



Ensoleiramentos Gerais: Disposições e Processos Construtivos e Metodologias de Dimensionamentos

PEDRO MIGUEL GOUVEIA BRANCO LOPES

julho de 2024

**ENSOLEIRAMENTOS GERAIS: DISPOSIÇÕES E PROCESSOS CONSTRUTIVOS E
METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO**

Pedro Miguel Gouveia Branco Lopes

**Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil, Área de Especialização em
Estruturas**

**Orientador: Professor Engenheiro José Filinto Castro Trigo
Supervisor: Engenheiro Rui Caldas (Telhabel Construções, S.A)**

Júri:

Presidente:

Professora Doutora Maria Rosário Oliveira, Professora Adjunta, ISEP

Vogais:

Professor Engenheiro José Filinto Castro Trigo, Professor Coordenador, ISEP

Professor Engenheiro José Cândido Freitas, Professor Adjunto, ISEP

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

DECLARAÇÃO DE INTEGRIDADE

Declaro ter conduzido este trabalho académico com integridade. Não plagiei ou apliquei qualquer forma de uso indevido de informações ou falsificação de resultados ao longo do processo que levou à sua elaboração.

Declaro que o trabalho apresentado neste documento é original e de minha autoria, não tendo sido utilizado anteriormente para nenhum outro fim.

Declaro ainda que tenho pleno conhecimento do Código de Conduta Ética do P.PORTO.

ISEP, Porto, 24 de julho de 2024

Sedro Lopes

Resumo

O presente relatório tem como principal objetivo o estudo de Ensoleiramentos Gerais, nomeadamente os seus processos construtivos e respetivas metodologias de dimensionamento. Neste são apresentados os vários tipos de fundações, tanto as superficiais como as profundas e os seus respetivos campos de aplicação.

Procurou apresentar-se alguns métodos recolhidos na bibliografia especialidade e condicionar o dimensionamento geotécnico e estrutural pelo preconizado respetivamente no Eurocódigo 7 e no Eurocódigo 2.

No âmbito de um estágio curricular foi possível acompanhar a execução de uma fundação por ensoleiramento geral, o que permitiu a identificação e a avaliação das dificuldades associadas ao processo construtivo, abordando questões desde a preparação do terreno até aos pormenores construtivos finais.

Este relatório proporciona uma visão abrangente sobre o dimensionamento de Ensoleiramentos Gerais, destacando não apenas os aspetos técnicos, mas também as experiências práticas adquiridas durante o estágio. No relatório abrange desde os princípios fundamentais até aos processos construtivos, proporcionando uma visão ampla do tema.

Palavras-chave: Ensoleiramento geral; Processos construtivos; Metodologias de dimensionamento.

Abstract

The present report aims to study Raft Foundations, specifically their construction processes and respective sizing methodologies. This article presents the different types of foundations, both superficial and deep, and their respective fields of application.

The aim was to present some methods collected in the specialist bibliography and to condition the geotechnical and structural dimensioning by the recommendations of Eurocode 7 and Eurocode 2, respectively.

Within the scope of an internship, it was possible to monitor the construction of a raft foundation, identifying and evaluating difficulties associated with the construction process, addressing issues from site preparation to final construction details.

This report provides a comprehensive overview of the design of Raft Foundations highlighting not only the technical aspects, but also the practical experiences acquired during the internship. The report covers everything from fundamental principles to construction processes, providing a broad view of the topic.

Keywords: Raft foundation; Construction processes; Design methodologies.

Agradecimentos

À Carolina e ao meu avô, obrigado.

Índice

1	Introdução	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Objetivos	1
1.3	Estrutura do Relatório	2
1.4	Estágio em Ambiente Empresarial	2
2	Tipos de Fundações	7
2.1	Enquadramento das fundações	7
2.2	Fundações superficiais	12
2.2.1	Blocos de fundação	13
2.2.4	Grelhas de fundação	17
2.3	Fundações profundas	18
2.3.1	Estacas	19
2.3.2	Tubulões	22
2.3.3	Barretas	23
2.3.4	Pegões ou caixões	24
2.4	Problemas, Anomalias e Precauções Associadas	25
3	Ensoleiramentos Gerais	31
3.1	Aspetos gerais	31
3.2	Metodologias de Dimensionamento	35
3.2.1	Princípios de Dimensionamento	36
3.2.1.1	Eurocódigos	36
3.2.2	Bases do Projeto Geotécnico	37
3.2.2.1	Considerações iniciais	37
3.2.2.2	Dimensionamento geotécnico com base no cálculo	39
3.2.2.3	Dimensionamento geotécnico com base em medidas prescritivas	50
3.2.2.4	Dimensionamento geotécnico com base em modelos experimentais e de ensaios de carga	51
3.2.2.5	Dimensionamento geotécnico com base no método observacional	51
3.2.3	Projeto geotécnico	52
3.2.3.1	Dimensionamento em relação aos estados limites últimos	53
3.2.3.2	Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização	59
3.2.3.3	Métodos de dimensionamento recorrendo ao cálculo	62

3.2.4	Projeto Estrutural	65
3.2.4.1	Laje armada nas duas direções	65
3.2.4.2	Disposições construtivas	66
3.2.4.3	Verificação de segurança ao punçoamento	69
3.2.4.4	Verificação de segurança ao esfoço transverso	72
3.2.5	Métodos utilizados	74
3.2.5.1	Método simplificado de fundações rígidas	75
3.2.5.2	Método simplificado de fundações flexíveis	76
3.2.5.3	Método dos elementos finitos	79
3.3	Processos Construtivos	80
3.3.1	Preparação do Terreno	82
3.3.2	Escavação Geral e Escavação Local	83
3.3.3	Tratamento do Solo	84
3.3.4	Betão de Limpeza	85
3.3.5	Impermeabilização	85
3.3.6	Montagem de Cofragem.....	89
3.3.7	Instalação de Armadura.....	90
3.3.8	Betonagem	92
3.3.9	Cura	93
3.3.10	Descofragem	94
3.3.11	Aterro	94
3.3.12	Pormenores Construtivos	95
4	Caso Prático	97
4.1	Análise Geotécnica do Local	97
4.2	Dimensionamento estrutural do ensoleiramento	102
4.3	Processos construtivos	106
4.4	Principais dificuldade na execução e Alternativas.....	110
5	Considerações Finais	113
5.1	Conclusão	113
5.2	Desenvolvimentos Futuros	113
	Referências	115
	Anexos	118

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Área de implantação do edifício Natura (Google Earth, 2023).....	3
Figura 1.2 – Perspetiva geral do empreendimento (JFA Engenharia, 2021).	3
Figura 1.3 – Planta com as respetivas zonas (JFA Engenharia, 2021).....	4
Figura 1.4 – Plantas dos pisos e respetivas disposições e ocupações (JFA Engenharia, 2021).....	5
Figura 2.1 – Investigação geotécnica (Geosolo Sondagens e Fundações, 2020).....	8
Figura 2.2 – Poço de inspeção.....	9
Figura 2.3 – Ensaio SPT (GeoSonda, 2017).....	10
Figura 2.4 – Métodos de Prospeção (Ordem dos Engenheiros, 2020).	11
Figura 2.5 - Esquema de uma fundação superficial (Abel, s.d.).....	12
Figura 2.6 - Bloco de fundação (Caputo, 1988).....	13
Figura 2.7 - Esquema de sapatas isoladas centradas, excêntrica numa direção e excêntrica em duas direções (Lança, 2023).....	14
Figura 2.8 - Várias formas em planta que uma sapata pode apresentar (Caputo, 1988).....	15
Figura 2.9 - Distribuição dos campos de tensões nas sapatas numa dada direção (Correia, 2023).	15
Figura 2.10 - Esquema do funcionamento de uma viga de equilíbrio (Trigo, 2020).....	16
Figura 2.11 - Esquema de sapata contínua sob pilares (Lança, 2023).	17
Figura 2.12 - Esquema de sapata contínua sob muro de suporte (Silva, 2015).	17
Figura 2.13 - Esquema de uma grelha de fundação (Lopes et al., 2013).....	18
Figura 2.14 – Exemplo de esquema de uma fundação profunda (Cavagni Construtora, 2023).	19
Figura 2.15 – Estaca de ponta (Brito, 2015).....	20
Figura 2.16 – Estaca flutuante (cima); Estaca de ponta e resistência lateral (baixo) (Brito, 2015).	21
Figura 2.17 – Componentes de uma estaca (Trigo, 2021).	21

Figura 2.18 – Estacas cravadas justapostas até atingirem a profundidade necessária (Trigo, 2021).	22
Figura 2.19 – Esquema de um tubulão (Cavagni Construtora, 2023).	23
Figura 2.20 – Exemplo de seções transversais de barretas (Brito, 2001).	24
Figura 2.21 – Esquema de um pegão (Francisco, 2007).	24
Figura 2.22 – Demonstração do uso de pegões (caixões) na Ponte 25 de Abril, em Lisboa (Pina et al., 2016).	25
Figura 2.23 - Fluxograma das etapas de projeto e as suas possíveis causas de patologia (Milititsky et al. 2015).	26
Figura 2.24 – Profundidade de investigação de uma fundação de ensoleiramento (Ordem dos Engenheiros, 2020).	28
Figura 2.25 - Número insuficiente de sondagens onde existe uma área não investigada com subsolo distinto (Milititsky et al., 2015).	28
Figura 3.1 - Esquema de um ensoleiramento geral (Silva, 2015).	31
Figura 3.2 - Tipos mais comuns de ensoleiramento: (a) Espessura constante; (b) Espessura variável com capitéis na face inferior; (c) Espessura variável com capitéis na face inferior, tipo waffle-slab ; (d) Espessura variável com capitéis na face superior; (e) Constituído pelas paredes de caves enterradas (Bowles et al., 1996).	32
Figura 3.3 – Comportamento carga-assentamento (O’Brien et al. 2012).	35
Figura 3.4 - Exemplo de STR (Rodriguez et al., 2013).	42
Figura 3.5 – Exemplos de GEO (Rodriguez et al., 2013).	43
Figura 3.6 – Exemplo de EQU (Rodriguez et al., 2013).	43
Figura 3.7 – Exemplo de UPL provocado pela pressão da água (Correia, 2010).	44
Figura 3.8 – Exemplos de HYD (Trigo, 2020).	44
Figura 3.9 – ELU de rotura por deslizamento (Trigo, 2020).	53
Figura 3.10 - Características da pressão de contacto sob ensoleiramentos em: a) rocha, b) solo firme, c) solo brando (Winterkorn et al., 1975).	55

Figura 3.11 - Mecânica de rotura de uma fundação superficial (Fernandes, 2011).....	57
Figura 3.12 – Influência da posição do nível freático, no Caso 1 (Xiao, 2015).....	59
Figura 3.13 – Influência da posição do nível freático, no Caso 2 (Xiao, 2015).....	59
Figura 3.14 - Momentos fletores na estrutura associados a assentamentos diferenciais (Bowles et al., 1996).	62
Figura 3.15 - Pormenor da inserção da armadura do pilar (Félix et al., 2013).	68
Figura 3.16- Representação das condições de aderência (Trigo, 2020).	68
Figura 3.17 - Perímetro de controlo para: a) pilar interior, b) pilar de bordo e c) pilar de canto (Félix, 2010b).....	70
Figura 3.18 - Modelo para a verificação de segurança ao punçoamento (Trigo, 2020).	71
Figura 3.19 - Primeiro perímetro de controlo (Félix, 2010b).	71
Figura 3.20 - Sequência de cálculo da verificação da segurança ao esforço transversal (Trigo, 2020).	73
Figura 3.21 - Distribuição de tensões em função do tipo de terreno (Santos et al., 2000).....	74
Figura 3.22 - Princípios de dimensionamento pelo método de fundações rígidas (Das, 2011).	75
Figura 3.23 - Princípios de dimensionamento pelo método de fundações flexíveis (Das, 2011).....	76
Figura 3.24- Definição do coeficiente de reação do subsolo, K_s (Das, 2011).	77
Figura 3.25 - Conceito de dimensionamento (Das, 2011).	78
Figura 3.26 – Exemplo de malha de elementos finitos (Junior e Filho, 2019).	80
Figura 3.27- Drenagem do terreno recorrendo a uma bomba de água.	83
Figura 3.28 – Aplicação de betão de limpeza.	85
Figura 3.29 - Sistema de impermeabilização pela face inferior de um ensoleiramento geral (Mendes, 2011).....	86
Figura 3.30 - Sistema de impermeabilização pela face inferior de um ensoleiramento geral (Mendes, 2011).	87
Figura 3.31 - Sistema de impermeabilização pela face superior de um ensoleiramento geral (Mendes, 2011).	88

Figura 3.32 - Junta Waterstop numa junta de betonagem.....	89
Figura 3.33 – Pormenor do escoramento de uma cofragem.....	90
Figura 3.34 – Esquema das armaduras da laje e de arranque dos pilares para um pilar interior (Santos et al., 2000).	91
Figura 3.35 – Armaduras de arranque de pilares num ensoleiramento.....	91
Figura 3.36 – Esquema de espaçadores para o recobrimento das armaduras (Santos et al., 2000).	92
Figura 3.37 – Ensaio de abaixamento (slump test).....	93
Figura 3.38 – Junta de retração de um ensoleiramento geral (JFA Engenharia, 2021).	96
Figura 3.39- Junta de dilatação em pavimento contínuo de betão, com perfil pré-moldado (JFA Engenharia, 2021).	96
Figura 4.1 – Execução de uma sondagem (Triáguas, 2021).	98
Figura 4.2- Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC 8).	101
Figura 4.3- Esquema estrutural 3D do ensoleiramento e a respetiva estrutura sobreposta. ..	104
Figura 4.4 - Planta de armadura inferior do ensoleiramento.	105
Figura 4.5 – Planta de armadura superior do ensoleiramento.....	106
Figura 4.6 – Talude de escavação.	107
Figura 4.7 – Área de escavação do ensoleiramento.	108
Figura 4.8 - Tela betonítica impermeável do tipo Voltex.....	108
Figura 4.9 – Pormenor do ensoleiramento.....	109
Figura 4.10 – Betonagem.	109
Figura 4.11 – Esquema de configuração dos ensoleiramentos.	111

Lista de Tabelas

Tabela 2.1- Processo de escolha do tipo de fundação.....	12
Tabela 2.2 – Número mínimo de sondagens (LNEC, 1968).....	27
Tabela 3.1 – Classificação da vida útil de projeto (Trigo, 2020).....	38
Tabela 3.2 – Situações de projeto (Trigo, 2020).	38
Tabela 3.3 – Valores de cálculo das ações a usar nas combinações de ações em estados limites últimos (Trigo, 2020).	40
Tabela 3.4 - Valores de cálculo das ações a usar nas combinações de ações em estados limites de utilização (Trigo, 2020).....	40
Tabela 3.5 – Coeficientes parciais para as ações (γF) ou para os efeitos das ações (γE).	46
Tabela 3.6 – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno (γM).	47
Tabela 3.7 - Coeficientes de segurança parciais – EQU para situações persistentes e transitórias (Trigo, 2020).	47
Tabela 3.8 – Coeficientes parciais das ações (γF) - UPL.....	48
Tabela 3.9 – Coeficientes parciais das ações (γF) – HYD.	49
Tabela 3.10 – Valores limites da deformação estrutural e dos movimentos da fundação definidos no EC 7 (Trigo, 2020).	50
Tabela 3.11 – Equações dos coeficientes corretivos proposto pelo EC7.....	56
Tabela 3.12 - Fatores corretivos d_c , d_q e d_γ (Lopes, 2010).	57
Tabela 3.13 - Coeficientes corretivos f_c , f_q e f_γ (Fernandes, 2011).	58
Tabela 3.14 – Coeficientes de segurança globais para a capacidade de carga de fundações superficiais (Fernandes, 2011).	64
Tabela 3.15 – Valores da resistência admissível presumida (Norma Inglesa BS8004).	65
Tabela 3.16- Valores mínimos para o recobrimento nominal em milímetros (EC2).	67
Tabela 3.17- Recobrimento nominais em milímetros (EC 2).	67
Tabela 3.18- Valores do comprimento de amarração de referência (Félix, 2010a).	68

Tabela 3.19 - Ordem de grandeza do coeficiente KS para vários tipos de solos (Bowles et al., 1996).	77
Tabela 3.20 – Períodos de cura mínimos (NP EN 13670:2010).	94
Tabela 4.1 – Quantidades de trabalho executado (Geosolve, 2007).....	99
Tabela 4.2- Características das zonas geotécnicas em estudo.	100
Tabela 4.3- Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s ²) nas várias zonas sísmicas (EC 8)....	101
Tabela 4.4 – Tipo de terreno (NP EN 1998-1:2010).....	102
Tabela 4.5 – Restantes cargas permanentes.	103
Tabela 4.6 – Ações variáveis.	103

Acrónimos

Lista de Acrónimos

cm	Centímetro
D_f	Profundidade da fundação
d_{max}	Diâmetro máximo
EC	Eurocódigo
ELU	Estados Limites Último
ELUt	Estados Limites de Utilização
EPDM	Borracha Etileno-Propileno-Dieno
EQU	Estado Limite Último de Equilíbrio
GEO	Estado Limite Último de Resistência (Terreno)
HYD	Estado Limite Último de Instabilidade Hidrodinâmica
Kg	Quilogramas
KN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
m	Metro
MEF	Método dos Elementos Finitos
mm	Milímetros
MPa	Megapascal
NP EN	Versão portuguesa de Normalização Europeia
PE	(Membrana impermeável à base de) polímero polietileno
PEAD	Polietileno de Alta Densidade

PP	(Membrana impermeável à base de) polímero polipropileno
PVC	(Membrana impermeável à base de) policloreto de vinil
RC	Rés-do-chão
SPT	Standard Penetration Test
STR	Estado Limite Último de Resistência (Estrutura)
TPO	(Membrana impermeável termoplástica à base de) polímero de poliolefinas
UPL	Estado Limite Último de Levantamento Global
V/H	Vertical / Horizontal

1 Introdução

1.1 Considerações Iniciais

A palavra fundação tem origem no latim “fundatione” que significa “apoiar” ou “fixar”. Esta constitui a parte da estrutura que transmite a carga do edifício para o terreno subjacente, desempenhando, assim, um papel fundamental na segurança e na estabilidade de uma construção.

Existem diversos tipos de fundações, cada uma com as suas características e campos de aplicação específicos, para melhor se adaptarem às condições do terreno e necessidades estruturais. Para estudar e selecionar a mais adequada para cada obra é necessário ter em conta três distintos fatores: a análise do terreno, as características da estrutura e o cálculo das cargas que atuam sobre a fundação.

Um ensoleiramento é um tipo de fundação de grande desenvolvimento em planta e pequena espessura, podendo esta ser constante ou variável, que normalmente é executado em betão armado. Este ocupa toda ou grande parte da superfície da construção e suporta todas as cargas num só elemento contínuo.

1.2 Objetivos

O objetivo deste relatório passa por evidenciar os conhecimentos adquiridos ao longo da formação académica e que foram posteriormente aprimorados durante o estágio, realizado em ambiente empresarial.

Na empresa onde o estágio se realizou, Telhabel Construções S.A., foi dada a oportunidade de acompanhar e de desempenhar a função de Diretor de Obra Adjunto, na obra do Edifício Natura, nos Jardins da Efanor, em Matosinhos.

Neste relatório será feita a descrição e a reflexão sobre os ensoleiramentos gerais e os seus campos de aplicação, sobre o seu dimensionamento geotécnico e estrutural, realçando as principais metodologias utilizadas. Serão ainda abordados os processos construtivos de um ensoleiramento geral e apresentar-se-ão casos de obras.

1.3 Estrutura do Relatório

O presente relatório de estágio encontra-se estruturado em seis capítulos.

No primeiro capítulo é feito um breve enquadramento do tema abordado e definidos os principais objetivos pretendidos com o presente relatório.

O segundo capítulo faz referência ao estágio que se desenvolveu em ambiente empresarial, durante um período de quatro meses, descrevendo a empresa e a obra cujo desenvolvimento se acompanhou.

O terceiro capítulo tem como finalidade apresentar os vários tipos de fundações e os seus campos de aplicação, assim como os respetivos problemas, anomalias e precauções a ter.

No capítulo seguinte, é abordado não só o dimensionamento de um ensoleiramento geral, incluindo o projeto geotécnico, o projeto estrutural e algumas metodologias usadas, como também são apresentadas as várias etapas dos processos construtivos de um ensoleiramento, desde a preparação do terreno até ao aterro, tendo em conta algumas particularidades deste tipo de fundação.

No quinto capítulo são apresentadas as aplicações práticas de um ensoleiramento.

Por fim, no último capítulo são estabelecidas as conclusões e as considerações finais sobre o trabalho desenvolvido.

1.4 Estágio em Ambiente Empresarial

A Telhabel Construções S.A. é uma empresa com sede em Vila Nova de Famalicão e em Luanda, foi fundada em 1973 e, desde então, tem-se destacado pela sua abordagem dinâmica e diversificada. A empresa realiza não só obras nos setores públicos como setores privados e de investimento próprio.

Inicialmente, a empresa focou-se na produção e comercialização de telhas de betão, sendo uma das pioneiras nesse mercado em Portugal.

Na década de 80, expandiu a sua produção para incluir estruturas pré-fabricadas de betão, aproveitando o crescimento e o desenvolvimento dessa indústria no país.

Em 1996, a Telhabel Construções S.A. consolidou-se no setor da construção de obras públicas em Portugal, e continua essa aposta até hoje.

Mais tarde, em 2006, a empresa começou a internacionalizar-se e criou a Telhabel Construções Angola S.A.. Com essa expansão, além de beneficiar a própria empresa, a Telhabel contribuiu

para o desenvolvimento da economia angolana.

A empresa, geralmente, adota o regime de subempreitadas como forma de melhorar a produtividade.

Quanto à obra sobre a qual recaiu a atenção durante a realização do estágio, foi o projeto Edifício Natura, localizado nos Jardins da Efanor, no concelho de Matosinhos, distrito do Porto, cujo requerente é Prédios Privados- Imobiliária, S.A.. Na Figura 1.1 é possível ver a área de implantação do edifício.



Figura 1.1 – Área de implantação do edifício Natura (Google Earth, 2023).

Este é um edifício de habitação multifamiliar, composto por quatro blocos comunicantes entre si através dos pisos inferiores. Dois dos blocos possuem oito pisos (RC+7), enquanto os outros dois têm apenas três pisos (RC+2). Os blocos têm um núcleo de paredes em betão armado, de elevada rigidez, que permite resistir às ações horizontais. Na Figura 1.2 está representada uma perspetiva geral do empreendimento.

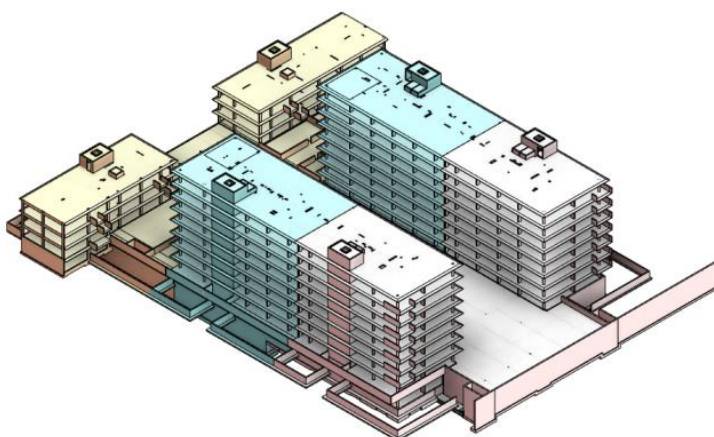


Figura 1.2 – Perspetiva geral do empreendimento (JFA Engenharia, 2021).

Existem zonas com uma e duas caves que têm como finalidade servir como estacionamento, áreas técnicas e arrumos. No piso -1 existe ainda uma zona que se destina à habitação. Na Figura 1.3 apresentam-se, em planta, as respetivas zonas sem cave e com uma ou duas caves.

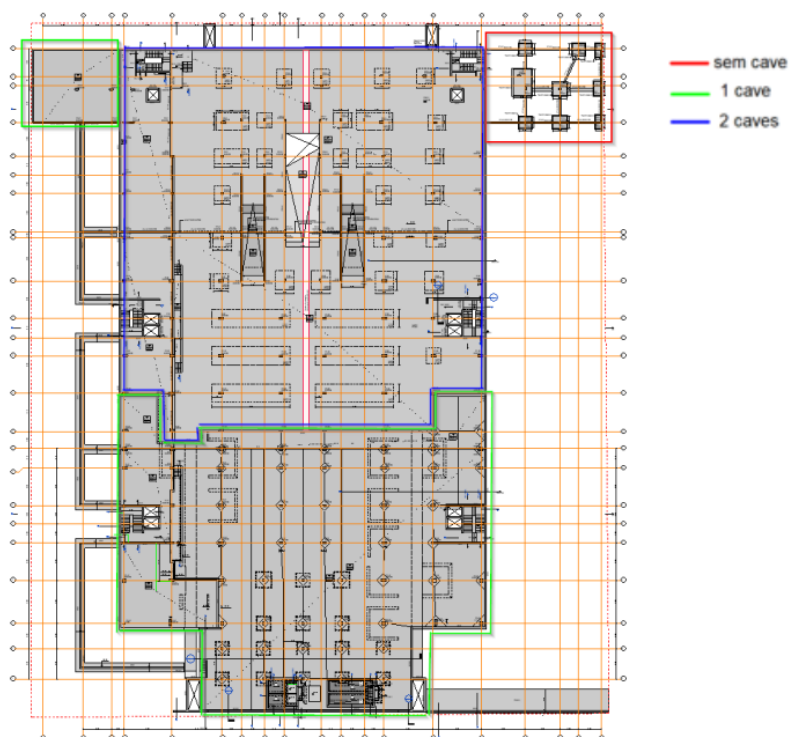


Figura 1.3 – Planta com as respectivas zonas (JFA Engenharia, 2021).

O projeto visa a construção de 146 apartamentos, com tipologias que variam de T1 a T4, cada um com varanda ou jardim privado. Contém uma área de implantação de 3076,0 m², e uma área total de construção de 30355m² incluindo também 30000 m² de jardins privados. O prazo estabelecido para a conclusão das obras é de 24 meses.

No que diz respeito às fundações, o projeto adota um sistema de ensoleiramento geral, dividido em duas partes principais, em diferentes cotas, bem como uma área adicional menor, com outro ensoleiramento e uma área de sapatas interligadas. A espessura do ensoleiramento varia na zona abaixo dos pilares e inclui galerias para a passagem de infraestruturas. Foi adotada este tipo de fundação principalmente devido à presença do nível freático nas cotas abrangidas pelas caves do edifício, como opção para uma solução estanque.

Na Figura 1.4 estão representados os diferentes pisos com as suas disposições e ocupações.

No Anexo I encontram-se algumas plantas e cortes do edifício, como também uma planta da sua implantação.

