit	LL alto
Pt	Peat	Turfa

Fonte: Porto (2018)

O SUCS apresenta sua classificação conforme a Tabela 12, que se trata da primeira etapa da classificação, onde se identifica a principal divisão do solo, a qual pode ser dada como: solos de granulometria grossa (mais de 50% em massa retido na peneira de 0,075 mm – nº 200), solos de granulometria fina (50% ou mais de massa de solo passante na peneira de 0,075– nº 200) e solos altamente orgânicos.

Tabela 12: Classificação de solos segundo a SUCS

Critérios para Estabelecer Símbolos de Grupos e Nomes de Grupos Usando Ensaios de Laboratório ^A				Classificação do Solo	
				Grupo	Nome do Grupo ^B
Solos de granulometria grossa mais de 50 % do solo retido na peneira nº 200	Pedregulhos mais que 50% da fração grossa	Pedregulhos limpos	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$ ^E	GW	Pedregulho bem graduado ^F
		Menos que 5 % de finos ^C	$Cu < 4$ e/ou $1 > Cc > 3$ ^E	GP	Pedregulho mal graduado ^F
		Pedregulhos com finos	Finos classificam-se como ML ou MH	GM	Pedregulho siltoso ^{F, G, H}
		Mais que 12 % de finos ^C	Finos classificam-se como CL ou CH	GC	Pedregulho argiloso ^{F, G, H}
Solos de granulometria fina 50 % do solo ou mais passa na peneira nº 200	Areias	Areias limpas	$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$ ^E	SW	Areia bem graduada
		Menos de 5 % de finos ^D	$Cu < 6$ e/ou $1 > Cc > 3$ ^E	SP	Areia mal graduada
		Areias com finos	Finos classificam-se como ML ou MH	SM	Areia siltosa ^{G, H, I}
		Mais de 12 % de finos ^D	Finos classificam-se como CL ou CH	SC	Areia argilosa ^{G, H, I}
Solos altamente orgânicos	Sítes e argilas	Inorgânicos	$IP > 7$ e sobre ou acima da linha "A"	CL	Argila pouco plástica ^{K, L, M}
	Limite de liquidez menor que 50	Orgânicos	$IP < 4$ e abaixo da linha "A"	ML	Silte
			$\frac{LL - \text{seco em estufa}}{LL - \text{não seco em estufa}} < 0,75$	OL	Argila orgânica ^{K, L, M} Silte orgânico ^{K, L, M, O}
	Limite de liquidez maior ou igual a 50	Inorgânicos	IP sobre ou acima da linha "A"	CH	Argila muito plástica ^{K, L, M}
	Orgânicos	IP abaixo da linha "A"	MH	Silte elástico ^{K, L, M}	
		$\frac{LL - \text{seco em estufa}}{LL - \text{não seco em estufa}} < 0,75$	OH	Argila orgânica ^{K, L, M, P} Silte orgânico ^{K, L, M, O}	
Principalmente matéria orgânica, escura na cor e com odor orgânico				PT	Turfa

Fonte: Adaptado de ASTM (1990)

Segundo Das & Sobhan (2014), para a classificação apropriada de acordo com esse sistema, é necessário ter conhecimento das seguintes informações sobre o solo:

- Porcentagem de pedregulhos, ou seja, a fração passante na peneira de 76,2 mm e retida na peneira de 4,75 mm ($n^{\circ}4$);
- Porcentagem de areia, ou seja, a fração passante na peneira de 4,75 mm e retida na peneira de 0,75 mm;
- Porcentagem de silte e argila, ou seja, a fração retida na peneira de 0,075 mm;
- Coeficiente de uniformidade (C_u) e coeficiente de curvatura (C_C);
- Limite de liquidez e índice de plasticidade, conforme explicado em 2.6.2.

Neste sentido, o Coeficiente de uniformidade (C_u) é dado pela Equação 23:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (23)$$

Onde, D_{60} é o diâmetro correspondente a 60% do solo passante e D_{10} é o diâmetro correspondente a 10%, ambos tomados na curva granulométrica. Segundo Caputo (1996), o C_u indica a “falta de uniformidade” do material, sendo que se considera:

$$\text{Muito uniforme} = C_u < 5$$

$$\text{Uniformidade média} = 5 < C_u < 15$$

$$\text{Não uniforme} = C_u > 15$$

Além disso, tem-se que o coeficiente de curvatura (C_C) é expresso pela Equação 24:

$$C_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (24)$$

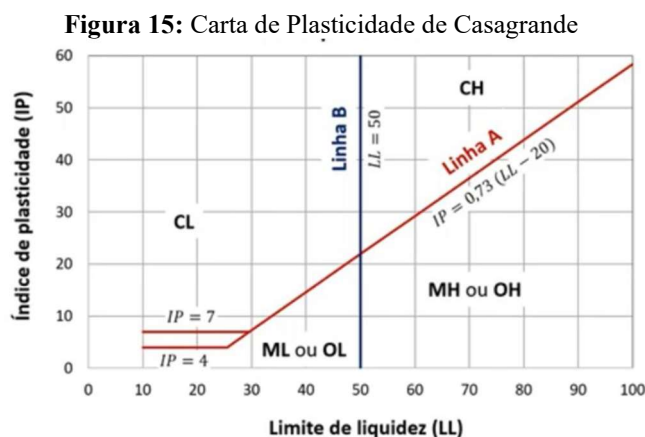
Onde, D_{30} é o diâmetro correspondente a 30% do solo passante. Para solos bem graduados o valor de C_C encontra-se entre 1 e 3 (Caputo, 1996).

No caso de solos inicialmente classificados como granulares, é necessário identificar na curva granulométrica o teor de finos deste, sendo que para teores maiores que 12%, é necessário fazer uma classificação secundária utilizando a Carta de Plasticidade de

Casagrande, mostrada pela Figura 15, onde o eixo das abscissas representa os valores de Limite de Liquidez e o eixo das ordenadas representa os valores de Índice de Plasticidade. Pode-se observar que o gráfico é subdividido pelas linhas “A”, “B” e “U”. Conforme Santos (2006) explica, a linha “A”, para solos inorgânicos, separa os siltes das argilas, exceto na região onde os solos são classificados com duas letras (CL e ML), sendo que os siltes são representados abaixo da linha “A” e as argilas acima.

A linha “B” separa os solos de alta e baixa compressibilidade, localizados à direita e à esquerda respectivamente.

A linha “U” trata-se de uma determinação empírica para o limite superior aproximado para solos naturais, assim, é uma boa verificação quanto a existência de dados errados, de forma que quaisquer resultados de ensaios que tenham valores acima ou à esquerda da linha devem ser verificados.



Fonte: Adaptado de Matos Fernandes (1994)

No caso de solos granulares com teor de finos entre 5% e 12%, recomenda-se que sejam apresentadas as duas características intermediárias. E, segundo Das & Sobhan (2014), a norma ASTM D 2487-85 criou um sistema que determina nomes de grupos aos solos, sendo que a fração de solos finos é dada pela porcentagem passante na peneira n° 200, a fração de solos grossos é dada pela porcentagem retida na peneira n° 200, a fração de pedregulhos é dada pela porcentagem retida na peneira n° 4 e, por fim, a fração de areia é dada pela subtração das frações de grãos grossos e pedregulhos.

Resumidamente, o SUCS pode ser apresentado como mostra a Tabela 13.

Tabela 13: Resumo do SUCS

Classificação geral	Tipos principais	Símbolos
Solos grossos (menos que 50% passado na peneira nº200)	Pedregulhos ou solos pedregulhosos	GW, GP, GM e GC
	Areias ou solos arenosos	SW, SP, SM e SC
Solos finos (mais que 50% passado na peneira nº200)	Siltos ou argilosos	Baixa compressibilidade (LL<50) ML, CL e OL
		Alta compressibilidade (LL>50) MH, CH e OH
Solos altamente orgânicos	Turfas	Pt

Fonte: Caputo (1996)

2.6.5 Parâmetros físicos do solo

Para a determinação dos esforços atuantes no muro e deformações, que serão apresentados nos próximos capítulos, é necessário adotar os parâmetros de resistência (ângulo de atrito interno “ ϕ ” e coesão “ c ”) ao cisalhamento do solo e seu peso específico “ γ ”, sendo que, de acordo com Sousa Pinto (1979), os parâmetros de compactação influem essencialmente na coesão efetiva, enquanto o ângulo de atrito efetivo mantém-se constante.

Segundo Viana da Fonseca (1996), em climas temperados como o norte de Portugal, existem quase exclusivamente solos do tipo residual saprólito, que são materiais que preservam a estrutura da rocha-mãe. Neste sentido, Rodrigues (2015) explica que os granitos calco-alcalinos ocupam em Portugal muito maior extensão do que os alcalinos, sendo talvez mais de dois terços da área granítica, predominando sobretudo na região central do território. De maneira complementar, ao analisar um corte da Carta Geológica de Portugal (Laboratório Nacional de Energia e Geologia, 2020) mais aproximado de Seia, apresentada no Anexo 1, percebe-se que na região de Seia, grande parte da formação geológica é provinda do granito.

Rodrigues (2015) realizou estudos com os solos graníticos residuais da região da Covilhã, que foram classificados como solos arenosos em sua maioria com uma granulometria um pouco extensa e com finos siltosos não plásticos, e, a partir de ensaios, obteve-se ângulos de atrito considerados estatisticamente válidos entre 30,3° e 42,6° e mais frequentemente entre 32° e 35°. De maneira complementar, segundo Cavaleiro et al. (2010) o ângulo de atrito interno pode variar 25° a 45° para este tipo de solo.

Segundo Ferreira (2015), a coesão no solo pode ser real ou aparente, sendo que a coesão real é controlada pela cimentação química das partículas ativas do solo, ou seja, a fração fina (argila e silte), e a coesão aparente é definida pela ação eletrostática da água. Essa coesão acontece devido à tensão capilar entre as moléculas de água e as partículas do solo, exercendo uma tensão entre elas que age de forma atrativa (sucção), mas quando o conteúdo

de água aumenta esse efeito de sucção desaparece podendo provocar ruturas em alguns solos. Zhang & Hartge (1990), em trabalho com solo arenoso, observaram que a coesão cresceu com o aumento da tensão de água no solo.

Neste sentido, no estudo do solo residual granítico de Covilhã realizado por Cavaleiro et al. (2010), foram encontrados valores de coesão que variam de 0 a 20 kPa, com valores mais altos raramente acontecendo. Além disso, a coesão do solo, geralmente é tomada como nula, “ $c' = 0$ ”, isto porque o maciço arrimado é um reaterro, e neste caso, o valor da coesão efetiva é muito pequeno, mesmo para solos argilosos (Barros, 2017).

De acordo com Barros (2017), o valor do peso específico “ γ ” para areia siltosa é de 19 kN/m³, sendo que este valor depende da compactação e da granulometria do solo.

Além desses parâmetros é necessário também se estabelecer o valor do ângulo de atrito “ δ ” entre o solo e a estrutura, ao longo da superfície de aplicação do empuxo ativo. Segundo Gerscovich (2011), no contato do solo com a base do muro, deve-se sempre considerar a redução dos parâmetros de resistência, desta forma, considera-se o ângulo de atrito solo-muro igual à $2/3\phi'$.

Segundo Marangon (2018) o Coeficiente de Poisson “ ν ” é o parâmetro que reflete o quanto o solo deforma, no sentido horizontal, em relação à deformação no sentido do carregamento, possuindo uma variação de 0,25 a 0,5 para solos e, de maneira complementar, segundo Bowles (1997), o Coeficiente de Poisson pode variar entre 0,3 e 0,4 para areias. Logo, quanto maior o Coeficiente de Poisson, maior será o deslocamento horizontal do material.

De acordo com Tambara Júnior (2020), o solo não é um material elástico, mas admite-se frequentemente um comportamento elástico-linear para o solo, definindo-se um módulo de elasticidade, E , para um certo valor de tensão e um coeficiente de Poisson, ν . O módulo de elasticidade do solo depende da pressão a que o solo está confinado, dificultando estabelecer um módulo de elasticidade para um solo, uma vez que em estado natural este está submetido a confinamentos crescentes com a profundidade (Cavalcante & Casagrande, 2006).

Segundo Duncan et al. (1980), os fatores mais importantes que afetam as características das curvas tensão-deformação, e a resistência dos solos, sobre estas condições, são a classificação do solo, a densidade, o teor de umidade e o arranjo estrutural dos grãos de solo devido ao processo de compactação ou processo de formação.

Caputo (1996) explica que a teoria da elasticidade linear é baseada no comportamento elástico dos materiais, ou seja, na proporcionalidade entre as tensões e as deformações, segundo a lei de Hooke, corpos sujeitos a solicitações sofrem deformações, regidas pelo módulo de elasticidade ou módulo de Young (E). Os fatores como dureza da partícula, granulometria e grau de compactação influenciam no módulo de elasticidade estático, e, por esta razão este parâmetro foi retroanalisado para o solo de aterro. Alguns autores definem intervalos para o valor do módulo de elasticidade do solo, entre eles, segundo Joppert Jr. (2007), o módulo de elasticidade para areias pouco siltosas pode variar entre 20.000 kN/m² e 200.000 kN/m², e, segundo Bowles (1997), areias siltosas apresentam módulo de elasticidade entre 5.000 kN/m² e 20.000 kN/m².

2.7 Método dos Elementos Finitos (MEF)

No âmbito da Engenharia de Estruturas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de um sólido de geometria arbitrária sujeito a ações exteriores (Azevedo, 2003).

Segundo Delgado (1987) o método nasce a partir da análise do material, designado por domínio, e ações atuantes sobre o mesmo, para um determinado caso em estudo. O problema pode ser analisado da seguinte forma: “num dado domínio, com características e propriedades conhecidas, pretende-se determinar o campo de deslocamentos e tensões, para um determinado conjunto de solicitações e condições fronteira”.

Assim, as tensões/deformações unitárias são calculadas nos vários pontos constituintes do material através das teorias da Elasticidade e Plasticidade. O cálculo pode ser realizado considerando a não-linearidade da curva tensão-deformação do material, anisotropia, heterogeneidade, influência do estado de tensão inicial, fases de construção, etc (Silva, 2011).

Segundo Silva (2011), o MEF foi introduzido na engenharia geotécnica por Clough e Woodward (1967) no estudo de uma barragem de terra, onde foi usada uma lei constitutiva não linear, e as suas potencialidades tornaram-se desde logo evidentes. No entanto, vários fatores impediram o uso mais amplo deste método como, por exemplo, o difícil acesso ao computador, o custo de processamento (sobretudo associado ao tempo de preparação e de cálculo), o pouco conhecimento sobre o método (vantagens e limitações) e a falta de estudos paramétricos entre MEF e métodos de equilíbrio limite. Hoje muitos desses aspectos já não se

verificam e a sua utilização generalizou-se, nomeadamente, pelo aparecimento de vários programas comerciais voltados, precisamente, para os problemas geotécnicos, como é o caso do *Phase2* e o *PLAXIS*.

2.7.1 PLAXIS 2D V22.01

O *PLAXIS* é um programa de elementos finitos, desenvolvido para a análise da deformação, estabilidade e fluxo de águas subterrâneas em engenharia geotécnica. O desenvolvimento do *PLAXIS* começou em 1987 na *Delft University of Technology* como uma iniciativa do Ministério de Obras Públicas e Gestão da Água da Holanda, com objetivo inicial de desenvolver um código de elementos finitos 2D fácil de usar para a análise de aterros fluviais nos solos macios das terras baixas da Holanda. Nos anos seguintes, o *PLAXIS* foi estendido para outras áreas da engenharia geotécnica. Devido ao crescimento contínuo das atividades, a empresa *Plaxis BV* foi formada em 1993, e, a partir de 2018, a *PLAXIS* faz parte da *Bentley Systems, Incorporated* (Van der Sloot, 2022).

O *PLAXIS 2D* é um de *software* de Elementos Finitos para a análise bidimensional da deformação e estabilidade em engenharia geotécnica, que calcula deformações, tensões no solo, fluxo de água e pressões, forças estruturais e até mesmo fluxo térmico tanto para deformações planas 2D quanto para problemas de eixo simétrico (Van der Sloot, 2022).

2.7.1.1 Interface do PLAXIS 2D V22.01

2.7.1.1.1 Input

Os inputs ou dados de entrada do *PLAXIS 2D V22.01* consistem basicamente em escolher os tipos de modelo e elementos da malha, definir as propriedades dos solos, os elementos estruturais e de interface, bem como as análises de drenagem e as condições de contorno, criar a malha de elementos finitos, estabelecer as condições de fluxo e sequenciar as fases da construção (Leite, 2021).

O *PLAXIS 2D V22.01* apresenta dois tipos de modelo de cálculo, sendo eles: modelo em estado plano de deformação e modelo axissimétrico. O modelo em estado plano de deformação, segundo Van der Sloot (2022), é utilizado para geometrias com seção transversal aproximadamente uniforme cujo carregamento imposto se dá ao longo de um comprimento perpendicular a esta seção. Fisicamente, tal estado ocorre em estruturas alongadas em uma direção ou no caso de escavações nas quais o comprimento de escavação for significativamente maior do que sua largura.

O modelo axissimétrico é utilizado para estruturas circulares com uma seção transversal radial uniforme e o carregamento em torno do eixo central. Dessa forma, é utilizado para estruturas circulares, nas quais os estados de tensão e deformação são assumidos como idênticos em qualquer direção radial, como é o caso de fundações circulares, escavação de poços, túneis a grandes profundidades, entre outros (Leite, 2021).

Na sequência o usuário deve escolher entre os dois tipos de elementos da malha que vão discretizar o solo, sendo estes triangulares e podendo ter 6 ou 15 nós. O elemento triangular de 15 nós é marcado como *default*, ou seja, é um padrão no programa, e ele fornece uma interpolação de quarta ordem para os deslocamentos e a integração numérica envolve 12 pontos de Gauss (pontos de tensão). Este tipo de elemento é fortemente recomendado para problemas de grande complexidade, embora seja mais lento em performance e operação computacional quando comparado com o de 6 nós, isso porque o cálculo é mais refinado em comparação ao modelo com 6 nós (Van der Sloot, 2022).

A partir disso, a estratigrafia do subsolo pode ser definida por meio de *boreholes* (furos de sondagem), através dos quais são definidas as fronteiras laterais das camadas, ou pela importação de volumes de solo de outros programas. Definidas as camadas, podem ser computadas algumas características dos solos que compõem cada uma delas, como altura do nível d'água em local específico, modelo constitutivo a ser adotado, tipo de carregamento, peso específico, ângulo de atrito, módulos de elasticidade, coeficiente de Poisson (ν), entre outros.

De acordo com o manual de Van der Sloot (2022), os elementos estruturais e de interface, são definidos no botão *Structure* no compartimento *Mode Toolbar*. Assim, é possível estabelecer os diferentes tipos de elementos com pontos (*fixed-end anchor*) e linhas (*plate, geogrid, interfaces, node-to-node anchor, embedded beam row*). Assim como as camadas de subsolo, as geometrias dos elementos estruturais também podem ser importadas de outros programas.

De acordo com Van der Sloot (2022), o solo e as rochas tendem a se comportar de forma altamente não-linear sob carga. Este comportamento não-linear de tensão-deformação pode ser modelado em vários níveis de sofisticação, sendo que o número de parâmetros do modelo aumenta com o nível de precisão da análise. O *PLAXIS 2D V22.01* suporta diferentes modelos para simular o comportamento do solo e as estruturas, contudo serão abordados os

modelos linear elástico e Mohr-Coulomb (MC) utilizados para a estrutura do muro em concreto armado e do solo no presente estudo:

- Modelo linear elástico: Este modelo rege-se pela lei de Hooke da elasticidade linear isotrópica. O modelo linear elástico é limitado para a simulação do comportamento do solo, sendo indicado para o uso, principalmente, para estruturas rígidas no solo.
- Modelo Mohr-Coulomb (MC): Este conhecido modelo linear elástico perfeitamente plástico é usado como uma primeira aproximação do comportamento do solo em geral. Recomenda-se a utilização deste modelo para uma primeira análise do problema considerado. Estima-se uma rigidez média constante para a camada de solo. Devido a esta rigidez constante, os cálculos tendem a ser relativamente rápidos e uma primeira estimativa das deformações pode ser obtida.