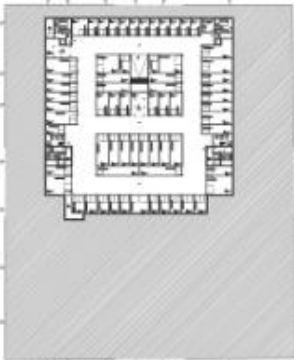
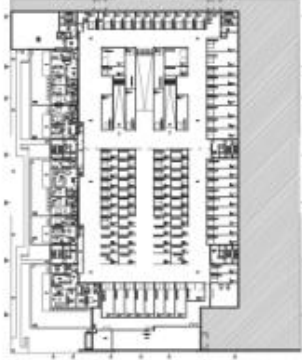
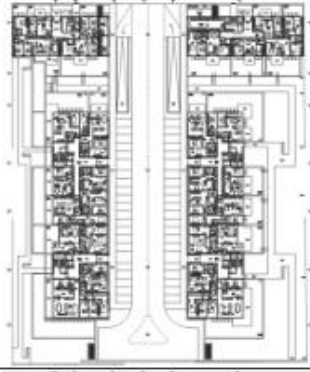

Piso	Ocupação	
Piso -2	Parque de estacionamento	
Piso -1	Parque de estacionamento Habitação Serviços comuns Áreas técnicas	
Piso 0	Habitação Serviços comuns	
Piso 1 a 7	Habitação	

Figura 1.4 – Plantas dos pisos e respetivas disposições e ocupações (JFA Engenharia, 2021).

2 Tipos de Fundações

2.1 Enquadramento das fundações

Todas as estruturas precisam de distribuir as suas cargas no terreno. E, para isso, existem diversos tipos de fundações, cada uma com características e aplicações específicas. Assim, torna-se importante as conhecer e saber escolher a mais adequada para cada caso particular. As fundações podem ser divididas segundo a sua profundidade de instalação em dois grupos: as superficiais (ou diretas) e as profundas (ou indiretas). As fundações também podem ser classificadas quanto ao seu processo construtivo (corrente ou especial) ou segundo o material usado (como madeira, betão e alvenaria). Optou-se por utilizar a classificação baseada na profundidade do terreno, uma vez que é, geralmente, o parâmetro mais usado.

As fundações superficiais, também chamadas fundações diretas, são caracterizadas por distribuírem as cargas a pequenas profundidades, em relação ao solo circundante. As distribuições de cargas ocorrem exclusivamente através da sua base, desprezando os efeitos das tensões tangenciais entre o terreno e as faces laterais. Já as fundações profundas ou indiretas transmitem as cargas a maiores profundidades no solo, por meio de elementos estruturais alongados. Em geral, as primeiras são usadas quando as camadas do subsolo abaixo das estruturas são capazes de suportar as cargas, enquanto as segundas adaptam-se quando é necessário recorrer a camadas profundas mais resistentes (Brito, 2003).

A seleção do tipo de fundação depende de vários fatores, de entre os quais:

- as dimensões das fundações que são compatíveis com as cargas aplicadas;
- a profundidade em que está localizado o terreno mais rígido, com deformabilidade e resistência adequadas;
- as cargas que serão transmitidas ao terreno pela estrutura;
- a homogeneidade e a capacidade de carga do terreno em toda a área de fundação;
- os assentamentos máximos admissíveis, tanto totais quanto diferenciais;
- o tipo de superestrutura;

- a presença de estruturas vizinhas que possam ser afetadas pelo processo de fundação;
- a profundidade do nível freático.

Desta forma, antes de definir o tipo de fundação, é indispensável realizar um estudo detalhado das propriedades do terreno. Com isso, consegue-se definir as exigências para o projeto e assim reduzir o risco de anomalias.

Segundo Milititsky, et al. (2015), o estudo do terreno é a sua descrição num dado local, resultando, em regra, no traçado de um perfil geotécnico, como exemplificado na Figura 2.1.

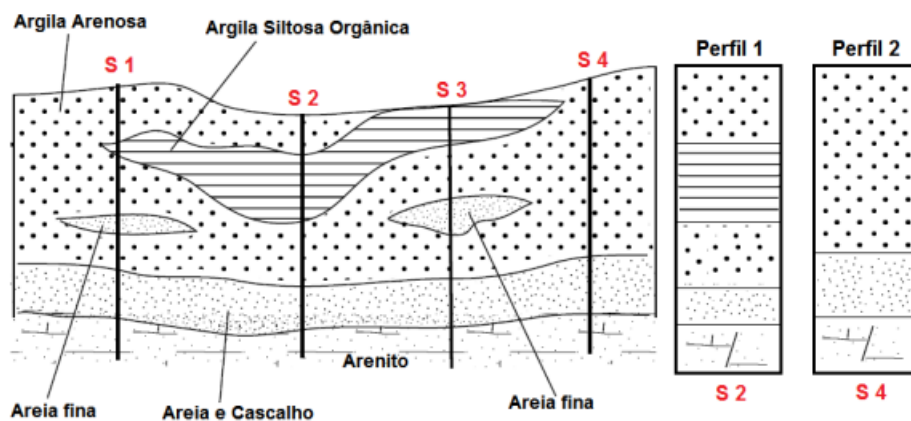


Figura 2.1 – Investigação geotécnica (Geosolo Sondagens e Fundações, 2020).

A seleção da metodologia para estudar um terreno é um processo complexo, visto que é influenciada e depende de vários aspetos técnicos, assim como, da experiência profissional dos responsáveis técnicos envolvidos. Assim sendo, um planeamento apropriado pode resultar numa maior precisão e rigor nos resultados alcançados, como também numa redução dos custos (Oliveira, 2017).

Esta análise consiste em efetuar o reconhecimento do local e da região, realizar prospeção geotécnica para conhecer a espessura e propriedades das diferentes formações do terreno, normalmente, até uma profundidade com boa capacidade de carga, estudar os níveis freáticos e, por fim, realizar ensaios in situ e laboratoriais sobre amostras.

As prospeções geotécnicas e os ensaios mais recorrentes são:

- Sondagens Mecânicas – as sondagens mecânicas envolvem perfurações com diâmetro reduzido e com inclinações variáveis. O propósito é não só possibilitar uma investigação em profundidade sobre a natureza das formações geológicas, como também permitir a realização de ensaios.

Estas recorrem a sondas mecânicas adequadas ao tipo de terreno em estudo. As sondagens mais recorrentes são as sondagens com trado e as sondagens à rotação.

As sondagens com trado são caracterizadas pelo uso de equipamento que perfura o terreno

por meio de varas helicoidais, designadas por trados. Este método é, habitualmente, utilizado para investigações em terrenos mais brandos. Os detritos gerados durante o processo de perfuração são transportados ao longo do trado, desde o ponto mais profundo até à superfície, possibilitando a recolha de amostras remexidas dos materiais atravessados.

Por outro lado, as sondagens à rotação envolvem o uso de equipamentos que perfuram o terreno através de rotação de uma haste ou tubo de perfuração. Estas sondagens são aplicadas a solos mais compactos ou rochas, e também permitem a recolha de amostras do terreno perfurado.

- Poços, Valas e Trincheiras de inspeção – são escavações com o propósito comum de estudar o terreno, diferenciando-se pela sua profundidade atingida e geometria. Os poços são caracterizados por furos de diâmetro grande e formato circular, quadrado ou retangular com dimensões mínimas para garantir a estabilidade das paredes da escavação e permitir a observação direta. Embora, frequentemente, as suas dimensões sejam determinadas pelo tipo de terreno a estudar, geralmente, têm três metros (m) de profundidade máxima, como exposto na Figura 2.2. Por outro lado, as valas e as trincheiras são escavações superficiais de extensão linear. Estes tipos de prospeção recorrem a meios manuais ou mecânicos ligeiros e, normalmente, são usadas em terrenos pouco consistentes e a uma baixa profundidade.



Figura 2.2 – Poço de inspeção.

- Ensaio SPT (Standard Penetration Test) – este ensaio in situ visa determinar o terreno ideal, ou seja, o terreno firme com adequada capacidade de carga.

Neste método é cravado no terreno, por percussão, um amostrador tubular de 50,8 mm exterior (35 mm interior), através da queda de uma massa de 63,5 (+/-0,5) kg, de uma altura de 76 (+/-1,0) cm. O tubo é largado, produzindo sucessivas pancadas em penetrações de 15 cm, sendo que o primeiro intervalo de 15 cm é desprezado, devido às perturbações do terreno. Assim, é

registado o número de pancadas necessário para que o amostrador penetre uma profundidade de 30 cm no terreno. Quando for necessário dar mais de 60 pancadas para se conseguir cravar dois troços (30 cm), atingiu-se o solo com boa capacidade de carga. Para efetuar este ensaio é suspensa a furação e o amostrador é descido até ao fundo do furo, normalmente em intervalos de 1,5m.

Na Figura 2.3 está ilustrado este procedimento e os vários componentes associados a este ensaio, nomeadamente, o batente, as varas, o amostrador de Terzaghi e o pilão.

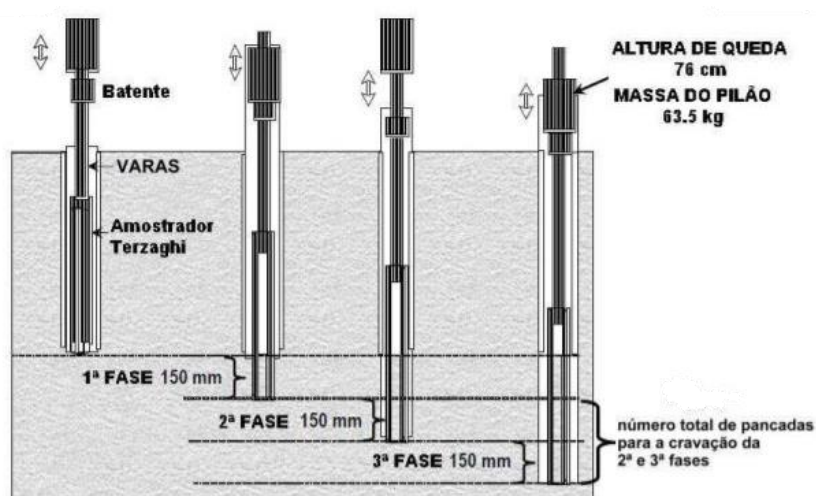


Figura 2.3 – Ensaio SPT (GeoSonda, 2017).

Em Portugal, o número máximo de pancadas admissíveis é igual a 60, contudo a norma europeia (EN ISO 22476-3) define 50 pancadas para qualquer das secções de 15 cm ou 100 pancadas para os 30 cm. Quando estes valores são atingidos o ensaio termina.

Este ensaio permite ainda recolher amostras do solo e determinar a profundidade do nível freático.

- Ensaio de Penetração Dinâmica – este ensaio envolve a cravação de uma ponteira cónica através da ação de um pilão de massa variável que cai livremente sobre um batente. Este ensaio é feito de maneira contínua, especialmente em solos com baixa coesão. A normalização deste ensaio é regida pela EN ISO 22476-2:2005.

Tal como no ensaio SPT, o número de pancadas necessário para atingir determinadas profundidades exprime a resistência à penetração. Contudo, não permite a recolha de amostras do terreno, uma vez que não possui amostrador.

- Ensaio Geofísicos – estes ensaios permitem obter informações sobre as características do subsolo sem a necessidade de escavações. Em casos em que as características da área o permitem e exista um contraste adequado de propriedade, as sondagens mecânicas de

furação podem ser complementadas por métodos indiretos de prospeção. Entre esses métodos, destacam-se os ensaios geofísicos, incluindo a sísmica de refração, resistência elétrica e radar de superfície. Estas abordagens são valiosas para diversas finalidades, como na identificação dos níveis freáticos, na detecção de cavidades, na avaliação da espessura dos solos de cobertura, na previsão das condições de escavabilidade dos terrenos, e na determinação das características elásticas dinâmicas dos terrenos.

No esquema seguinte está representado os vários métodos de prospeção e os principais ensaios e sondagens que se pode realizar num estudo de terreno.

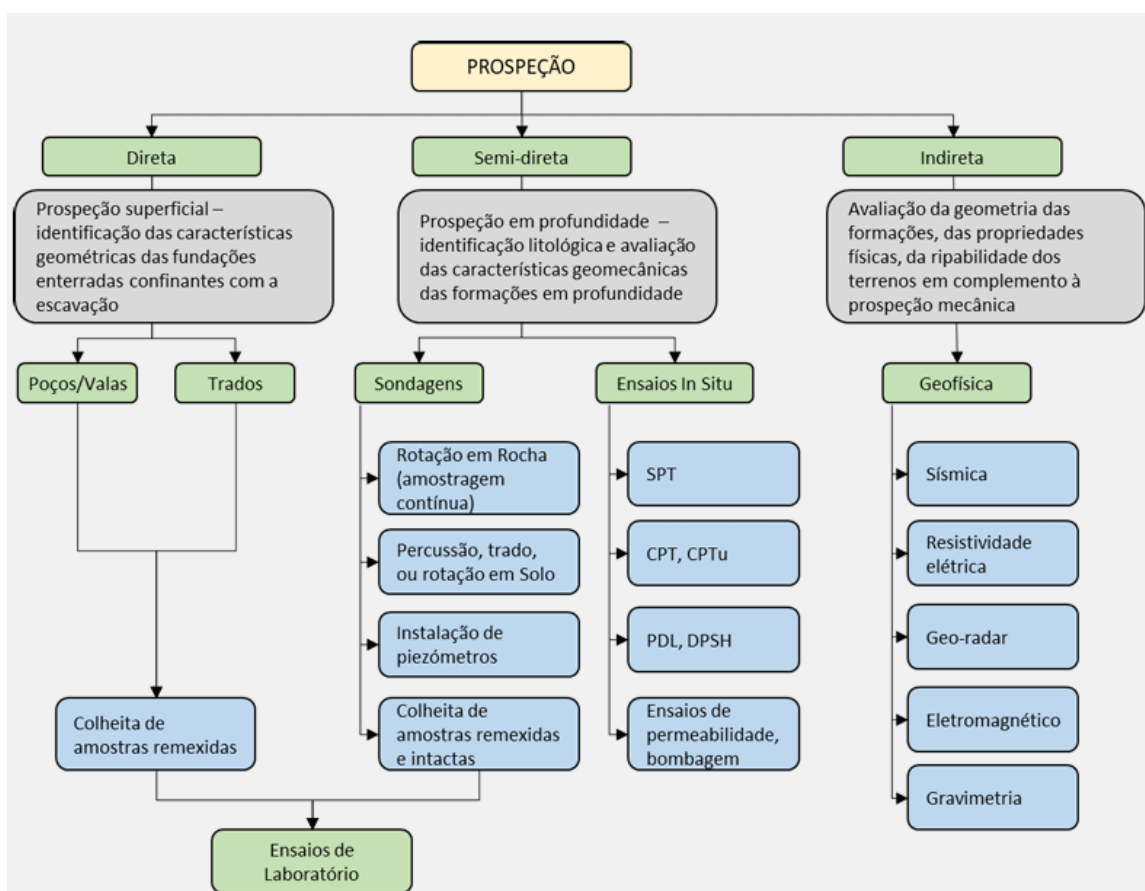
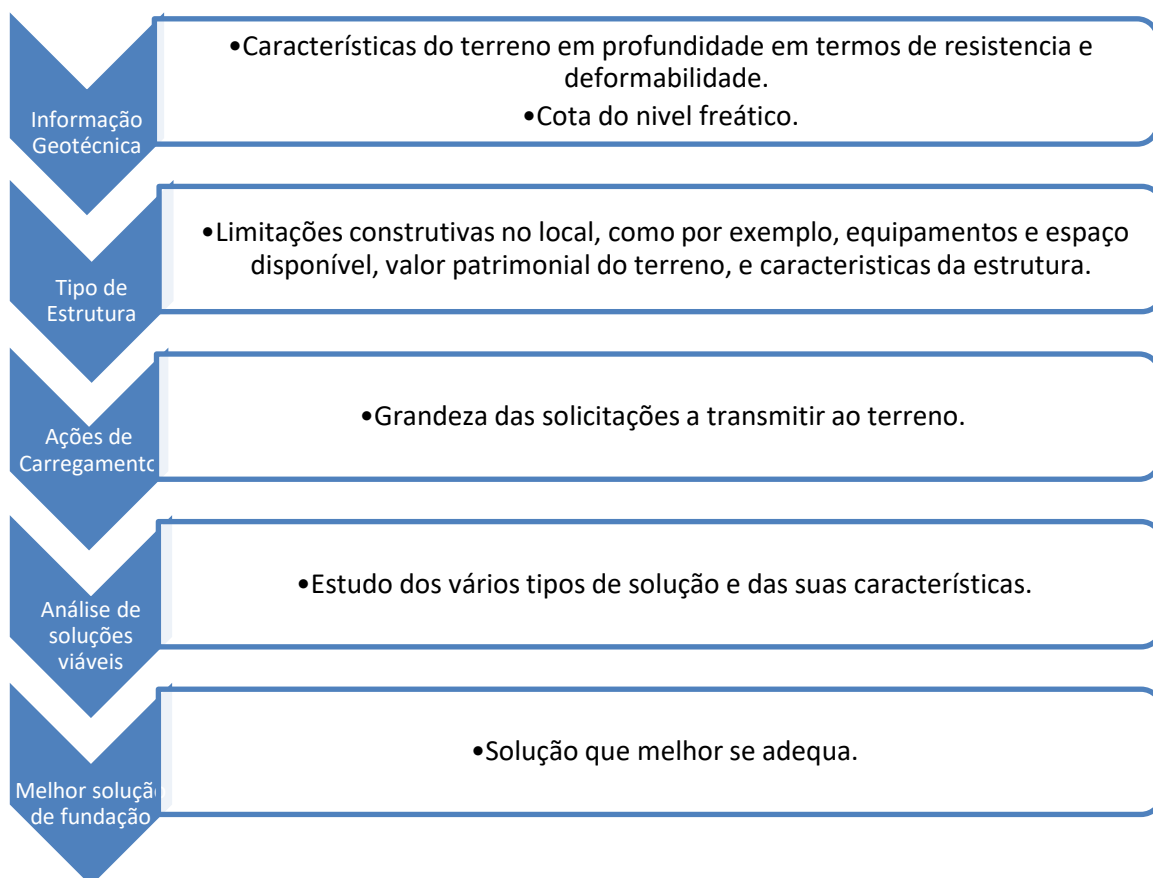


Figura 2.4 – Métodos de Prospeção (Ordem dos Engenheiros, 2020).

Em suma, o processo de escolha do tipo de fundação resume-se com o esquema seguinte:

Tabela 2.1- Processo de escolha do tipo de fundação.



2.2 Fundações superficiais

Segundo Terzaghi (1943), as fundações superficiais caracterizam-se pela profundidade da fundação (D_f) ser menor ou igual à sua menor dimensão (B), conforme ilustrado na Figura 2.5.

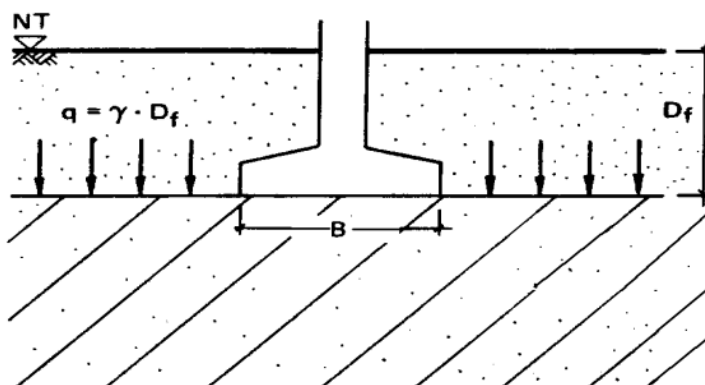


Figura 2.5 - Esquema de uma fundação superficial (Abel, s.d.).

Existem diferentes categorias de requisitos funcionais para as fundações superficiais, que podem ser subdivididos em requisitos de segurança estrutural, de durabilidade, dimensionais e económicos. (Brito, 2003).

Destacam-se 5 grupos de fundações superficiais: blocos de fundações; sapatas isoladas; sapatas corridas; grelhas de fundação; e ensoleiramentos gerais. Este último tipo de fundação será abordado no Capítulo 3.

2.2.1 Blocos de fundação

Os blocos de fundações são estruturas prismáticas, geralmente, sem armadura, com uma altura maior que a menor dimensão da base, como representado na Figura 2.6. Como não possuem armaduras precisam de ter dimensões maiores para suportar as cargas e, desta forma, resistem principalmente por compressão. É necessário considerar as tensões de tração, de modo que não excedam a capacidade de resistência do betão.

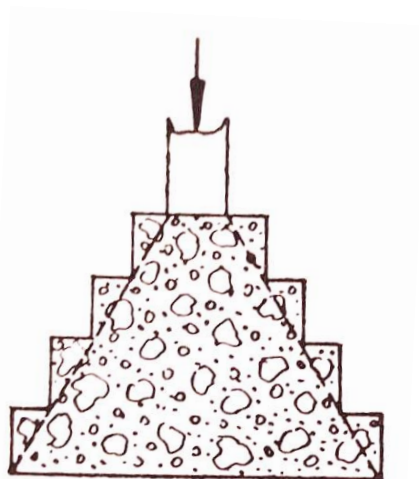


Figura 2.6 - Bloco de fundação (Caputo, 1988).

De acordo com o Eurocódigo 2 (EC2), para dispensar armaduras em fundações superficiais, deve-se ter em conta diversas condições, de entre as quais: as cargas aplicadas, que devem ser compatíveis com a capacidade resistente do terreno e da fundação; as características do terreno, as restrições de deformação estabelecidas e a análise estrutural. A armadura pode ser dispensada em elementos em que é possível a redistribuição das ações (EC2 – 6.2.1 (4)).

Devido à reduzida área de contacto com o solo, é necessário que o terreno de fundação tenha uma capacidade resistente significativa. Portanto, este tipo de fundação é utilizado apenas em terrenos adequados, de boa qualidade. Quando as tensões admissíveis são mais baixas, terá de se recorrer a sapatas (Martins, 2002).

2.2.2 Sapatas isoladas

As sapatas isoladas são fundações de betão armado, ligadas diretamente aos pilares, com altura relativamente pequena em relação às dimensões da base, e ficam consideravelmente afastadas umas das outras.

Ao contrário dos blocos de fundação, que suportam cargas principalmente por compressão simples, as sapatas são projetadas para resistir também à flexão.

As sapatas isoladas podem ser classificadas em dois tipos principais, relativamente à posição do elemento vertical que nestas se apoiam: sapatas isoladas centradas e sapatas isoladas excêntricas, em uma ou duas direções, conforme a Figura 2.7. As sapatas excêntricas são caracterizadas por as cargas aplicadas não coincidirem com o centro de gravidade da base (Correia, 2014).

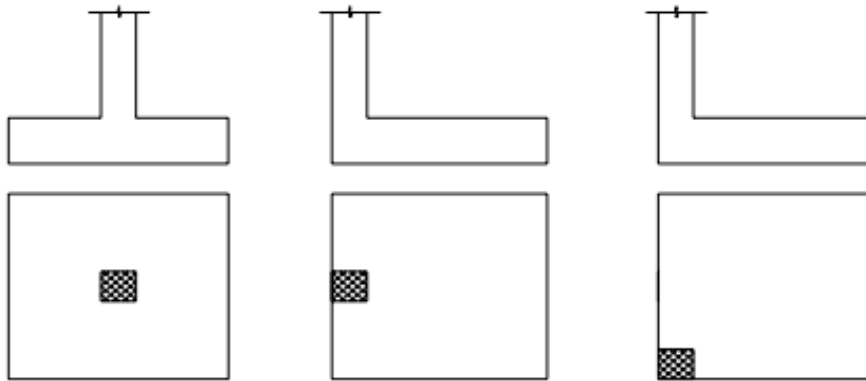


Figura 2.7 - Esquema de sapatas isoladas centradas, excêntrica numa direção e excêntrica em duas direções (Lança, 2023).

Recorre-se a sapatas excêntricas, não só quando os pilares estão localizados nos limites da propriedade, como também quando é necessário equilibrar momentos, a fim de obter um diagrama de tensões uniforme.

Em relação à forma, as sapatas podem ser executadas com diferentes configurações, como base quadrada, retangular, circular ou octogonal, como é possível verificar na Figura 2.8. Essa variedade de formatos permite que as sapatas sejam adaptadas às necessidades particulares de cada projeto, levando em consideração a geometria da estrutura e a distribuição de cargas (Caputo, 1988). Usualmente, são construídas com formato retangular.

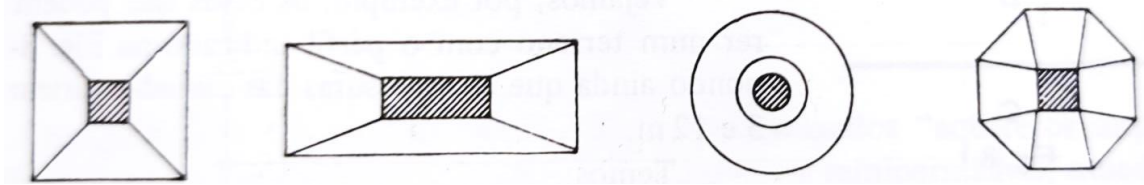


Figura 2.8 - Várias formas em planta que uma sapata pode apresentar (Caputo, 1988).

A transmissão das cargas ocorre a partir do pilar, passando para a sapata e, em seguida, para o terreno. Este processo resulta na formação de linhas de tensão, em formato de leque, dentro da sapata, o que acarreta uma distribuição parabólica de forças de tração na face inferior da fundação (cit. em CORREIA, J. - Reforço de Fundações de Edifícios, p. 9), como ilustrado na Figura 2.9.

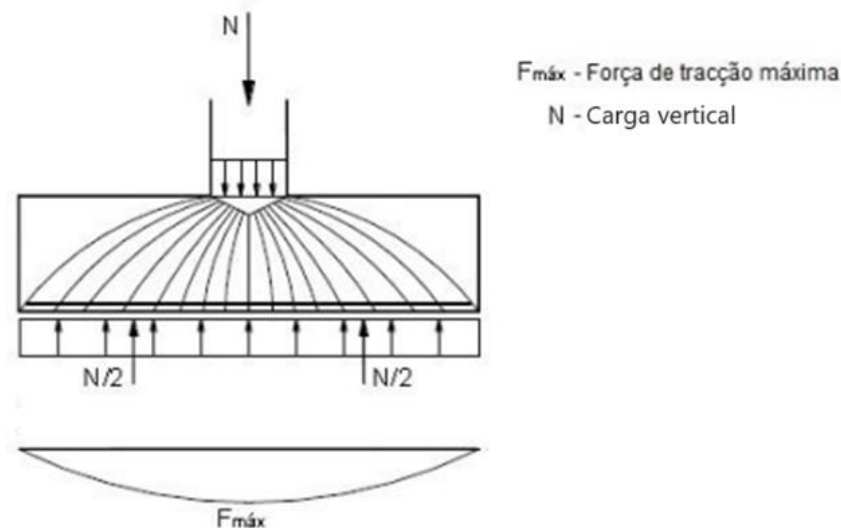


Figura 2.9 - Distribuição dos campos de tensões nas sapatas numa dada direção (Correia, 2023).