Em princípio, todos os parâmetros do modelo no *PLAXIS 2D V22.01* são destinados a representar a resposta efetiva do solo, ou seja, a relação entre as tensões e os esforços associados com a estrutura do solo. Uma característica importante do solo é a presença de água nos poros, pois as pressões dos poros influenciam significativamente seu comportamento, em relação ao tempo (Van der Sloot, 2022).

A análise drenada representa os solos altamente permeáveis ou que estão submetidos a baixos valores de carregamento. Sendo assim, não são desenvolvidos excessos de poropressão. Também é utilizada para simular o comportamento a longo prazo, em que todo o excesso de poropressão já foi dissipado (Leite, 2021), como é o caso do presente estudo, além disso, para este tipo de análise são utilizados os parâmetros de resistência efetivos do solo.

O *PLAXIS 2D V22.01* apresenta as condições de contorno *default* dadas como bordas laterais e inferior indeslocáveis.

A malha é determinada pelos tipos de elementos definidos ao iniciar o projeto, sendo indicado que se faça o refinamento da malha em locais próximos de cargas e estruturas, e, nos limites dos modelos, é aconselhável utilizar malhas com elementos maiores (Leite, 2021).

Os níveis d'água no *PLAXIS 2D V22.01* podem ser gerados automaticamente a partir das informações dos *boreholes*, ou podem ser criados posteriormente na aba *flow conditions*. Neste trabalho, optou-se pelo modelo padrão *Global level (default)*, que analisa a distribuição

da pressão dos poros na camada do solo como sendo gerada de acordo com o nível global da água da fase considerada. A distribuição da pressão de poros resultante na camada do solo é então hidrostática (Van der Sloot, 2022).

Algumas mudanças podem ser realizadas em uma fase de construção, na aba *staged construction*, tais como alteração/ativação/desativação do solo e de elementos estruturais, aplicação de carregamentos e deslocamentos, mudanças nos níveis d'água, alteração na temperatura do solo, etc.

Por fim, os cálculos de elementos finitos podem ser divididos em várias fases de cálculo sequencial, e cada fase corresponde a um determinado estágio de carregamento ou construção. Com relação às poropressões e tensões geostáticas, o usuário define o tipo de cálculo que governará a análise, sendo que para o estudo em questão optou-se pelo modelo *plastic calculation*, que se trata de uma análise geral de deformação, perfeitamente drenada ou não drenada.

2.7.1.1.2 *Output*

Resumidamente, os principais resultados, ou as chamadas “saídas”, de *softwares* baseados no MEF são deslocamentos, tensões e forças, sendo estas últimas quando algum elemento estrutural for modelado.

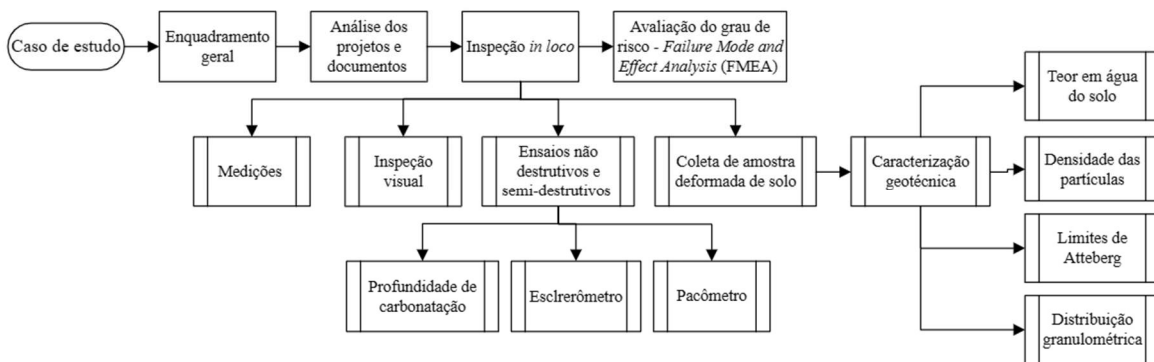
O sistema de coordenadas do software define as tensões e forças de compressão como negativas, e as de tração como positivas. Múltiplos resultados das análises podem ser visualizados através do *output*, sendo permitido gerar curvas de deslocamento, caminhos de tensão e tensão-deformação, gráficos de poropressões em função da profundidade, diagramas de momentos fletores e de esforços normais e cortantes, e tabelas com os resultados.

3. Metodologia

3.1 Enquadramento geral

A metodologia do trabalho se inicia com a apresentação do caso de estudo e uma análise dos documentos existentes, que são os projetos de estabilidade e o memorial descritivo da obra do CISE, que teve início em 2004, como mostra a Figura 16.

Figura 16: Fluxograma da metodologia



A inspeção in loco que foi realizada no dia 24 de fevereiro de 2022 teve o intuito de fazer um levantamento de dados, medidas e patologias encontradas no muro para a posterior avaliação do grau de risco da estrutura pelo método *Failure Mode and Effect Analysis* (FMEA).

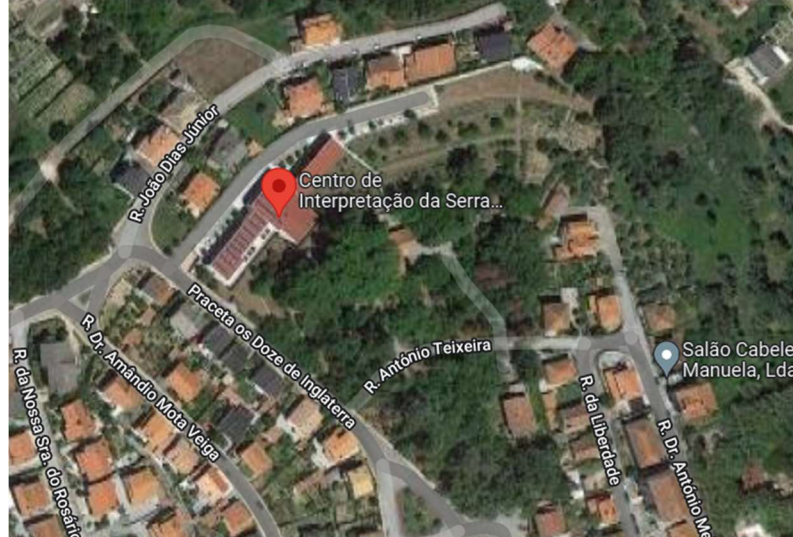
Além disso, também foram coletadas amostras de solo deformadas para a caracterização geotécnica pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), que depende principalmente da consideração da análise granulométrica e os Limites de Atteberg.

3.2 Descrição do caso de estudo

A estrutura em estudo, que teve início em 2004, está situada no Centro de Interpretação da Serra da Estrela (CISE), que é uma estrutura criada pelo Município de Seia, que tem como objetivo promover o conhecimento e divulgação do património natural e cultural da Serra da Estrela (CISE, 2022).

O edifício está localizado na Rua Visconde de Molelos, no município de Seia como mostrado na Figura 17, que está situada no setor sudoeste da Serra da Estrela.

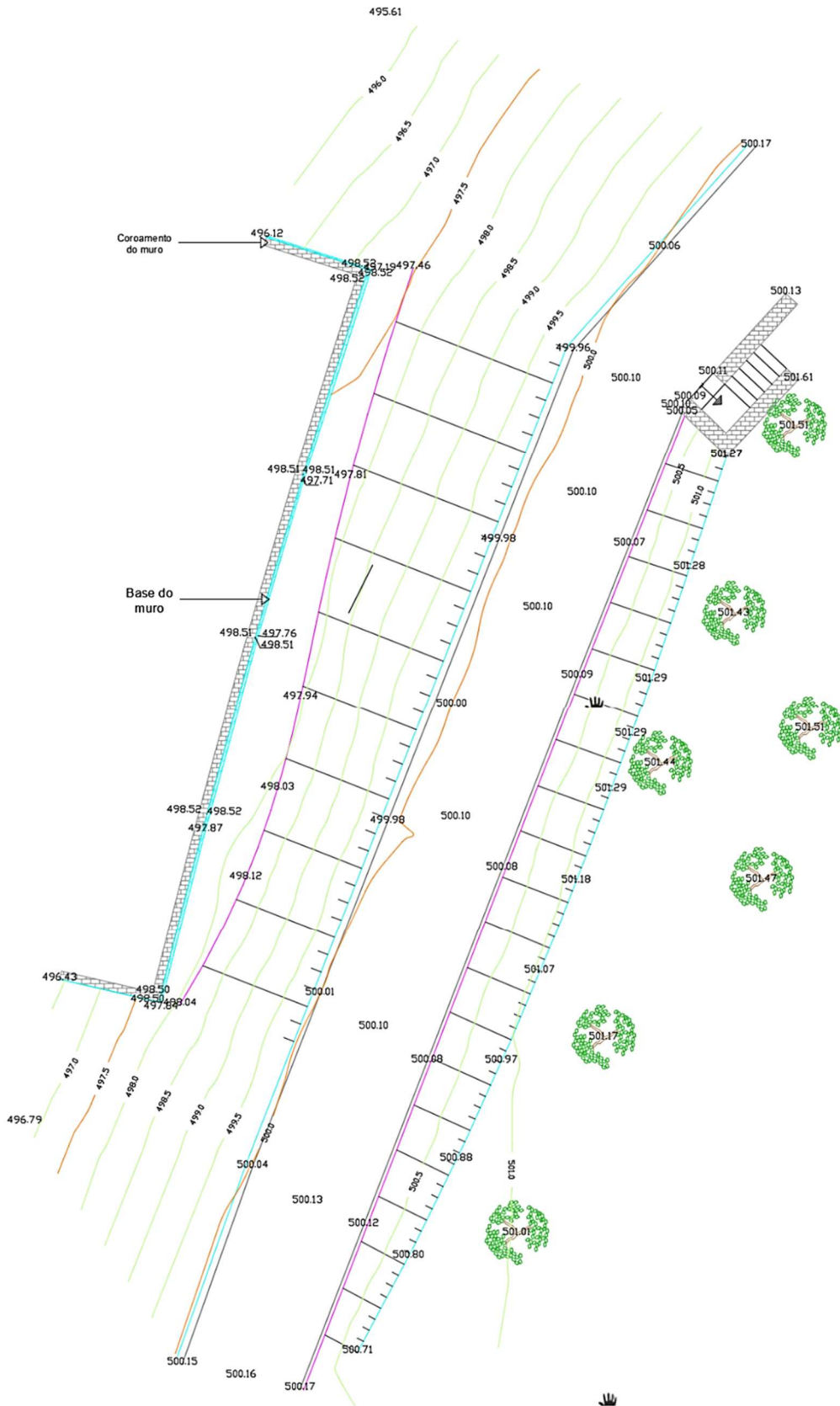
Figura 17: Fotografia da área com a localização do CISE



Fonte: Google Maps (2022)

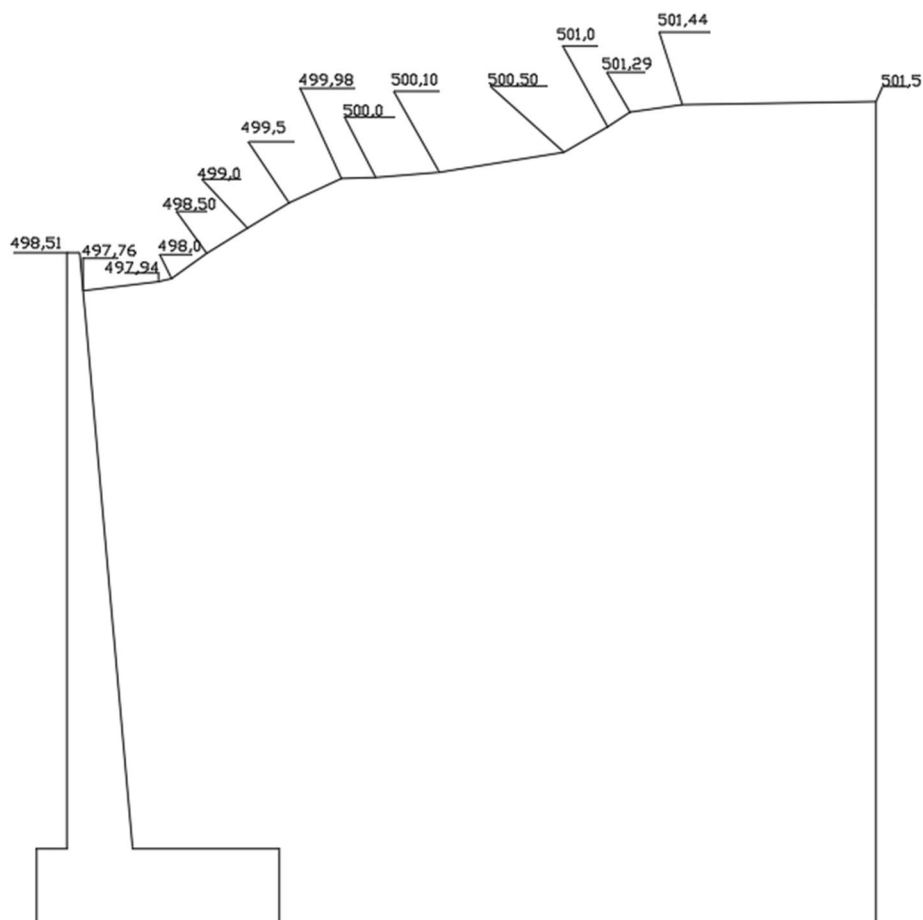
O terreno em que o muro está localizado apresenta um desnível de aproximadamente 5 metros, como mostrado na Figura 18 e Figura 19, razão pela qual foi construído o muro de suporte, que apresenta 11,80m de altura devido ao corte que foi feito no terreno para a construção do prédio do Centro de Interpretação da Serra da Estrela (CISE).

Figura 18: Levantamento topográfico



Fonte: Arquivo de levantamento topográfico (2007)

Figura 19: Seção transversal do muro e do talude



3.3 Análise dos documentos existentes

Segundo o memorial descritivo ao projeto de estabilidade disponibilizado, tem-se que a edificação é composta pelo prédio, que consiste numa estrutura monolítica composta por elementos em concreto armado, sendo que os materiais usados foram o aço classe A400NR e o concreto classe C 20/25 com dosagem mínima de cimento de 330 kg/m^3 , e a cobertura metálica. No entanto, na memória descritiva ao projeto de estabilidade não há informações específicas para os muros de suporte e nem sua execução.

Os projetos de estabilidade consistem em uma planta de distribuição das fundações, uma planta de distribuição das lajes no nível R/Chão, e duas folhas de detalhamento estrutural, onde aparecem mais detalhes sobre os muros. Na planta de distribuição das fundações, apresentada no Anexo 2, pode-se perceber a distribuição da edificação no terreno, e os muros de suporte nomeados como M_1 , M_2 e M_3 , sendo que o presente estudo tem como foco e objeto de estudo o chamado M_1 , que é localizado na parte posterior da edificação.

Além disso, no projeto apresentado no Anexo 2 não há informações sobre o comprimento total do muro M₁.

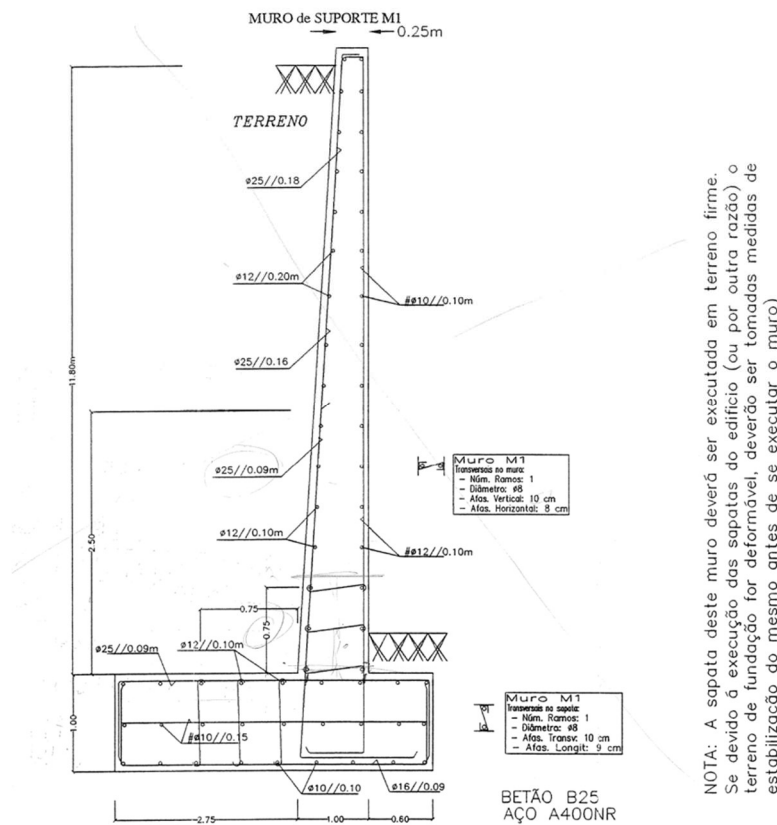
Não foram disponibilizados projetos de drenagem, logo, não existem parâmetros de comparação com as imagens da execução, sendo que a única informação sobre o sistema drenante é a existência de membrana que pode ser vista nas fotos da execução do muro, como mostrado na Figura 25.

3.3.1 Projetos de estabilidade

O detalhamento das armaduras e características construtivas encontram-se nas folhas de detalhamento de estabilidade, como mostra a Figura 20 e Figura 21.

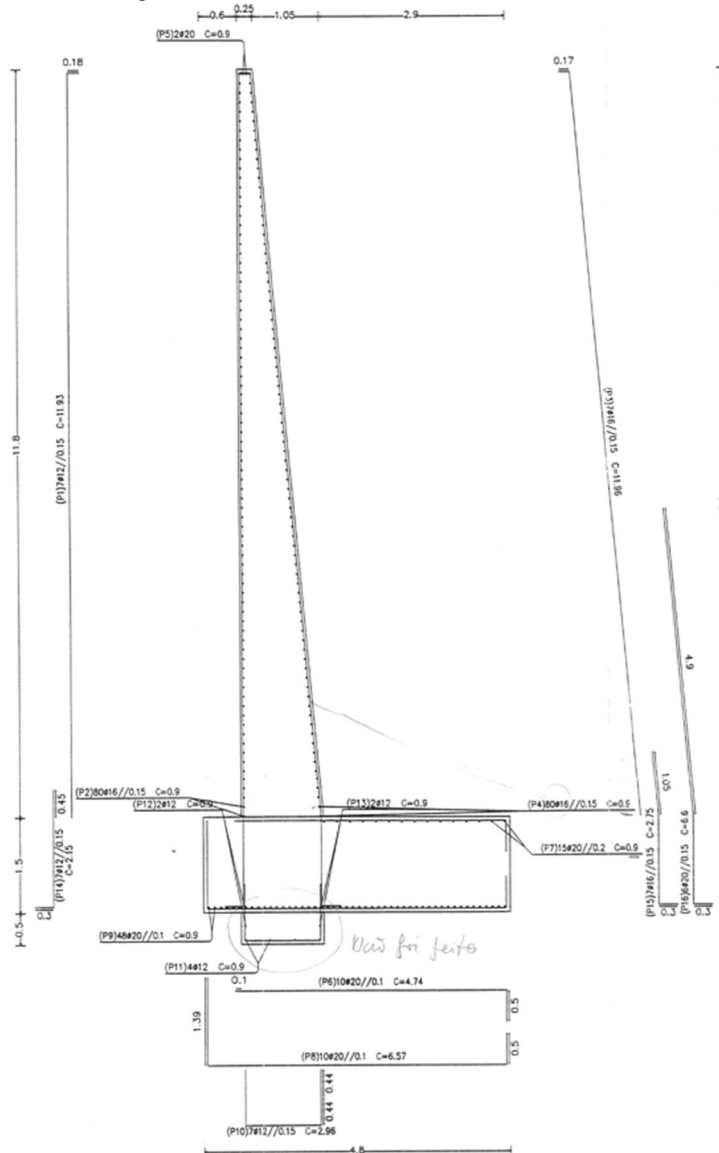
Pode-se notar divergências entre os detalhamentos das armaduras e o travamento inferior, que é detalhado na Figura 20 e não existe na Figura 21, além disso, as informações sobre o concreto, o recobrimento e as armaduras utilizadas são encontradas nos projetos de estabilidade conforme apresentadas na Figura 22.