As sapatas isoladas são usadas, normalmente, em terrenos com características uniformes e com níveis de carga baixos a médios. São ideais quando a estrutura não apresenta exigências específicas em relação a assentamentos diferenciais ou cargas concentradas em pontos distantes.

Embora possa divergir do conceito de sapata isolada, em alguns casos podem ligar-se os elementos por meio de vigas de equilíbrio, que são usadas para distribuir as cargas ou para oferecer suporte adicional.

No caso de sapatas excêntricas, normalmente, recorre-se a vigas de equilíbrio quando o momento devido à excentricidade da sapata é excessivo. Assim, tanto a sapata excêntrica como a sapata centrada estão isentas de momentos, permitindo que sejam dimensionadas considerando apenas a

carga vertical, como se fossem sapatas isoladas.

As sapatas ligadas por vigas de equilíbrio podem ser utilizadas em terrenos menos uniformes, suportando cargas de nível médio a elevado (Folque, 1979).

Na Figura 2.10 está esquematizado o funcionamento de uma viga de equilíbrio entre uma sapata isolada excêntrica e uma sapata isolada centrada.

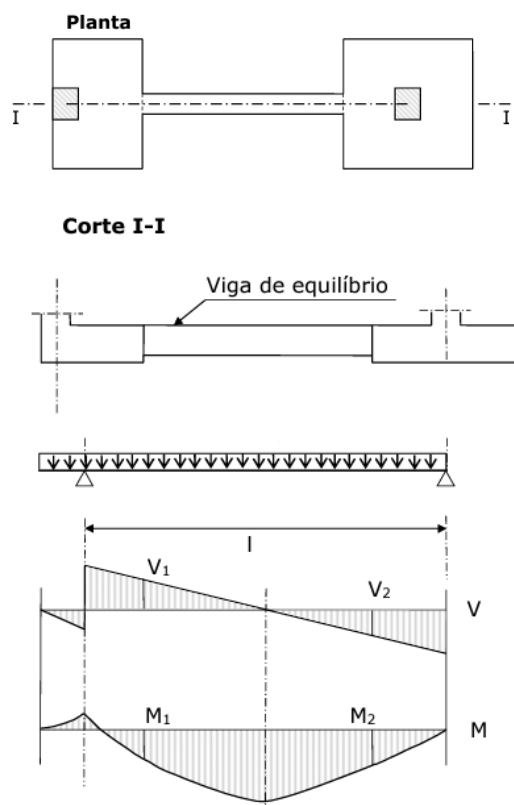


Figura 2.10 - Esquema do funcionamento de uma viga de equilíbrio (Trigo, 2020).

2.2.3 Sapatas corridas ou contínuas

Quando o solo é fraco e requer sapatas isoladas de grandes dimensões, tornando os espaçamentos entre sapatas pequenos, é comum acontecer que os bordos das sapatas fiquem muito próximos. Desta forma, é mais prudente construir uma única sapata que abranja dois ou mais pilares ou, geralmente, todos num mesmo alinhamento.

Este tipo de fundação tem o nome de sapata corrida ou contínua e, normalmente, apresenta uma forma mais alongada do que uma sapata isolada, como representada na Figura 2.11.

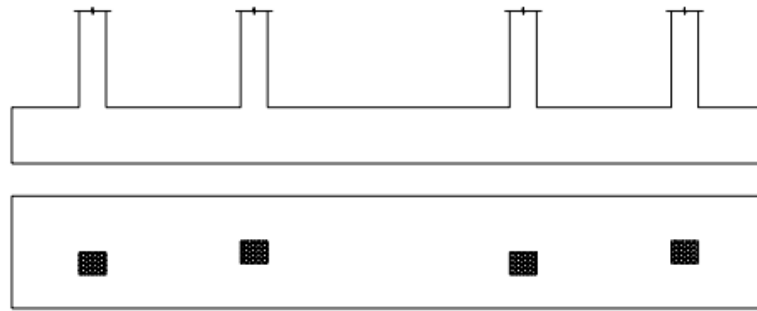


Figura 2.11 - Esquema de sapata contínua sob pilares (Lança, 2023).

Recorre-se também a este tipo de fundação, quando as características do terreno não são uniformes ou apresentam reduzida capacidade resistente, ou ainda, em casos em que há cargas elevadas. As sapatas corridas resistem facilmente aos momentos fletores transmitidos pelos pilares distribuindo as cargas de forma mais uniforme, contribuindo para a redução dos assentamentos diferenciais, evitando assim danos à estrutura (Martins, 2002).

Podem ser igualmente implementadas em pilares, no contorno do terreno, ou em muros de suporte ou em paredes resistentes, como representado na Figura 2.12.

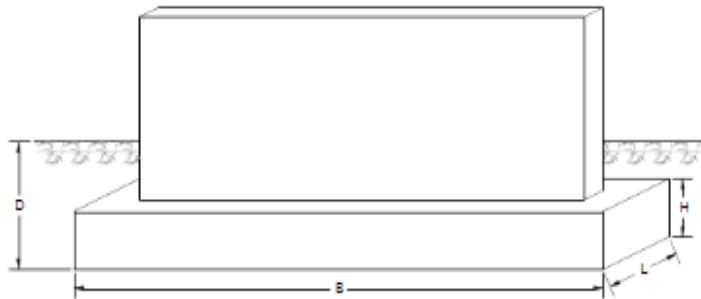


Figura 2.12 - Esquema de sapata contínua sob muro de suporte (Silva, 2015).

2.2.4 Grelhas de fundação

As grelhas de fundação são formadas por vigas que se ligam diretamente à base dos pilares, dispensando a necessidade de sapatas individuais sob os mesmos (Santos et al., 2000). Essas vigas estendem-se na estrutura em duas ou mais direções, como representado na Figura 2.13.

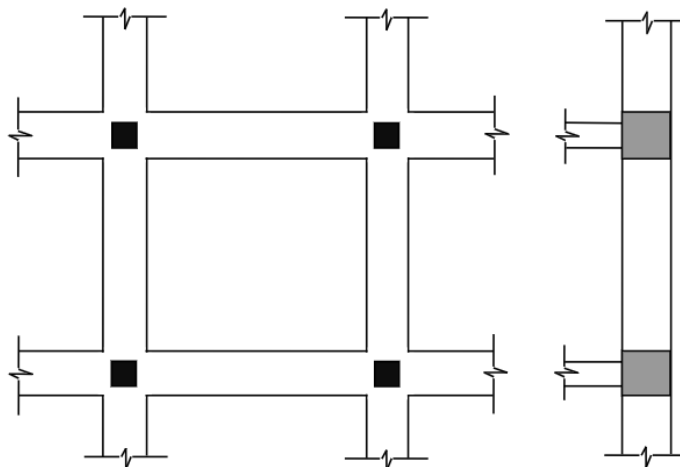


Figura 2.13 - Esquema de uma grelha de fundação (Lopes et al., 2013).

Este tipo de fundação equilibra e uniformiza os esforços provenientes da superestrutura, distribuindo-os de maneira mais eficiente no solo (Santos et al., 2000).

A utilização de grelhas de fundação contribui, ainda, para reduzir os assentamentos diferenciais. Isso ocorre, porque as vigas compartilham as cargas, permitindo uma distribuição mais uniforme e minimizando os deslocamentos verticais. Outra função destas fundações é servir como apoio para paredes não estruturais, como paredes divisórias.

As grelhas de fundação são uma solução adequada em situações (Lopes et al., 2013):

- com variabilidades nas características do terreno;
- de necessidade de controlo de assentamentos diferenciais;
- de conexão de sapatas excêntricas ou muros de suporte não autoequilibrados;
- de edifícios localizados em áreas sísmicas.

2.3 Fundações profundas

Uma fundação profunda é um tipo de fundação que atinge maiores profundidades. Normalmente, é considerada como fundação profunda quando a mesma tem a sua base assente a uma profundidade maior que oito vezes a sua menor dimensão em planta e com a face superior pelo menos a três metros de profundidade, como está evidenciado na Figura 3.14. Na figura está igualmente representado o maciço de encabeçamento, um elemento complementar estrutural localizado na zona superior de uma fundação profunda. É um elemento de transição entre a estrutura e a fundação, ou seja, é responsável por receber as cargas da estrutura e transmiti-las à restante fundação.

As fundações profundas são utilizadas quando as camadas superficiais não têm uma resistência

compatível com as cargas da estrutura, não permitindo o uso de fundações diretas. Assim, os esforços são transferidos a maiores profundidades.

Este tipo de fundação pode transmitir a carga ao terreno por resistência de ponta, que é mobilizada na envolvente da base do elemento com o solo, ou por resistência lateral (ou de fuste) que é resultante do atrito entre a superfície lateral e o terreno adjacente, ou ainda pela combinação das duas (Figura 2.14).

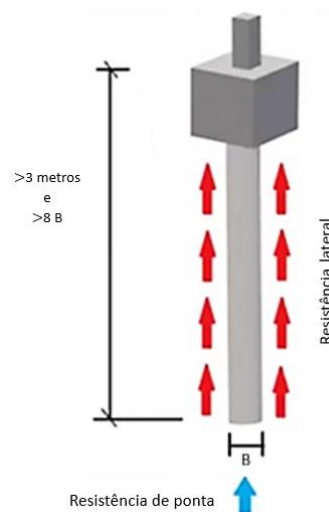


Figura 2.14 – Exemplo de esquema de uma fundação profunda (Cavagni Construtora, 2023).

Existem vários tipos de fundações profundas, sendo que as principais são: microestacas, estacas, tubulões, barretas e pegões. Normalmente, as estacas são a escolha mais utilizada.

2.3.1 Estacas

As estacas são elementos com um comprimento muito superior às dimensões da seção transversal e têm por finalidade transmitir as cargas da estrutura para o terreno, recorrendo às referidas resistência lateral e/ou de ponta.

Este tipo de fundação pode ser classificado de várias maneiras. Quanto ao seu comportamento e modo de funcionamento, as estacas podem ser separadas em dois grupos: estacas de ponta e estacas flutuantes. Nas estacas de ponta, também denominadas por estacas de fundo ou estacas de compressão, a sua ponta penetra numa camada de terreno resistente o suficiente para suportar a carga da estrutura. As estacas de ponta são projetadas para funcionar sobretudo através da resistência à penetração no solo. Neste contexto, as forças de suporte atuam principalmente na ponta da estaca, sendo que na superfície lateral o impacto é reduzido e, por vezes, desprezado durante o dimensionamento.

Na Figura 2.15 está representado um esquema de uma estaca de ponta, a qual penetra numa

camada de terreno abaixo do qual não existem mais estratos de terreno brando.

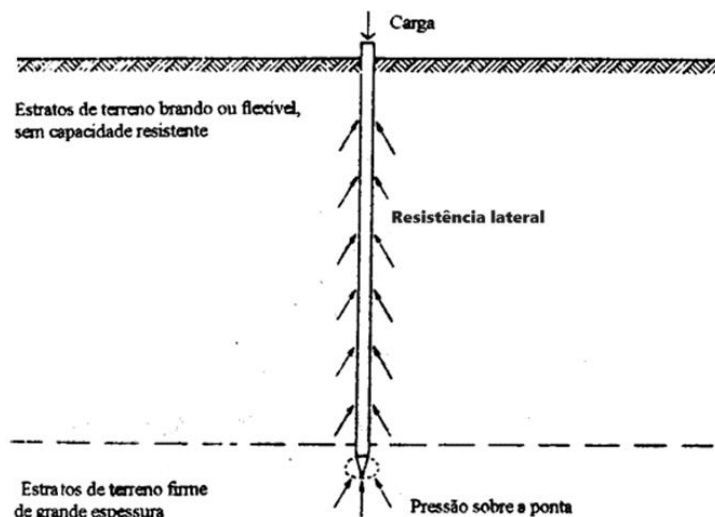


Figura 2.15 – Estaca de ponta (Brito, 2015).

As estacas flutuantes, por outro lado, em vez de serem cravadas ou perfuradas no terreno até atingirem uma camada resistente, são instaladas de forma a “flutuar” no terreno. Estas são utilizadas quando a camada resistente se encontra a uma grande profundidade e não é economicamente viável atingi-la. Deste modo, estas estacas não se apoiam numa camada de terreno resistente, mas sim em camadas de material de baixa capacidade de suporte. Assim, as cargas são equilibradas por resistência lateral da estaca. Deve-se evitar estas situações, porque resultam em assentamentos elevados, devendo-se por isso, inserir as estacas o mais profundamente possível no terreno. Na Figura 2.16 apresenta-se uma estaca flutuante e a respetiva resistência lateral.

As estacas podem ainda resistir simultaneamente por ponta e lateralmente, se existir uma camada de terreno brando abaixo da camada de solo resistente e a uma maior profundidade outra camada de terreno resistente, como retratado na Figura 2.16. Nestas circunstâncias, a maior parte da carga transmitida pela estrutura é suportada pela ponta da estaca, enquanto o restante é resultado da resistência lateral mobilizado entre a face lateral da estaca e o solo. Ambos os efeitos são considerados no dimensionamento. Esse comportamento da estaca é denominado de ponta e resistência lateral (Brito, 2015).

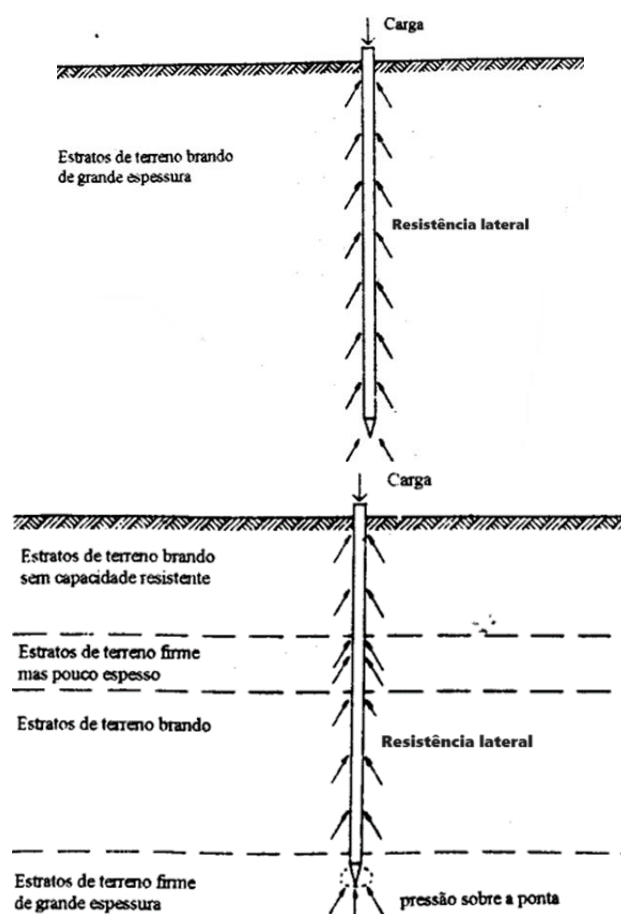


Figura 2.16 – Estaca flutuante (cima); Estaca de ponta e resistência lateral (baixo) (Brito, 2015).

Uma estaca decompõe-se em três partes, como caracterizado na Figura 2.17: a cabeça da estaca, na extremidade superior; o fuste na parte intermédia; e a ponta da estaca na extremidade inferior. O fuste pode dispor de diferentes formas de secção transversal, como por exemplo circular (maciça ou oca), octagonal, hexagonal, quadrada, triangular ou ainda perfis metálicos. Da mesma maneira, a ponta também pode ter a secção igual à do fuste ou ser ponteguda ou alargada (Trigo, 2021).

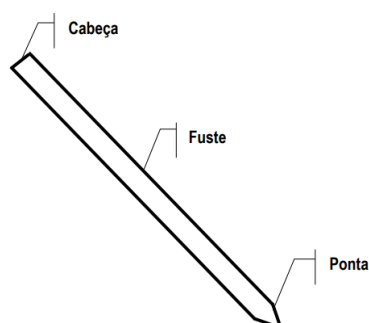


Figura 2.17 – Componentes de uma estaca (Trigo, 2021).

Esta solução de fundação adequa-se, não só quando as camadas superficiais são muito

deformáveis e as camadas mais profundas têm boa capacidade de suporte, como também quando a estrutura é sensível a deslocamentos diferenciais e está sujeita a cargas elevadas. Outro motivo para escolher esta fundação é quando a estrutura tem uma altura grande e está sujeita a ações do vento ou a ações sísmicas que transmitem trações à fundação.

A construção deste tipo de fundação pode ser feita por cravação ou por moldagem. Quando executada por cravação, as estacas são cravadas contra o terreno até à profundidade onde se encontra um estrato de boa resistência. A colocação deste tipo de estacas é mais adequada para solos soltos, uma vez que a cravação se torna mais difícil em solos compactos (Trigo, 2021).

As estacas cravadas são, normalmente, pré-fabricadas e podem ser de diferentes materiais, sendo os mais usuais o betão armado ou o aço. Devido a terem de ser transportadas até ao local de construção, o comprimento é limitado, no entanto podem atingir a profundidade desejada ao serem ligadas umas às outras, como mostra a Figura 2.18 (Trigo, 2021).

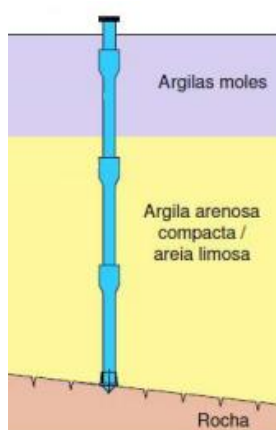


Figura 2.18 – Estacas cravadas justapostas até atingirem a profundidade necessária (Trigo, 2021).

No caso de serem moldadas, realiza-se a extração do terreno até à profundidade desejada e a estaca é posteriormente betonada contra este. O uso de estacas moldadas revela vantagens, na medida em que torna possível inspecionar o solo retirado e é possível ser realizado em qualquer tipo de terreno, sem ou com a presença de água, sendo apenas limitado pelos equipamentos usados na execução (Mello, 2021).

Este tipo de estacas são as mais recorrentes em virtude das suas vantagens em relação ao processo construtivo, e também por induzirem menores vibrações e ruídos.

2.3.2 Tubulões

Os tubulões são elementos de fundação profunda em que, ao contrário das estacas, o diâmetro

da base é maior que o diâmetro do fuste. Na Figura 2.19 está representado um tubulão e a respectiva resistência de ponta.



Figura 2.19 – Esquema de um tubulão (Cavagni Construtora, 2023).

A escavação pode ser realizada manualmente ou com o auxílio de máquinas. No entanto, no alargamento da base é frequente a descida de um trabalhador até ao fundo da escavação. Por este motivo, a execução de tubulões é considerado de elevado risco e, por conseguinte, mais dispendioso que o uso de estacas, sendo escolhida apenas quando as outras alternativas não são viáveis.

2.3.3 Barretas

As barretas são compostas por um ou mais painéis de paredes moldadas que são posicionadas de acordo com o tipo de terreno e os esforços aplicados da estrutura. Este tipo de fundação consegue resistir a ações muito elevadas, tanto verticais como horizontais, o que faz com que seja escolhida como solução em determinados casos como, por exemplo, em estruturas de grande porte, como pontes ou instalações portuárias (Brito, 2001).

Estes elementos possuem uma elevada secção transversal, que pode ter várias formas, como demonstrado na Figura 2.20.

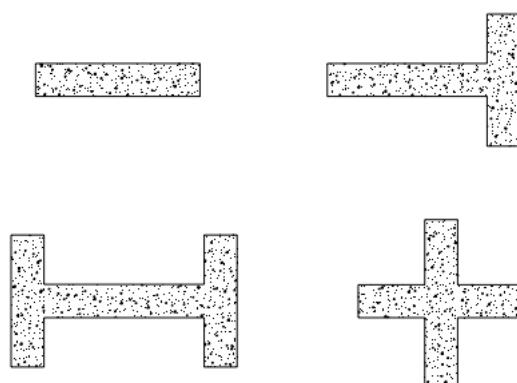


Figura 2.20 – Exemplo de secções transversais de barretas (Brito, 2001).

2.3.4 Pegões ou caixões

Os pegões têm uma esbelteza reduzida e uma elevada secção transversal, normalmente circular ou oval, pois é a forma mais resistente às pressões do exterior do terreno. Contudo, quando a secção tem maiores dimensões, também pode ser em forma retangular de maneira a ser possível uma divisão em células, com a finalidade de aumentar a rigidez da secção. Quando isso acontece os pegões são geralmente denominados por caixões, no entanto só se justifica na presença de água em movimento (Coelho, 1996).

Esta solução é recorrente quando o solo apresenta boa resistência a uma profundidade média de 4 a 8 metros em relação ao piso térreo. Estes transmitem as cargas ao terreno através da base. (Francisco, 2007).

A Figura 2.21 retrata um exemplo de um pegão de base alargada, com as dimensões habitualmente usadas.

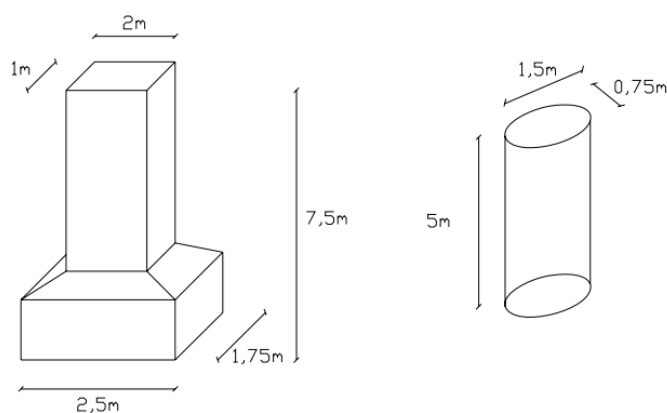


Figura 2.21 – Esquema de um pegão (Francisco, 2007).

Em Portugal, este tipo de fundação é pouco usada devido aos custos elevados e dificuldades

de execução em relação às estacas. Ainda assim, já se recorreu a pegões em obras importantes como é o caso da ponte São João no Porto, ou da Ponte 25 de Abril em Lisboa. A Figura 2.22 exemplifica a utilização de pegões nesta última ponte.

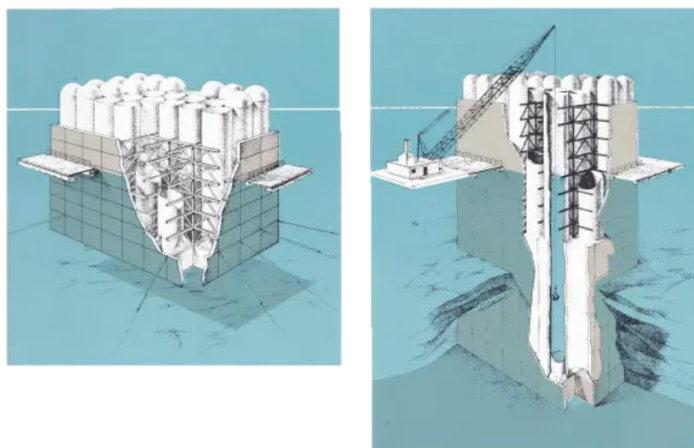


Figura 2.22 – Demonstração do uso de pegões (caixões) na Ponte 25 de Abril, em Lisboa (Pina et al., 2016).

2.4 Problemas, Anomalias e Precauções Associadas

Entre os diversos problemas que podem ocorrer numa estrutura, tanto durante a construção, quanto após a sua conclusão, os relacionados com as fundações são considerados os mais caros de reparar. Desta forma, é importante estar ciente dos possíveis problemas e anomalias que podem surgir nas fundações, bem como das precauções necessárias para evitá-los.

As anomalias mais comuns encontradas em construções, devido a problemas de fundações, incluem fissuras em revestimentos ou em elementos estruturais, empenamentos em portas e janelas, rotações de paredes, sobretudo associadas a assentamentos diferenciais.

As anomalias nas fundações podem ter origem em diferentes fatores e muitas vezes resultam de uma combinação de causas. De acordo com Milititsky et al. (2015) as anomalias em fundações podem ocorrer devido a problemas relacionados com várias etapas, entre os quais:

- Inadequada caracterização do comportamento do terreno;
- Deficiente análise e projeto das fundações;
- Má execução das fundações;
- Eventos posteriores à conclusão das fundações;
- Degradação dos materiais constituintes das fundações.

Na Figura 2.23 está representado um fluxograma das etapas de projeto descritas pelo mesmo autor e as suas principais possíveis causas de patologia.

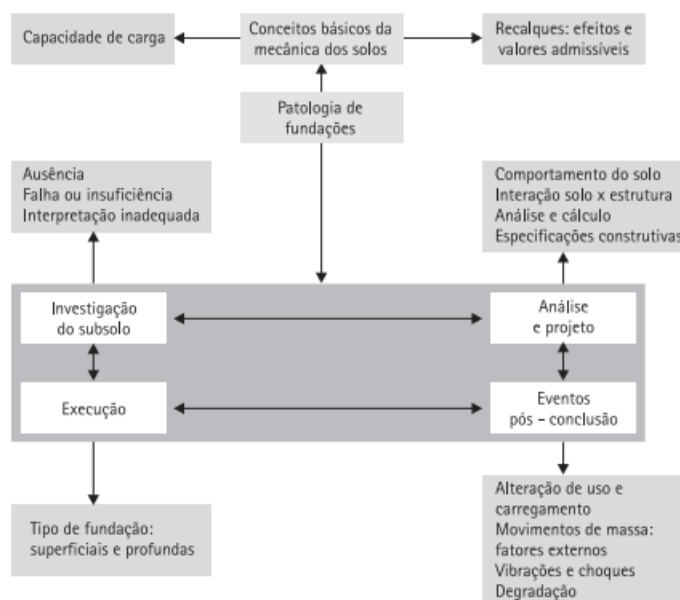


Figura 2.23 - Fluxograma das etapas de projeto e as suas possíveis causas de patologia (Milititsky et al. 2015).

Um dos principais problemas associados às fundações superficiais são os assentamentos diferenciais. Isto acontece quando diferentes partes da fundação sofrem deformações e assentamentos com quotas diferentes, resultando em desníveis, deslocamentos e deformações na estrutura. Para prevenir esse problema, é fundamental realizar uma análise cuidadosa das características do terreno e considerar possíveis variações na capacidade de suporte ao longo da área de fundação. É crucial realizar um acompanhamento dos assentamentos durante e após a construção, a fim de identificar e corrigir quaisquer desvios que possam surgir (Winterkorn et al., 1975).

Os aterros recentes, geralmente, sofrem assentamentos adicionais após a conclusão da construção, mesmo que tenham sido compactados adequadamente em camadas regulares durante o processo de execução. Desta forma, em alguns casos, os ensoleiramentos podem sofrer assentamentos excessivos, resultando em deformações estruturais e comprometendo a estabilidade do edifício (Logeais, 1971).

Assim, segundo Martinho (2017), é na fase de caracterização do terreno que surgem com mais frequência problemas que resultam em anomalias associadas a fundações. O terreno de fundação desempenha a função de suportar as cargas transmitidas pela construção, portanto, a identificação e a caracterização adequadas do terreno são de extrema importância.