Figura 20: Pormenores de estabilidade - muro M₁



Fonte: Projetos de estabilidade (2001)

Figura 21: Pormenores de estabilidade – Muro M₁



Fonte: Projetos de estabilidade (2001)

Figura 22: Detalhamento estrutural - concreto e recobrimento

Obra: m11.8
 Descrição: Muro 11.80m de altura
 Norma de betão: REBAP e RSA (Portugal)
 Betão: B25 (C20/25)
 Aço: A400
 Recobrimento (Tardoz) : 3.00 cm
 Recobrimento (Face Exterior) : 3.00 cm
 Recobrimento (Superior) : 5.00 cm
 Recobrimento (Inferior) : 5.00 cm
 Recobrimento (Lateral) : 5.00 cm
 Tamanho máximo do inerte: 30.0 mm
 Tipo de impulso que produz a acção: Activo
 Tipo de impulso que produz a reacção: Passivo
 Escala: 1: 50

Fonte: Projetos de estabilidade (2001)

A Norma Portuguesa NP EN 1992-1-1 (2010) em vigor atualmente estabelece que a Classe Estrutural adotada para um tempo de vida útil de projeto de 50 anos é S4, e o valor do recobrimento nominal das armaduras para concreto armado e das armaduras de pré-esforço no concreto de massa volúmica normal, que tem em conta as classes de exposição (Tabela 14) e as classes estruturais, é representado por $c_{min,dur}$, como mostrado na Tabela 15.

Tabela 14: Classes de exposição em função das condições ambientais

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
1 Nenhum risco de corrosão ou ataque		
X0	Para betão sem armadura ou elementos metálicos embebidos: todas as exposições excepto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico Para betão com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente muito baixa
2 Corrosão induzida por carbonatação		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água Um grande número de fundações
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada Betão exterior protegido da chuva
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2

Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

Tabela 15: Recobrimentos mínimos e nominais para períodos de vida de 50 anos e de 100 anos

		X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
Tempo de vida útil de projecto de 50 anos (Classe Estrutural S4)	Recobrimento mínimo (mm)	10	15	25	30	35	40	45
	Recobrimento nominal (mm)	20	25	35	40	45	50	55
Tempo de vida útil de projecto de 100 anos (Classe Estrutural S6)	Recobrimento mínimo (mm)	20	25	35	40	45	50	55
	Recobrimento nominal (mm)	30	35	45	50	55	60	65

Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

Assim, a estrutura do muro M_1 pode ser considerada uma estrutura com classe ambiental XC2 (superfícies sujeitas a contato prolongado com água) e classe estrutural S4 (tempo de vida útil de projeto de 50), logo, a norma recomenda um recobrimento de armaduras mínimo de 25 mm e recobrimento nominal de 35 mm. Os recobrimentos especificados em projeto para as faces laterais, inferior e superior são iguais a 50 mm, sendo superiores aos indicados pela norma, no entanto os recobrimentos do tardo e face exterior são iguais a 30 mm, que são superiores ao valor mínimo e inferiores ao valor nominal indicado pela NP EN 1992-1-1 (2010).

Além disso, a NP EN 1992-1-1 (2010) sugere que para a classe ambiental XC2, seja utilizado concreto com classe de resistência C25/30, o que diverge do que foi utilizado para a execução do muro de suporte M_1 , que foi classe de resistência C20/25.

É válido ressaltar que durante o período em que o projeto foi feito e a obra executada, a norma vigente não era a (NP EN 1992-1-1, 2010).

Tabela 16: Classe de resistência de acordo com a exposição ambiental

<i>Classes de exposição de acordo com o Quadro 4.1</i>										
<i>Corrosão</i>										
	<i>Corrosão induzida por carbonatação</i>				<i>Corrosão induzida por cloretos</i>			<i>Corrosão induzida pelos cloretos da água do mar</i>		
	<i>XC1</i>	<i>XC2</i>	<i>XC3</i>	<i>XC4</i>	<i>XD1</i>	<i>XD2</i>	<i>XD3</i>	<i>XS1</i>	<i>XS2</i>	<i>XS3</i>
<i>Classe indicativa de resistência</i>	<i>C20/25</i>	<i>C25/30</i>	<i>C30/37</i>		<i>C30/37</i>		<i>C35/45</i>	<i>C30/37</i>	<i>C35/45</i>	
<i>Danos no betão</i>										
	<i>Sem risco</i>	<i>Ataque gelo/degelo</i>			<i>Ataque químico</i>					
	<i>X0</i>	<i>XF1</i>	<i>XF2</i>	<i>XF3</i>	<i>XA1</i>	<i>XA2</i>	<i>XA3</i>			
<i>Classe indicativa de resistência</i>	<i>C12/15</i>	<i>C30/37</i>	<i>C25/30</i>	<i>C30/37</i>	<i>C30/37</i>		<i>C35/45</i>			

Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

Além disso, o projeto apresenta divergências em relação literatura, que recomenda que muros de suporte com a configuração estrutural em L ou T invertido e alturas superiores a 5 metros de altura, é conveniente a utilização de contrafortes para aumentar a rigidez estrutural, de forma que a parede deixa de atuar como consola e passa a ser formada por painéis apoiados em três bordas, sendo estes espaçados de cerca de 70% da altura do muro (Gerscovich, 2011).

3.4 Execução do muro M₁

A obra do CISE, teve início em outubro de 2004 e término entre 2005 e 2006, como pode ser observado nas fotos da época da obra mostradas abaixo. Nas primeiras etapas da obra, em 08 de outubro de 2004 (Figura 23), pode-se ver a obra em seu estado inicial e movimentações de terra.

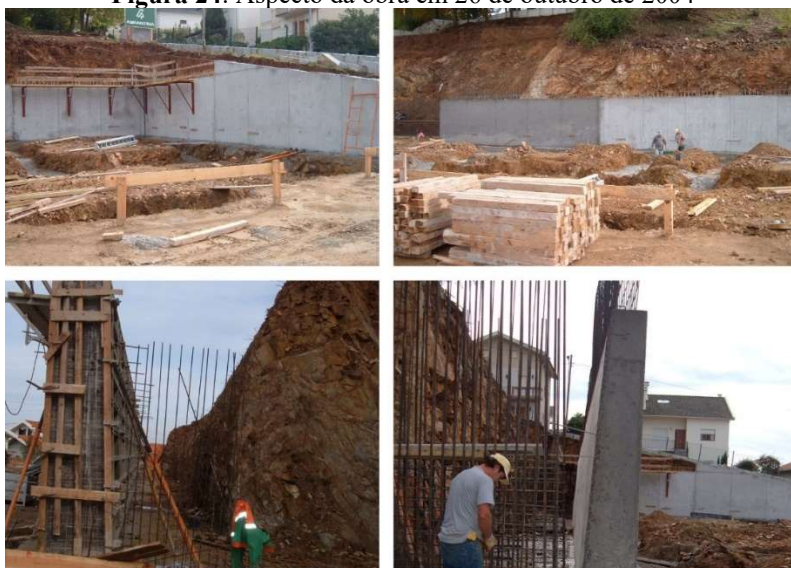
Figura 23: Fase inicial da obra – 08 de outubro de 2004



Fonte: Arquivo da obra (2004)

Em sequência, a Figura 24 apresenta a obra 18 dias após as imagens mostradas acima, onde é possível ver a execução dos muros de suporte denominado no projeto como M_1 e M_2 .

Figura 24: Aspecto da obra em 26 de outubro de 2004



Fonte: Arquivo da obra (2004)

Nas fotos tiradas em novembro de 2004 (Figura 25), pode-se notar o progresso da obra e, também, os detalhes executivos dos muros de suporte, como a utilização de pintura betuminosa e tela pitonada, pelo que se entende que o muro tenha um sistema de drenagem.

Figura 25: Aspecto da obra em novembro de 2004



Fonte: Adaptado do arquivo da obra (2004)

Na Figura 26 é possível notar o encurvamento da estrutura na região central do muro já na finalização do aterro no seu tardo.

Figura 26: Foto lateral do muro em novembro 2004



Fonte: Adaptado do arquivo da obra (2004)

3.5 Inspeção *in loco*

No dia 24 de fevereiro de 2022 foi realizada uma inspeção *in loco* com o intuito de fazer um levantamento de dados, medidas uma análise das patologias encontradas no muro M₁, a qual posteriormente para a medição do grau de risco em que a estrutura se encontra, de acordo com o método FMEA explicado anteriormente no item 2.5.1. Além disso, também foram coletadas amostras deformadas do solo do aterro deformadas para posterior caracterização pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), explicado no item 2.6.4.

A primeira etapa da inspeção consistiu na formulação da ficha de inspeção, de forma que as principais patologias encontradas em muros de suporte de concreto armado, segundo a literatura, estivessem presentes. A ficha de inspeção foi elaborada adaptando as tabelas de severidade, ocorrência e detecção presentes no artigo de (Cruz et al., 2020), cuja proposta para a utilização do sistema FMEA aplicado para muros de suporte em concreto armado, como é mostrado no Anexo 3.

Durante a inspeção *in loco* foram realizadas medições da estrutura com o objetivo de compará-las com as medidas de projeto, como mostrado na Tabela 17, e a inspeção visual das patologias.

Tabela 17: Comparativo de medidas encontradas *in loco* e em projeto

	Medidas <i>in loco</i>	Medidas do projeto
Espessura superior	25 cm	25 cm
Comprimento total	21,53 m	Não há informação
Deformação máxima no coroamento	24 cm	-
Altura do tardo	11,80 m	11,80 m

A Figura 27 apresenta a deformação na região central do muro, que pôde ser medida com o auxílio de um fio esticado, e a medição realizada com a fita métrica.

Figura 27: Deformação do muro



As Figura 28, Figura 29 e Figura 30 apresentam as fissuras e o descolamento do concreto que puderam ser identificadas com a inspeção visual, que posteriormente, foram consideradas para a análise de risco da estrutura.

Figura 28: Identificação das patologias: fissuras e descolamento do concreto



Figura 29: Identificação de patologias: fissuras



Figura 30: Identificação de patologias: fissuras



Na Figura 31 observa-se a presença de agentes biológicos na superfície da estrutura.

Figura 31: Identificação de patologia: agentes biológicos



Na Figura 32 pode-se ver a formação de eflorescências na face exterior do tardo do muro.

Figura 32: Identificação de patologia: eflorescência



Assim, a fim de realizar um diagnóstico mais completo, além das medições e da inspeção visual, foram realizados ensaios não destrutivos e semi-destrutivos como profundidade da carbonatação com a utilização de fenolftaleína, avaliação da dureza superficial do concreto com o uso do esclerômetro, e a determinação da posição das armaduras e seus respectivos recobrimentos com o pacômetro.

3.5.1.1 Profundidade da carbonatação

A carbonatação do concreto sucede quando o dióxido de carbono existente na atmosfera, na presença de água, reage com os minerais existentes no concreto, produzindo assim carbonetos. A formação de carbonetos leva a uma diminuição do pH do concreto,

acontecendo assim a despassivação das armaduras, nesse sentido, a carbonatação significa assim que as armaduras deixam de estar protegidas pelo ambiente alcalino do concreto, estando mais expostas a possíveis fenómenos de corrosão (Félix, 2016).

A determinação da profundidade de carbonatação por meio de um indicador químico colorimétrico de mudança de pH é um método semi-quantitativo e o mais difundido para a determinação da espessura e da frente de carbonatação, devido à sua praticidade e baixo custo (Cafange, 2011). De um modo geral, a fenolftaleína é o indicador de pH mais empregado no meio científico devido à facilidade de uso, rapidez na realização do ensaio, custo baixo e precisão relativamente boa (Silva, 2007).

Segundo Gouveia (2010) a avaliação da profundidade de carbonatação é um dos ensaios *in loco* mais importantes que se podem executar, permitindo determinar a que distância do paramento se encontra a frente carbonatada, que corresponde à linha limite da zona onde o dióxido carbono reduziu a alcalinidade do material para valores de pH detectáveis pela viragem do indicador de fenolftaleína (pH entre 8 a 10). Trata-se de um ensaio de fácil execução, que deve respeitar a Especificação LNEC E 391 (1993), embora esta se aplique a ensaios laboratoriais. De acordo com a LNEC E 391 (1993) é medida a profundidade de carbonatação, a qual corresponde à distância média, medida em milímetros, desde a superfície do concreto até à frente carbonatada, com $5\% \pm 0,1\%$ de CO_2 , $60\% \pm 5\%$ de umidade relativa à temperatura de $23\text{ °C} \pm 3\text{ °C}$.

Na determinação da profundidade de carbonatação, aplicou-se uma solução alcoólica de fenolftaleína com concentração de 1% com o auxílio de um borrifador, sobre uma superfície recém exposta de aproximadamente 3 cm de profundidade total (Figura 33), logo após a extração com martelo. A amostra de concreto extraída do muro se apresentou incolor, indicando a presença de carbonatação, como mostra a Figura 34.

Figura 33: Amostra de concreto extraída do muro



Figura 34: Reação da fenolftaleína em amostra de concreto recém extraída



3.5.1.2 Posição e recobrimento das armaduras

Conforme Pedroza (2018), o ensaio de pacometria consiste no uso de um aparelho chamado pacômetro, que através de ondas eletromagnéticas de baixa frequência, localiza barras de aço no interior do concreto, para estimar a sua posição em relação à superfície da sonda. Além disso, o ensaio de pacometria auxilia na determinação da espessura do recobrimento, e até mesmo o diâmetro da própria barra. O pacômetro baseia-se no princípio em que a presença do aço afeta o campo magnético de um eletroímã.

O alcance de medição depende do diâmetro do varão e do tamanho do detector, podendo ir até 360 mm, com uma precisão ± 2 mm ou 5% até 75% do alcance (BS 1881: Part 204, 1988).

É válido ressaltar que o pacômetro pode não trazer resultados satisfatórios quando a estrutura contém uma grande quantidade de armaduras, que devido a proximidade das barras, o aparelho não consegue fazer a leitura corretamente pela interferência magnética da proximidade das barras, logo, o aparelho também não detecta barra sobrepostas (Pedroza, 2018).

O ensaio foi realizado em uma área localizada na face exterior do tardo do muro a uma altura de aproximadamente 1,30m em relação ao solo, e consistiu em movimentar o pacômetro lentamente sobre a superfície do muro, no sentido perpendicular aonde as barras se encontram, fazendo o caminho de ida e volta lentamente, sem remover o aparelho da superfície da estrutura até terminar o procedimento, como mostra a Figura 35.

O pacômetro possibilita detectar a posição e a direção das armaduras, as suas dimensões e recobrimento, sendo as informações mostradas no visor digital do aparelho. Assim, quando este detectava uma barra de aço, ele emitia um alerta sonoro, e também visual, correspondente ao eixo da armadura, mostrando, também, o valor de recobrimento encontrado naquela posição, dado em mm.

Figura 35: Posicionamento do pacômetro durante o ensaio e os recobrimentos identificados



Os valores de recobrimento das armaduras verticais e horizontais identificados com o pacômetro ao final do ensaio são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18: Valores de recobrimento de armaduras identificados com o pacômetro em centímetros

Recobrimentos	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Horizontal	70	70	68	62	58	60	63	58	40
Vertical	62	58	53	50	44				

Os valores obtidos com o ensaio passam por um tratamento que inclui a determinação do valor médio, do desvio padrão e do coeficiente de variação dos parâmetros, uma vez que o ensaio pode apresentar incerteza, como explicado anteriormente. Assim, os dados tratados são mostrados na Tabela 19.

Tabela 19: Valores de recobrimento médio, desvio padrão e coeficiente de variação

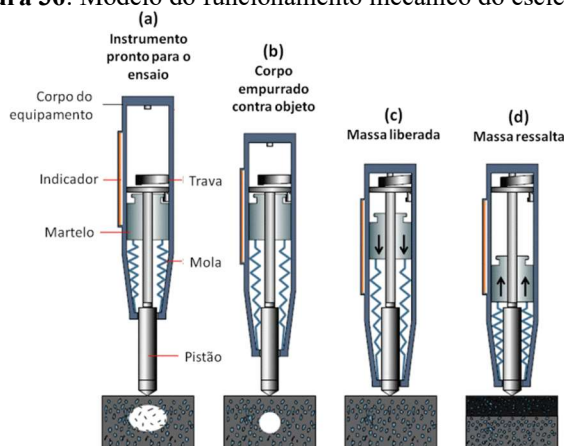
	Recobrimento médio	Desvio padrão	Coef. Variação
Horizontal	62	8,672	13,99%
Vertical	53	6,986	13,18%

O valor de recobrimento apresentado no detalhamento dos projetos de estabilidade é de 30 mm para a face exterior do tardo, e a NP EN 1992-1-1 (2010) recomenda um recobrimento de armaduras mínimo de 25 mm e recobrimento nominal de 35 mm para projetos em concreto armado nessas condições, como explicado acima no item 3.3.1. Assim, tem-se que os valores de recobrimento encontrados *in loco* são superiores aos especificados nos projetos de estabilidade e aos recomendados pela NP EN 1992-1-1 (2010).

3.5.1.3 Avaliação da dureza superficial do concreto

Conforme Júlio (2005) explica, o ensaio *in loco* de avaliação da dureza superficial do concreto foi desenvolvido nos anos 40 do século XX por Ernest Schmidt, utilizando um aparelho de medição que ficou conhecido por “esclerômetro de Schmidt” (Figura 36).

Figura 36: Modelo do funcionamento mecânico do esclerômetro



Fonte: Pereira & Medeiros (2012)

O ensaio, normalizado pela NP EN 15504-2 (2003), consiste em disparar uma massa conhecida, com uma energia igualmente conhecida, contra a superfície do elemento de concreto e medir o recuo da mesma, traduzido num valor designado como índice esclerométrico, o qual baseia-se no fato de a dureza superficial do concreto ser correlacionável empiricamente com a sua resistência à compressão, que é dado pela construção de curvas de correlação.

Pereira & Medeiros (2012) explicam o procedimento do ensaio, sendo que primeiramente o êmbolo é colocado em contato com a superfície do concreto de modo a deslocar a massa metálica por dentro do tubo cilíndrico e a mola padrão é estendida. Quando a massa metálica chega ao final do tubo, um dispositivo do aparelho a libera de modo que, pela ação da mola, ela se choca no êmbolo e rebota em certo grau. Pelo efeito do choque, a massa retorna gerando um índice indicado por um cursor que se move ao longo de uma escala graduada.

O índice esclerométrico é proporcional a distância percorrida pela massa no rebote e a resistência do concreto é diretamente proporcional à distância a que a massa é refletida no interior do aparelho após o choque (Pereira & Medeiros, 2012), sendo que quanto maior for a dureza do concreto, menos energia é absorvida pelo material e mais energia é retornada ao sistema massa-mola, provocando maiores repiques, ao passo que quanto menos duro for o concreto, o efeito inverso ocorre, isto é, mais energia é transmitida a superfície do concreto e menor será o repique medido pelo esclerômetro (Marvilar et al., 2019).