Muitas vezes, o número de sondagens ou ensaios geotécnicos é insuficiente, principalmente em situações em que o terreno apresenta uma grande variação de propriedades, tanto em

extensão como em profundidade. Isso significa que a quantidade de informação recolhida sobre as características do solo é inadequada para uma análise precisa. Contudo, “não existe uma regra empírica para se determinar a profundidade das sondagens. Só um especialista em solos pode fixar a sua importância, mas é evidente que se deve ser muito prudente em obras pesadamente carregadas.” (Logeais, 1971, p.20).

No entanto, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) expõe um conjunto de especificações relativamente ao número e espaçamento dessas operações. De acordo com o LNEC, a profundidade e o intervalo entre sondagens ou outras atividades de prospeção deve ser planeada, de forma a esclarecer qualquer dúvida que possa surgir durante o estudo do terreno. Acrescenta ainda que, a profundidade deve alcançar todas as formações recentes, que possam ainda estar em processo de consolidação pelo peso próprio das camadas, até atingir as formações mais antigas dentro dos limites de custos e tempo definidos para o projeto.

Desta forma, a distância em planta entre os pontos de prospeção e de ensaio, assim como a profundidade a ser alcançada, devem ser fundamentadas nas informações relativas à geologia da área, o tipo de estrutura, as condições do terreno e a extensão do terreno envolvido.

O LNEC apresenta a Tabela 2.2 com recomendações de quantidades e profundidades mínimas das sondagens.

Tabela 2.2 – Número mínimo de sondagens (LNEC, 1968).

NÚMERO MÍNIMO DE SONDAGENS			
PROJEÇÃO HORIZONTAL DA ÁREA DE CONSTRUÇÃO			
Até 200m ²	De 200 a 400 m ²	De 400 a 2400 m ²	Acima de 2400 m ²
2 furos de sondagem	3 furos de sondagem	3 furos de sondagem mais um furo adicional por cada 400m ² excedendo os 400m ²	A definir para cada caso em particular
PROFUNDIDADE DAS SONDAGENS			
Até à obtenção de 3-4 ensaios consecutivos com N (SPT) ≥ 50 a 60 pancadas e no mínimo 4 a 5 metros abaixo da cota da última cave no caso de projeto de escavação e contenção periférica.			

O Eurocódigo 7 apresenta o seguinte conjunto de recomendações para a distância e a profundidade de reconhecimento, considerando a natureza e o tipo da obra a ser realizada:

- Para edifícios altos e estruturas industriais, uma malha com pontos distanciados entre 15 metros a 40 metros;
- Para estruturas de grande extensão, uma malha com pontos não distanciados além de 60 metros;
- Para estruturas lineares, como estradas, ferrovias, canais, túneis e muros de contenção, o espaçamento varia entre 20 metros e 200 metros;

- Para estruturas especiais, como pontes e fundações de máquinas, são recomendados de dois a seis pontos de investigação por fundação;
- Para barragens e represas, a distância entre pontos deve situar-se entre 25 metros e 75 metros, ao longo de seções verticais.

Para o caso específico de fundações de ensoleiramento, a profundidade de investigação, Z_a , deve ser igual ou superior a 1,5 vezes a largura da fundação, a menos que haja formações de alta capacidade resistente a uma profundidade menor, conforme ilustrado na Figura 2.24.

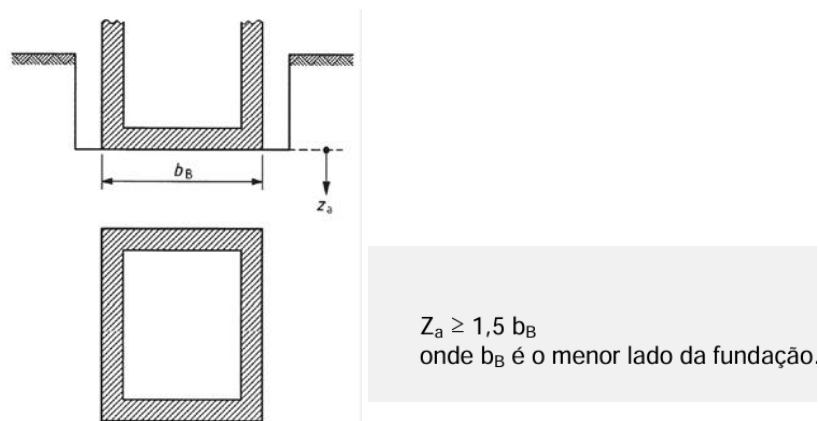


Figura 2.24 – Profundidade de investigação de uma fundação de ensoleiramento (Ordem dos Engenheiros, 2020).

Na Figura 2.25 é possível evidenciar uma situação onde não houve um número suficiente de sondagens e não foi analisada uma parte da área da fundação que possui um subsolo distinto.

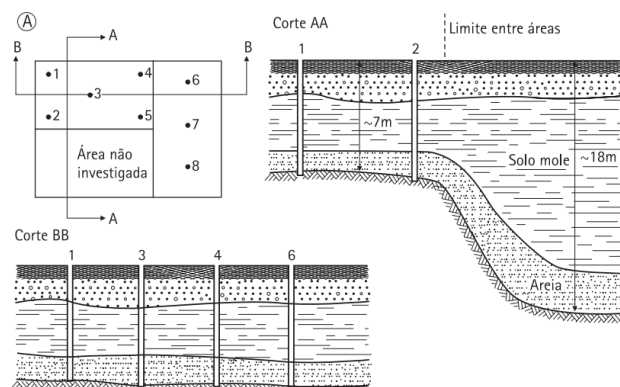


Figura 2.25 - Número insuficiente de sondagens onde existe uma área não investigada com subsolo distinto (Milititsky et al., 2015).

Outra anomalia comum é a erosão do solo em torno das fundações, especialmente em regiões com alta pluviosidade. A erosão pode comprometer a estabilidade da fundação, levando a

deslocamentos indesejados. Para prevenir esse problema, podem adotar-se medidas de drenagem adequadas, como a instalação de sistemas de drenagem e o uso de revestimentos de proteção ao redor da fundação. Esta erosão também pode ocorrer sob as fundações, principalmente quando o solo não é devidamente compactado ou apresenta características inadequadas, como baixa capacidade de suporte.

A presença de água no solo também pode levar à corrosão dos materiais de construção, sendo, desta forma, igualmente importante adotar medidas de impermeabilização, para evitar infiltração de água nas fundações.

É igualmente essencial considerar os efeitos da expansão e contração do solo. Em regiões com variação significativa de humidade, o solo pode sofrer expansões quando húmido e contrações quando seco, exercendo pressões sobre a fundação. Para lidar com esse problema, são usadas técnicas de estabilidade do solo, como a adição de materiais granulares ou a aplicação de geossintéticos (Martinho, 2017).

Outra preocupação está relacionada com a estabilidade das fundações durante eventos sísmicos. Em territórios com atividade sísmica significativa, é indispensável projetar as fundações de acordo com os requisitos sísmicos, considerando a ação das forças horizontais e verticais induzidas (Winterkorn et al., 1975).

Após a conclusão das fundações, os problemas mais comuns incluem: mudança de uso do edifício; modificação não planeada no projeto original; alteração do uso dos terrenos vizinhos; escavações próximas da construção; rotura de tubagens enterradas; oscilações ou rebaixamento do nível freático; vibrações e impactos (Martinho, 2017).

Posto isto, conclui-se que a prevenção é a melhor abordagem para evitar problemas nas fundações superficiais. Isso inclui, não só realizar estudos geotécnicos detalhados, como anteriormente explicado, como também realizar um projeto de fundações adequado, tendo em conta as características do terreno e as cargas impostas pela estrutura.

3 Ensoleiramentos Gerais

3.1 Aspetos gerais

Os ensoleiramentos gerais assemelham-se a uma laje extensa de betão armado, de espessura reduzida em relação às dimensões em planta. Estes suportam os pilares da estrutura e atuam como uma interface entre os pilares e o terreno de fundação. Podem abranger toda a área de implantação do edifício ou apenas parte dela. Na Figura 3.1 está representado um esquema deste tipo de solução (Silva, 2015).

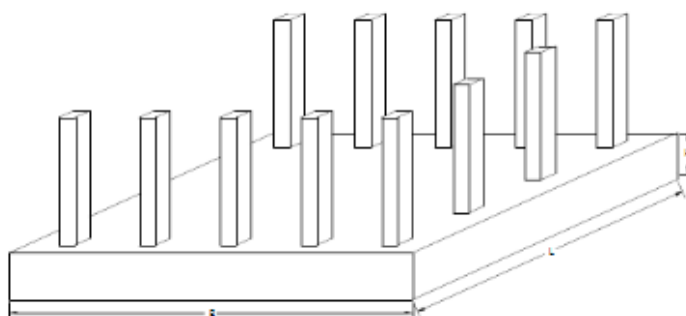


Figura 3.1 - Esquema de um ensoleiramento geral (Silva, 2015).

É preferível recorrer a este tipo de fundação nos casos: em que o solo superficial da fundação possui fraca resistência, mas suscetível de receber cargas; quando o solo tem boas características mecânicas a grandes profundidades; e quando existem alinhamentos de pilares muito próximas em duas direções em que a área coberta por sapatas isoladas excede cerca de 60% da área correspondente ao perímetro dos pilares exteriores (Martins, 2002).

Este tipo de fundação também é utilizado em situações em que as cargas aplicadas são elevadas em toda ou em parte significativa da fundação. A mesma é empregue quando é necessário controlar os assentamentos diferenciais de forma a mantê-los reduzidos. Outra aplicação é quando o nível freático está próximo ou acima da superfície do piso térreo (Santos et al., 2000).

Conforme descrito por Bowles et al. (1996), existem vários tipos de ensoleiramento geral, dependendo dos esforços instalados nos pilares e do espaçamento destes, sendo os principais destacados na Figura 3.2:

- a) Ensoleiramento de espessura constante ou sem variação significativa na espessura, que consiste numa laje de espessura uniforme que abrange toda a área dos pilares;
- b) Ensoleiramento de espessura variável com capitéis na face inferior, o qual apresenta uma variação na espessura da laje, com uma área mais espessa diretamente sob os pilares. Esta configuração é projetada para aumentar a capacidade de suporte nos pontos críticos e, por sua vez, aumentar a resistência ao punçoamento nos locais onde os pilares exercem cargas concentradas;
- c) Ensoleiramento de espessura variável com capitéis na face inferior, tipo waffle-slab, que possui uma configuração de laje em forma de colmeia na face inferior, com áreas mais espessas sob os pilares para distribuir as cargas de forma eficiente;
- d) Ensoleiramento de espessura variável com capitéis na face superior, que são utilizados como suporte direto dos pilares;
- e) Ensoleiramento constituído pelas paredes de caves enterradas. Neste tipo de ensoleiramento, as paredes do subsolo são integradas na laje, proporcionando suporte adicional aos pilares e auxiliando na estabilidade estrutural.

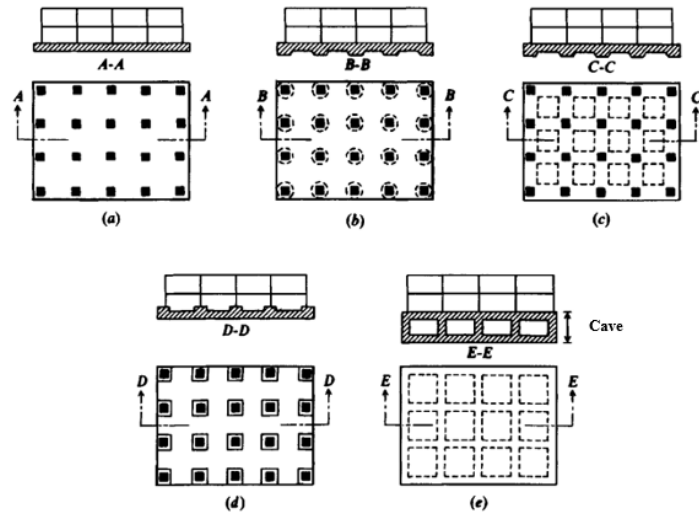


Figura 3.2 - Tipos mais comuns de ensoleiramento: (a) Espessura constante; (b) Espessura variável com capitéis na face inferior; (c) Espessura variável com capitéis na face inferior, tipo waffle-slab ; (d) Espessura variável com capitéis na face superior; (e) Constituído pelas paredes de caves enterradas (Bowles et al., 1996).

O ensoleiramento de espessura constante é o mais comum, devido à sua facilidade de execução em comparação com o de espessura variável, e ao facto de a escavação e de a montagem da armadura serem mais simples, graças à uniformidade da espessura da laje.

Contudo, em comparação com o ensoleiramento de espessura variável, o ensoleiramento de

espessura constante possui uma menor rigidez.

Esse tipo de ensoleiramento é adequado para situações em que as cargas aplicadas são moderadas e existe um espaçamento regular e reduzido entre os pilares (Winterkorn et al., 1975). Em tais casos, a distribuição das cargas sobre a laje é relativamente uniforme e a rigidez da laje é suficiente para suportar as cargas sem grandes deformações.

No ensoleiramento com espessura variável ocorre um aumento da espessura da laje próxima aos pilares. Este tem como objetivo resistir às ações transmitidas pela estrutura, que resultam em momentos negativos muito elevados e tensões de punçoamento significativas (Martinho, 2017).

No caso do nível freático se encontrar a uma pequena profundidade e existir uma cave, é necessário adotar uma solução estanque de ensoleiramento geral acompanhada de paredes ou muros de suporte. Desta forma, esta consegue resistir à pressão hidrostática exercida pela água do subsolo, garantindo a estabilidade e a impermeabilização da cave. Outra solução poderá ser optar pela construção do ensoleiramento com estacas. Essas fundações indiretas têm como objetivo mobilizar o atrito lateral e contrariar o efeito de impulsão da água (Martins, 2002).

As soluções de fundação por ensoleiramento geral oferecem diversas vantagens em relação às fundações por sapatas, conforme destacado por Santos et al. (2000), de entre as quais:

- Melhor distribuição de cargas: as fundações por ensoleiramentos têm a capacidade de distribuir mais uniformemente as cargas da estrutura sobre uma área maior do terreno;
- Uniformização de assentamentos: devido ao facto de os ensoleiramentos distribuírem as cargas mais uniformemente os assentamentos diferenciais são minimizados. Desta forma, o ensoleiramento geral é adequado para estruturas sensíveis a assentamentos diferenciais;
- Capacidade de suporte de carga: como as fundações por ensoleiramento têm uma área de contacto com o solo maior que as fundações por sapatas, a sua capacidade de suportar cargas também é maior. Assim, são mais compatíveis para estruturas que exigem suporte para cargas de nível médio a elevado;
- Criação de uma barreira eficaz contra a passagem de água: em situações onde o nível freático é elevado, os ensoleiramentos são uma solução eficaz, especialmente quando combinado com processos construtivos como paredes moldadas;

Não obstante, existem algumas desvantagens associadas aos ensoleiramentos, em comparação com fundações por sapatas. Essas desvantagens incluem, por vezes, um custo mais elevado devido ao maior volume de escavação e quantidade de betão e armadura necessária. Além disso, o processo de construção do ensoleiramento geral pode exigir mais tempo e apresentar dificuldades em terrenos urbanos restritos, especialmente quando envolve grandes quantidades de materiais.

Atentos aos custos envolvidos e considerando que um ensoleiramento requer armaduras de reforço inferiores e superiores, pode-se tornar mais rentável as sapatas conjuntas ou isoladas, aplicando-se assim uma menor quantidade de aço, mesmo que a área coberta pelas sapatas ultrapasse os 60% da área total de implantação (Lopes, 2010).

O ensoleiramento geral pode ser combinado com estacas, de forma a criar uma solução mista com as vantagens das duas soluções. Deste modo, as estacas controlam os assentamentos para valores aceitáveis e as cargas da estrutura são repartidas pelo ensoleiramento, pelas estacas e pelo solo de fundação. Este tipo de fundação, normalmente, é usado em estruturas de grandes dimensões (Poulos et al. 1980).

Quando usadas em simultâneo, os custos podem ser significativamente diminuídos, uma vez que pode ser reduzido o número de estacas, a espessura do ensoleiramento e as quantidades de reforço (Faria, 2017). Assim, a fundação pode ser simplificada e o tempo de construção minimizado. Esta solução é ideal para solos sensíveis a deslocamentos, pois reduz os assentamentos totais e diferenciais.

Neste capítulo são distinguidos dois termos, de acordo com O'Brien et al. (2012):

- Estacas reforçadas com ensoleiramento: tanto as estacas como o ensoleiramento trabalham dentro de uma faixa de comportamento pseudo-elástico. O comportamento é influenciado principalmente pela rigidez relativa do grupo de estacas em relação ao ensoleiramento. Apesar de as estacas, geralmente, serem mais rígidas que o ensoleiramento e suportarem a maior parte da carga da estrutura, o ensoleiramento também pode ser projetado para suportar uma parte significativa dessa carga. A rigidez desta fundação é influenciada pela rigidez do terreno e pela sua variação ao longo da profundidade;
- Ensoleiramento reforçado com estacas: as estacas são projetadas para mobilizar toda a sua capacidade máxima. O ensoleiramento suporta a maior parte da carga do projeto e as estacas são normalmente posicionadas sob os pilares. Para este tipo de fundação, o comportamento das estacas sob carga e deslocamento deve ser dúctil, isto significa que as estacas devem manter a sua resistência a deslocamentos relativamente grandes.

Em resumo, ambos os termos envolvem estacas e ensoleiramentos, mas diferem na forma em que a carga é distribuída entre os mesmos e nas expectativas de comportamento elástico ou dúctil das estacas.

No gráfico seguinte é possível observar os diferentes modos de comportamento de vários tipos de solução, mostrando a curva de acomodação de uma carga em ensoleiramentos (1), um grupo de estacas (2), um grupo de estacas reforçadas com ensoleiramento (3) e um ensoleiramento reforçado com estacas (4).

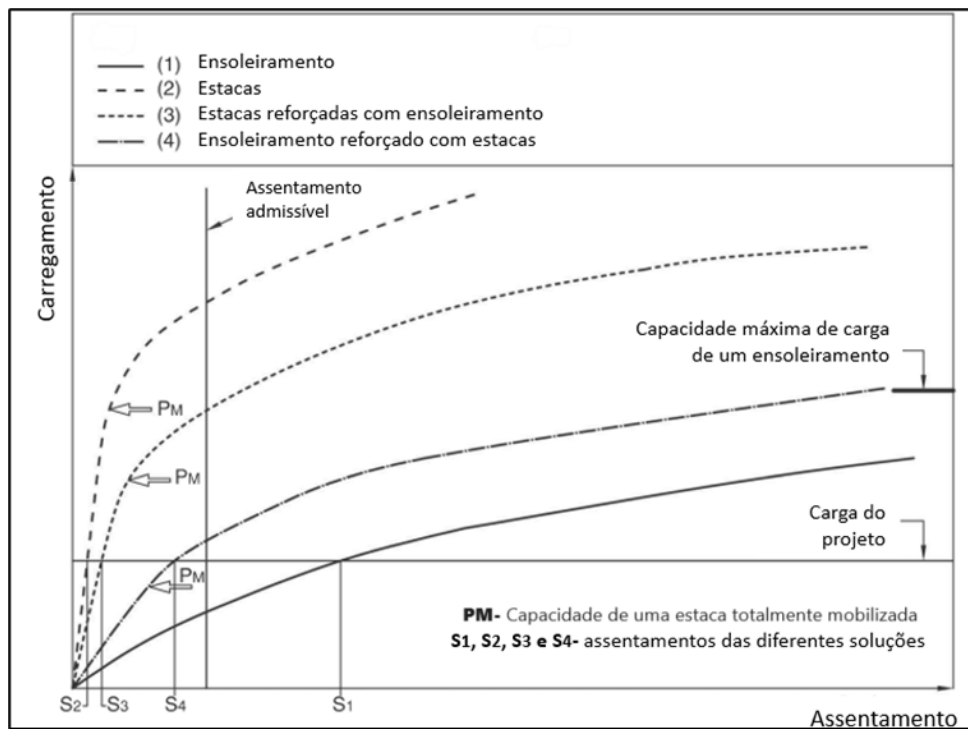


Figura 3.3 – Comportamento carga-assentamento (O’Brien et al. 2012).

Através da Figura 3.3 consegue-se perceber que o ensoleiramento possui uma capacidade de carga final substancial, porém, os assentamentos são excessivos. O grupo de estacas é muito rígido e seu assentamento é muito menor do que o assentamento permitido. O grupo de estacas reforçado com ensoleiramento também é relativamente rígido e isso é obtido com um número menor de estacas, comparando com a solução anterior, porque as estacas estão a trabalhar com mais eficiência. Por fim, o ensoleiramento reforçado com estacas tem assentamentos maiores do que as outras soluções que recorrem às estacas, mas é mais rígido do que um ensoleiramento e pode atingir os assentamentos permitidos para a estrutura (O’Brien et al. 2012).

3.2 Metodologias de Dimensionamento

Neste subcapítulo serão aprofundadas algumas metodologias de dimensionamento dos ensoleiramentos gerais. Essas metodologias são aplicadas tendo em consideração fatores como as características do terreno, as cargas atuantes, as propriedades dos materiais (betão, aço), os critérios de segurança e de desempenho exigido pelo projeto, entre outros aspectos.

Segundo Ferreira (2010) é bastante importante a escolha adequada da espessura do ensoleiramento, das dimensões das armaduras e do espaçamento entre elas, de modo a garantir a resistência e a durabilidade da estrutura e, por isso, o dimensionamento dos ensoleiramentos é um aspecto fundamental do projeto estrutural.

3.2.1 Princípios de Dimensionamento

O dimensionamento de um ensoleiramento, como qualquer fundação superficial em betão armado, envolve tanto o dimensionamento geotécnico como o dimensionamento estrutural.

Através do dimensionamento geotécnico é possível determinar as dimensões em planta da fundação, tendo em consideração as características do terreno de apoio. Nesta etapa, é feita uma análise da capacidade de carga do terreno, como também a sua resistência e a distribuição das tensões provocadas pela carga da estrutura, entre outros fatores geotécnicos relevantes que serão abordados no decorrer do relatório.

No dimensionamento de fundações, de acordo com Ferreira (2010), os dois aspetos mais relevantes a serem considerados são a capacidade de carga do terreno de fundação e os assentamentos, sendo este último especialmente importante devido aos danos que podem causar na estrutura, como analisado no capítulo anterior.

Já o dimensionamento estrutural envolve o cálculo da altura da fundação e o dimensionamento das armaduras a instalar. Nesta fase, é necessário considerar as cargas atuantes na fundação, a resistência do betão, as tensões de tração e compressão, as deformações esperadas, como outros parâmetros estruturais que serão explicados no presente capítulo.

Ao dimensionar uma fundação, é importante ter proporções adequadas tanto do ponto de vista da fundação quanto da estrutura, a fim de obter um dimensionamento estrutural económico. O critério de escolha mais apropriado é, desta forma, essencialmente o fator económico, visando encontrar uma solução que seja segura e eficiente e ao mesmo tempo viável financeiramente.

3.2.1.1 Eurocódigos

O dimensionamento geotécnico de um ensoleiramento geral é a primeira fase do projeto. As verificações de resistência geotécnica são divididas entre situações correntes, conforme definido no EC7, e situações sísmicas, definidas no EC8.

Assim, o projeto geotécnico é regulamentado pelo EC 7, que é composto por duas partes. Uma primeira parte (EC 7-1) que estabelece diretrizes gerais para o dimensionamento geotécnico, incluindo a definição dos valores característicos e de cálculo; parâmetros do terreno; regras abrangentes para a investigação geotécnica; critérios para o dimensionamento das principais estruturas geotécnicas; e apresenta orientações sobre os procedimentos de execução. A parte dois (EC 7-2) não só define os requisitos para a realização e avaliação de ensaios de campo e laboratório, como ainda apresenta derivações das propriedades do terreno e exemplos de métodos de cálculo fundamentados em ensaios.

Em resumo, o EC 7 serve como uma referência para garantir que a estrutura seja projetada e construída de forma segura, funcional e duradoura, de acordo com as normas e padrões estabelecidos.

O EC 8 define a influência da ação sísmica e é aplicado no projeto e construção de estruturas em

regiões sísmicas. Este é composto por várias partes que abrangem diversos tipos de construções. A parte um (EC 8-1) determina as regras gerais para o projeto de estruturas que são capazes de resistir aos efeitos dos sismos. Por outro lado, a parte cinco (EC 8-5) é fundamental para o contexto em questão, pois trata de disposições específicas relacionadas com fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos. Esta parte estabelece a conexão entre os EC 7 e EC 8, proporcionando um vínculo importante entre eles.

No EC 8 é reforçada a ideia de que as fundações têm um papel importante no comportamento global dos edifícios, especialmente perante a ação sísmica. As acelerações do terreno são transferidas por meio das fundações e as forças de inércia sísmica precisam de ser resistidas pelas próprias fundações.

Os Eurocódigos também adotam o método dos estados limites e introduzem coeficientes parciais de segurança.

3.2.2 Bases do Projeto Geotécnico

Este subcapítulo foi desenvolvido para destacar aspetos fundamentais que constituem as bases do projeto geotécnico, tendo como referência o Eurocódigo 7.

3.2.2.1 Considerações iniciais

As estruturas devem ser projetadas e construídas de forma a atender os seguintes requisitos técnicos:

- Resistência estrutural - Deve suportar todas as ações e todas as influências que possam acontecer durante a execução e a utilização;
- Funcionalidade - Deve desempenhar de forma adequada as funções requeridas, durante a sua utilização;
- Durabilidade - Os requisitos de resistência estrutural e de funcionalidade devem ser satisfeitos durante o período de vida útil da estrutura.

O tempo de vida útil para o qual as estruturas devem ser dimensionadas é apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Classificação da vida útil de projeto (Trigo, 2020).

Classe	Tempo de vida útil (anos)	Exemplo
1	10	Estruturas temporárias (escoramentos).
2	10-25	Partes substituíveis de estruturas como um tirante de aço, aparelhos de apoio ou guardas.
3	15-30	Estruturas agrícolas.
4	50	Estruturas de edifícios correntes.
5	100	Estruturas de edifícios especiais como hospitais ou monumentos; Outras obras de engenharia civil como pontes ou barragens.

As situações de projeto estão definidas no ECO e correspondem a um conjunto de condições físicas que representam as expectativas para as ocorrências durante um determinado período de tempo. Estas situações podem ser divididas como representado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Situações de projeto (Trigo, 2020).

Situações de projecto	Definição	Exemplo
Persistentes	Período de tempo da mesma ordem do tempo de vida útil	—
Transitórias	Período de tempo muito inferior ao tempo de vida útil; com probabilidade elevada de ocorrência	Durante a construção ou reparação
De acidente	Condições excepcionais	Estruturas quando sujeitas a incêndio, a explosão ou a impacto.
Sísmicas	Condições excepcionais	Estruturas quando sujeitas a sismos

Uma estrutura atinge o estado limite quando é colocada em causa, quer total ou parcialmente, a sua capacidade de desempenhar as funções iniciais atribuídas. Os regulamentos definem e caracterizam dois tipos de estados limites, que se baseiam nos danos que resultam no seu acontecimento. A sua verificação tem em conta as condições ambientais e a finalidade da utilização. Estes são os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de utilização (ELUt).