Neste sentido, estima-se a resistência do concreto através de tabelas e curvas fornecidas pelo fabricante do esclerômetro, que correlaciona resistência à compressão de corpos-de-prova com seus respectivos índices esclerométricos (Castro, 2009). A Tabela 20 mostra a correspondência entre valores de resistência à compressão do concreto e os valores para índice esclerométrico.

Tabela 20: Resistência à compressão em função do Índice Esclerométrico

Índice Esclerométrico	Resistência à Compressão (MPa)
<20	<10
20 a 30	10 a 20
30 a 40	20 a 35
40 a 50	35 a 50
>50	>50

Fonte: Castro (2009)

Segundo Pereira & Medeiros (2012) deve-se atentar que as leituras através do esclerômetro são sensíveis às variações locais no concreto, especialmente a agregados e buracos próximos da superfície e ainda a descontinuidades próximas da área ensaiada, sendo os fatores que mais influenciam os resultados são o tipo de acabamento da superfície, tipo de agregado, inclinação do esclerômetro, carbonatação das camadas mais externas do concreto, idade da estrutura, umidade e tipo de cimento além do proporcionamento do concreto.

É importante ressaltar que o ensaio com esclerômetro não deve ser visto como um substituto para os ensaios de determinação da resistência do concreto, mas sim como um método para determinar a uniformidade das estruturas de concreto *in loco*, para delinear zonas de qualidade deficiente ou de concreto deteriorado e para comparar um concreto com outro, e com uma correlação adequada, pode fornecer uma boa estimativa da resistência (Sampaio, 2010).

3.5.1.3.1 Metodologia do ensaio

Após a determinação da posição das armaduras, explicado no item 3.5.1.2, o ensaio foi executado conforme os procedimentos da NP EN 15504-2 (2003), se iniciando com a calibração do esclerômetro utilizando uma bigorna em aço com dureza mínima de 52 HRC e uma massa de 16 ± 1 kg, com diâmetro de aproximadamente 150 mm, como mostra a Figura 37.

Figura 37: Calibração do esclerômetro com a bigorna

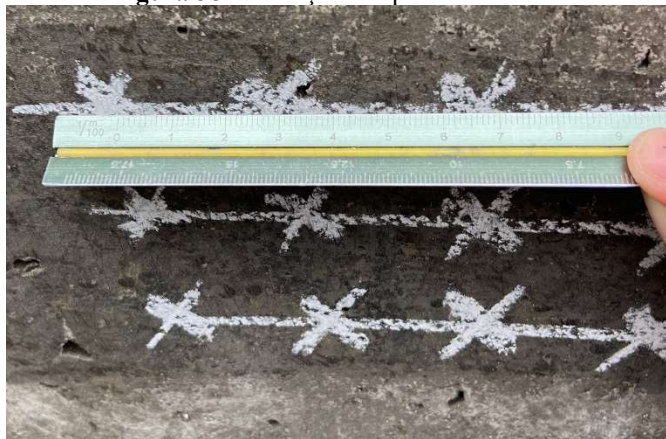


Na sequência, as três áreas de ensaio foram escolhidas de forma a evitar regiões com buracos, superfícies muito rugosas ou muito porosas, e áreas com concentração de armaduras, que foram preparadas por meio do polimento com uma pedra abrasiva. Sendo que a ABNT NBR 7584 (2012) recomenda que em elementos estruturais com grandes volumes de

concreto, devem ser avaliadas pelo menos duas áreas de ensaio, localizadas, preferencialmente, em faces opostas.

Posteriormente, as marcações foram feitas de acordo com a indicação da NP EN 15504-2 (2003), sendo que para cada área de ensaio devem ser feitos no mínimo nove leituras, assegurando que quaisquer dois pontos do ensaio não estejam afastados mais de 25 mm e que nenhum esteja a menos de 25 mm da margem. Além disso, a NP EN 15504-2 (2003) recomenda em nota que é preferível desenhar uma grelha regular de linhas afastadas de 25 mm a 50 mm, assumindo as intersecções das linhas como pontos de ensaio, como mostra a Figura 38.

Figura 38: Marcação dos pontos de ensaio



Assim, na sequência, o esclerômetro foi pressionado contra a superfície, nos pontos marcados, como mostra a Figura 39.

Após o impacto, o ponteiro indicativo, localizado na escala do esclerômetro, fornece os índices esclerométricos para cada impacto.

Figura 39: Execução do impacto com o esclerômetro



Após a realização do ensaio nas três áreas, foi realizada uma calibração final do esclerômetro com a bigorna e os seus valores coletados.

3.5.1.3.2 Análise dos resultados

Após a execução do ensaio *in loco*, inicia-se a avaliação dos dados coletados. A primeira etapa consiste no cálculo do Fator de Correção (FC) dos índices esclerométricos, dado pela Equação 25:

$$FC = \frac{\text{Mediana da calibração inicial}}{\text{Calibração do fabricante}} \quad (25)$$

Posteriormente, o Índice Esclerométrico Corrigido (IEC) é determinado pela multiplicação dos índices esclerométricos (IE), dado pela mediana dos valores coletados no ensaio, e o Fator de Correção (FC), como mostra a Equação 26:

$$IEC = IE \times FC \quad (26)$$

Assim, o cálculo da Resistência à Compressão do Concreto *in loco* (Fr) foi realizado conforme a NP EN 13791 (2008), seguindo as seguintes condições:

Se $20 \leq IEC \leq 24$, então, utiliza-se a Equação 27:

$$Fr = 1,25 \times I.E.C - 23 \quad (27)$$

Se $24 \leq IEC \leq 50$, então, utiliza-se a Equação 28:

$$Fr = 1,73 \times I.E.C - 34,5 \quad (28)$$

É válido ressaltar que a NP EN 13791 (2008) recomenda que se mais de 20% das leituras encontradas diferirem em mais de seis unidades da mediana do conjunto, está leitura deve ser eliminada, assim, no presente estudo todas as leituras puderam ser utilizadas.

Logo, obtiveram-se os seguintes resultados, apresentados na Tabela 21, sendo a resistência do concreto à compressão igual a 19,74 MPa para a área de ensaio na parte superior do muro, e para a primeira área de ensaio na parte inferior, e 17,87 MPa para a segunda área de ensaio na parte inferior do muro.

Tabela 21: Valores de resistência à compressão do concreto *in loco* (Fr)

Ensaio com Esclerômetro de Schmidt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Índice Esclerométrico (IE)	Nº ≠ Mediana > 6	% de Valores Dif.	Índice Esclerométrico Corrigido (IEC)	Resistência do Concreto à compressão <i>in situ</i> (Fr) Mpa
Calibração Inicial	74	72	74	72	75	74	74	74	76	74	0	0%		
Ensaio - superior	28	28	29	27	30	28	29	31	29	29	0	0%	31,35	19,74
Ensaio - inferior 1	30	29	30	27	32	30	27	28	28	29	0	0%	31,35	19,74
Ensaio - inferior 2	26	26	25	26	35	34	32	28	28	28	1	10%	30,27	17,87
Calibração final	77	73	76	76	76	77	76	74	74	76	0	0%		

A Tabela 22 mostra o valor de calibração do fabricante e o valor do Fator de Correção (FC) utilizados para os cálculos.

Tabela 22: Valores de calibração do fabricante e fator de correção

Calibração fabricante	80
Fator de correção (FC)	1,081

Tendo em vista que conforme o especificado no memorial descritivo e nos projetos de estabilidade a resistência do concreto utilizado deveria ser classe C 20/25, pode-se dizer que os valores encontrados no ensaio *in loco* estão abaixo das especificações de projeto, mas podem ser tratados como aceitáveis, uma vez que o ensaio depende de fatores executivos e a fórmula geral da NP EN 13791 (2008) trata-se de uma correlação entre o índice de ressalto, obtido a partir do ensaio de determinação do Índice Esclerométrico, e a resistência à compressão resultado do ensaio de carotes, desta forma, a curva base é deslocada para um nível apropriada, determinado pelo ensaio de carotes.

3.5.2 Análise do grau de risco do muro de suporte

A partir do diagnóstico das patologias encontradas na inspeção *in loco*, foi possível realizar a análise do risco do muro de suporte pelo método FMEA, explicado no capítulo 2.5.1, que consiste em fazer um agrupamento das patologias mais frequentes em muros de suporte em concreto armado de acordo com o grupo de origem, sendo estes:

- Patologias no concreto;
- Patologias por erros de projeto;

- Patologias por erros de execução;
- Patologias nas armaduras;
- Patologias no solo;
- Patologias por deficiência no sistema drenante.

Para quantificar e qualificar as falhas em graus de severidade, ocorrência e detecção, e definir índices de risco para cada uma delas, utilizou-se como base o método de aplicação do FMEA para muros de suporte conforme R. B. C. Cruz et al. (2020). Assim a primeira etapa do método consistiu em realizar a classificação das patologias com a utilização de um índice de 1 a 5 para severidade, ocorrência e detecção destas, então, com o produto destes índices, conforme a Equação 15 explicada no item 2.5.1, foi obtido o Número de Prioridade do Risco (RPN - *Risk Priority Number*).

Então para cada grupo de falhas, e seu respectivo efeito foi possível hierarquizar os níveis de risco da estrutura para cada efeito como resultado da multiplicação do índice de severidade, ocorrência e detecção, como mostrado no Anexo 4.

3.6 Caracterização geotécnica

Como explicado anteriormente no item 2.6, o sistema de classificação utilizado para caracterização do solo depende principalmente da consideração da análise granulométrica dos solos e os Limites de Atterberg. Neste sentido, foram realizados ensaios em laboratório, com amostras de solo deformadas, para a determinação da densidade das partículas, determinação dos Limites de Liquidez e de Plasticidade e análise granulométrica do solo.

3.6.1 Determinação da densidade das partículas

A determinação da densidade das partículas (ρ_s) foi realizada a partir do método do picnômetro, conforme a CEN ISO/TS 17892-3 (2004).

O ensaio, que foi realizado duas vezes, se iniciou com a preparação da amostra, que foi seca em estufa com temperatura entre $105\text{ °C} \pm 5\text{ °C}$ até a constância da massa. Em seguida, foram determinadas as massas do picnômetro seco e limpo (m_0), do picnômetro com o líquido de controle (água destilada) (m_1), do picnômetro limpo e seco com a amostra (m_2) e do picnômetro com água destilada e a amostra saturada (m_3) com o auxílio de uma balança.

O ar presente no recipiente foi removido a partir do aquecimento da amostra, que foi fervida suavemente por pelo menos 10 minutos enquanto o picnômetro era agitado ocasionalmente para auxiliar em a remoção de ar. Na sequência, a amostra aquecida foi esfriada até a temperatura ambiente.

Assim, com todas as massas necessárias para o cálculo determinadas, utilizou-se a Equação 14 e obtiveram-se os resultados apresentados na

Tabela 23.

Tabela 23: Densidade das partículas

NÚMERO DO PICNÔMETRO		213 (pc100)	295 (pc100)
m3	Picnômetro+água destilada (g)	131,70	130,38
m5	Picnômetro+provetete+água destilada (g)	140,49	138,06
-	Cápsula nº.	1	2
A	Peso da cápsula (g)	33,93	31,09
B	Provetete seco + cápsula (g)	47,95	43,45
m4=B-A	Provetete seco (g)	14,02	12,36
t	Temperatura do ensaio	14,8	14,8
K	Razão entre as densidades da água à	1,001	1,001
d	Densidade das partículas	2,683	2,644
MÉDIA DAS DENSIDADES DAS PARTÍCULAS		2,66	

3.6.2 Determinação dos Limites de Atterberg

Os ensaios para a determinação dos limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade), explicados em 2.6.2, foram realizados conforme a norma portuguesa NP-143 (1969).

3.6.2.1 Limite de Liquidez

O ensaio teve início com a preparação da amostra, que consistiu utilizar 100 g do material passante na peneira de 420 μm , o qual foi amassado com água destilada até que se formasse uma pasta homogênea e consistente. Então, uma quantidade suficiente do material foi transferida para a concha do aparelho de Casagrande, anteriormente calibrado, de forma que a massa fosse moldada de tal forma que, a parte central da concha, apresente uma espessura de aproximadamente 1 cm, como mostra a Figura 40.

Figura 40: Amostra na concha de Casagrande



O procedimento se repetiu sucessivamente para mais três amostras com maior quantidade de água destilada adicionada. Os teores em água das quatro amostras ensaiadas foram escolhidos de modo que o número de pancadas necessárias para unir as bordas do sulco variassem entre 10 e 40, e se distribuíssem, em dois ensaios, abaixo de 25 e, em outros dois, acima.

Assim, foram anotados o número de pancadas para cada um dos ensaios para que, posteriormente, fosse traçada uma curva que relaciona o teor em água de cada um dos provetes com o correspondente número de pancadas. Desta forma, o limite de liquidez é dado pelo teor em umidade correspondente a 25 pancadas, obtido pela interpolação na curva traçada.

O resultado, expresso em porcentagem, é igual a 31%, e é apresentado de forma mais detalhada no Anexo 5.

3.6.2.2 Limite de Plasticidade

Utilizou-se 20 g de material passante na peneira de 420 μm , que foi amassado com uma espátula com água destilada, até que a massa se apresentasse suficientemente plástica. Então, formou-se uma pequena bola, que foi rolada sobre uma placa de vidro até obter forma de um cilindro com cerca de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento, como mostra a Figura 41.

Figura 41: Cilindro com cerca de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento



O método foi repetido até que, por perda de umidade, o cilindro se fragmenta ao atingir as medidas necessárias. Assim, logo após o rompimento do cilindro, este é transferido para um recipiente para a determinação do teor em água. O procedimento foi realizado para quatro amostras.

O resultado é dado pela média dos teores em água determinados para os quatro provetes, com valor igual a 26%, como apresentado no Anexo 5.

Com isso, o Índice de Plasticidade (IP), calculado pela Equação 18, como explicado em 2.6.2, é igual à 5. Desta forma, conforme a classificação de Jenkins, tem-se que o solo em questão pode ser considerado como “fracamente plástico”, pois IP é maior que 1 e menor que 7.

3.6.3 Análise granulométrica do solo

3.6.3.1 Peneiramento

Para o método de peneiramento, foram utilizadas peneiras em conformidade com a ISO 3310-1 e a ISO 3310-2 e recipiente de fundo. Foram utilizadas as peneiras com aberturas: 125 mm, 63,0 mm, 40,0 mm, 20,0 mm, 10,00 mm, 5,0 mm, 4,0 mm, 2,0 mm, 1,0 mm, 0,500 mm, 0,250 mm, 0,075 mm e 0,063 mm.

O método do ensaio para a análise granulométrica do solo, conforme explicado em 2.6.3, é baseado na CEN ISO/TS 17892-4 (2004) e ilustrado pelo fluxograma apresentado no Anexo 6. O ensaio iniciou-se com a preparação da amostra, previamente seca em estufa e separada por esquarteamento. A massa do provete seguiu a recomendação de massas mínimas para a peneiração, como mostrado na Tabela 24.

Tabela 24: Massas mínimas recomendadas para peneiração

Diametro da partícula D₉₀ (mm)	Massa mínima requerida por peneira (g)
0,5	50
1,0	100
4,0	150
6,0	350
8,0	600
16,0	2500
22,4	5000
31,5	10000
45,0	20000
63,0	40000
75,0	56000

Fonte: CEN ISO/TS 17892-4 (2004)

O peneiramento foi feito de forma mecânica por 10 min, e então o material retido num dado peneiro representa a fração do solo com dimensão superior à da malha desse peneiro e inferior à do peneiro precedente. Este material retido foi pesado para averiguar que porcentagem representa do peso total da amostra, sendo que as massas não devem exceder os valores indicados na Tabela 25.

Tabela 25: Massas máximas de solo retidas em cada peneira

Abertura nominal	Massa máxima na peneira de diâmetro		Tamanho nominal da malha	Massa máxima na peneira de diâmetro
	450 mm	300 mm		200 mm
mm	Massa (kg)	Massa (kg)	mm	Massa (g)
5,0	1,0	0,50	0,038	20
5,6	1,0	0,50	0,063	25
6,3	1,5	0,75	0,125	35
8,0	1,7	0,9	0,150	40
10,0	2,0	1,0	0,212	50
11,2	2,2	1,2	0,250	50
14,0	3,0	1,5	0,300	50
16,0	3,5	1,7	0,355	60
20,0	4,0	2,0	0,425	75
22,4	4,5	2,2	0,500	70
28,0	6,0	2,5	0,600	75
31,5	6,5	3,0	0,710	80
37,5	8,0	3,5	1,18	100
45,0	9,0	4,0	1,4	125
50,0	10,0	4,5	2,0	200
63,0	11,0	5,0	3,35	300
			4,0	300

Fonte: CEN ISO/TS 17892-4 (2004)

Para a peneiração fina (peneiras inferiores a 2,0 mm), o procedimento realizado foi a partir da peneiração úmida pela lavagem do material que foi previamente preparado com agente defloculante (solução de hexametáfosfato hexassódico, aproximadamente 2 g/l), em uma peneira de 2 mm encaixada em uma de 0,063 mm até a água sair límpida, sendo que o material que passa no peneiro de 0,063 mm de abertura foi desprezado. Este material retido na peneira de 0,063 mm foi então seco em estufa, pesado e então peneirado com as peneiras de 1,0 mm, 0,500 mm, 0,250 mm, 0,075 mm e 0,063 mm.

Os resultados do ensaio são apresentados no Anexo 7.

3.6.3.2 Sedimentação

O método do ensaio de sedimentação, explicado em 2.6.3, seguiu os procedimentos indicados pela CEN ISO/TS 17892-4 (2004), sendo aplicado para a porção da amostra que passa pela peneira de abertura 0,063 mm. Todas as leituras do densímetro, cálculos e calibrações previamente executadas foram empregues com a parte decimal da leitura multiplicada por 1000.

A norma indica a utilização de agente dispersante para garantir que as partículas de solo estejam soltas, utilizou-se, então, como agente dispersante 100 ml de hexametáfosfato hexassódico, com concentração de aproximadamente 40 g/l. O espécime do solo, de 50,13 g, foi colocado em um frasco cônico e misturado com uma centrífuga por cerca de 20 minutos.

A amostra de solo preparada foi transferida para a peneira de 0,063 mm colocada sobre um fundo metálico, e as partículas finas foram lavadas através da peneira utilizando um jato de água, cuja quantidade não excedeu 800 ml.

Na sequência, a amostra passante pela peneira foi transferida para o cilindro de medição (modelo Simax) e feita até o 1 litro pela marca de graduação com água e o material retido na peneira foi transferido para um recipiente e seco em um forno.

Um cilindro de sedimentação deve ser preparado com uma solução de referência que consiste em um dispersante de 100 ml solução e 900 ml de água, sendo que este cilindro deve ser tratado de forma idêntica ao cilindro que contém a suspensão do solo e será utilizado como referência.

Posteriormente, o cilindro que continha o solo foi agitado vigorosamente até que a suspensão total seja obtida, de forma que fosse girado cerca de 60 vezes em 2 minutos. Então,

o cilindro foi colocado de volta e o temporizador foi iniciado, ao mesmo tempo, o densímetro foi imerso em suspensão possa flutuando livremente.

Foram realizadas leituras para os tempos de 0,5 min, 1min, 2min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 60 min, 120 min, 360 min, 1440 min e 2820 min.

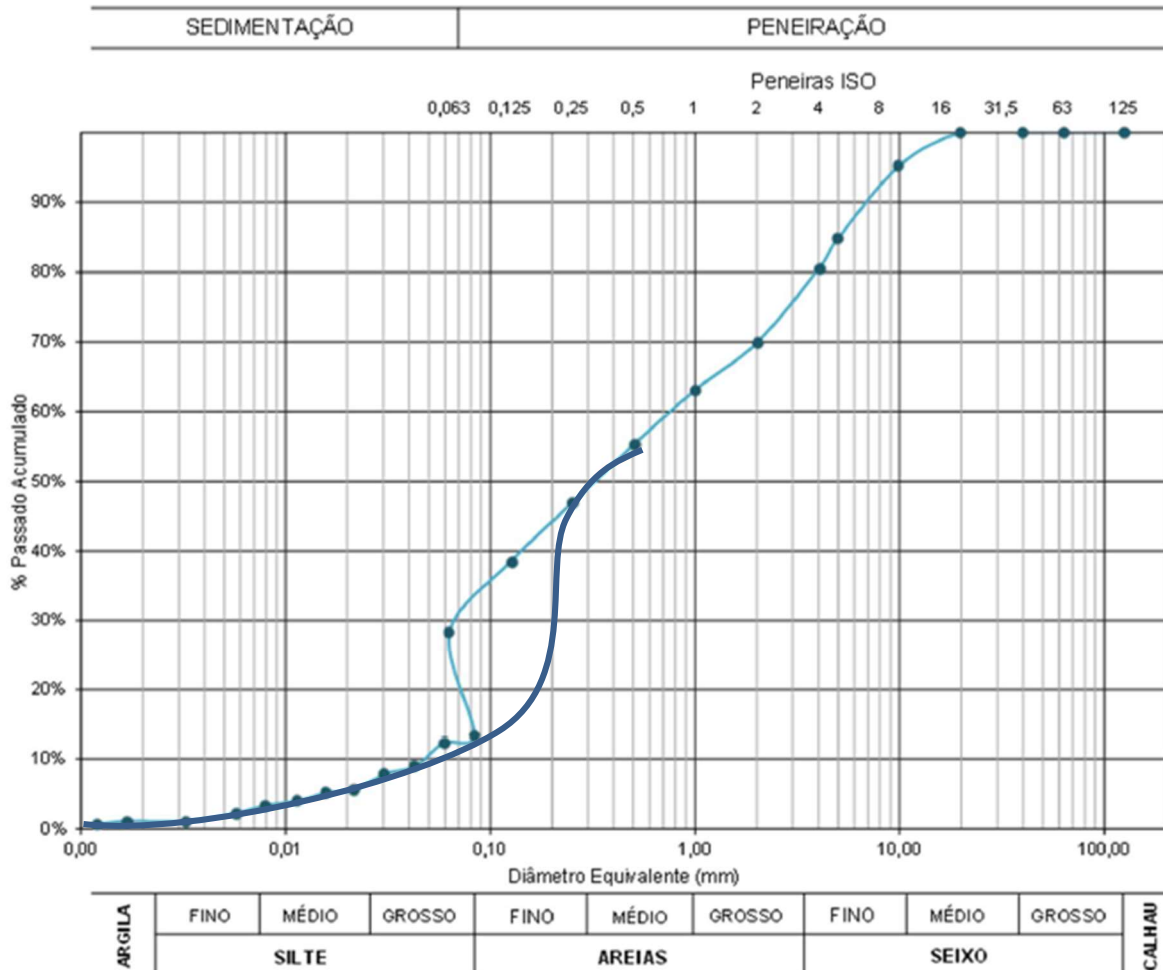
Ao final do ensaio, a leitura do hidrômetro foi corrigida, de acordo com a temperatura de ensaio, e assim, os cálculos foram realizados conforme explicado em 2.6.3, para o método de sedimentação do hidrômetro. O valor de densidade utilizado no ensaio de sedimentação foi obtido pelo procedimento descrito em 3.6.1.

Os valores das leituras do densímetro e a fração do diâmetro equivalente das partículas é apresentada no Anexo 8.

3.6.3.3 Curva granulométrica

Como explicado em 2.6.3, o resultado dos ensaios de peneiramento e sedimentação é representado graficamente na curva granulométrica, sendo que no eixo das abcissas são plotados os diâmetros das partículas, em escala logarítmica, e no eixo das ordenadas a porcentagem passante acumulada, em escala aritmética, como mostra a Figura 42.

Figura 42: Curva granulométrica



Pode-se notar que a curva granulométrica apresenta um salto na transição entre os métodos laboratoriais, que pode ocorrer pela diferença do tratamento dos dados nos ensaios. O ensaio de sedimentação é considerado um método indireto, uma vez que utiliza uma correlação matemática entre a densidade e o diâmetro equivalente das partículas, e o método da peneiração é considerado um método direto, uma vez que utiliza dados de medições para a plotagem da curva.

3.6.4 Classificação do solo pelo SUCS

Como explicado anteriormente em 2.6.4, o SUCS baseia-se na identificação dos solos de acordo com as qualidades de textura e plasticidade, a partir dos ensaios de granulometria e índices de Atterberg.

Assim, a classificação iniciou-se pela análise da curva granulométrica, sendo que o solo em questão apresenta menos de 50% de passantes na peneira nº 200 (0,075 mm), logo trata-se de um solo grosso, e, como mais de 50% do material é passante na peneira nº 4 (1,6 mm), o solo pode ser classificado inicialmente como areia, identificado pela letra “S”.

Na sequência, obtiveram-se os valores de Coeficiente de uniformidade (C_u) e coeficiente de curvatura (C_c), iguais à 15,625 e 0,125, respectivamente, confirmando que a curva é não uniforme e o solo em questão é mal graduado, classificado com a letra “P”

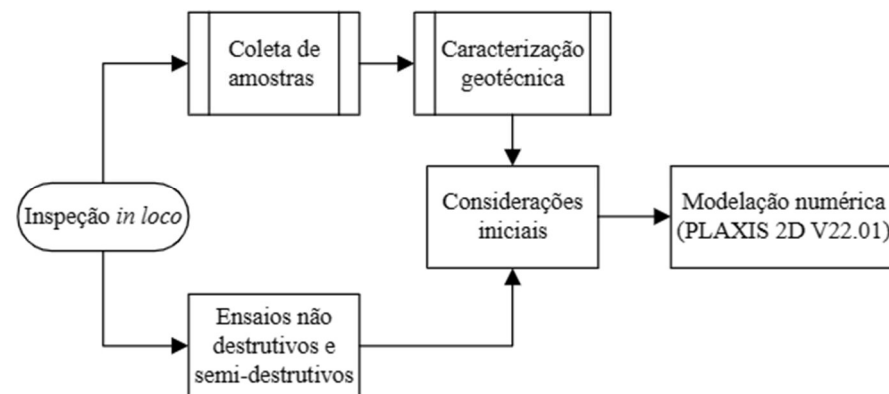
Com isso, analisou-se o teor de finos do solo, que é maior que 12%, então utilizou-se a Carta de Plasticidade de Casagrande, e assim, tem-se que o solo em questão se trata de um solo siltooso de baixa com baixa compressibilidade, identificado pelas letras “ML”.

Pela análise da curva granulométrica, obtiveram-se os valores para a fração de solos finos, a fração de solos grossos, a fração de pedregulhos e, por fim, a fração de areia. Desta forma, tem-se que a classificação final do solo é dada pelas letras “SP-SM”, sendo denominado como uma areia mal graduada com silte e pedregulho.

4. Modelação numérica

Com o diagnóstico e amostras coletadas na inspeção *in loco*, foi possível obter informações para definir as considerações iniciais sobre a estrutura e o solo que foram utilizadas na entrada de dados no PLAXIS 2D e assim possibilitar a modelagem numérica no programa, como apresentado na

Figura 43: Fluxograma da metodologia da modelagem numérica



4.1 Considerações iniciais

4.1.1 Estrutura do muro

Como o concreto armado é um material regido pela Lei de Hooke, utilizou-se o modelo linear elástico para os cálculos da estrutura, como explicado no item 2.7.1.1. A estrutura do muro é em concreto armado com classe C20/25, desta forma tem-se que o Coeficiente de Poisson é igual a 0,2 e o modulo de elasticidade, segundo a ABNT NBR 6118 (2004), é dado pela Equação 29:

$$E = \alpha_E \times 5,6 \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \text{ (MPa)} \quad (29)$$

Onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto e α_E é o coeficiente relacionado ao agregado graúdo. Assim, considerando que o agregado graúdo utilizado seja de granito ou gnaisse, é igual a 1,0.

O módulo de elasticidade, segundo a NP EN 1992-1-1 (2010), é dado pela Equação 30:

$$E = 22 \times ((f_{ck} + 8)/10)^{0,3} \text{ (MPa)} \quad (30)$$

Desta forma para um f_{ck} igual a 17 Mpa, obtiveram-se os valores de 23,089 Mpa e 28,960 Mpa pela Equação 32 e pela Equação 33, respectivamente. Neste sentido, considerando o pior caso (módulo de elasticidade menor), utilizou-se o valor obtido pela Equação 32, igual a 23,089 MPa. Este valor de resistência foi adotado visto que os resultados do ensaio com o esclerômetro, apresentado no item 3.5.1.3, apresentaram variações um uma das áreas.

4.1.2 Solo

Conforme explicado em 2.6.5, os parâmetros físicos do solo foram adotados segundo a literatura e a classificação do solo coletado *in loco*, sendo que os valores do Coeficiente de Poisson e o módulo de elasticidade para o solo de aterro foram retroanalizados.

Neste sentido, tem-se que:

- O solo, classificado como areia mal graduada com silte e pedregulho (SP-SM), possui ângulo de atrito igual a 35° , e o modelo de cálculo utilizado foi o Mohr-Coulomb;
- O solo do aterro possui a mesma classificação do solo natural, pois é o solo retirado no corte;
- Os valores de coesão são iguais a 5 kN/m^2 para o solo natural e $0,0001 \text{ kN/m}^2$ para o solo de aterro que foram adotados.
- O valor do peso específico do solo é igual a 19 kN/m^3 ;
- O valor do ângulo de atrito na interface solo-muro igual a $2\phi'/3$ é representado pelo parâmetro R_{inter} , igual a 0,67.
- O módulo de elasticidade do solo natural é igual a 200.000 kN/m^2 ;
- O Coeficiente de Poisson para o solo natural é igual a 0,35.

4.2 PLAXIS 2D V22.01

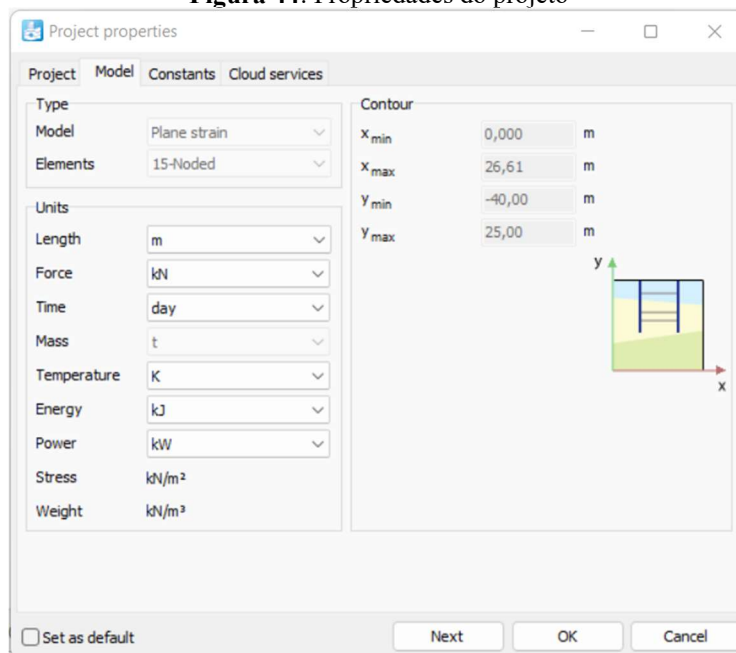
4.2.1 Input

4.2.1.1 Propriedades do projeto

A primeiras etapas da modelagem são feitas a partir dos dados de entrada no *PLAXIS 2D V22.01*, e consistem em escolher os tipos de modelo e elementos da malha, definir as propriedades dos solos, os elementos estruturais e de interface, bem como as análises de drenagem e as condições de contorno, criar a malha de elementos finitos, estabelecer as condições de fluxo e sequenciar as fases da construção, como explicado na seção 2.7.1.1.1.

Assim que se inicia o programa, uma aba é aberta para que se escolham as propriedades do projeto, como mostra a Figura 44. Foram, então, escolhidos o modelo de cálculo em estado plano de deformação, o tipo de elementos da malha, com 15 nós, e os limites do projeto.

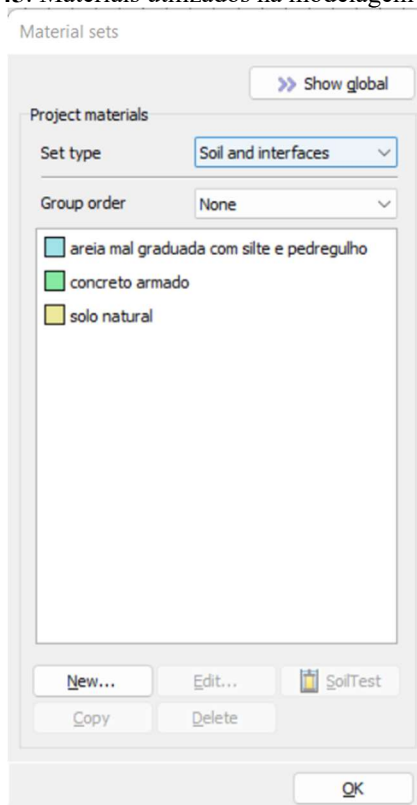
Figura 44: Propriedades do projeto



4.2.1.2 Materiais

Após a definição das propriedades do projeto, foram criados três materiais diferentes para serem atribuídos aos limites do solo natural, do solo de aterro e da estrutura do muro, como mostra a Figura 45.

Figura 45: Materiais utilizados na modelagem numérica



As propriedades dos materiais e os parâmetros utilizados são apresentados na Tabela 26, sendo que os valores identificados com asterisco foram retroanalizados.

Tabela 26: Propriedades dos materiais

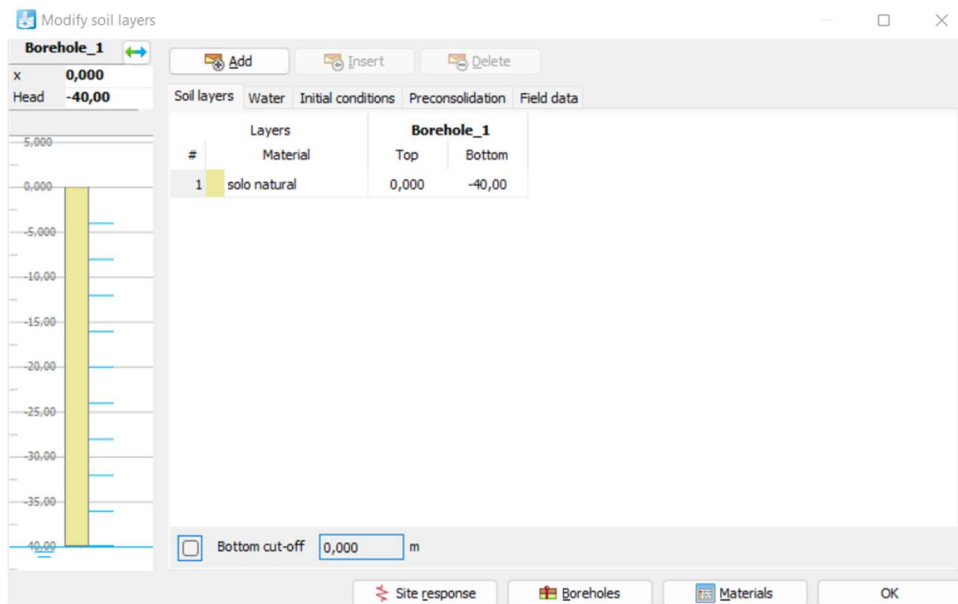
	Concreto armado	Solo - aterro	Solo - natural
Análise	Elástico linear	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Peso específico (kN/m³)	25,0	19,0	19,0
Modulo de elasticidade (kN/m²)	23,09E6	2950*	200E3
Coefficiente de Poisson	0,2	0,37*	0,35

4.2.1.3 Camadas do solo e nível freático

O subsolo foi definido por meio da função *boreholes* (furos de sondagem), e, então, o material identificado como “solo natural” foi atribuído (Figura 46). O limite inferior do solo foi adotado de forma que não interferisse nos cálculos, uma vez que não há informações suficientes, e o nível d’água freática utilizado foi o *Global level (default)*, que analisa a

distribuição da pressão dos poros na camada do solo como sendo gerada de acordo com o nível global da água da fase considerada.

Figura 46: Estratigrafia do subsolo

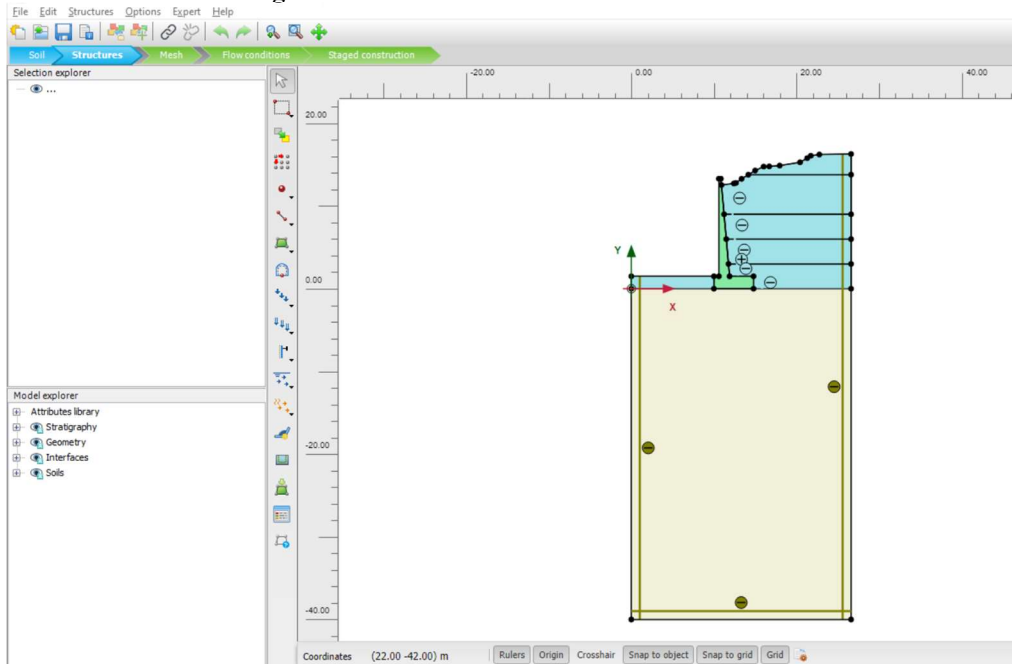


4.2.1.4 Geometria

Os elementos estruturais e as camadas de aterro foram definidas a partir da criação de pontos e linhas a partir das funções *create point* e *create line*, respectivamente. Posteriormente, os limites criados foram preenchidos a partir da função *create soil polygon*, e então, os materiais foram atribuídos. A interface foi definida a partir da função *create interface* e, a partir de um clique com o botão direito do *mouse*, o material foi atribuído. Além disso, foram aplicadas condições de contorno *default* dadas como bordas laterais e inferior indeslocáveis.

A geometria final é apresentada na Figura 47.