Os dois tipos de estados limites distinguem-se pelo nível de fiabilidade exposto para cada um deles e pela exposição das condições. Enquanto o estado limite último resulta em prejuízos muito severos, o estado limite de utilização resulta em prejuízos pouco severos. Os ELUt têm em consideração a duração, desta forma, só é considerado este estado limite quando determinado comportamento da estrutura se mantém durante um dado período. Em contrapartida, para os ELU basta um evento de certo comportamento independente da sua permanência.

Nos casos analisados pelo estado limite último, a capacidade resistente da estrutura está comprometida.

No caso de os estados limites de utilização, estes estão relacionados com o incumprimento de determinadas exigências de serviço, particularmente, com o funcionamento corrente, com o aspeto arquitetónico e com o conforto das pessoas. Estes estados limites são concebidos para três durações: longa, curta e muito curta. A duração longa corresponde a cerca de metade do tempo de vida da estrutura, a curta duração está, geralmente, em torno de cinco por cento do período de vida da estrutura e a duração muito curta representa apenas algumas horas desse período.

Normalmente, a probabilidade de acontecerem estes tipos de estados limites é superior à dos estados limites últimos.

Exemplos de ELUt são a fendilhação do betão que possa reduzir a capacidade resistente, ou vibrações indesejadas, ou a deformação não compatível com as condições de serviço da estrutura.

Os estados limites devem ser verificados utilizando uma das seguintes abordagens, ou de forma combinada:

- A utilização de cálculos;
- A adoção de medidas prescritivas;
- A utilização dos modelos experimentais e de ensaios de carga;
- A utilização do método observacional.

3.2.2.2 Dimensionamento geotécnico com base no cálculo

O dimensionamento com base no cálculo deve estar conformidade com os requisitos fundamentais estabelecidos no ECO e implica a consideração de:

- Ações (forças ou deslocamentos impostos);
- Propriedades dos solos, das rochas ou de outros materiais;
- Grandezas geométricas;
- Valores limites das deformações, da largura de fendas, das vibrações, etc;
- Modelos de cálculo (modelo analítico, modelo semi-empírico, modelo numérico).

Os valores de cálculo das ações e das propriedades dos materiais são determinados a partir dos valores característicos mediante a aplicação de coeficientes parciais de segurança. Permitindo, assim, uma margem de segurança, uma vez que as ações atuantes, as propriedades dos materiais e as condições ambientais vão variando no tempo de vida útil de uma estrutura.

As ações que devem considerar-se no cálculo podem resultar de ações com origem nas

estruturas (ações estruturais) e ações com origem no terreno (ações geotécnicas). As ações estruturais estão identificadas no EC 0 e no EC1, e as ações geotécnicas estão definidas no EC 7.

As ações em que predominam forças hidrostáticas devem ser identificadas de modo a ser objeto de consideração especial. Isso deve-se à possibilidade de variações no nível freático que podem ter importância crucial para a segurança.

Os valores de cálculo das ações, das propriedades dos materiais, bem como as combinações de ações, variam dependendo do estado limite a tratar.

Nas Tabelas 3.3 e 3.4 estão apresentadas as combinações de ações para a verificação de segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de utilização, respetivamente.

Tabela 3.3 – Valores de cálculo das ações a usar nas combinações de ações em estados limites últimos (Trigo, 2020).

Situações de projecto	Acções permanentes	Acções variáveis		Acções acidentais
		Acção de base	Restantes acções	
Persistente e transitória (combinações fundamentais)	$\gamma_g G_k$	$\gamma_{q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	—
Acidental	$\gamma_g G_k$	—	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	$\gamma_A A_k$ ou A_d
Sísmica	G_k	—	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	$\gamma_I A_{Ek}$ ou A_{Ed}

Tabela 3.4 - Valores de cálculo das ações a usar nas combinações de ações em estados limites de utilização (Trigo, 2020).

Combinações	Acções permanentes	Acções variáveis	
		Acção de base	Restantes acções
Característica	G_k	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequente	G_k	$\psi_1 Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quase permanente	G_k	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

As propriedades do terreno devem ser obtidas de resultados de ensaios de laboratório ou in situ, diretamente ou através de correlações, teóricas ou empíricas, complementados com outros dados relevantes.

São incluídas nas grandezas geométricas características como os níveis e a inclinação da superfície do terreno, da água, das interfaces entre estratos, de escavação, e as dimensões da estrutura geotécnica.

O valor de cálculo de uma ação, F_d , pode ser determinado diretamente ou obtido a partir da seguinte

equação:

$$F_d = \gamma_F * F_{rep} \quad (3.1)$$

com

$$F_{rep} = \psi * F_k \quad (3.2)$$

onde

γ_F - Coeficiente de segurança parcial para as ações, para situações persistentes e transitórias.

F_k – Valores característicos das ações.

Ψ – Coeficiente de conversão dos valores característicos nos valores representativos, diretamente relacionado com os critérios de combinação de ações fornecido pelo EC 0.

Os valores de cálculo das pressões da água no terreno podem ser obtidos diretamente, seja aplicando coeficientes parciais aos valores característicos das pressões da água, ou adicionando uma margem de segurança ao valor característico do nível da água.

Os valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos, X_d , podem ser obtidos diretamente ou a partir de valores característicos, X_k , recorrendo à seguinte equação:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (3.3)$$

Em que γ_M é o coeficiente parcial de segurança para a propriedade do terreno.

Os coeficientes parciais das ações e das propriedades do terreno contemplam pequenas variações nas grandezas geométricas pelo que, nesse caso, não será necessária uma margem de segurança adicional relativamente a essas grandezas.

No caso de ser detetado desvios nas grandezas geométricas significativas, os valores de cálculo dessas grandezas, a_d , devem ser avaliados diretamente ou ser obtidos a partir de valores nominais, recorrendo a expressão:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (3.4)$$

Sendo que a_{nom} representa os valores nominais das grandezas geométricas e Δa representa a possibilidade de desvios desfavoráveis das grandezas geométricas em relação aos valores nominais. A menos que sejam tomados cuidados especiais durante a construção, deverão ser adotados desvios até 0,10 metros.

Estados limites

Nos casos dos estados limites último, estes estão relacionados com a instabilidade da estrutura ou parte dela, ou a rotura em secções dos elementos. Os estados limites últimos podem dividir-se em:

- Estado limite Último de Resistência ou Deformação Excessiva (estrutura)- STR

O STR ocorre quando a resistência dos materiais da estrutura ou a capacidade de deformação é excedida, conduzindo à rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais.

Estes são os estados limites últimos de rotura por flexão, punçoamento, corte, entre outros. A Figura 3.4 demonstra um exemplo de STR, nomeadamente, a rotura estrutural de uma parede por flexão.

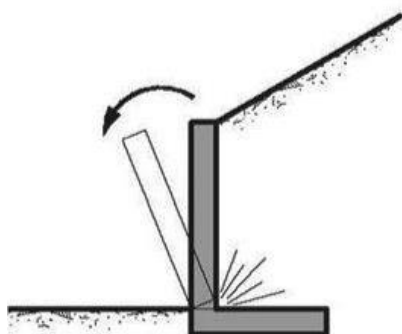


Figura 3.4 - Exemplo de STR (Rodriguez et al., 2013).

- Estado limite Último de Resistência ou Deformação Excessiva (terreno)- GEO

Semelhante ao estado limite anterior, o GEO refere-se à rotura ou deformação excessiva, mas em relação ao terreno, em que as propriedades do terreno condicionam a capacidade resistente.

A Figura 3.5 mostra diferentes tipos de rotura GEO, nomeadamente a insuficiente capacidade resistente de uma sapata de um pilar ou de uma parede; o deslizamento de uma parede; a instabilidade global de uma vertente ou de um talude; e a rotura pela insuficiente mobilização de um impulso passivo na face da frente de uma parede enterrada.

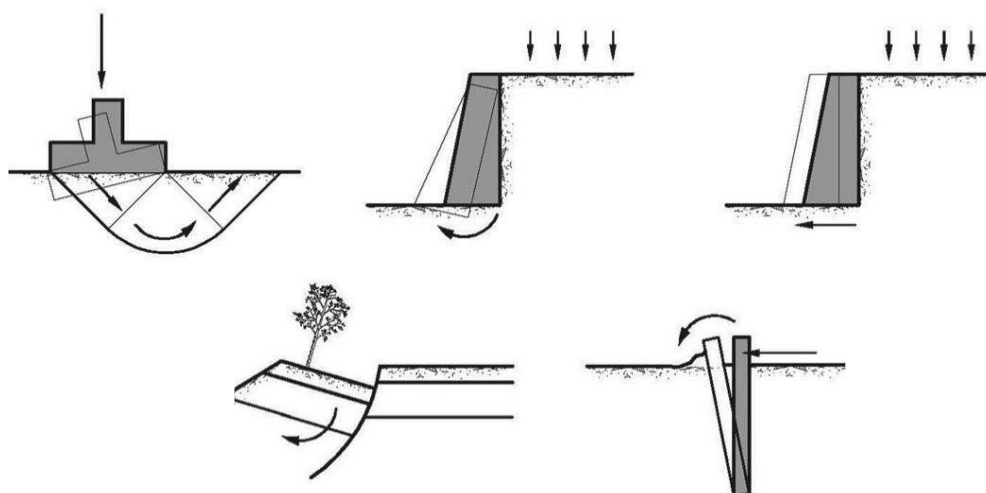


Figura 3.5 – Exemplos de GEO (Rodriguez et al., 2013).

- Estado limite Último de Equilíbrio- EQU

O presente estado é a condição em que a estrutura perde a capacidade de equilíbrio estático, devido às cargas externas que está sujeita. Neste estado limite, as propriedades resistentes dos materiais e do terreno são irrelevantes para a capacidade resistente. No entanto, pequenas variações nas cargas ou na sua distribuição podem ter um forte impacto. A Figura 3.6 ilustra dois exemplos de EQU.

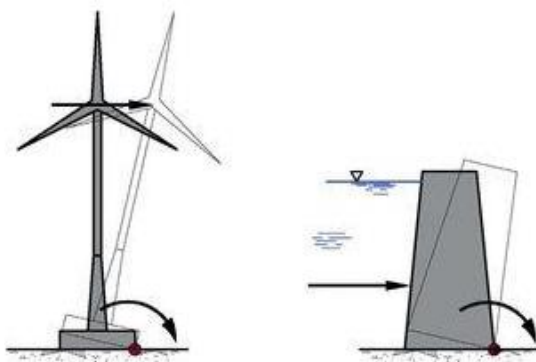


Figura 3.6 – Exemplo de EQU (Rodriguez et al., 2013).

- Estado limite Último de Levantamento Global- UPL

Este estado ocorre quando a estrutura como um todo sofre um deslocamento excessivo ou um levantamento em relação às suas fundações, causando perda de equilíbrio da estrutura ou terreno. Esta elevação pode ocorrer devido a cargas externas, como a variação da temperatura; os sismos; a pressão da água, como representado na Figura 3.7, e outras ações verticais.

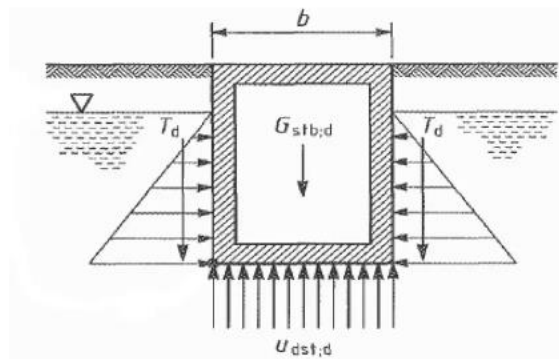


Figura 3.7 – Exemplo de UPL provocado pela pressão da água (Correia, 2010).

- Estado limite Último de Instabilidade Hidrodinâmica- HYD

Este estado limite é causado pela infiltração de água no terreno. Tal pode ser provocado devido a vários fatores, sobretudo devido ao levantamento hidrúlico ou devido à erosão interna ou tubular, causadas por gradientes hidrúlicos suficientemente elevados, como mostra a Figura 3.8 (à esquerda levantamento hidrúlico e à direita erosão interna).

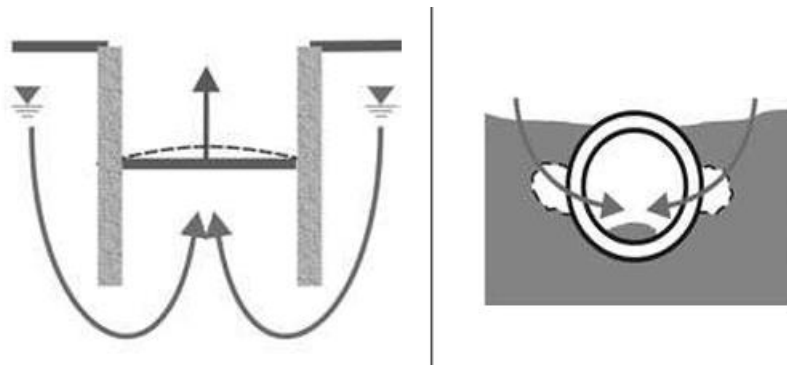


Figura 3.8 – Exemplos de HYD (Trigo, 2020).

Os estados limites de utilização podem dividir-se em Reversível ou Irreversível, conforme os resultados que geram nas estruturas:

- Estado Limite de Utilização Reversível

O Estado limite de Utilização Reversível verifica-se, quando após deixar de ser submetida a ações que excedem os requisitos de utilização específicos, a estrutura retorna às suas condições iniciais.

- Estado Limite de Utilização Irreversível

O Estado limite de Utilização Irreversível, ao contrário do anterior, ocorre quando algumas

das consequências permanecem após retiradas as ações que ultrapassaram as condições específicas para a utilização da estrutura.

O estado limite GEO é normalmente crítico no dimensionamento de elementos estruturais envolvidos em fundações e, por vezes, na capacidade resistente de elementos estruturais.

Verificação da capacidade resistente para estados limites STR e GEO em situações persistentes ou transitórias

Quando se considera o estado limite de rotura ou de excessiva deformação de um elemento estrutural ou de uma zona do terreno (STR ou GEO), deve verificar-se que o valor de cálculo dos efeitos das ações, E_d , é menor ou igual ao valor de cálculo da capacidade resistente, R_d .

$$E_d \leq R_d \quad (3.5)$$

Os coeficientes parciais das ações podem ser aplicados às próprias ações, F_{rep} , ou aos seus efeitos (E):

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\} \quad (3.6)$$

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\} \quad (3.7)$$

Nalgumas situações a aplicação de coeficientes parciais a ações causadas pelo solo poderiam originar valores de cálculo fisicamente impossíveis e, assim sendo, nessas situações, os coeficientes podem ser aplicados aos efeitos dos valores representativos das ações.

Os coeficientes parciais podem ser aplicados às propriedades do terreno (X), às resistências (R) ou a ambas, do seguinte modo:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\} \quad (3.8)$$

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_K; a_d\} / \gamma_R \quad (3.9)$$

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d\} / \gamma_R \quad (3.10)$$

Há três abordagens de cálculo referentes aos estados limites últimos de rotura (STR) ou de rotura do terreno (GEO). Em Portugal, as verificações desses tipos de estados limites, para situações persistentes ou transitórias, devem ser realizadas usando a Abordagem de Cálculo 1. Nesta abordagem, as expressões aplicáveis são as 3.6 e 3.9.

Nas situações de projeto persistentes ou transitórias, a combinação fundamental pode ser formulada da seguinte maneira:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} G_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{k,i} \quad (3.11)$$

Em que:

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente de segurança parcial para a ação permanente;

γ_{Qi} - Coeficiente de segurança parcial para a ação variável i ;

$G_{k,j}$ - Valores característicos das ações permanentes;

$Q_{k,1}$ - Valor característico da ação variável base;

$Q_{k,i}$ - Valores característicos das outras ações variáveis;

AE_d - Valor de cálculo da ação sísmica;

ψ_0 - Coeficiente para o valor de combinação da ação variável;

ψ_1 - Coeficiente para o valor frequente da ação variável;

ψ_2 - Coeficiente para o valor quase permanente da ação variável.

Deve ser realizada a verificação para garantir que não ocorre um estado limite de rotura ou de excessiva deformação. Isso deve ser efetuado para cada uma das combinações de conjunto de coeficientes parciais seguinte:

- Combinação 1: A1+"M1"+"R1
- Combinação 2: A2+"M2"+"R1

Onde "+" significa "combinado com", A traduz as ações ou efeitos das ações, M corresponde aos parâmetros do terreno e R está associado às capacidades resistentes.

Nestas combinações, os coeficientes parciais são aplicados aos parâmetros de resistência do terreno e às ações.

Tabela 3.5 – Coeficientes parciais para as ações (γ_F) ou para os efeitos das ações (γ_E).

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

Tabela 3.6 – Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno (γ_M).

Parâmetros do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas (α)	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,0	1,40
Resistência à compressão uniaxial	γ_{qu}	1,0	1,40
Peso volúmico	γ_{γ}	1,0	1,00
(a) Este coeficiente é aplicado a $tg\phi'$			

Verificação do equilíbrio estático (EQU)

Na consideração de um estado limite de perda de equilíbrio estático (EQU) deve verificar-se que:

$$E_{dst;d} \leq E_{stb;d} + T_d \quad (3.12)$$

com

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_{FG} F_{rep}; X_K / \gamma_M; \alpha_d\}_{dst} \quad (3.13)$$

e

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_{FG} F_{rep}; X_K / \gamma_M; \alpha_d\}_{stb} \quad (3.14)$$

Nas expressões anteriores devem ser utilizados os coeficientes parciais definidos na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Coeficientes de segurança parciais – EQU para situações persistentes e transitórias (Trigo, 2020).

Acções				Propriedades do terreno				
Permanentes		Variável de base	Outras variáveis	$tg\phi'$	c'	c_u	q_u	γ
Desfavoráveis	Favoráveis							
$\gamma_{G; dst} = 1,10$	$\gamma_{G; stb} = 0,90$	$\gamma_{Q; dst} = 1,50^a$	$\gamma_{Q; dst} \psi_0 = 1,50 \psi_0^a$	$\gamma_{\phi'} = 1,25^b$	$\gamma_{c'} = 1,25$	$\gamma_{cu} = 1,4$	$\gamma_{qu} = 1,4$	$\gamma_{\gamma} = 1,0$
^a - Quando a acção variável é favorável, não deve ser considerada. $\gamma_{Q; stb} = 0$ ^b Este coeficiente é aplicado a $tg\phi'$								

Verificação para a perda de equilíbrio por levantamento global (UPL)

A análise da perda de equilíbrio por levantamento global (UPL) deve ser realizada de modo que o valor de cálculo da combinação de acções verticais instabilizadoras, permanentes e variáveis, $V_{dst;d}$, seja menor ou igual à soma do valor de cálculo das acções verticais permanentes estabilizadoras, $G_{stb;d}$, e do valor de cálculo de eventual resistência adicional à perda de

equilíbrio por levantamento, R_d :

$$V_{dst;d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad (3.15)$$

com:

$$V_{dst;d} = G_{stb,d} + Q_{stb,d} \quad (3.16)$$

Nas expressões anteriores deverão ser utilizados os coeficientes parciais para as ações permanentes desfavoráveis (instabilizadoras), as ações permanentes favoráveis (estabilizadoras) e as ações variáveis desfavoráveis (instabilizadoras), definidos na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Coeficientes parciais das ações (γ_F) - UPL.

Acção	Símbolo	Valor
Permanente		
Desfavorável ^a	$\gamma_{G, dst}$	1,0
Favorável ^b	$\gamma_{G, stb}$	0,9
Variável		
Desfavorável ^a	$\gamma_{Q, dst}$	1,5
^a Instabilizadora		
^b Estabilizadora		

Verificação da resistência à rotura por levantamento hidráulico (HYD)

Na verificação da resistência à rotura por levantamento hidráulico (HYD) deve verificar-se, para qualquer coluna de solo relevante, que o valor de cálculo da pressão instabilizadoras na água dos poros, $u_{dst,d}$, na base da coluna, ou que o valor de cálculo da força vertical de percolação, $S_{dst,d}$, na coluna é menor ou igual à tensão total vertical estabilizadora, $\sigma_{stb,d}$, na base da coluna, ou ao peso submerso, $G'_{stb,d}$, da mesma coluna.

$$u_{dst,d} \leq \sigma_{stb,d} \quad (3.17)$$

ou

$$S_{dst,d} \leq G'_{stb,d} \quad (3.18)$$

Nas equações anteriores devem ser usados os coeficientes parciais para as ações permanentes desfavoráveis (instabilizadoras), as ações permanentes favoráveis (estabilizadoras) e as ações variáveis (instabilizadoras), definidos na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Coeficientes parciais das ações (γ_F) – HYD.

Acção	Símbolo	Valor
Permanente		
Desfavorável ^a	$\gamma_{G:dst}$	1,35
Favorável ^b	$\gamma_{G:stb}$	0,90
Variável		
Desfavorável ^a	$\gamma_{Q:dst}$	1,50
^a Instabilizadora		
^b Estabilizadora		

Verificação dos estados limites de utilização (ELUt)

No contexto dos estados limites de utilização, a garantia da segurança das fundações envolve a necessidade de assegurar que a estrutura suportada seja capaz de tolerar os movimentos e deformações das suas fundações, evitando que qualquer estado limite manifeste-se nela.

Na verificação de estados limites de utilização no terreno ou na estrutura, o valor de cálculo do efeito das ações, E_d , deve ser menor ou igual ao valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização, C_d , conforme a expressão 3.19 indica.

$$E_d \leq C_d \quad (3.19)$$

Para garantir que sejam mantidas as deformações dentro dos limites estabelecidos, em alternativa ao método anterior, pode verificar-se se é apenas mobilizada uma percentagem baixa da resistência do terreno. Sempre que se recorre a esta abordagem simplificada, as situações de projeto são:

- Não é necessário um valor da deformação para verificar o estado limite de utilização;
- Existe uma experiência comparável em que as condições de terreno, a estrutura e o método construtivo são semelhantes.

Para estes estados limites, os valores dos coeficientes parciais de segurança são normalmente iguais a um.

O EC 7 não especifica o tipo de combinação a usar na verificação da segurança relativamente aos estados limites de utilização. Porém, de acordo com Webster Brooker et al. (2006), ao recorrer ao método prescritivo devem ser consideradas combinações de ações características e no caso do método direto deve ser considerada a combinação frequente de ações para o dimensionamento das fundações superficiais e a combinação quase permanente para o

calcular os assentamentos correspondente.

O projeto de fundações deve estabelecer os valores limites para o movimento das fundações, de modo que tais deformações não originem um estado limite na estrutura. Quando os limites para as deformações da estrutura não estão claramente definidos, deve adotar-se os valores de deformação estrutura e os movimentos da fundação fornecidos na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Valores limites da deformação estrutural e dos movimentos da fundação definidos no EC 7 (Trigo, 2020).

Rotação relativa máxima		Assentamento máximo	Assentamento diferencial máximo
Deformada côncava	Deformada convexa		
1/500 (ELUt)	1/1000 (ELUt)	50mm ^a	20mm ^a
1/300 (ELU)	1/600 (ELU)		

^a Estruturas normais com fundações isoladas

Podem ser possíveis assentamentos totais ou diferenciais superiores, desde que as rotações relativas permaneçam dentro dos limites aceitáveis e que os assentamentos totais não resultem em desvios da vertical e causem problemas nas redes de serviço que entram na estrutura, como elevadores ou canalizações.

3.2.2.3 Dimensionamento geotécnico com base em medidas prescritivas

Nas situações de projeto em que não há disponibilidade ou necessidade de modelos de cálculo, é possível evitar os estados limites por meio da aplicação de medidas prescritivas. Estas envolvem práticas de projeto convencionais, geralmente conservativas, e exigem atenção especial à especificação e ao controle de materiais, à qualidade da execução, bem como procedimentos de proteção e de manutenção.

O dimensionamento por medidas prescritivas pode ser realizado quando a experiência comparável torna dispensáveis os cálculos de projeto. Entende-se por experiência comparável as informações documentadas ou claramente estabelecidas relacionadas a estruturas semelhantes e ao mesmo tipo de terreno considerado no projeto, envolvendo os mesmos tipos de solo e rocha, com previsão de comportamento semelhante. A informação recolhida no local é particularmente importante nesse contexto.

As medidas prescritivas também podem ser usadas para garantir a durabilidade, face à ação do gelo e ao ataque químico e biológico, situações para as quais não são normalmente apropriados cálculos diretos.

3.2.2.4 Dimensionamento geotécnico com base em modelos experimentais e de ensaios de carga

Os modelos experimentais e os ensaios de carga podem ser utilizados para fundamentar um dimensionamento ou para completar uma das outras abordagens de dimensionamento mencionadas, contanto que sejam considerados os seguintes aspetos:

- As diferenças entre as condições do terreno no ensaio e na obra;
- Os efeitos do tempo, especialmente se a duração do ensaio for muito inferior à duração do carregamento na obra;
- Os efeitos de escala, especialmente se forem utilizados modelos de pequenas dimensões. O efeito do nível de tensões no comportamento do terreno, juntamente com os efeitos associados às dimensões das partículas.

Os ensaios podem ser realizados numa amostra da própria obra ou em modelos em escala natural ou reduzida.

3.2.2.5 Dimensionamento geotécnico com base no método observacional

Recorre-se ao método observacional quando há dificuldades de previsão do comportamento geotécnico. Neste, o projeto é revisto durante a construção, permitindo assim alterações significativas do projeto face às condições reais encontradas em obra.

Antes do início da construção, devem ser satisfeitos os seguintes requisitos:

- Estabelecidos os limites do comportamento aceitável;
- Avaliar-se a gama de variação dos comportamentos possíveis e deve demonstrar-se que existe uma probabilidade aceitável de que o comportamento real está dentro dos limites estabelecidos;
- Elaborado um plano de observação com o objetivo de verificar se o comportamento real se encontra dentro dos limites estabelecidos. Isto deve torna-se claro suficientemente cedo pela observação com intervalos suficientemente curtos, para que seja possível adotar, com sucesso, medidas de correção;
- O tempo de resposta dos instrumentos de medição e os procedimentos para análise dos resultados devem ser suficientemente rápidos em relação à possível evolução do comportamento da obra;
- Estar previsto um plano de contingência a ser adotado no caso de a observação revelar um comportamento que saia dos limites estabelecidos.

3.2.3 Projeto geotécnico

No projeto geotécnico de uma fundação superficial, deve-se ter em consideração os seguintes estados limites, dos quais os cinco primeiros dizem respeito aos estados limites últimos e os três últimos estão relacionados aos estados limites de utilização:

- Perda de estabilidade global;
- Rotura por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento, rotura por punçoamento, esmagamento;
- Rotura por deslizamento;
- Rotura conjunta do terreno e da estrutura;
- Rotura estrutural devida a movimentos da fundação;
- Assentamentos excessivos;
- Empolamento excessivo devido à expansão, ao gelo intersticial ou outras causas;
- Vibrações inadmissíveis.