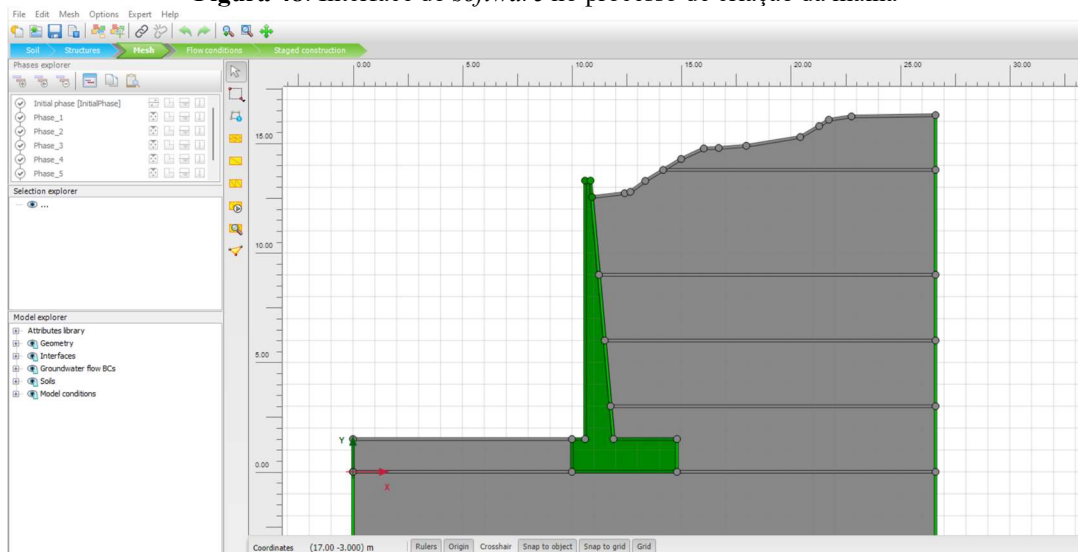
Figura 47: Geometria da estrutura e camadas de aterro



4.2.1.5 Criação da malha

A malha é determinada pelos tipos de elementos definidos na seção *soil* e na seção *structures*. O tamanho da malha utilizado foi o *default* e o refinamento da malha foi feito na estrutura e na interface solo-estrutura, podendo ser identificado com coloração verde, como mostrado na Figura 48.

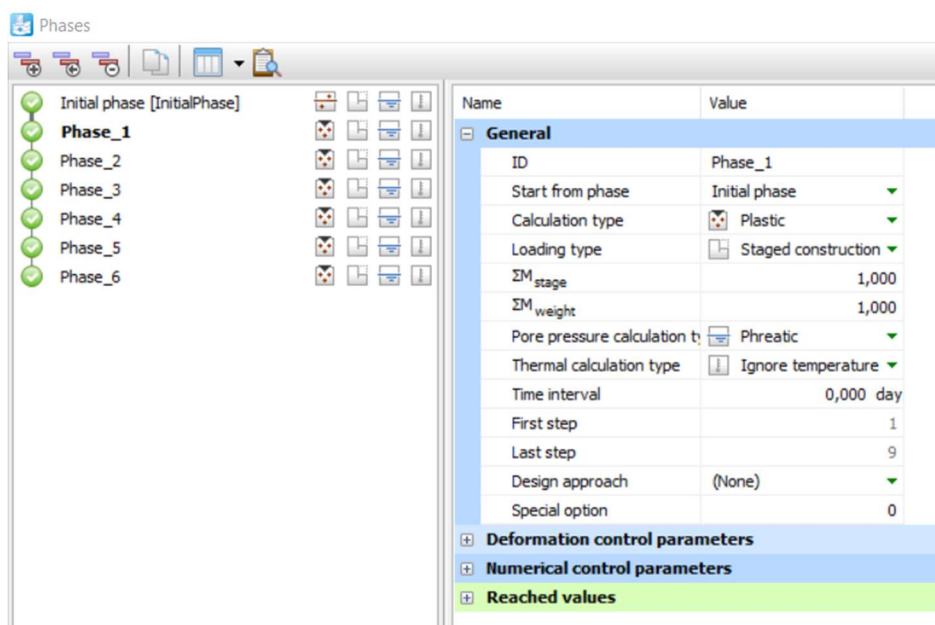
Figura 48: Interface do software no processo de criação da malha



4.2.1.6 Staged construction

Na aba *staged construction*, as fases da construção do muro e do aterro foram criadas (Figura 49), com o comando *add phase*. Todas as fases são dependentes da fase anterior, aderindo as deformações anteriores para os cálculos em sequência, e as configurações utilizadas foram as *default*, optando pelo modelo *plastic calculation*, que se trata de uma análise geral de deformação, como explicado no item 2.7.

Figura 49: Criação das fases da construção



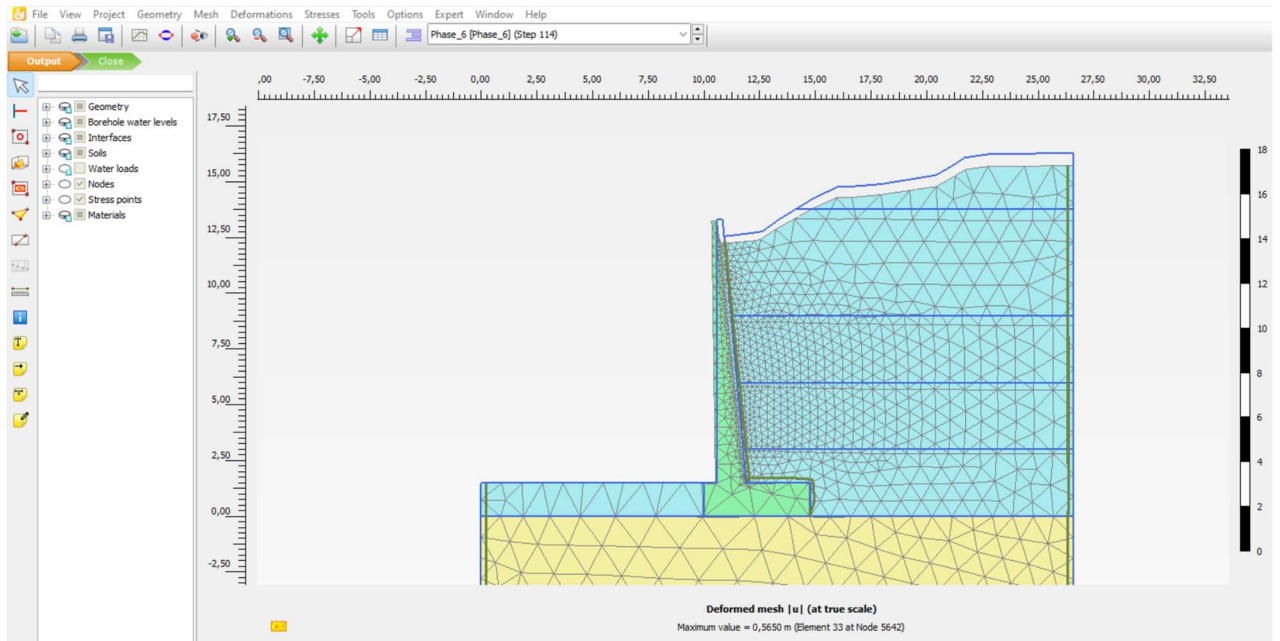
Neste sentido, a visualização das fases da construção é apresentada no Anexo 9.

Após a finalização das fases, utilizou-se o comando *calculate* para o cálculo das deformações e esforços, e após a finalização dos cálculos, os resultados são apresentados na área *output*.

4.2.2 Output

Como explicado em 2.7.1.1.2, os resultados das análises podem ser visualizados através do *output*, sendo a interface mostrada na Figura 50.

Figura 50: Interface do *output* do PLAXIS 2D V22.01



5. Resultados e discussão

5.1 Análise do grau de risco do muro de suporte

A partir da metodologia explicada no item 3.5.2, obtiveram-se os resultados apresentados no Anexo 4. Como explicado em 2.5.1, FMEA é uma metodologia que objetiva avaliar e minimizar riscos por meio da análise das possíveis falhas e implantar ações para aumentar a confiabilidade, sendo que é usualmente mais utilizado na melhoria de processos e produtos industriais, logo, a aplicação para a Engenharia Civil, mais especificamente para muros de suporte, possui limitações.

Para as patologias no concreto, o grau de risco obtido foi médio, dado que 5 das 8 patologias foram identificadas a partir da inspeção *in loco* e do ensaio com fenolftaleína realizado.

Para o grupo de patologias associadas a erros de projeto, o grau de risco foi classificado como alto, tendo em vista que o projeto estrutural do muro não atende às recomendações da literatura, que indica uma altura máxima de 5 metros de altura para muros de flexão sem contrafortes e sem tirantes. Além disso, os projetos apresentam divergência entre si e falta de informações, incluindo medidas.

As patologias relacionadas a erros de execução apresentam grau de risco médio, uma vez que o desempenho da estrutura é abaixo do esperado apresentando deformações excessivas.

Para falhas relacionadas a patologias nas armaduras, o grau de risco identificado é médio, dado que as armaduras apresentam despassivação por carbonatação, constatado a partir do ensaio com fenolftaleína.

Patologias relacionadas ao solo e a deficiências no sistema drenante não apresentaram risco, pois não foram identificadas sobrecarga por mudança de uso, infiltração de água e carreamento de solo, sobrecarga não prevista, falhas no sistema de drenagem superficial ou sobrecarga devido acúmulo de água no tardo da estrutura.

Neste sentido, tem-se que o FMEA, apesar de usualmente mais utilizado para processos e produtos industriais, pode ser aplicado para muros de suporte, quantificando a

criticidade da estrutura de forma satisfatória, devendo ser complementado por ensaios *in loco* e em laboratório com a coleta de amostras.

5.2 Modelação numérica

A partir dos procedimentos explicados no capítulo 4, os valores para o coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade para o solo do aterro foram retroanalizados de forma que a deformação na direção horizontal do coroamento do muro fosse a mais próxima de 24 cm, conforme encontrada *in loco*.

O valor final para o coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade para o solo do aterro foram 0,37 e 2950 kN/m², respectivamente.

O valor reatrolisado para o módulo de elasticidade do solo de aterro é consideravelmente inferior ao valor adotado com base na literatura para o solo natural, isto porque este valor depende da pressão a que o solo está confinado, e de fatores como dureza da partícula, granulometria e grau de compactação. Assim, visto que não se possuem informações sobre a execução do aterro, conclui-se que o valor retroanalizado pode estar diretamente relacionado a compactação sem controle.

Para esses valores, a deformação na direção x encontrada com o *PLAXIS 2D V22.01* foi igual a 0,2433 metros, como mostra a Figura 51, sendo que o nó 1772 indicado, mostrado na Figura 52, coincide com o ponto em que a deformada foi medida *in loco*, com valor igual a 0,24 metros.

Figura 51: Deformação na direção horizontal do coroamento do muro em cores

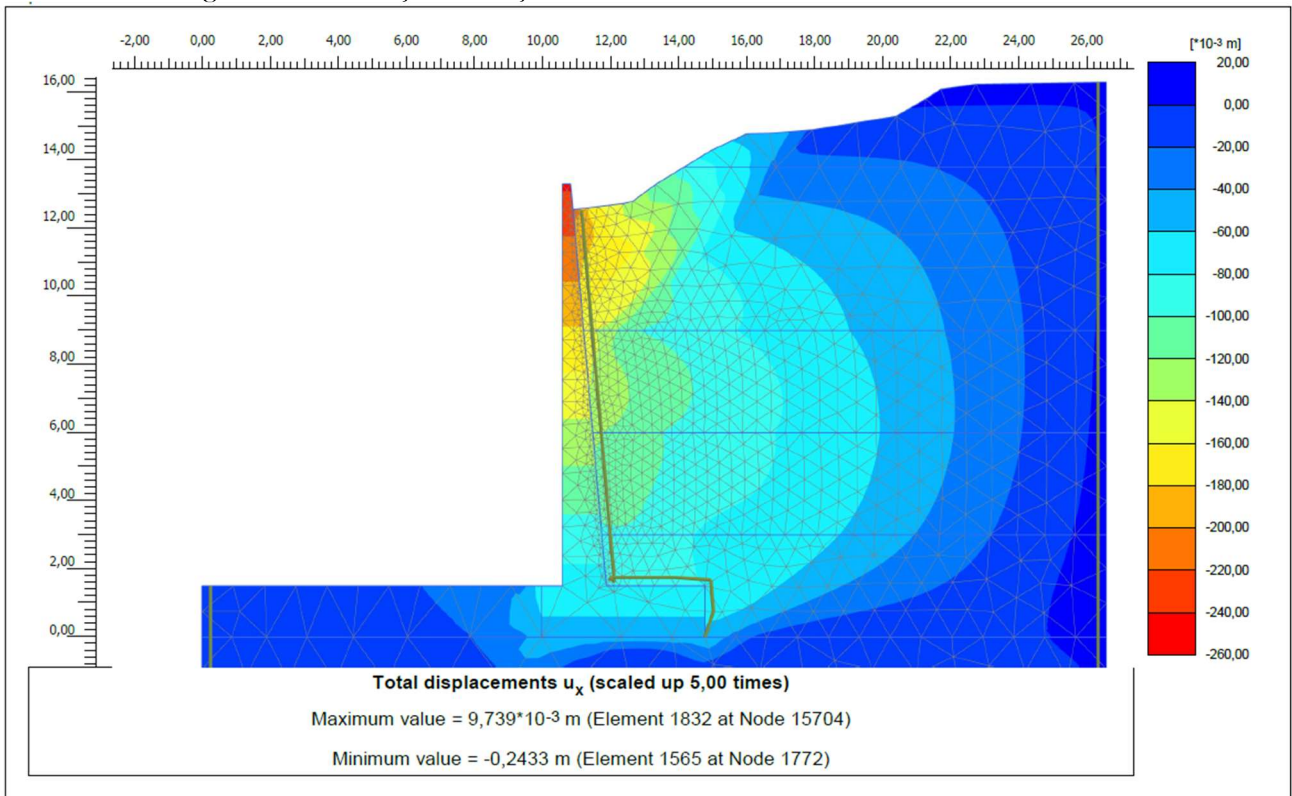
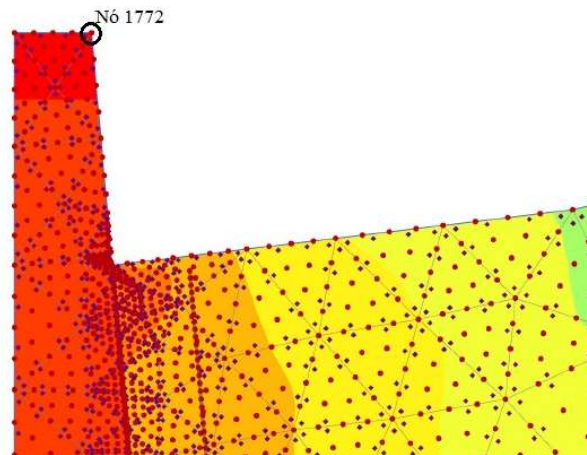
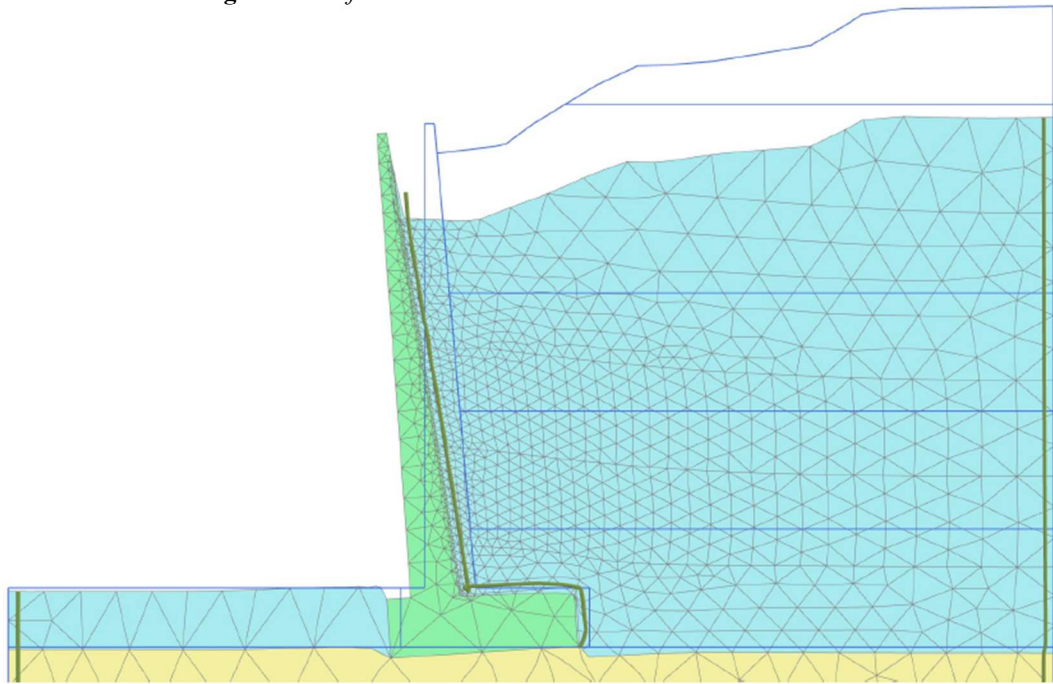


Figura 52: Localização do nó 1772 no coroamento do muro



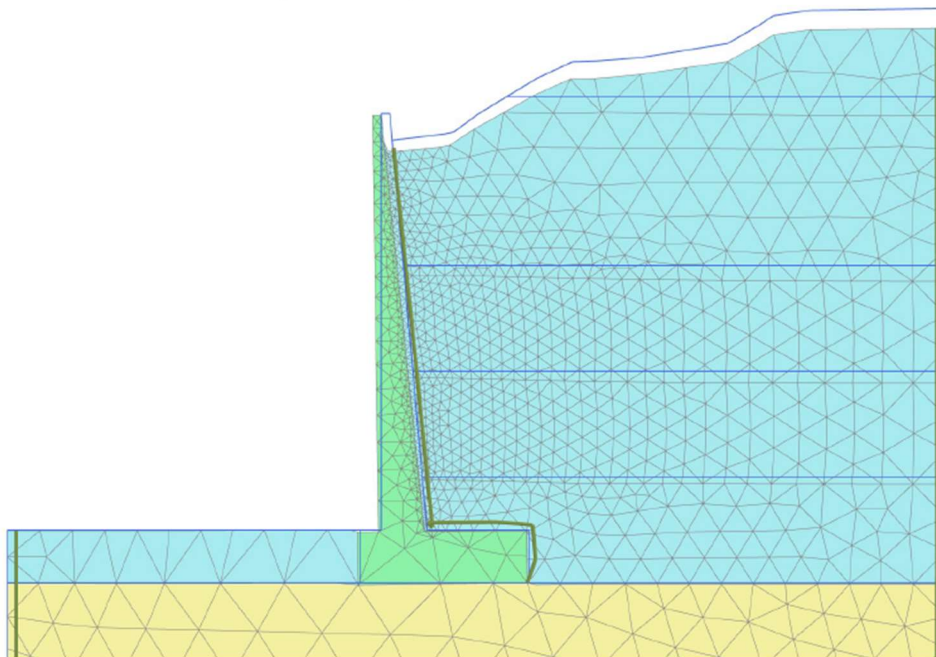
Além disso, o software disponibiliza outros resultados, como a deformada em escala padrão definida pelo programa (Figura 53) ou escala real (Figura 54).

Figura 53: *deformed mesh* em escala aumentada 5 vezes



Deformed mesh |u| (scaled up 5,00 times)

Figura 54: *Deformed mesh* em escala real



Deformed mesh |u| (at true scale)

6. Conclusões

Este trabalho possuiu como principal objetivo retroanalisar um muro de suporte de terras de grande dimensão, construído em concreto armado na cidade de Seia, em Portugal, buscando avaliar os fatores que ocasionaram a deformação da estrutura pela utilização do Método dos Elementos Finitos com o software *PLAXIS 2D V22.01*. De forma complementar, avaliou-se o grau de risco da estrutura do muro pelo método FMEA, a partir da inspeção e análise de patologias encontradas *in loco*.