Não é necessário realizar a verificação de todos os estados limites mencionados, apenas são verificados aqueles que são pertinentes para o desempenho da fundação a ser projetada.

Para o dimensionamento de uma fundação superficial recorrendo ao cálculo, o Eurocódigo 7 propõe três métodos de dimensionamento, o método direto, o método indireto e o método prescritivo. Cada método tem as suas vantagens e limitações, e a sua escolha depende da disponibilidade de dados, da complexidade do projeto e do nível de detalhe pretendido no dimensionamento da fundação.

No método direto, realiza-se análises distintas para cada um dos estados limites, recorrendo a modelos de cálculo e considerando valores de cálculo para os parâmetros do terreno e para as ações.

O método indireto é aplicado com base em experiência comparável e em resultados obtidos por meio de ensaios de campo, de laboratório ou de observações do comportamento das fundações, de maneira a atender os requisitos de todos os estados limites relevantes, tendo como referência as cargas correspondentes a estados limites de utilização.

No método prescritivo é usada uma capacidade resistente presumida do terreno e, normalmente, resulta da insuficiência ou inexistência dos modelos de cálculo para a verificação do estado limite em análise.

3.2.3.1 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos

A condição da expressão 3.20 deve ser verificada para todas as hipóteses de carga e combinações de ações relativas ao ELU, para evidenciar que a fundação suporta a carga de cálculo com apropriada segurança, em relação à rotura por insuficiente capacidade resistente do terreno.

$$V_d \leq R_d \quad (3.20)$$

Onde V_d corresponde ao valor de cálculo da componente vertical da ação, correspondente ao ELU, e deve incluir o peso próprio da fundação e o peso de qualquer material de enchimento e todas as pressões de terras, quer favoráveis quer desfavoráveis. E R_d representa o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno de fundação em relação às ações verticais, tendo em consideração o efeito de todas as ações inclinadas ou excêntricas.

Para determinar a capacidade resistente do terreno, pode recorrer-se a:

- Métodos analíticos - O método analítico apresentado no EC 7 é uma abordagem de formulação geral, a qual tem sido usada por vários autores.
- Métodos semi-empíricos - O método semi-empírico sugerido pelo EC 7 fundamenta-se em dados provenientes de ensaios com o pressiómetro de Ménard. Estes ensaios permitem determinar as características de deformação de solos e rochas brandas. Esta metodologia é pouca aplicada em Portugal
- Métodos prescritivos - O método prescritivo baseia-se na capacidade presumida do terreno ao carregamento. O EC 7 também propõe uma abordagem para calcular a capacidade resistente de fundações superficiais em rocha.

Nos casos em que o carregamento não seja normal à base da fundação, é necessário realizar uma verificação a segurança contra o deslizamento pela base, conforme demonstrado na Figura 3.9.

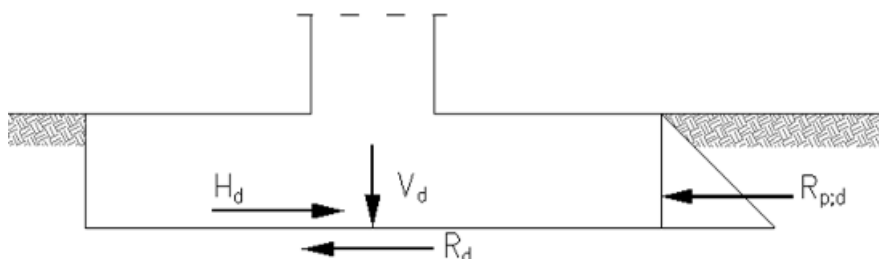


Figura 3.9 – ELU de rotura por deslizamento (Trigo, 2020).

Nesta forma, para assegurar esta verificação de uma fundação com base horizontal, é

necessário garantir que a seguinte inequação seja satisfeita:

$$H_d \leq R_d + R_{p,d} \quad (3.21)$$

Em que:

H_d – Valor de cálculo da componente horizontal da ação que inclui qualquer tipo de impulsos de terras ativos imposto à fundação;

R_d – Valor de cálculo da resistência ao deslizamento entre a base de fundação e o terreno;

$R_{p,d}$ – Valor de cálculo da resistência passiva do terreno na zona lateral da fundação, que pode ser mobilizada com um deslocamento apropriado a este estado limite e que se mantém mobilizável durante a vida da estrutura. É normal desprezar os impulsos passivos pois, estes requerem grandes deformações permanentes.

O R_d deve ser calculado em condições drenadas ou não drenadas, conforme as seguintes expressões:

$$\text{Condições drenadas: } R_d = V'_d \tan \delta_d \quad (3.22)$$

ou

$$\text{Condições não drenadas: } R_d = A_{cg} c_{u,d} \quad (3.23)$$

Onde, V'_d representa o valor de cálculo da ação normal ao plano da fundação, A_{cg} é a área da base em compressão e δ_d corresponde ao valor de cálculo do ângulo de atrito entre o solo e a fundação, o qual pode ser considerado igual ao valor de cálculo do ângulo de atrito interno em tensões efetivas no estado crítico, $\phi'_{cv;d}$, para a situação de fundações betonadas contra o terreno e igual a $\frac{2}{3}\phi'_{cv;d}$ para fundações pré-fabricadas ou com baixa rugosidade no contacto.

Capacidade de Carga

Os ensoleiramentos são dimensionados para assentamentos com uma dada tolerância, que podem surgir devido a consolidações do terreno ou a assentamentos imediatos ou elásticos. A capacidade de carga refere-se à capacidade da fundação em suportar as cargas aplicadas pela estrutura, distribuindo-as de forma mais adequada para o terreno subjacente (Bowles et al., 1996).

Quando um ensoleiramento repousa sobre um solo rochoso, as cargas dos pilares são transmitidas à rocha através de áreas relativamente pequenas. A distribuição de pressões é semelhante à mostrada na Figura 3.10a. Por outro lado, quando repousa sobre um solo denso e resistente, as cargas são distribuídas para o subsolo em áreas mais amplas, como ilustrado na Figura 3.10b. Em contrapartida, quando o solo é pouco resistente tende a ser mais linear, conforme mostrado na Figura 3.10c.

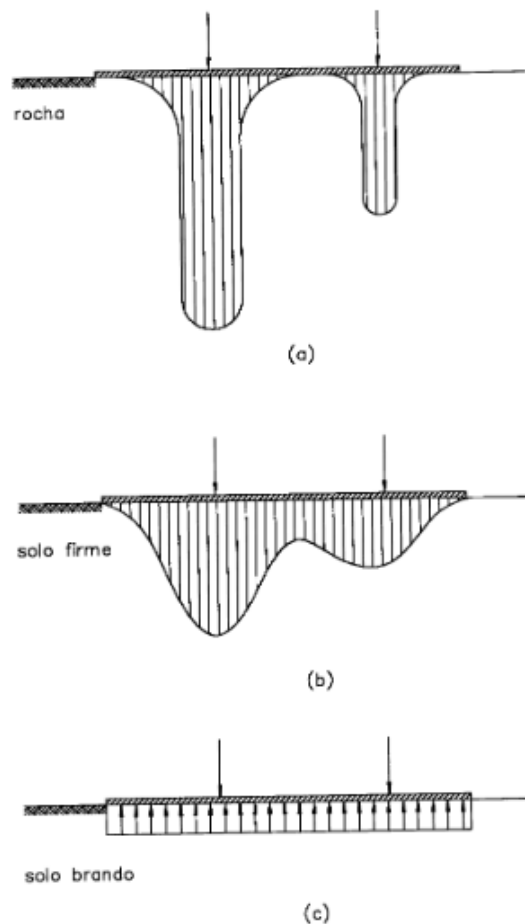


Figura 3.10 - Características da pressão de contacto sob ensoleiramentos em: a) rocha, b) solo firme, c) solo brando (Winterkorn et al., 1975).

Por conseguinte, o dimensionamento em terrenos densos é principalmente determinado pelo esforço de corte na fundação, e por outro lado, em terrenos soltos, o dimensionamento é mais condicionado pelo esforço de punção proveniente da superestrutura (Conduto, 2001). Isto ocorre, porque em terrenos densos as partículas estão mais próximas umas das outras, o que resulta numa maior coesão e resistência, e, por outro lado, em terrenos soltos, as partículas estão mais espaçadas, que leva a uma menor coesão e resistência, uma vez que as partículas podem se movimentar mais facilmente em resposta à pressão localizada, levando a uma distribuição mais ampla das cargas.

Apesar de as expressões da capacidade de carga poderem variar entre os autores que têm investigado este tema, a expressão proposta por Vésic, em 1975, é a que gera mais consenso. Esta expressão foi composta com base em estudos experimentais e considera diversos fatores que influenciam a capacidade de carga do solo, como a coesão, o ângulo de atrito, a geometria da fundação e a presença de água. Desta forma, ao utilizar as expressões de capacidade de carga de Vésic, é possível obter uma estimativa mais precisa da capacidade de carga do ensoleiramento, tendo em consideração as características do solo e da fundação.

Esta expressão, adotada no EC 7, é a seguinte:

$$q_{ult} = c * N_c * s_c * i_c * d_c * f_c + \gamma * D * N_q * s_q * i_q * d_q * f_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma * d_\gamma * f_\gamma \quad (3.24)$$

onde,

B- Menor dimensão do ensoleiramento;

D- Altura do ensoleiramento;

c- Coesão do maciço terroso;

γ - Peso volúmico do solo;

N_c , N_q e N_γ – fatores de capacidade de carga dependentes do ângulo de atrito, ϕ .

As equações para calcular os coeficientes corretivos que são usados na expressão geral para o cálculo da capacidade resistente aos carregamentos em condições não drenada, estão resumidas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Equações dos coeficientes corretivos proposto pelo EC7.

Efeito	1.ª Parcela (coesão)	2.ª Parcela (sobrecarga)	3.ª Parcela (peso)
Capacidade de carga	$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi'$	$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi'} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$	$N_\gamma = 2,0 (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi'$
Forma da sapata (retangular)	$S_c = \frac{(s_q N_q - 1)}{N_q - 1}$	$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi'$	$S_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$
Inclinação da carga	$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \operatorname{tg} \phi'}$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' c' \cotg \phi'} \right)^m$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' c' \cotg \phi'} \right)^{m+1}$
Quando H tem direção de B'	$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$	Quando H tem direção de L'	$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}}$
Inclinação da base da fundação	$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{(N_c \operatorname{tg} \phi')}$	$b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg} \phi')^2$	$b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \phi')^2$

Onde $B \times L$ equivale à área do ensoleiramento.

Os fatores i são aplicados em casos em que a carga transmitida ao terreno é inclinada, ou seja, há uma componente vertical, V , e uma componente horizontal, H , que atua na base da fundação.

Nos casos em que a componente horizontal da carga atua numa direção formando um ângulo θ com a direção de L , m poderá ser calculado por:

$$m_\theta = m_L * \cos^2 \theta + m_B * \sin^2 \theta \quad (3.25)$$

Os fatores d têm em consideração a resistência ao corte do terreno acima da base da fundação. A camada de espessura D , acima da base da fundação, é geralmente considerada apenas como uma sobrecarga, devido à sua menor resistência em comparação com o terreno de fundação.

Todavia, em alguns casos, a contribuição da resistência ao corte dessa camada pode ser significativa para a capacidade de carga. Com a finalidade de considerar essa resistência, autores como Meyerhof, Hansen e Vésic, propuseram os seguintes coeficientes: d_c , d_q e d_γ . Estes encontram-se representados na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 - Fatores corretivos d_c , d_q e d_γ (Lopes, 2010).

	Meyerhof		Hansen e Vesic	
	Tensões totais ($\phi = 0^\circ$)	Tensões efectivas	Tensões totais ($\phi = 0^\circ$)	Tensões efectivas
d_c	$1 + 0,2 \frac{D}{B}$	$1 + 0,2 \cdot K_p^{1/2} \frac{D}{B}$	$1 + 0,4 \cdot k$	$1 + 0,4 \cdot k$
d_q	1	$1 + 0,1 \cdot K_p^{1/2} \frac{D}{B}$ (se $\phi > 10^\circ$)	1	$1 + 2 \cdot \text{tg}\phi \cdot (1 - \text{sen}\phi) \cdot k$
d_γ	(-)	$1 + 0,1 \cdot K_p^{1/2} \frac{D}{B}$ (se $\phi > 10^\circ$)	(-)	1
	$K_p = \text{tg}^2(\pi/4 + \phi/2)$		$k = D/B$, se $D/B \leq 1$ $k = \text{tg}^{-1}(D/B)$ (rad), se $D/B > 1$	

Fernandes (2011) sugere um fator corretivo adicional relacionado com a presença de um maciço rígido a uma pequena profundidade. A Figura 3.11 ilustra a mecânica de rotura de uma fundação, onde as superfícies de cedência que se desenvolvem durante a rotura não envolvem outra camada senão aquela que está imediatamente subjacente à fundação. No entanto, essa condição pode não ocorrer quando a camada de suporte tem uma formação de resistência consideravelmente maior abaixo dela.

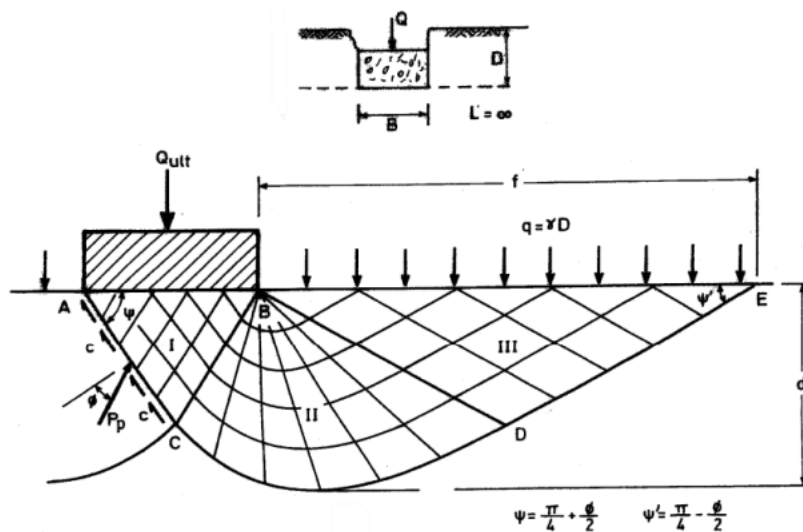


Figura 3.11 - Mecânica de rotura de uma fundação superficial (Fernandes, 2011).

Ao formular este problema com base na teoria da plasticidade, obtêm-se os fatores corretivos f_c , f_q e f_γ para considerar o efeito do terreno de fundação, tendo em conta a presença de uma um horizonte rígido, assumindo como fronteira. Esses fatores, presentes na Tabela 3.13, em função do ângulo de atrito da camada portante e da relação entre a largura da fundação, B, e a espessura daquela camada, H.

Tabela 3.13 - Coeficientes corretivos f_c , f_q e f_γ (Fernandes, 2011).

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

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

		Valores de f_γ								
B/H	ϕ	0 a 1	1	2	3	4	5	6	8	10
0°		--	--	--	--	--	--	--	--	--
20°		1	1	1	1,07	1,28	1,63	2,20	4,41	9,82
					($B/H < 2,14$)					
30°		1	1	1,20	2,07	4,23	9,90	24,80	(1)	(1)
			($B/H < 1,30$)							
36°		1	1,00	1,87	5,60	21,00	90,00	(1)	(1)	(1)
			($B/H < 0,98$)							
40°		1	1,05	3,27	16,60	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
			($B/H < 0,81$)							

1. valores superiores a 100.

A posição do nível freático também poderá afetar a capacidade resistente do terreno. Esta influência verifica-se na obtenção da tensão efetiva, q , ao nível da base da fundação, e do peso volumico abaixo da base da fundação, γ . Segundo Xiao (2015), podem ser consideradas três situações diferentes:

- 1) O nível freático está localizado no mesmo nível da base da fundação ou acima desta (Figura 3.12):

$$q = \gamma D_w + (\gamma_{sat} - \gamma_w)(D_f - D_w) \quad (3.26)$$

Se o terreno abaixo da fundação está totalmente saturado, γ deve ser substituído por γ' .

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (3.27)$$

Sendo que γ_w é o peso específico da água, adotado como 9,81kN/m³.

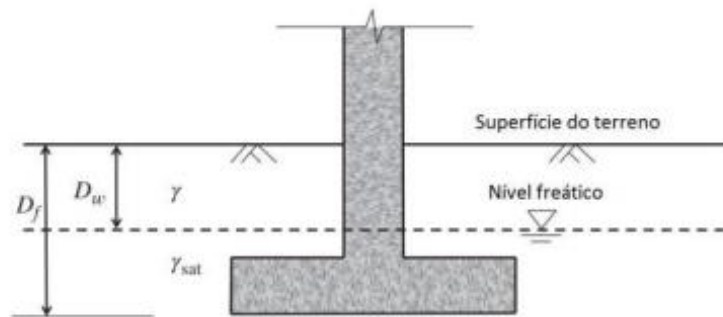


Figura 3.12 – Influência da posição do nível freático, no Caso 1 (Xiao, 2015).

- 2) O nível freático está localizado abaixo do nível da base da fundação, e $D_f \leq D_w \leq D_f + B$ (Figura 3.13):

$$q = \gamma D_f \quad (3.28)$$

e,

$$\gamma = \gamma' + \frac{D_w - D_f}{B} (\gamma - \gamma') \quad (3.29)$$

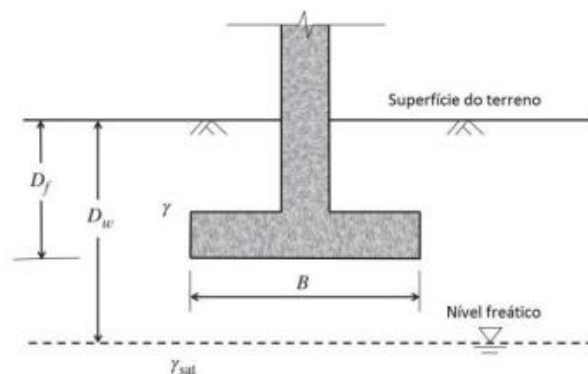


Figura 3.13 – Influência da posição do nível freático, no Caso 2 (Xiao, 2015).

- 3) O nível freático está localizado abaixo do nível da base da fundação, e $D_w > D_f + B$:

Neste caso, considera-se que o nível freático não tem impacto na capacidade resistente e, portanto, não são realizadas modificações nos cálculos.

3.2.3.2 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização

Devem ser determinados os deslocamentos da fundação causados pela superestrutura, quer em termos de deslocamentos comuns a todo o sistema de fundação, quer em termos de

deslocamentos diferenciais de distintas partes da fundação. Para a verificação dos estados limites de utilização, o cálculo dos deslocamentos de uma fundação deve ser realizado utilizando as ações de cálculo obtidas a partir desses estados limites.

Independentemente do método utilizado para calcular os assentamentos, os valores obtidos não podem ser considerados precisos, mas sim uma estimativa.

Assentamentos

Quando uma carga é aplicada ao ensoleiramento, ocorre uma distribuição de pressões no solo subjacente. Os assentamentos são deformações que ocorrem devido a essas cargas aplicadas.

Os assentamentos podem ser divididos em assentamentos imediatos, S_i , ou em assentamentos de consolidação, S_c .

Os assentamentos imediatos sucedem imediatamente após a aplicação da carga sobre a fundação. Estes são causados, principalmente, pelo rearranjo das partículas e pelo ajuste inicial do solo às novas condições de carregamento. Estes assentamentos são rápidos e ocorrem num curto período de tempo.

Para Fernandes (2011), o uso da Teoria da Elasticidade para assentamentos imediatos tem duas condicionantes. A primeira condição é que as solicitações devem crescer até um determinado valor e permanecerem aproximadamente constantes a partir desse ponto. A segunda condição é que as tensões transmitidas ao solo devem ser moderadas em relação à sua tensão de rotura, ou seja, em relação à capacidade de carga. Desta forma, o

dimensionamento das fundações é principalmente governado pelas condições de deformabilidade do solo, em vez das condições de segurança relacionadas à rotura do mesmo. Devido a essa condição, é adotada uma tensão relativamente baixa na interface entre a fundação e o solo, onde é observada uma relação razoável entre as tensões aplicadas e as deformações resultantes no solo.

Pela aplicação da lei de Hooke, o assentamento imediato, S_i pode ser determinado pela expressão:

$$S_i = \sum_{j=1}^n \frac{1}{E_j} * [\Delta\sigma_{zj} - \nu_j * (\Delta\sigma_{xj} + \Delta\sigma_{yj})] * h_j \quad (3.30)$$

onde,

E_j - Módulo de deformabilidade de um dado estrato;

$\Delta\sigma_j$ - Acréscimos de tensão nas diferentes direções ortogonais, a uma determinada profundidade;

ν_j – Coeficiente de Poisson de uma camada genérica;

h_j – Altura de uma camada genérica;

Os assentamentos por consolidação ocorrem devido ao processo de consolidação do solo, que é a expulsão da água presente nos vazios sob a ação do carregamento aplicado. Conforme a água é expelida, as partículas do solo rearranjam-se e, desta forma, resulta numa redução do volume total do mesmo e conseqüentemente, em assentamentos adicionais ao longo do tempo. Estes acontecem de forma lenta e podem levar semanas, meses ou até anos para serem concluídos.

Os assentamentos por consolidação são subdivididos em assentamentos por consolidação primária, S_c , e por consolidação secundária, S_d .

Para carregamentos em solos normalmente consolidados, para calcular o assentamento por consolidação primário, usa-se a seguinte expressão:

$$S_c = \frac{h_0}{1 + e_0} * C_c * \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (3.31)$$

Para carregamentos em solos sobreconsolidados, em que durante o mesmo a tensão efetiva de pré consolidação não seja ultrapassada, usa-se a expressão:

$$S_c = \frac{h_0}{1 + e_0} * C_r * \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (3.32)$$

onde,

h_0 - Espessura inicial de um dado estrato;

e_0 - Índice de vazios inicial;

σ'_{v0} - Tensão efetiva vertical de repouso;

$\Delta\sigma'_v$ - Incremento de tensão vertical;

C_c - Índice de compressibilidade;

C_r - Índice de recompressibilidade.

Para estimar o assentamento por consolidação secundária, Burland e Burbidge afirmam que a expressão 3.33 é a adequada ao fim de um determinado tempo, t , superior a três anos.

$$S_d = S_i * (1 + R_3 + R_t * \log \frac{t}{3}) \quad (3.33)$$

Onde, R_3 e R_t podem tomar valores de 0,3 e 0,2, respetivamente, para cargas constantes ou 0,7 e 0,8 para cargas com variações significativas.

Os assentamentos são um problema para as estruturas e devem ser estudados. Existem diferentes metodologias para o controlo destes assentamentos, como por exemplo, o de criar o efeito de flutuação. Isto é, em teoria, seria possível fazer uma escavação de modo que o peso de terras retirado fosse igual ao peso do edifício e da fundação, assim, não haveria lugar a quaisquer assentamentos. Contudo, devido aos desequilíbrios de carga e à heterogeneidade dos terrenos, eles existem sempre (Martins, 2002).

Os assentamentos diferenciais em ensoleiramentos são pequenos devido à continuidade estrutural, por isso, não constituem um problema direto.

Na Figura 3.14 ilustra o acréscimo de esforços gerado sobre os elementos estruturais horizontais associados a eventuais assentamentos diferenciais dos apoios.

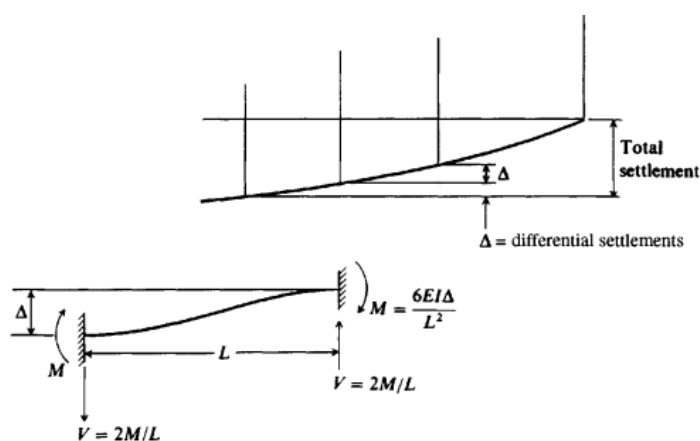


Figura 3.14 - Momentos fletores na estrutura associados a assentamentos diferenciais (Bowles et al., 1996).

3.2.3.3 Métodos de dimensionamento recorrendo ao cálculo

O dimensionamento de um ensoleiramento recorrendo ao cálculo pode ser realizado utilizando um dos seguintes métodos: i) método direto; ii) método indireto; iii) método prescritivo.

i. Método direto

O método direto envolve, para o ELU, a verificação da segurança em relação à capacidade resistente do terreno ao carregamento e ao deslizamento pela base e, para o ELUt, a verificação de que o assentamento previsto se encontra dentro dos parâmetros aceitáveis.

Desta forma, a verificação da capacidade resistente do terreno ao carregamento é realizado para as combinações 1 e 2, conforme a seguinte expressão:

$$\frac{V_d}{A'} \leq \frac{R_d}{A'} \quad (3.34)$$

Onde, o valor de cálculo da carga normal à base da fundação, V_d , inclui o peso próprio da fundação e é calculado a partir da combinação de ações para as várias situações de projeto.

Na presença de uma ação horizontal, a análise da verificação da segurança ao deslizamento de uma fundação com base horizontal deve ser feita levando em consideração as combinações 1 e 2 do ELU, assegurando a condição seguinte:

$$H_d \leq R_d \quad (3.35)$$

Em que, o valor de cálculo da componente horizontal da ação, H_d , compreende os impulsos ativos de terras impostos à fundação.

Para a verificação do ELUt, são realizadas análises para o controlar os assentamentos, que têm em conta a combinação quase-permanente.

$$S_i \leq S_{adm} \quad (3.36)$$

ii. Método indireto

Este método deve ser utilizado quando existe experiência comparável para o mesmo tipo de estrutura e terreno, e quando não é imposto nenhum cálculo direto dos assentamentos. É uma abordagem semi-empírica que se destina a satisfazer tanto os requisitos de segurança para os ELU como para os ELUt.

O método indireto apresenta algumas restrições, sendo essencial garantir que apenas uma fração da capacidade resistente do terreno seja mobilizada. Isso visa manter as deformações associadas dentro dos limites aceitáveis para a utilização pretendida.

Esta metodologia é caracterizada por recorrer a uma restrição dos valores de tensões no terreno, que é alcançada mediante a aplicação de elevados fatores de segurança globais. Este coeficiente é usado para garantir uma margem de segurança adequada, levando em consideração a incerteza nos parâmetros do solo e do próprio carregamento. Normalmente, o fator de segurança, FSG, é determinado pela seguinte expressão:

$$FSG = \frac{Q_{ult}}{Q} \quad (3.37)$$

Onde, Q_{ult} representa a capacidade resistente da fundação sem a minoração dos parâmetros do terreno, e Q denota a carga máxima normal à base da fundação, incluindo o peso próprio da fundação, determinado por meio da combinação das ações, isto é, corresponde a um cálculo estrutural sem o uso de coeficientes de majoração das ações.

Na Tabela 3.14 estão estabelecidos os valores mínimos para o fator de segurança global que estão relacionados com os seguintes aspetos (Fernandes, 2011):

- A qualidade e amplitude da caracterização geotécnica do terreno;
- A importância da estrutura, avaliada pelas consequências de uma possível rotura;
- A probabilidade de ocorrência da carga máxima ao longo da vida útil da construção;
- A capacidade da estrutura em redistribuir as cargas transmitidas às fundações, no caso de rotura ou de comportamento inadequado do terreno.

Tabela 3.14 – Coeficientes de segurança globais para a capacidade de carga de fundações superficiais (Fernandes, 2011).

Categoria	Estruturas típicas	Caraterísticas	Caraterização do solo	
			Completa	Limitada
A	Pontes ferroviárias - Armazéns - Silos - Estruturas de suporte	Carga máxima de projeto ocorrerá frequentemente. Consequências de rotura catastróficas.	3,0	4,0
B	Pontes rodoviárias - Edifícios industriais e públicos	Carga máxima de projeto ocorrerá raramente. Consequências de rotura muito sérias.	2,5	3,5
C	Edifícios de escritórios e/ou de habitação	Carga máxima de projeto é improvável que ocorra. Consequências de rotura sérias.	2,0	3,0

Se for necessário restringir os assentamentos para valores mais reduzidos, é viável usar valores superiores aos indicados na tabela anterior.

iii. Método prescritivo

O método prescritivo é uma abordagem que se baseia em prescrições estabelecidas, sem a necessidade de realizar cálculos detalhados. Neste é usada uma capacidade resistente presumida do terreno com valores conservativos, e assim, não existe a necessidade de calcular as tensões do terreno.

As prescrições podem incluir valores máximos aceitáveis para a tensão admissível ou a capacidade de carga do terreno, bem como restrições aos assentamentos permitidos. Estas são geralmente baseadas em normas, práticas aceites ou experiência prática.

Na Tabela 3.15 estão expostos os valores da resistência admissível presumida indicados na Norma Inglesa BS8004.

Tabela 3.15 – Valores da resistência admissível presumida (Norma Inglesa BS8004).

Categoria	Tipo de solo	Valor da resistência admissível presumida (kN/m ²)	
Solos não coesivos	Cascalho denso ou areia e cascalho densos	600	Largura da fundação não inferior a 1m. Nível freático assumido abaixo da base da sapata.
	Cascalho de densidade média ou areia e cascalho de densidade média	200 a 600	
	Cascalho solto ou areia e cascalho soltos	< 200	
	Areia compacta	> 300	
	Areia de densidade média	100 a 300	
	Areia solta	< 100	
Solos coesivos	Argila muito rija e argila dura	300 a 600	Susceptível a assentamentos por consolidação.
	Argila rija	150 a 300	
	Argila firme	75 a 150	
	Argila mole e silte	<75	
	Argila muito mole e silte	Não aplicável	
Nota: Estes valores deverão ser adoptados apenas para pré-dimensionamento.			

Neste método as ações transmitidas pela estrutura devem ser consideradas sem majoração e o peso próprio do ensoleiramento geral deve ser incluído. A tensão aplicada no terreno, σ_g , deve respeitar a seguinte expressão:

$$\sigma_g = \frac{N + P}{L * B} \leq \sigma_{adm} \quad (3.38)$$

Em que:

B- Largura da fundação;

L- Comprimento da fundação;

N- Componente normal da força aplicada;

P- Peso próprio da fundação;

σ_{adm} - Tensão admissível.

3.2.4 Projeto Estrutural

3.2.4.1 Laje armada nas duas direções

O projeto estrutural de um ensoleiramento é semelhante ao de uma laje. As armaduras principais de flexão superior e inferior de um ensoleiramento podem ser calculadas através das seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b * d^2 * f_{cd}} \quad (3.39)$$

$$\omega \cong \mu * (1 + \mu) \quad (3.40)$$

$$A_S = \frac{\omega * b * d * f_{cd}}{f_{yd}} \quad (3.41)$$

onde,

μ – Momento reduzido;

ω - Percentagem mecânica de armadura;

A_S -Área de armadura de flexão;

M_{Ed} – Momento fletor;

b- Largura do ensoleiramento, igual a 1,0 metros;

d- Altura útil da secção transversal do ensoleiramento;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

f_{yd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço.

3.2.4.2 Disposições construtivas

A armadura tem de ter uma armadura mínima longitudinal, que pode ser determinada por:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d \\ 0,0013 * b_t * d \end{cases} \quad (3.42)$$

onde f_{ctm} representa o valor médio da tensão de rotura do betão à tração.

E o mesmo acontece com a armadura máxima, $A_{s,max}$, que pode ser calcula com a expressão:

$$A_{s,max} \leq 0,04 * A_c \quad (3.43)$$

$$A_c = b_t * h \quad (3.44)$$

em que A_c é a área da seção transversal do betão, b_t é a largura média da zona tracionada e h representa a altura.

O espaçamento mínimo entre varões, S_{min} , é dado a partir da expressão:

$$S_{min} \geq \begin{cases} \emptyset \text{ var\~{a}o longitudinal} \\ D_{max} + 5 \text{ mm} \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.45)$$

Já o espaçamento máximo livre entre varões S_{max} , pode ser determinado a partir das expressões:

Para armaduras principais:

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2h \\ 250 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.46)$$

Para as armaduras de distribuição:

$$S_{max} \leq \begin{cases} 3h \\ 400 \text{ mm} \end{cases} \quad (3.47)$$

O Eurocódigo 2 recomenda valores mínimos para o recobrimento nominal que devem ser utilizados como referência. Esses valores podem variar conforme a classe de exposição e o ambiente em que serão construídos, contudo, considerando que nos ensoleiramentos a betonagem é realizada sobre o terreno e este pode apresentar algumas irregularidades, esse valor deve ser incrementado. Desta forma, o EC2 apresenta a seguinte tabela:

Tabela 3.16- Valores mínimos para o recobrimento nominal em milímetros (EC2).

	$C_{nom,min}$
Elementos de betão armado com betonagem contra o terreno	75
Elementos de betão armado com betonagem sobre betão de limpeza	40

Na Tabela 3.17 está representado os valores mínimos do recobrimento nominal em variação da classe de exposição ambiental, indicados no EC 2.

Tabela 3.17- Recobrimento nominais em milímetros (EC 2).

		X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
Tempo de vida útil de projecto de 50 anos (Classe Estrutural S4)	$C_{nom,min}$	20	25	35	40	45	50	55
Tempo de vida útil de projecto de 100 anos (Classe Estrutural S6)	$C_{nom,min}$	30	35	45	50	55	60	65

A armadura principal de tração deve ser posicionada de forma paralela aos lados do ensoleiramento e deve se estender continuamente de uma extremidade à outra, sem interrupções. Porém, nem sempre é possível prolongar a armadura de um lado ao outro e nestes casos recorre-se a sobreposições das barras para garantir essa continuidade.

As armaduras longitudinais dos pilares devem ser amarradas ao ensoleiramento com um comprimento não inferior a l_{bd} , onde se apoiará até à fase da betonagem, como será averiguado no próximo capítulo. Na Figura 3.15 está representado o pormenor dessa amarração.

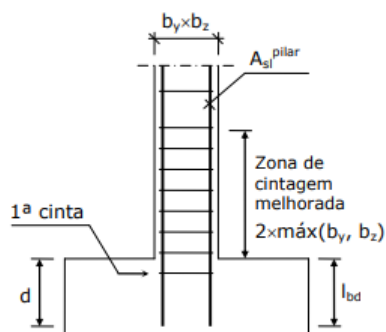


Figura 3.15 - Pormenor da inserção da armadura do pilar (Félix et al., 2013).

No quadro seguinte está resumido alguns valores do comprimento de amarração de referência.

Tabela 3.18- Valores do comprimento de amarração de referência (Félix, 2010a).

f_{yk} [MPa]	(*)	f_{ck} [MPa]								
		12	16	20	25	30	35	40	45	50
400	A	55Ø	45Ø	35Ø	30Ø	30Ø	25Ø	25Ø	20Ø	20Ø
	B	75Ø	60Ø	55Ø	45Ø	40Ø	35Ø	35Ø	30Ø	30Ø
500	A	65Ø	55Ø	45Ø	40Ø	35Ø	30Ø	30Ø	25Ø	25Ø
	B	95Ø	80Ø	65Ø	60Ø	50Ø	45Ø	40Ø	40Ø	35Ø
600	A	80Ø	65Ø	55Ø	50Ø	45Ø	40Ø	35Ø	35Ø	30Ø
	B	115Ø	95Ø	80Ø	70Ø	60Ø	55Ø	50Ø	45Ø	45Ø

(*) A - Condições de boa aderência; B - Condições de fraca aderência.

Na Figura 3.16 está esquematizado os critérios para a consideração das condições de aderência das armaduras a adotar.

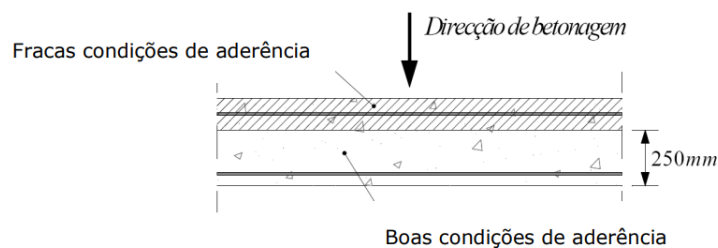


Figura 3.16- Representação das condições de aderência (Trigo, 2020).

Na Figura 3.15 também é possível reparar na zona de cintagem melhorada do pilar. Esta deve alongar-se no ensoleiramento numa extensão de até duas vezes superior à maior dimensão da secção transversal do pilar, medida a partir da face superior do ensoleiramento.

3.2.4.3 Verificação de segurança ao punçoamento

A verificação de segurança ao punçoamento, de acordo com o EC 2, envolve a comparação entre as tensões atuantes e as tensões resistentes em uma ou mais secções de controlo a uma distância da face do pilar inferior a $2d$. No caso de ensoleiramento geral com capitel, a verificação deve ser realizada em perímetros de controlo sucessivos, começando da face junto ao pilar até à face do capitel e outra verificação da face do capitel até uma distância $2d$ a partir do capitel.

São estabelecidos os seguintes valores de cálculo ao longo das secções de controlo:

- v_{Ed} - Valor de cálculo da tensão de punçoamento resultante das ações exteriores;
- $v_{Rd,c}$ - Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento sem armadura de punçoamento;
- $v_{Rd,máx}$ - Valor de cálculo da tensão resistente máxima ao punçoamento.

A utilização de armadura de punçoamento em fundações tipo ensoleiramento, geralmente, não é comum nem recomendável e, assim, omite-se a referência ao valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de um elemento com armadura de punçoamento.

A primeira verificação é feita para garantir que o valor limite de esmagamento do betão não seja excedido. Esta verificação é realizada no perímetro do pilar ou na superfície carregada, seguindo a seguinte expressão:

$$v_{Ed,pilar} \leq v_{Rd,máx} \quad (3.48)$$

$$v_{Ed,pilar} = \frac{\beta(V_{Ed} - \Delta V_{Ed})}{u_0 * d} \quad (3.49)$$

onde,

V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço de punçoamento atuante;

β - Coeficiente de agravamento da resultante do esforço de punçoamento. O fator β varia consoante as características do pilar e a grandeza dos momentos fletores que atuam em cada direção.

ΔV_{Ed} - Valor de cálculo da reação vertical útil no interior do perímetro de controlo considerado, ou seja, a reação do terreno deduzida do peso próprio do ensoleiramento, dado por $\Delta V_{Ed} = \sigma'_{gd} * A_{cont}$, onde σ'_{gd} representa a reação do terreno para a combinação fundamental de ações considerada e A_{cont} representa a área definida pelo

perímetro de controlo considerado (neste caso, o perímetro do pilar);

u_0 - Perímetro de controlo;

d- Altura útil do ensoleiramento.

Nas situações em que esta condição não se verifica, deve redimensiona-se a seção, aumentando a altura, por exemplo, do ensoleiramento.

O perímetro de controlo, u_0 , é determinado conforme as condições indicadas na Figura 3.17.

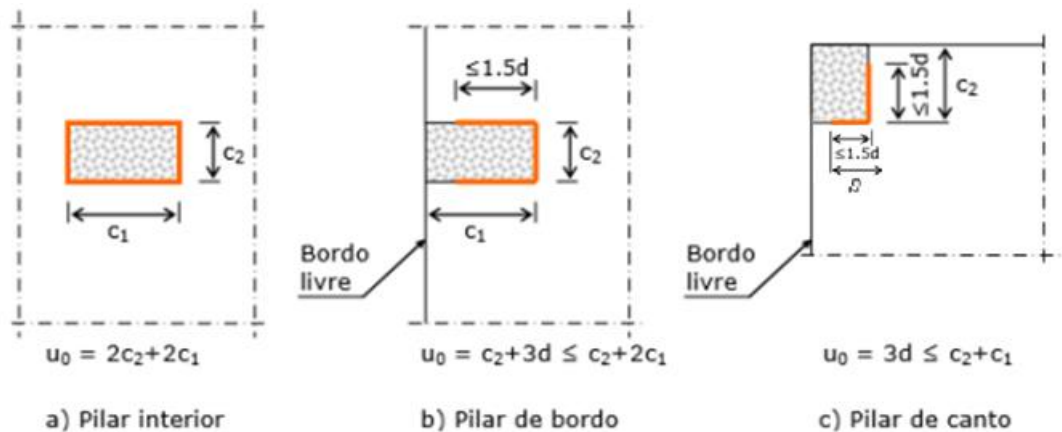


Figura 3.17 - Perímetro de controlo para: a) pilar interior, b) pilar de bordo e c) pilar de canto (Félix, 2010b)

O valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento, $v_{Rd,máx}$, é calculado pela expressão:

$$v_{Rd,máx} = 0,5 * v * f_{cd} \quad (3.50)$$

Em que v é dado por,

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{cK}}{250}\right), \text{ com } f_{cK} \text{ em MPa} \quad (3.51)$$

Na segunda verificação é estudada a necessidade de armadura de punçoamento. Se a expressão 3.52 for verificada, não é preciso o cálculo da armadura de punçoamento. No contexto dos ensoleiramentos não é a questão de incorporar uma armadura de punçoamento, mas sim de aplicar um aumento de altura. Esta verificação deve ser realizada em diferentes perímetros de controlo até a uma distância inferior a $2d$.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (3.52)$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta(V_{Ed} - \Delta V_{Ed})}{u_i * d} \quad (3.53)$$

onde u_i é o perímetro de controlo.

A verificação de segurança ao punçoamento deverá garantir-se segundo o modelo representado

na Figura 3.18.

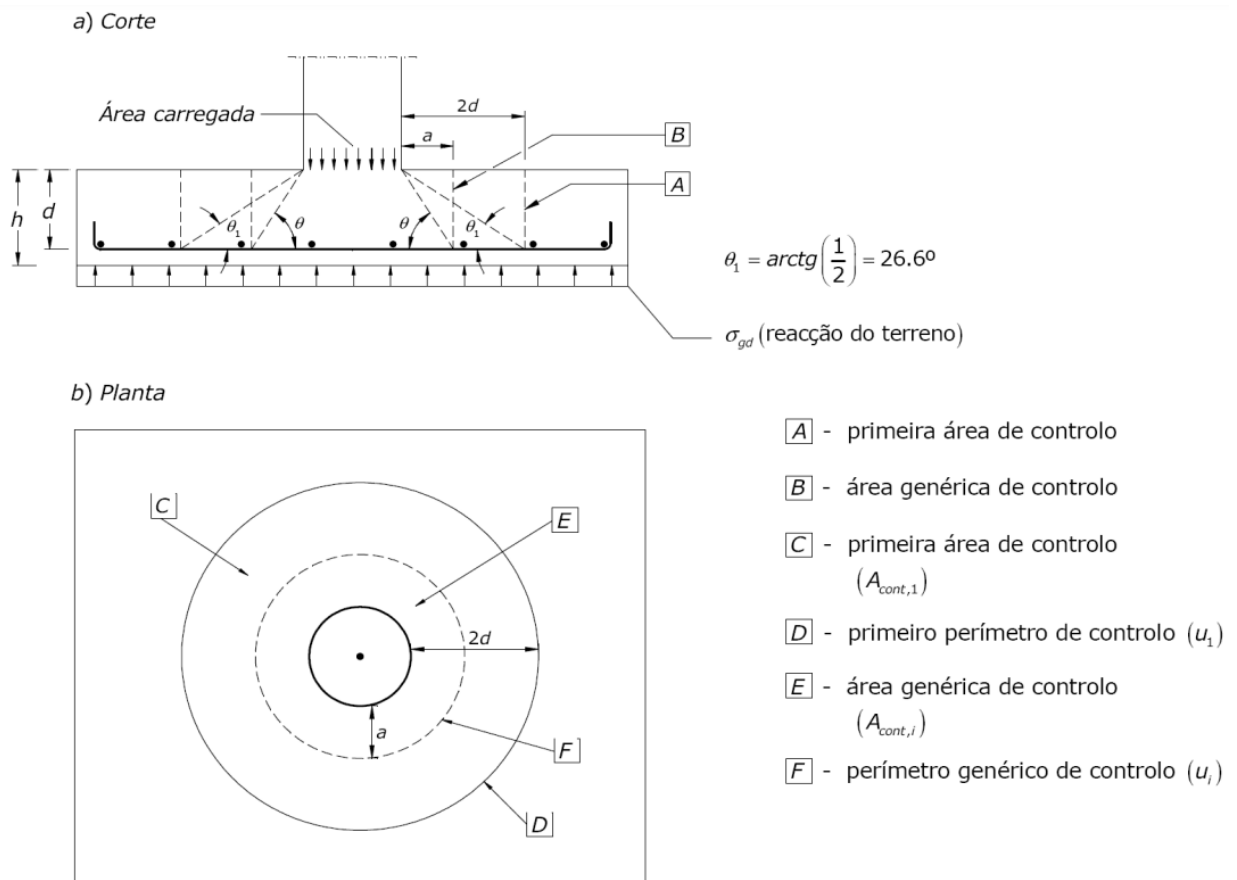


Figura 3.18 - Modelo para a verificação de segurança ao punçoamento (Trigo, 2020).

O perímetro de controle pode ser calculado conforme mostra a Figura 3.19.

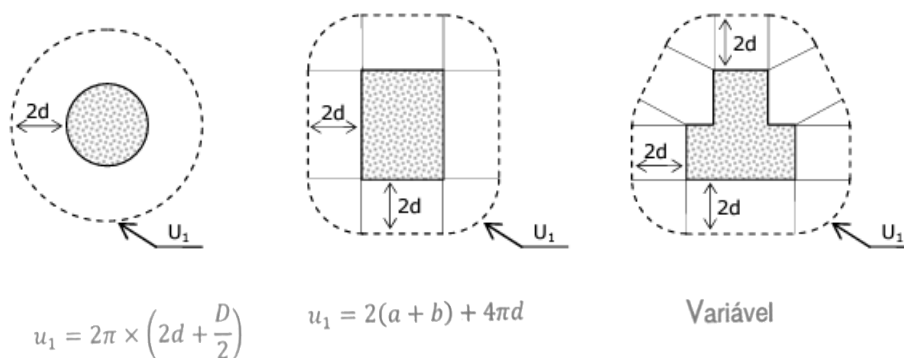


Figura 3.19 - Primeiro perímetro de controle (Félix, 2010b).

Quanto ao valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de um ensoleiramento sem armadura de punçoamento, na seção correspondente ao primeiro perímetro de controle, pode ser definido por:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * \frac{2d}{a} \quad (3.54)$$

Devendo ser verificado que o valor $v_{Rd,c}$ é superior ou igual a:

$$v_{Rd,c} \geq v_{min} * \frac{2d}{a} \quad (3.55)$$

em que,

$C_{Rd,c}$ é igual a 0,12;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ com } d \text{ expresso em mm};$$

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} * \rho_{lz}} \leq 0,02$ em que ρ_{ly} e ρ_{lz} referem-se às percentagens de armadura de tração nas direções y e z, respetivamente, calculadas tendo em conta o valor médio existente numa largura igual à largura do pilar acrescida de 3d para cada lado, dadas por $\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{b * d}$ e $\rho_{lz} = \frac{A_{slz}}{b * d'}$

f_{ck} é expresso em MPa;

a é a distância da face do pilar ao perímetro de controlo considerado;

com,

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{1/2} \quad (3.56)$$

Se a expressão 4.53 não se verificar é necessário redimensionar a fundação, não considerando armadura de punçoamento. Se a expressão se verificar torna-se a repetir o mesmo processo para outro perímetro.

3.2.4.4 Verificação de segurança ao esforço transverso

No caso dos ensoleiramentos, a verificação do esforço transverso não pode ser totalmente desprezada, mesmo que a ação predominante seja uniformemente distribuída. O esforço transverso deve ser considerado em casos em que existem cargas concentradas próximas à borda do ensoleiramento ou quando há variação significativa das cargas distribuídas (Félix et al., 2013).

Assim sendo, não será necessário armadura de esforço transverso se se verificar a desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (3.57)$$

onde,

V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço transversal atuante;

$V_{Rd,c}$ – Valor de cálculo do esforço transversal resistente do ensoleiramento sem armadura de esforço transversal.

Quando não for preciso armadura para o esforço transversal, deve prever-se uma armadura mínima; não obstante, esta pode ser ignorada nos ensoleiramentos em que é possível a redistribuição transversal das ações (EC2).

Na Figura 3.20 está representado um esquema da sequência da metodologia de verificação de segurança ao esforço transversal.

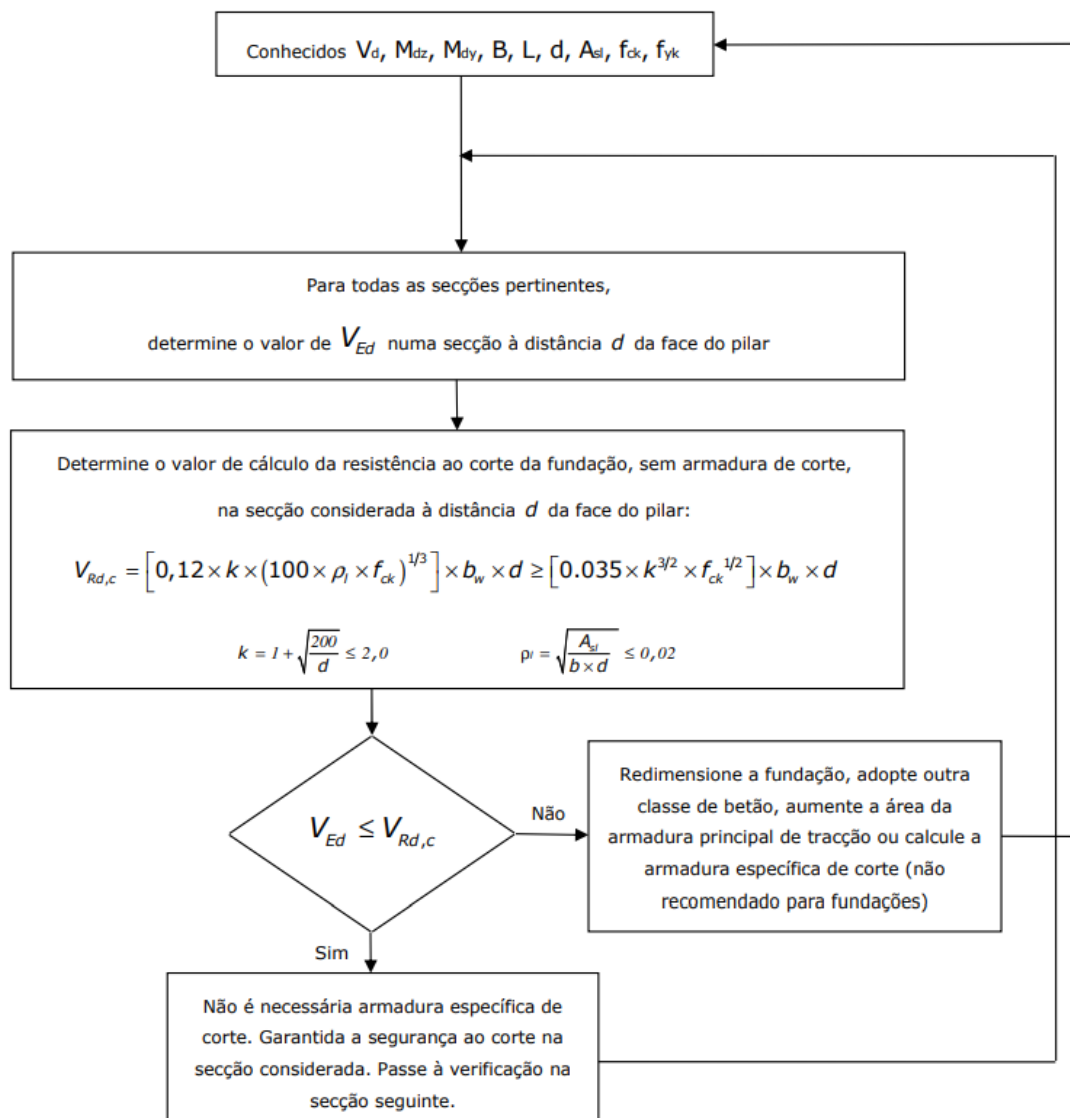


Figura 3.20 - Sequência de cálculo da verificação da segurança ao esforço transversal (Trigo, 2020).

3.2.5 Métodos utilizados

Antigamente, a análise e dimensionamento de fundações por meio de um ensoleiramento geral frequentemente apresentava problemas e, em certos casos, eram escolhidas soluções menos económicas devido à dificuldade de calcular este tipo de fundação. No entanto, atualmente, com os avanços das novas tecnologias, essas dificuldades têm sido superadas.

Assim, nos últimos anos, o dimensionamento estrutural evoluiu, passando de uma abordagem simplificada que presumia apoios rígidos, com restrições em todos os graus de liberdade, para uma compreensão mais sofisticada que reconhece a importância da deformabilidade do terreno.

Os ensoleiramentos enfrentam condições variadas do terreno, contribuindo para uma realidade onde os esforços reais podem diferir ligeiramente dos cálculos teóricos. Diversos fatores influenciam essa disparidade, nomeadamente:

- O terreno tem sempre bolsas e cavidades que apresentam características diferentes, causando assentamentos desiguais;
- Se existir uma camada de solo compressível estendendo-se a uma profundidade considerável ou uma camada muito compressível a uma profundidade menor, ocorrerá uma compressão adicional no solo sob a fundação, resultando num assentamento do solo e formação de uma superfície côncava;
- Os ensoleiramentos não estão submetidos a pressões uniformes em toda a área de implantação. Em fundações sobre argilas, os esforços próximos das extremidades são maiores, enquanto em solos arenosos, a areia próxima das extremidades tende a escoar, reduzindo os esforços nessas regiões, como demonstrado na Figura 3.21.