Assim, para o presente trabalho, avaliou-se inicialmente as falhas de projeto encontradas, sendo que foram identificadas divergências entre os cortes, faltando indicação da localização destes na estrutura. Além disso, faltam informações como o comprimento total do muro, suas fundações e o memorial descritivo da obra não apresenta detalhamento sobre a execução do muro e o aterro envolvente. Também pode-se dizer que o projeto apresenta inconformidade em relação as recomendações da literatura, que indica uma altura máxima de 5 metros para muros de flexão sem a presença de contrafortes ou ancoragem na base com tirantes.

Na sequência, realizou-se uma inspeção *in loco* para a análise da deformada, coleta das patologias e ensaios para a verificação da profundidade da carbonatação, da posição e recobrimento das armaduras, e da avaliação da dureza superficial do concreto, assim, após as análises, utilizou-se o método FMEA para a avaliação do grau de risco da estrutura, e, então pôde-se concluir:

- O muro apresenta grau de risco médio para as patologias no concreto, visto que apresenta carbonatação que foi identificada a partir do ensaio com fenolftaleína;
- Para as patologias associadas a erros de projeto, o muro apresenta grau de risco alto, uma vez que, conforme já explicado, foram identificadas divergências, falta de informações e desconformidade com as recomendações da literatura;
- O muro apresenta grau de risco médio para as patologias associadas a erros de execução, uma vez que a estrutura apresenta desempenho inferior ao esperado;
- O muro apresenta grau de risco médio para as patologias nas armaduras, visto que apresenta despassivação por carbonatação;

- Por fim, as patologias relacionadas ao solo e a deficiências no sistema drenante não apresentam risco a estrutura, pois não foram identificadas sobrecarga por mudança de uso, infiltração de água e carreamento de solo, sobrecarga não prevista, falhas no sistema de drenagem superficial ou sobrecarga devido acúmulo de água no tardo da estrutura.

Neste sentido, pode-se dizer que o método FMEA apresenta uma classificação do grau de risco para muros de suporte satisfatória, mas, é necessário ter em vista que se trata de uma metodologia utilizada para processos e produtos que foi adaptada para muros de suporte, então, deve ser utilizada como uma ferramenta complementar a outras análises, sendo que no caso deste estudo, que foi utilizada complementando a retroanálise pela modelação numérica.

A modelação numérica foi feita no *software PLAXIS 2D V22.01*, e, conclui-se que o modelo de cálculo adotado para o concreto, que foi o linear-elástico, o qual considera que o material é rígido perfeitamente pela Lei de Hooke, e por isso, os únicos parâmetros de resistência utilizados para o cálculo foram o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, assim, a resistência real do concreto não é utilizada pelo *software* para os cálculos.

No caso do solo, foram adotadas condições de contorno para os cálculos, como por exemplo, pela falta de informações, optou-se pela desconsideração da pressão dos poros gerada pelo nível da água da freática. Por essa razão, os cálculos gerados apresentam valores que possuem um grau de incerteza pelas suas limitações.

Pela retroanálise, foi possível concluir que o valor final de 0,37 para o Coeficiente de Poisson do solo representa uma razão entre a deformação horizontal e a deformação no sentido do carregamento, e o valor final de 2950 kN/m² para o módulo de elasticidade do solo, que é consideravelmente inferior ao valor adotado com base na literatura para o solo natural, está associado a fatores como dureza da partícula, granulometria e grau de compactação, logo, este pode estar diretamente relacionado a compactação sem controle, dado que as informações sobre a execução do aterro e as informações do solo são desconhecidas.

Desta forma, tem-se que as patologias e a deformação encontradas no muro de suporte são decorrentes de erros de projeto e possíveis erros de execução, assim, ressalta-se a importância da atenção a projetos estruturais com o devido detalhamento e com todas as informações necessárias para evitar imprecisões durante a execução. Além disso, é importante frisar o detalhamento do memorial descritivo da obra, que deve incluir os detalhes executivos,

e o controle executivo por parte do engenheiro responsável, que deve fiscalizar todas as etapas construtivas a fim de evitar futuros problemas e, até mesmo, o colapso da estrutura.

6.1 Desenvolvimentos futuros

Na sequência do presente trabalho seria interessante realizar algumas das seguintes oportunidades para trabalhos futuros:

- Realizar uma modelação tridimensional incluindo os travamentos laterais do muro, de forma a obter mais detalhes e informações a partir da modelagem;
- Realizar ensaios *in loco* e em laboratório com amostras indeformadas com o intuito de obter os parâmetros reais do solo e compará-los com os valores retroanalizados deste trabalho;
- Realizar uma campanha de inspeções *in loco* das patologias, avaliando o agravamento e surgimento de novas e acompanhando o desempenho estrutural do muro, juntamente com um plano de manutenção periódica e, caso necessário, propor soluções de reforço e reabilitação para o muro.
- Realizar o dimensionamento do muro a partir do diagrama de esforços obtidos pela modelação numérica e avaliar as diferenças entre o projeto executado e a nova proposta de dimensionamento.

REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 6118. (2004). Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 7584. (2012). Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 11682. (2009). Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Andrade, A. C. O. T., Dantas, E. S., Dias, L. K. L., Araújo, M. E. P., & Silva, M. J. (2013). Geotecnia: fundações e obras de terra. Sergipe: Caderno de Graduação Ciências Exatas e Tecnológicas.
- Andrade, T., & Silva, A. J. C. (2005). *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. (G. C. Isaia, Org.). IBRACON.
- ASTM. (1990). ASTM Section 4: Construction. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia: American Society for Testing and Materials.
- Azevedo, Á. F. M. (2003). *Método dos Elementos Finitos* (1º ed). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Barros, P. L. de A. (2017). *Obras de Contenção - Manual técnico*. Jundiaí - SP: Maccaferri.
- Bolina, F. L., Tutikian, B. F., & Helene, P. (2019). *Patologia de estruturas*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Bowles, J. (1997). *Foundation analysis and design* (5º ed, Vol. 1). Peoria, Illinois: McGraw-Hill Companies, Inc.
- BS 1881: Part 204. (1988). Recommendations on the use of electromagnetic covermeters. British Standard.
- Cafange, D. M. P. J. (2011). *Estudo de métodos e medidas auxiliares para o controle da resistência à carbonatação de concretos estruturais de cimento Portland*. São Paulo: Universidade de São Paulo.
- Caputo, H. P. (1996). *Mecânica dos solos e suas aplicações* (Vol. 1). Rio de Janeiro: LTC - Livro Técnicos e Científicos Editora S.A.
- Carvalho, F. C. V. da S. P. M. (2013). *Estudo comparativo de métodos semi-quantitativos de avaliação de risco em contexto ocupacional*. Lisboa: Universidade de Lisboa.
- Carvalho, G., & Almeida, P. de. (2005). *Caracterização Física e Classificação dos Solos*. Juiz de Fora.
- Carvalho, M. M. M. (2014). *Análise fenomenológica da bio-remediação de solos contaminados com compostos orgânicos - perspectiva multidisciplinar*. Porto: Universidade do Porto.
- Castro, E. de. (2009). *Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria*. Uberlândia: Universidade Federal de Uberlândia.

REFERÊNCIAS

- Cavalcante, E. H., & Casagrande, M. D. T. (2006). *Mecânica dos Solos II*. Aracaju, SE: Universidade Federal de Sergipe. Recuperado de <https://ecivilufes.files.wordpress.com/2012/11/notas-de-aula-ufse.pdf>
- Cavaleiro, V. M. P., Riscado, J. F. M. C., & Pais, L. J. A. (2010). Determination of the safety factor of slopes for the granite residual soil in the region of Covilhã, using charts. Londres: 11th IAEG Congress 2010 – Geologically active, International Association of Engineering Geology. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/239730981_Determination_of_the_safety_factor_of_slopes_for_the_granite_residual_soil_in_the_region_of_Covilha_using_charts
- CEN ISO/TS 17892-3. (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 3: Determination of particle density - Pycnometer method. Brussels: European Committee for standardization .
- CEN ISO/TS 17892-4. (2004). Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 4: Determination of particle size distribution. Brussels: European Committee for standardization .
- CISE. (2022). *Aldeias da Montanha*. Recuperado 07/04/2022 de <https://www.aldeiasdemontanha.pt/>: <https://www.aldeiasdemontanha.pt/pt/aldeias/lapados-dinheiros/cise-centro-interpreta%C3%A7%C3%A3o-da-serra-da-estrela/>
- Cruz, P. M. V. A. (2012). *Aplicação do Failure Mode and Effect Analysis (FMEA) na demolição, movimento de terras e execução da estrutura em edifícios*. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Cruz, R. B. C., Santos, F. A., Souza, J. B., Khalil, J. A., Carvalho, R. M. G., & Filho, A. M. (2020). Método para análise do risco em estruturas de arrimo em concreto armado. Guimarães. Recuperado de <http://www.civil.uminho.pt/revista>
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2014). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica* (8^o ed). São Paulo: Cengage Learning .
- Delgado, R. (1987). *Método dos elementos finitos*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Dias, J. A. (2004). *A Análise Sedimentar e o Conhecimento dos Sistemas Marinhos* (1^o ed). Faro: Universidade do Algarve.
- Duncan, J. M., Byrne, P., Wong, K. S., & Mabry, P. (1980). *Strength, stress-strain, and bulk modulus parameters for finite element analyses of stress and movements in soil masses*. Berkeley, California.
- Falconi, F., Corrêa, C. N., Orlando, C., Schimdt, C., Antunes, W. R., Albuquerque, P. J., ... Niyama, S. (2019). *Fundações teoria e prática*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Félix, M. A. A. (2016). *Inspeção e diagnóstico de edifícios de betão armado: estudo e aplicação a um caso prático*. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Fernandes, M. M. (1994). *Mecânica dos Solos* (1^o ed, Vol. 1). Porto: FEUP.
- Fernandes, M. M. (2011). *Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais* (2^o ed, Vol. 1). Porto: FEUP Edições.

REFERÊNCIAS

- Fernandes, M. M. (2015). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica* (2º ed, Vol. 2). Porto: FEUP Edições.
- Ferreira Cardoso, F. (2002). *Sistemas de contenção*. São Paulo.
- Ferreira, F. M. L. (2015). *Caracterização geotécnica de solos de alta montanha*. Covilhã: Universidade da Beira Interior.
- Gerscovich, D. M. S. (2011). *Estruturas de Contenção - Muros de Arrimo*. Recuperado de <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/muros.pdf>
- Gouveia, J. C. M. (2010). *Degradação do betão por fenómenos de carbonatação*. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Guia PMBOK. (2017). *Um Guia do Conhecimento em Gerenciamento de Projetos*. Newtown Square: Project Management Institute.
- ISO 13823. (2008). General principles on the design of structures for durability.
- ISO 31000. (2009). Risk management - Principles and guidelines. International Organization for Standardization.
- Joppert Jr., I. (2007). *Fundações e Contensões de Edifícios* (1º ed). São Paulo: Editora Pini Ltda.
- Júlio, E. N. B. S. (2005). Avaliação in situ da resistência à compressão do betão. *Conference: 2.º Seminário "A Intervenção No Património. Práticas de Conservação e Reabilitação"*. Porto.
- Laboratório Nacional de Energia e Geologia. (2020). *GeoPortal da Energia e Geologia de Portugal*. Recuperado 13/07/2022 de https://geoportal.lneg.pt/pt/dados_abertos/cartografia_geologica/cgp50k/17-D
- Leite, V. B. F. (2021). Análise do comportamento de uma parede diafragma multiescorada – Caso de obra instrumentada. *Universidade Federal Do Rio de Janeiro*. Rio de Janeiro.
- LNEC E 391. (1993). Profundidade de carbonatação. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Logeais, L. (1971). Patologias das fundações. *Crónicas Do Bureau Securitas e Da Socotec*. Institut Technique Du Batiment et des Travaux Publiques.
- Marangon, M. (2018). Empuxos de Terra. *Mecânica Dos Solos II*. Juiz de Fora: Faculdade de Engenharia – NuGeo/Núcleo de Geotecnia.
- Marchetti, O. (2007). *Muros de arrimo* (1º ed). São Paulo: Editora Edgar Blücher Ltda.
- Martins, C. M. V. (2018). *Caraterização laboratorial de solos - Nova normalização*. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Marvilar, M. T., Azevedo, A. R. G., Zanelato, E. B., Alexandre, J., Monteiro, S. N., Aguiar, N. C., & Souza, V. B. de. (2019). Estudo de caso: análise da resistência de estruturas de concreto utilizando o ensaio de esclerometria. Em *ABM Proceedings* (p. 135–141). São Paulo: Editora Blucher. <https://doi.org/10.5151/2594-5327-33138>
- Mazer, W. (2008). Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. Curitiba.
- Molak, V. (1997). *Fundamentals of Risk Analysis and Risk Management*. Cincinnati: CRC Press, Inc.
- Moliterno, A. (1980). *Caderno de Muros de Arrimo*. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda.

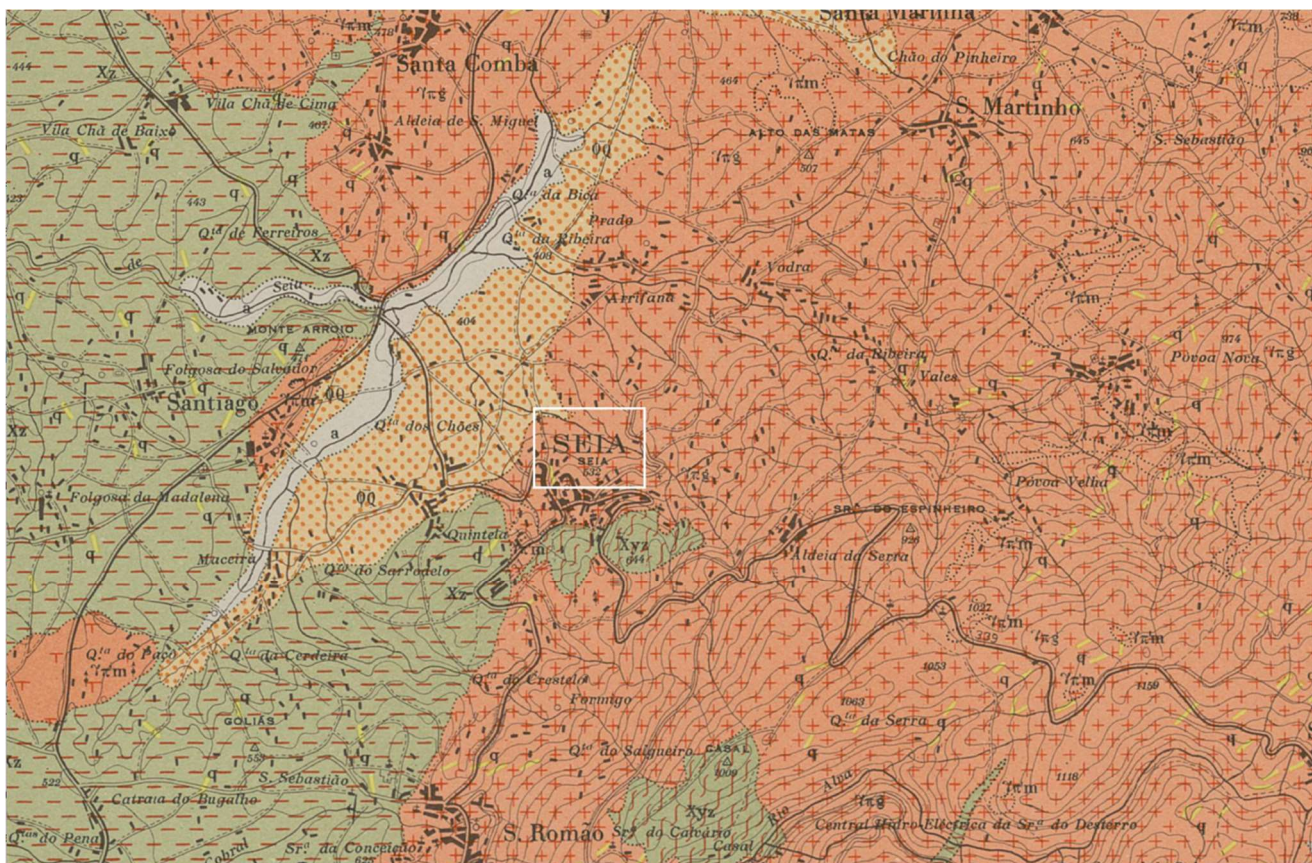
REFERÊNCIAS

- Neville, A. (2001). Consideration of durability of concrete structures: Past, Present and Future.
- NP 4397. (2008). Sistemas de gestão da segurança e saúde do trabalho. Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1992-1-1. (2010). Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão. Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1997-1. (2010). Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico. Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 13791. (2008). Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos prefabricados. Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 15504-2. (2003). Ensaio do betão nas estruturas - Parte 2: Ensaio não destrutivo - Determinação do índice esclerométrico. Instituto Português da Qualidade.
- NP-84. (1965). Solos: determinação do teor em água . Lisboa.
- NP-143. (1969). Solos: determinação dos limites de consistência. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Nunes, M. S. (2010). *Fundamentos de Mecânica dos Solos*. Belo Horizonte: INSTITUTO POLITÉCNICO - IPUC.
- Pedroza, L. F. M. (2018). *Avaliação do desempenho do ensaio não destrutivo de pacometria para verificação do cobrimento e posicionamento de barras de aço*. Brasília: Centro Universitário de Brasília.
- Pereira, E., & Medeiros, M. H. F. de. (2012, dezembro). Ensaio de “Pull Off” para avaliar a resistência à compressão do concreto: uma alternativa aos ensaios normalizados no Brasil. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 757–780.
- Pinto, C. de S. (2006). *Curso básico de mecânica dos solos* (3º ed). São Paulo: Oficina de Textos.
- Pinto, C. S. (1979). Resistência ao cisalhamento dos solos. *Grémio Politécnico*. São Paulo.
- Porto, M. (2018). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica Classificação dos Solos*. Recuperado 02/04/2022 de <https://marcosporto.eng.br/wp-content/uploads/2018/02/Nota-de-Aula-Classifica%C3%A7%C3%A3o-dos-Solos-1.pdf>
- Rijo, M. (2016). *Mecânica dos Solos e Fundações*. Évora: Universidade de Évora.
- Rodrigues, N. G. L. (2015). *Estudos sobre o ângulo de atrito em solos graníticos residuais*. Covilhã: Universidade da Beira Interior.
- Rodrigues, T. A. (2019). *Caracterização geológico-geotécnica de solos para aplicação em obra de reabilitação de via ferroviária*. Porto .
- Sampaio, C. M. C. P. (2010). *Caracterização do betão através de técnicas não-destrutivas*. Porto: Universidade do Porto.
- Santana, T., & Antão, A. (2006). Impulsos de terras . *Mecânica Dos Solos* . Lisboa: Universidade Nova de Lisboa. Recuperado de http://www2.dec.fct.unl.pt/seccoos/S_Geotecnia/Mecanica_solos_LEG/Sebenta/sebenmsimpulsos17052006.pdf

REFERÊNCIAS

- Santos, C. A. (2019). *Análise comparativa de diferentes métodos laboratoriais na caracterização física de solos utilizados em obras de engenharia civil*. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Santos, E. F. dos. (2006). *Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais*. São Carlos: Universidade de São Paulo.
- Silva, J. P. M. da. (2011). *Os métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na análise de estabilidade de taludes*. Porto: Universidade do Porto.
- Silva, V. M. (2007). *Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida*. São Carlos: Universidade de São Paulo.
- Souza, V. C. M. de, & Ripper, T. (1998). *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: Pini.
- Stamatis, D. H. (2003). *FMEA from Theory to Execution*. Milwaukee: American Society for Quality.
- Tambara Júnior, L. (2020). *Mecânica dos solos avançados e introdução a obras da terra* (1º ed). Indaial: Centro Universitário Leonardo da Vinci – UNIASSELVI. Recuperado de <https://www.passeidireto.com/arquivo/108696147/mecanica-dos-solos-avancados-e-introducao-a-obras-da-terra>
- Toledo, J. C. de, & Amaral, D. C. (2006). *FMEA - Análise do Tipo e Efeito de Falha*. São Carlos: GEPEQ – Grupo de Estudos e Pesquisa em Qualidade.
- van der Sloot, M. (2022a). *PLAXIS - General Information Manual*. Delft: Bentley Systems. Recuperado de <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvision-wiki/46137/manuals---plaxis>
- van der Sloot, M. (2022b). *PLAXIS 2D - Reference Manual*. Delft: Bentley Systems.
- Viana da Fonseca, A. J. P. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto - critérios para o dimensionamento de fundações directas*. Porto: Universidade do Porto.
- Zhang, H. Q., & Hartge, K. H. (1990). Cohesion in unsaturated sandy soils and the influence of organic matter. *Soil Technology*, 3, 311–326.
- Zorzan, L. G., Stresser, C., Boszczowski, R. B., & Passini, L. de B. (2019). *Propriedades e índices físicos dos solos*. Curitiba : Departamento de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná.

ANEXO 1- SEIA NA CARTA GEOLÓGICA DE PORTUGAL



	Granito porfiróide, de grão grosseiro ou grosseiro a médio	} Granito monzonítico	} Rochas eruptivas
	Granito porfiróide, de grão médio ou médio a fino		
	Granito de grão grosseiro, não porfiróide		
	Granito de grão médio ou médio a fino, não porfiróide		

ANEXO 3 – FICHA DE INSPEÇÃO E ANÁLISE DO RISCO DO MURO DE SUPORTE M₁ PELO MÉTODO FMEA

Ficha de inspeção - muro de sustentação de grande dimensão						
Grau de Severidade (S)						
Índice	Severidade (S)	Critério	Falha	SIM	NÃO	
1	Mínima	Danos estéticos, sem comprometimento da estrutura	Manchas superficiais			
2	Pequena	Danos estéticos, com comprometimento mínimo da estrutura	Fissuras			
3	Moderada	Danos iniciais da estrutura, mas não em grau definitivo	Trincas			
			Expansão / lascamento do concreto			
			Falha de execução			
			Despassivação da armadura por carbonatação			
			Fendas			
4	Alta	Danos que afetam o desempenho da estabilidade do muro	Recalque do solo			
			Despassivação por ataque de cloretos			
			Corrosão das armaduras			
			Falhas de projeto no sistema estrutural			
			Deficiência no sistema de drenagem superficial			
5	Muito alta	Deterioração definitiva da estrutura	Deficiência no sistema de drenagem subsuperficial			
			Movimentação de massa de solo			
<p>Rotura do solo</p> <p>Colapso da estrutura</p>						
<p>Para as falhas que afetam a estrutura em um nível inicial de danos estruturais, todavia sem compromê-la em um grau definitivo, quando não tratados com o devido cuidado, tenderão abrir caminho para agentes agressivos. Para estes casos foi considerado nível moderado.</p>						
<p>As falhas que comprometem a estrutura em sua estabilidade, porém não ocasionando danos irreversíveis, e as que a danificam de forma definitiva, chegando ao nível de rutura, foram subdivididas em dois graus de severidade, alta e muito alta, na qual a alta está inclusa falhas que danificam o elemento, mas com possibilidade de atuação para restauro, evitando a sua ruína. E de nível muito alta, pela qual atingiu grau de severidade não sendo possível atuação na estrutura.</p>						
Grau de ocorrência (O)						
Índice	Ocorrência (O)	Incidência	Critério	Falha	SIM	NÃO
1	Remota	5.43E-02	Todas as falhas devido a ocorrência a sobrecarga não prevista no projeto	Sobrecarga por mudança de uso		
2	Pequena	1.16E-01	Falhas devido a execução de aterro e sobrecarga	Falhas de projeto		
				Execução de aterro		
				Desabamento do solo		
3	Moderada	2.03E-01	Todas as ocorrências devido a falha no sistema estrutural	Recalque por sobrecarga devido à mudança de uso		
				Patologias de concreto		
				Corrosão de armadura		
4	Alta	2.72E-01	Todas as falhas em decorrência de dimensionamento insuficiente da base da estrutura	Falhas em execução do sistema estrutural		
				Falhas em projeto estrutural		
5	Muito alta	3.55E-01	Todas as ocorrências as quais foram causadas por acumulação de água	Falhas em projeto estrutural		
<p>Deficiência no sistema de drenagem</p> <p>Recalque por influência da água</p> <p>Falhas em projetos de drenagem</p>						
Grau de detecção (D)						
Índice	Deteção (D)	Critério	Falha	SIM	NÃO	
1	Muito grande	Visual, certamente será detetado	Eflorescência			
2	Grande	Visual por análise minuciosa, quando possibilidade de ser detetado	Falhas no sistema de drenagem superficial			
			Recalque por sobrecarga devido a mudança de uso			
			Dilatação térmica			
3	Moderada	Visual de difícil definição, necessidade de ensaios específicos	Rutura de solos			
			Recalque por influência de água			
			Ataque de sulfatos			
			Falhas de execução			
			Ataque por cloretos			
4	Pequena	Deteção apenas com ensaios	Carbonatação			
			Reação álcali-agregado			
5	Muito pequena	Difícil acesso visual, impossibilidade de determinação anterior a ocorrência	Falhas de projeto de drenagem			
			Falhas de projeto estrutural			
<p>Corrosão de armaduras</p> <p>Falhas no sistema de drenagem superficial</p>						

ANEXO 4 – ANÁLISE DO RISCO DO MURO DE SUPORTE M₁ PELO MÉTODO FMEA

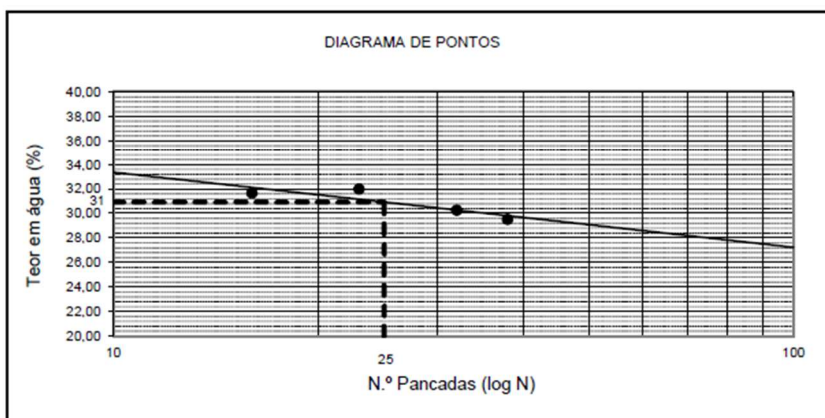
Patologias no concreto								Identificado na inspeção <i>in loco</i> ?	Resultado	
Tipos de falha/Grupo de origem	Critério	Efeito da falha	Severidade	Ocorrência	Deteção	RPN	Grau de risco			
Patologia no concreto	Ataque de sulfatos	Fissuras	2	3	3	18	Baixo	SIM	Grau de risco médio	
		Expansão	3	3	3	27	Médio	SIM		
	Reação álcali agregado	Fissuras	2	3	3	18	Baixo	SIM		
		Trincas	3	3	3	27	Médio	NÃO		
		Fendas	4	3	3	36	Médio	NÃO		
	Dilatação térmica	Eflorescência	Manchas superficiais	1	3	1	3	Baixo		SIM
			Fissuras	2	3	2	12	Baixo		SIM
		Trincas	3	3	2	18	Baixo	NÃO		
Erros de projeto								Identificado na inspeção <i>in loco</i> ?	Resultado	
Tipos de falha/Grupo de origem	Critério	Efeito da falha	Severidade	Ocorrência	Deteção	RPN	Grau de risco			
Erros de projeto	Danos que afetam o desempenho da estabilidade do muro	Falhas em projeto estrutural	4	4	4	64	Alto	SIM	Grau de risco alto	
		Erros de projeto	Sistema drenante inexistente ou mau dimensionado	4	5	4	80	Muito alto		NÃO
	Estrutura insuficiente		4	3	4	48	Médio	SIM		
Erros de execução								Identificado na inspeção <i>in loco</i> ?	Resultado	
Tipos de falha/Grupo de origem	Critério	Efeito da falha	Severidade	Ocorrência	Deteção	RPN	Grau de risco			
Erros de execução	Vícios e defeitos aparentes	Desempenho abaixo do esperado	3	3	3	27	Médio	SIM	Grau de risco médio	
Patologias associadas às armaduras								Identificado na inspeção <i>in loco</i> ?	Resultado	
Tipos de falha/Grupo de origem	Critério	Efeito da falha	Severidade	Ocorrência	Deteção	RPN	Grau de risco			
Patologia na armadura	Corrosão da armadura	Despassivação da armadura por íões de cloreto	4	3	5	60	Médio	NÃO	Grau de risco médio	
		Despassivação da armadura por carbonatação	3	3	3	27	Médio	SIM		
Patologias associadas ao solo								Identificado na inspeção <i>in loco</i> ?	Resultado	
Tipos de falha	Critério	Efeito da falha	Severidade	Ocorrência	Deteção	RPN	Grau de risco			
Patologia no solo	Recalque do solo	Sobrecarga por mudança de uso	4	2	1	8	Baixo	NÃO	Não apresenta risco	
		Infiltração de água e carreamento de solo	4	5	2	40	Médio	NÃO		
	Ruptura do solo	Sobrecarga não prevista	5	2	2	20	Baixo	NÃO		
Patologias associadas ao sistema drenante								Identificado na inspeção <i>in loco</i> ?	Resultado	
Tipos de falha/Grupo de origem	Critério	Efeito da falha	Severidade	Ocorrência	Deteção	RPN	Grau de risco			
Deficiência no sistema drenante	Todas as ocorrências as quais foram causadas por acumulação de água	Falhas no sistema de drenagem superficial	4	5	1	20	Baixo	NÃO	Não apresenta risco	
		Sobrecarga devido acúmulo de água no tardo da estrutura	4	5	5	100	Muito alto	NÃO		

ANEXO 5 – LIMITES DE ATTERBERG

LIMITES DE ATTERBERG

LIMITE DE LIQUIDEZ: LL= 31 %

NÚMERO DO PROVETE		1	2	3	4
m_1	Peso da cápsula (g)	(g) 16,28	16,18	17,23	11,26
m_2	Peso da cápsula + Solo húmido	(g) 39,24	35,74	38,20	29,52
m_3	Peso da cápsula + Solo seco	(g) 33,72	31,00	33,33	25,36
$W_s = m_3 - m_1$	Peso do solo seco	(g) 17,44	14,82	16,10	14,10
$W_w = m_2 - m_3$	Peso da água	(g) 5,52	4,74	4,87	4,16
$w = (W_w / W_s) \times 100$	Teor em água	(%) 31,65	31,98	30,25	29,50
N - NÚMERO DE PANCADAS		16	23	32	38



RESUMO:

LL (%)	31
LP (%)	26
IP(%)=LL-LP	5

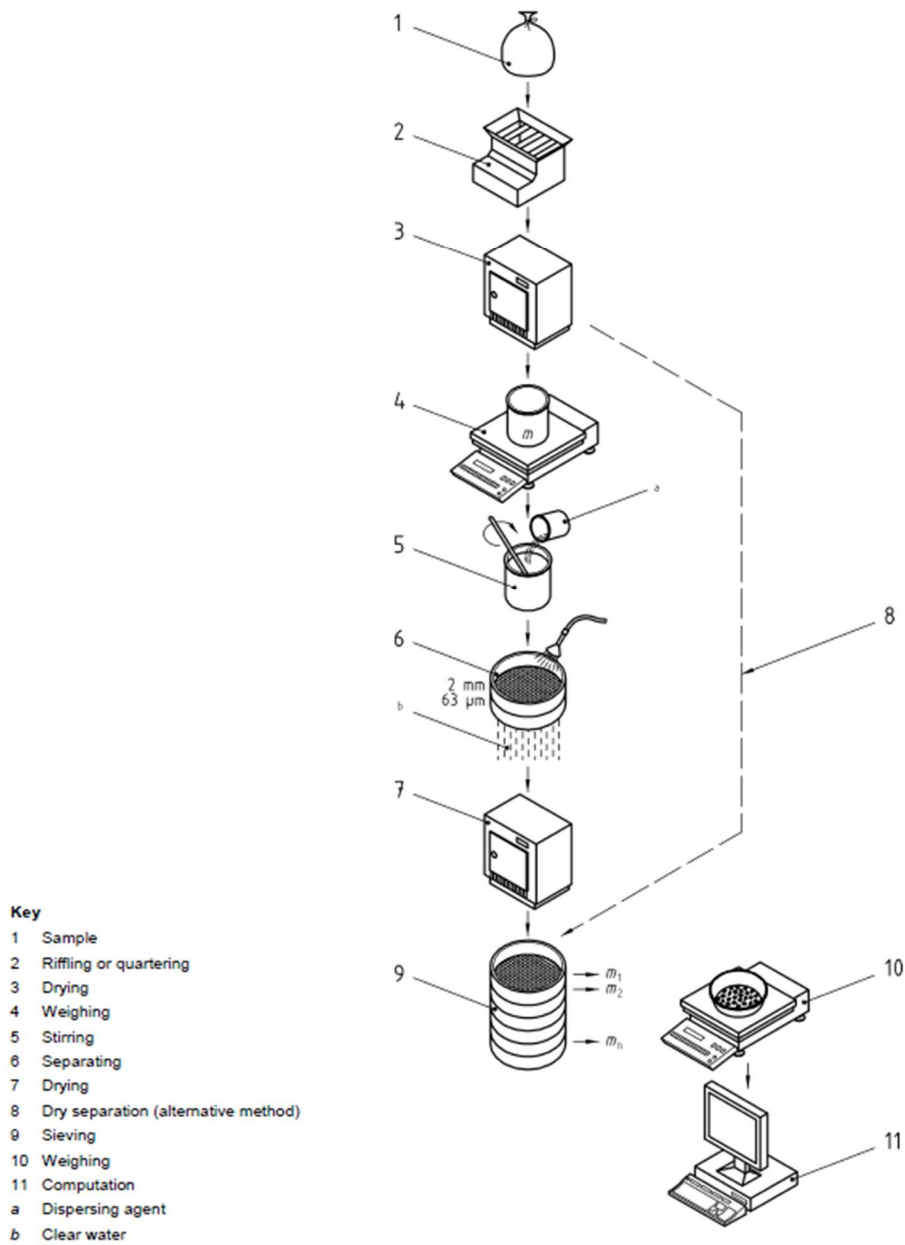
(N.P. = Não Plástico)

LIMITE DE PLASTICIDADE: LP= 26 %

NÚMERO DO PROVETE		1	2	3	4
m_1	Peso da cápsula (g)	(g) 11,02	10,90	16,32	11,24
m_2	Peso da cápsula + Solo húmido	(g) 14,71	13,32	19,07	14,86
m_3	Peso da cápsula + Solo seco	(g) 13,94	12,82	18,52	14,12
$W_s = m_3 - m_1$	Peso do solo seco	(g) 2,92	1,92	2,20	2,88
$W_w = m_2 - m_3$	Peso da água	(g) 0,77	0,50	0,55	0,74
$w = (W_w / W_s) \times 100$	Teor em água	(%) 26,37	26,04	25,00	25,69
MÉDIA DOS TEORES EM ÁGUA		(%)	25,78		

ANEXO 6 – PROCEDIMENTO PARA O ENSAIO DE PENEIRAÇÃO

CEN ISO/TS 17892-4:2004 (E)



ANEXO 7 – DISTRIBUIÇÃO DAS MASSAS NO ENSAIO DE PENEIRAÇÃO

Massa total da amostra:	$m_t =$	1000,00	g
Massa total da fracção retida no peneiro 2 mm:	$m_2 =$	301,52	g
% retida no peneiro 2 mm:	$N'_2 =$	30,15	%

FRACÇÃO RETIDA NO PENEIRO 2 MM	PENEIROS		MATERIAL RETIDO			MATERIAL QUE PASSA
	Des.	Aberturas (mm)	Massa (g) m_x	% retida $N_x = (m_x/m_t) \times 100$	% acumulada N'_x	% acumulada $N''_x = 100 - N'_x$
	125 mm	125,00	0,00	0,00	0,00	100,00
	63 mm	63,00	0,00	0,00	0,00	100,00
	40 mm	40,00	0,00	0,00	0,00	100,00
	20 mm	20,00	0,00	0,00	0,00	100,00
	10 mm	10,00	46,61	4,66	4,66	95,34
	5 mm	5,00	104,85	10,49	15,15	84,85
	4 mm	4,00	44,36	4,44	19,58	80,42
	2 mm	2,00	105,70	10,57	30,15	69,85
	< 2,00 mm		698,43	69,84		
	TOTAIS =		999,95			

FRACÇÃO PASSADA NO PENEIRO 2 MM	Massa da amostra a ensaiar (g):			$m_b =$	111,58	g
	PENEIROS		MATERIAL RETIDO			MATERIAL QUE PASSA
	Des.	Aberturas (mm)	Massa (g) m_x	% retida (total) $n_x = (m_x/m_b) \times 100$	% acumulada n'_x	% acumulada $N''_x = n'_x (100 - N_{10}) / 100$
	1 mm	1,000	10,78	9,7	90,3	63,1
	500 mm	0,500	12,56	11,3	79,1	55,2
	250 mm	0,250	13,35	12,0	67,1	46,9
	75 mm	0,125	13,49	12,1	55,0	38,4
	63 mm	0,063	16,27	14,6	40,4	28,3
	< 63 mm		44,67	40,0		
	TOTAIS =		111,12			

ANEXO 8 – VALORES OBTIDOS NO ENSAIO DE SEDIMENTAÇÃO

SEDIMENTAÇÃO

t (min)	t (horas)	hh:mm	Temp (°C)	C _T	Leituras no densímetro R' _h	R' ₀ (medido)	R' ₀ (calculado)	R _d	k (%)	η (mPa.s)	H _r (mm)	d (μm)
0,5		11:41	16,9	-0,0005	1,0075	1,0015	1,0017	6,00	19,2	1,082	174,95	83,45
1		11:42		-0,0005	1,0070		1,0017	5,50	17,6	1,082	176,97	59,35
2		11:43		-0,0005	1,0055		1,0017	4,00	12,8	1,082	183,04	42,68
4		11:45		-0,0005	1,0050		1,0017	3,50	11,2	1,082	185,06	30,35
8		11:49		-0,0005	1,0040		1,0017	2,50	8,0	1,082	189,10	21,69
15		11:56	16,9	-0,0005	1,0038	1,0015	1,0017	2,25	7,2	1,082	190,12	15,88
30		12:10	16,9	-0,0005	1,0033	1,0015	1,0017	1,75	5,6	1,082	192,14	11,29
60	1	12:41	17	-0,0005	1,0030	1,0015	1,0017	1,50	4,8	1,080	193,15	7,99
120	2	13:41	17,1	-0,0005	1,0025	1,0015	1,0016	1,00	3,2	1,077	195,17	5,68
360	6	17:41	16,9	-0,0005	1,0020	1,0015	1,0017	0,50	1,6	1,082	197,19	3,30
1440	24	11:41	16	-0,0006	1,0020	1,0015	1,0018	0,50	1,6	1,108	197,19	1,67
2820	47	10:40	15,5	-0,0007	1,0018	1,0015	1,0019	0,25	0,8	1,122	198,20	1,20

Proveta:	Simax
Densímetro:	Preto
R0 ref	1,0015
C _M	0,0004

G	2,6635
massa do provete, m _w (g)	50,13
teor em água, w	0,0000
massa seca, m (g)	50,13

	a	b
Simax	-4044,76	4251,66
Normax	-4044,76	4250,88

ANEXO 9 – FASES CONSTRUTIVAS