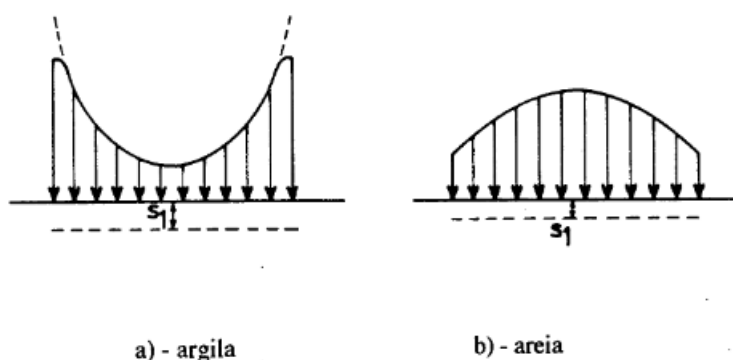


Figura 3.21 - Distribuição de tensões em função do tipo de terreno (Santos et al., 2000).

Ao analisar um ensoleiramento, é importante considerar a influência da superestrutura na resposta e comportamento da fundação.

Existem vários métodos para dimensionar um ensoleiramento geral, cada um com as suas

particularidades e aplicações. Neste capítulo serão abordados três métodos utilizados: o método simplificado de fundações rígidas, o método simplificado de fundações flexíveis e o método dos elementos finitos.

3.2.5.1 Método simplificado de fundações rígidas

O método simplificado de fundações rígidas é uma abordagem direta e prática no dimensionamento de ensoleiramentos, especialmente quando o ensoleiramento é considerado rígido em comparação com o terreno circundante. Essencialmente, essa abordagem não considera a resposta elástica do terreno, focando-se na rigidez da própria fundação.

A técnica inicia-se com a subdivisão do ensoleiramento em faixas retangulares ao longo das direções x e y , como mostra a Figura 3.22. Estas faixas são posicionadas diretamente sobre o terreno. Cada faixa é considerada como uma fundação isolada, e a sua resposta é analisada com base na sua largura, no seu comprimento e nas cargas aplicadas sobre esta. Esta simplificação permite uma análise mais direta, tornando o método acessível, especialmente para estruturas onde a flexibilidade do terreno não é um fator crítico em relação à rigidez do ensoleiramento.

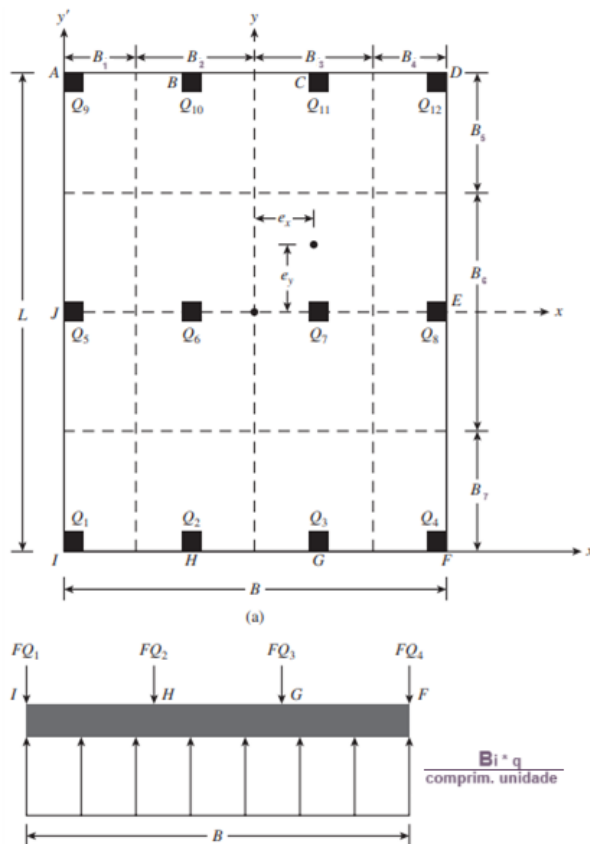


Figura 3.22 - Princípios de dimensionamento pelo método de fundações rígidas (Das, 2011).

No entanto, apesar da sua simplicidade, este método tem limitações, isto porque não considera

a elasticidade do terreno podendo ocorrer imprecisões nos resultados. A análise é realizada individualmente para cada faixa, ignorando o comportamento global do ensoleiramento. Este método envolve uma grande quantidade de simplificações e subestima a complexidade real da estrutura.

Apesar de ser uma abordagem que historicamente atendeu a muitas necessidades, não é muito recomendável atualmente. Como mencionado anteriormente, com a ampla disponibilidade de programas de cálculo avançados e de fácil utilização, tornou-se evidente que a aplicação de métodos mais desenvolvidos e analíticos é fundamental.

3.2.5.2 Método simplificado de fundações flexíveis

O método simplificado de fundações flexíveis adota uma abordagem distinta. Neste caso, o ensoleiramento é considerado como flexível em relação ao terreno e tem em conta a flexibilidade do terreno.

Nesta abordagem, o solo é modelado como um conjunto infinito de molas elásticas, como mostra a Figura 3.23.

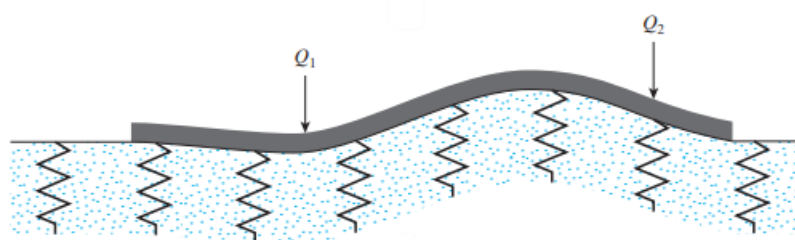


Figura 3.23 - Princípios de dimensionamento pelo método de fundações flexíveis (Das, 2011)

Este conceito baseia-se no coeficiente de Winkler, uma vez que cada mola é associada a uma constante elástica, representando este coeficiente, K_S .

O módulo de reação do subsolo, K_S , ou o coeficiente de Winkler, representa a rigidez equivalente do solo em relação à interação com a estrutura. Este coeficiente é aplicado em muitos métodos de análise de fundações superficiais, como será abordado neste capítulo.

Sendo q a relação entre a força aplicada e a área da fundação (pressão de contacto) e s o assentamento sofrido pela base da fundação, como representado na Figura 3.24, obtém-se a expressão:

$$K_S = \frac{q}{s} \quad \left(\frac{kN}{m^3} \right) \quad (3.58)$$

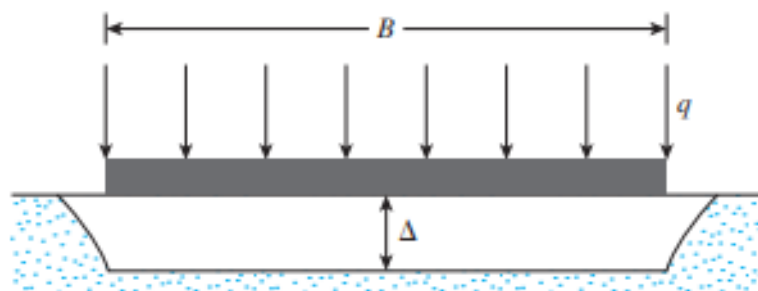


Figura 3.24- Definição do coeficiente de reação do subsolo, K_S (Das, 2011).

A Tabela 3.19 mostra a ordem de grandeza do coeficiente K_S para vários tipos de solos (Bowles et al., 1996).

Tabela 3.19 - Ordem de grandeza do coeficiente K_S para vários tipos de solos (Bowles et al., 1996).

Tipo de solo	k_s (kN/m ³)
Areia solta	4800-16000
Areia medianamente compacta	9600-80000
Areia compacta	64000-128000
Areia argilosa medianamente compacta	32000-80000
Areia siltosa medianamente compacta	24000-48000
Argila de $q_a \leq 200$ kPa	12000-24000
Argila de $200 < q_a \leq 800$ kPa	24000-48000
Argila de $q_a > 800$ kPa	>48000

Esta técnica é mais recorrente em problemas simples, uma vez que para problemas mais complexos evidencia uma diminuição na precisão (Rebelo, 2011).

O conceito do dimensionamento de fundações flexíveis é baseado na consideração de que a estrutura se encontra apoiada sobre uma viga hipotética com largura B e comprimento infinito, a qual está sujeita a uma só carga concentrada Q , como representado na Figura 3.25. O objetivo é determinar as tensões e os deslocamentos resultantes na fundação devido a essa carga concentrada.

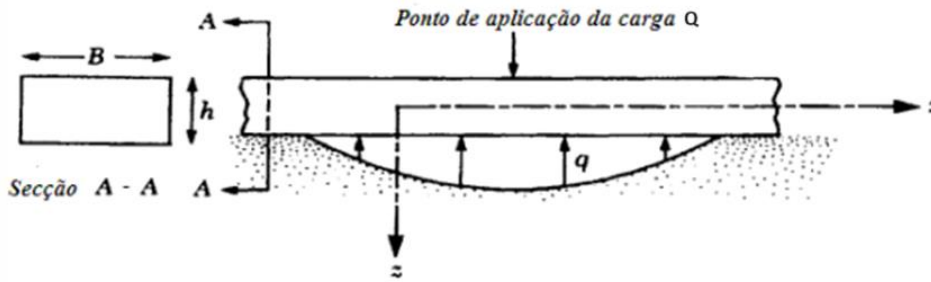


Figura 3.25 - Conceito de dimensionamento (Das, 2011).

Partindo dos fundamentos da Resistência Mecânica dos Materiais, o momento M em qualquer seção da viga pode ser dado por:

$$M = E_F * I_F * \frac{d^2 z}{dx^2} \quad (3.59)$$

onde,

M - Momento em qualquer seção da viga;

E_F - Módulo de elasticidade do material da fundação;

I_F - Momento de Inércia seção transversal da viga.

$$I_F = \frac{1}{12} * B * h^3 \quad (3.60)$$

em que, h é a altura da seção da viga e B a sua largura, como ilustrado na Figura 3.25. E como

$$V = \frac{dM}{dx} \quad (3.61)$$

e,

$$q = \frac{dV}{dx} = \frac{d^2 M}{dx^2} \quad (3.62)$$

onde V é o esforço transversal e q é a reação do solo (Figura 3.25). Substituindo vem

$$q = E_F * I_F * \frac{d^4 z}{dx^4} \quad (3.63)$$

onde,

$$q = -z * Ks' \quad (3.64)$$

$$Ks' = Ks * B \quad (3.65)$$

e Ks é o coeficiente de reação do solo ou de Winkler. Sabendo que

$$-z * K_s * B = E_F * I_F * \frac{d^4 z}{dx^4} \quad (3.66)$$

vem,

$$z = e^{-\alpha x}(A' \cos \beta x + A'' \sin \beta x) \quad (3.67)$$

onde

z- Assentamento num dado ponto da fundação;

A' e A''- constantes;

$$\beta = \frac{K_s}{E * I}$$

β representa o coeficiente de rigidez relativo de uma fundação e é um parâmetro importante para determinar se um ensoleiramento deve ser projetado pelo método de fundações rígidas ou pelo método de fundações flexíveis. Quando o valor do coeficiente é baixo a rigidez da fundação é maior que a rigidez do terreno, por outro lado, quando o valor é alto indica uma fundação flexível.

Esta abordagem é indispensável para estruturas em que a consideração da flexibilidade do terreno é fundamental para uma análise e projeto mais precisos. Ao incorporar as características de comportamento flexível do terreno, é possível obter uma compreensão mais completa e precisa da interação entre a fundação e o terreno. Isto resulta num dimensionamento mais adequado.

3.2.5.3 Método dos elementos finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma abordagem avançada e amplamente aplicada na análise estrutural, incluindo no dimensionamento de ensoleiramentos. A sua origem remonta a Hrennikoff, em 1941, no âmbito da engenharia de estruturas e, desde então, tem-se estabelecido como um método numérico essencial para resolver uma variedade de problemas da física e de engenharia complexos, envolvendo mecânica estrutural, mecânica dos solos, transferências de calor, dinâmica de fluidos, potencial eletromagnético, entre outros.

Em situações em que as cargas, as geometrias e as propriedades dos materiais são complexas, conseguir obter soluções analíticas diretas é praticamente inexecutável devido à complexidade das equações diferenciais envolvidas. Assim, recorre-se aos métodos numéricos para obter soluções aproximadas, sendo que o MEF é uma escolha proeminente. A formulação de um problema usando este método envolve a criação de um sistema de equações algébricas, em oposição a um conjunto de equações diferenciais (Zienkiewicz et al., 2005).

A abordagem do MEF envolve a divisão do ensoleiramento em elementos finitos, que são interligados pontos comuns, conhecidos por nós ou pontos nodais, formando uma malha de

pequenos elementos interconectados. A solução para o problema global é obtida através da combinação das soluções para cada elemento finito, permitindo a determinação dos deslocamentos, deformações e tensões em pontos específicos da estrutura.

Quanto à modulação do terreno, pode ser realizada de diferentes abordagens. Uma delas é a utilização do conceito de fundação Winkler, como anteriormente referido, outra solução envolve recorrer ao MEF, para modelar o próprio terreno de fundação.

Uma das vantagens deste procedimento, mostrado por Bowles et al. (1996), é a capacidade de lidar com geometrias e materiais complexos, permitindo a inclusão de diferentes tipos de terreno e efeitos de interação terreno-estrutura.

Em quantos mais elementos a estrutura for dividida, mais preciso será o resultado final. Contudo, torna difícil manusear um grande volume de informação, sendo, por isso, necessário recorrer ao uso do computador. Na Figura 3.26 está representado um exemplo de uma malha.

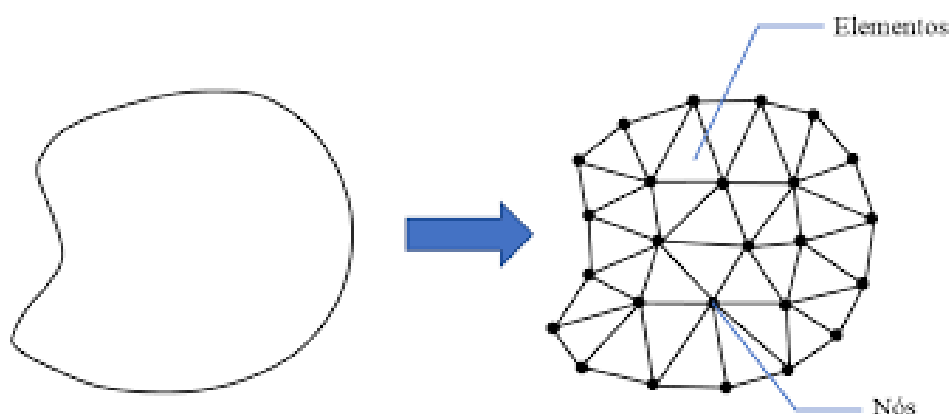


Figura 3.26 – Exemplo de malha de elementos finitos (Junior e Filho, 2019).

Em suma, o MEF é uma ferramenta poderosa que inovou a análise estrutural, incluindo a análise de ensoleiramentos, ao permitir uma representação detalhada e precisa de sistemas complexos, tornando fundamental em projetos que exigem altos níveis de precisão e eficiência.

3.3 Processos Construtivos

No Regulamento Geral das Edificações Urbanas (1951) existem artigos relacionados com a descrição e execução de fundações. Estes fornecem diretrizes e requisitos que procuram garantir a segurança e a estabilidade das construções em relação ao terreno. Os artigos são os seguintes:

“**Artigo 18º** - As fundações dos edifícios serão estabelecidas sobre terreno estável e suficientemente firme, por natureza ou por consolidação artificial, para suportar com segurança

as cargas que lhe são transmitidas pelos elementos da construção, nas condições de utilização mais desfavoráveis.

Artigo 19.º Quando as condições do terreno e as características da edificação permitam a fundação contínua, observar-se-ão os seguintes preceitos:

1. Os caboucos penetrarão no terreno firme até à profundidade de 50 cm, pelo menos, exceto quando se trate de rocha dura, onde poderá ser menor. Esta profundidade deve, em todos os casos, ser suficiente para assegurar a distribuição quanto possível regular das pressões na base do alicerce;
2. A espessura da base dos alicerces ou a largura das sapatas, quando requeridas, serão fixadas por forma a que a pressão unitária no fundo dos caboucos não exceda a carga de segurança admissível para o terreno de fundação;
3. Os alicerces serão construídos de tal arte que a humidade do terreno não se comunique às paredes da edificação, devendo, sempre que necessário, intercalar-se entre eles e as paredes uma camada hidrófuga. Na execução dos alicerces e das paredes até 50 cm acima do terreno exterior utilizar-se-á alvenaria hidráulica, resistente e impermeável, fabricada com materiais rijos e não porosos;
4. Nos alicerces constituídos por camadas de diferentes larguras a saliência de cada degrau, desde que o contrário se não justifique por cálculos de resistência, não excederá a sua altura.

Artigo 20.º Quando o terreno com as características requeridas esteja a profundidade que não permita fundação contínua, diretamente assente sobre ela, adotar-se-ão processos especiais adequados de fundação, com observância, além das disposições aplicáveis do artigo anterior, de quaisquer prescrições especialmente estabelecidas para garantir a segurança da construção.

Artigo 21.º As Câmaras Municipais, atendendo à natureza, importância e demais condições particulares das obras, poderão exigir que do respetivo projeto conste, quer o estudo suficientemente pormenorizado do terreno de fundação, de forma a ficarem definidas com clareza as suas características, quer a justificação pormenorizada da solução prevista, ou ambas as coisas.

Artigo 22.º A compressão do terreno por meios mecânicos, a cravação de estacas ou qualquer outro processo de construir as fundações por percussão deverão mencionar-se claramente nos projetos, podendo as Câmaras Municipais condicionar, ou mesmo não autorizar, o seu uso sempre que possa afetar construções vizinhas”.

Para além destes artigos, existem outras precauções adicionais a ter para contribuir para a qualidade da execução das fundações, que serão abordadas ao longo deste capítulo.

Em termos gerais, a construção de um ensoleiramento não difere muito da execução de fundações superficiais por meio de sapatas, no entanto existem casos específicos que podem

apresentar dificuldades. Esses obstáculos surgem frequentemente devido a fatores que levaram à escolha do ensoleiramento como solução para a fundação, como a existência de solo com baixa resistência ou a presença de nível freático alto.

Os processos construtivos podem variar consoante as condições do terreno e os equipamentos disponíveis. Neste capítulo serão abordadas algumas etapas mais comuns envolvidos na construção de um ensoleiramento.

Durante todo o processo de construção é importante tomar medidas de segurança adequadas e os trabalhadores devem sempre utilizar equipamentos de proteção individual.

3.3.1 Preparação do Terreno

Antes de executar a construção do ensoleiramento, é preciso preparar o terreno. Esta é uma etapa fundamental que envolve a limpeza do local, remoção de vegetação e recolha de informação sobre o mesmo.

Nesta fase, o terreno onde a fundação será construída precisa de ser limpo de qualquer vegetação, entulho, terra vegetal, ou outros materiais que possam interferir na sua execução. A limpeza do local é essencial para garantir uma base adequada para a construção e evitar possíveis problemas futuros.

Também é feita uma recolha de informação sobre eventuais infraestruturas existentes e as demolições ou os desvios a efetuar, se necessário.

O solo deve ser melhorado se não apresentar características adequadas para garantir uma base sólida para a construção ou circulação de equipamentos pesados. Isto pode ser feito, por exemplo, através de compactação ou da adição de materiais.

O nível freático também deve ser verificado nesta etapa, uma vez que pode afetar a estabilidade do solo e do próprio ensoleiramento. Caso este seja elevado, podem ser necessárias medidas adicionais, como a drenagem do terreno, para evitar problemas futuros, como representado na Figura 3.27.



Figura 3.27- Drenagem do terreno recorrendo a uma bomba de água.

Por fim, é feita a marcação do local onde o ensoleiramento será construído, utilizando equipamentos de topografia, para garantir que o mesmo é executado no local correto e com as dimensões de acordo com o projeto estrutural.

3.3.2 Escavação Geral e Escavação Local

Na segunda fase é executada uma escavação geral, de acordo com as dimensões e profundidades do projeto estrutural, e os necessários acessos para os equipamentos usados nos trabalhos de movimentos de terras. Esta escavação consiste na remoção de parte do solo para criar uma abertura que será preenchida com o material adequado para formar a base do ensoleiramento.

Esta etapa pode ser feita de várias maneiras, dependendo do projeto estrutural, das características do terreno e dos equipamentos disponíveis, normalmente recorre-se a retroescavadoras, devido à extensão e profundidade uniforme.

As escavações localizadas, como aquelas necessárias para capitéis de pilares abaixo da laje, podem ser realizadas com o auxílio de pequenas escavadoras ou manualmente. É essencial garantir a estabilidade das paredes de escavação para não ocorrer colapso das mesmas. Dependendo das características do solo, das cargas atuantes e das condições de estabilidade, são especificadas as inclinações adequadas.

Por norma, para escavações com profundidades superiores a 1,25 m deve recorrer-se a taludes com um ângulo entre 45 graus e 90 graus com a horizontal. Para profundidades superiores a 2 m é recomendado implementar patamares intermédios com largura no mínimo de 1 m. Contudo, por vezes, não é possível realizar taludes, devido à existência de construções vizinhas ou devido à presença de solos instáveis com baixa resistência. Quando isto acontece, deverá recorrer-se a cortinas de contenção de terras.

As escavações próximas de construções já existentes devem ser realizadas de forma a não

comprometer a segurança destas estruturas.

Quando o solo é suscetível às ações das intempéries, como a chuva, a variação de humidade, inundações ou congelação, o tempo entre a escavação e a execução da fundação deve ser o mínimo possível.

Como afirma Santos et al. (2000), no fim desta etapa, deve-se fazer um levantamento da qualidade do solo em toda a extensão da escavação, uma vez que é possível identificar a presença de formações de solo mais fraco do que as identificadas na prospeção inicial. Por conseguinte, é fundamental avaliar a necessidade de realizar tratamentos nessas áreas, se existirem, como compactação do solo ou mesmo substituição do solo, como é explicado na fase seguinte.

Da mesma forma, é possível existir materiais com maior rigidez que deverão ser removidos e substituídos por um material de compressibilidade parecida com a do restante terreno, com a finalidade de obter-se um fundo de compressibilidade uniforme.

3.3.3 Tratamento do Solo

Após a escavação do terreno, é retirado o solo desagregado se existir, e depois procede-se à regularização e compactação do solo para melhorar as suas propriedades. Esta etapa é especialmente importante em solos menos estáveis.

No caso de terrenos muito moles, como frequentemente ocorre em execuções de ensoleiramentos, é importante evitar uma compactação excessiva para impedir a formação de um terreno com ondulações indesejadas. No entanto, se uma zona não for devidamente compactada poderá sofrer abatimentos, ou seja, pequenas movimentações de terras (Santos et al., 2000).

O engenheiro Ralph Proctor é considerado o pioneiro da técnica de compactação, tendo publicado as suas observações sobre a compactação de aterros em 1933. De acordo com as suas pesquisas, existem diversos elementos que influenciam na qualidade da compactação do solo, tais como, o tipo de solo, o teor de humidade do solo e o esforço de compactação necessário.

Desta forma, as técnicas de compactação a usar vão depender do tipo de solo. Ferreira (2010) destaca a importância da utilização de equipamentos adequados para a compactação do solo, como cilindros vibratórios ou pneumáticos, e da realização de ensaios para verificar a densidade do solo.

Ao longo do tempo, podem ocorrer reestruturações no solo, como o rearranjo das partículas devido a alterações no nível freático. Consequentemente, as fundações ao longo da sua vida útil podem perder a sua horizontalidade, gerando esforços prejudiciais aos pilares. Neste sentido, é útil utilizar ensaios que forneçam informações precisas sobre a qualidade da compactação (Mendes, 2011).

3.3.4 Betão de Limpeza

O betão de limpeza é uma camada fina de betão de reduzida resistência, normalmente betão C12/15 com a espessura indicada em projeto, habitualmente de 10 a 20 cm, usado para melhorar o nivelamento e regularizar toda a superfície onde será executado o ensoleiramento. Esta camada de regularização não só fornece uma camada de proteção adicional à fundação, aumentando a resistência ao desgaste e à penetração da água ou de agentes químicos, como também evita a perda de finos do betão para o solo. O betão de limpeza também cria uma base limpa horizontal que facilita a montagem das cofragens e das armaduras.

Após a betonagem, a camada é nivelada e alisada, como mostra a Figura 3.28.



Figura 3.28 – Aplicação de betão de limpeza.

3.3.5 Impermeabilização

A impermeabilização é um aspeto importante a ser considerado durante a construção de um ensoleiramento. O objetivo é proteger o betão contra a entrada de humidade, evitando assim problemas de deterioração e danos à estrutura. Apesar de o betão, só por si, impedir a entrada de água durante algum tempo, quando este fica totalmente submerso fica fragilizado, sendo por isso necessário recorrer a um sistema de impermeabilização.

Em Portugal, assim como em muitos outros países, as soluções construtivas mais utilizadas para a impermeabilização envolvem o uso de membranas pré-fabricadas. Estas podem ser complementadas por uma ou duas camadas de emulsão betuminosa como primário. Todavia, existem diferentes métodos e matérias de impermeabilização que podem ser usados, dependendo das características do solo, das condições ambientais e das especificações do projeto (Mendes, 2011).

Existem dois grupos de materiais para o sistema de impermeabilização: os manufacturados in situ

e os pré-fabricados. Alguns dos materiais manufaturados in situ mais comuns de impermeabilização de fundações incluem:

- Tintas betuminosas e emulsões, sendo geralmente compostos por betume modificado ou emulsões asfálticas;
- Revestimentos de base cimentícia, que consiste em uma argamassa à base de cimento.

No caso dos materiais pré-fabricados mais usados são os seguintes:

- Membranas de betume oxidado e betumes polímeros. Essas membranas são compostas por camadas de betume modificado ou polímeros sintéticos;
- Membranas de PEAD (polietileno de alta densidade), PVC (policloreto de vinil), TPO (poliolefina termoplástica), PP (polímero polipropileno) e PE (polímero polietileno). Essas membranas são fabricadas a partir de polímeros termoplásticos, oferecendo flexibilidade, resistências química e impermeabilidade;
- Membranas de EPDM (borracha etileno propileno dieno monômero), são membranas de borracha sintética flexíveis e duráveis, conhecidas pela sua resistência a condições climáticas extremas e pela sua vida útil prolongada;
- Geocompósitos, são materiais compostos por uma combinação de geotêxtil e uma camada impermeável, como o betume ou polímeros. Eles fornecem tanto as propriedades de drenagem quanto a impermeabilização necessária para a fundação.

Quando a impermeabilização é realizada pela superfície inferior do ensoleiramento, proporciona maior segurança, pois o mesmo fica completamente vedado, evitando o contacto direto da humidade como o elemento estrutural. Neste caso, o sistema de impermeabilização escolhido deve ser constituído por um geotêxtil, uma membrana pré-fabricada e outro geotêxtil (Mendes, 2011). Na Figura 3.29 está apresentado um ensoleiramento geral com um sistema de impermeabilização pela face inferior.

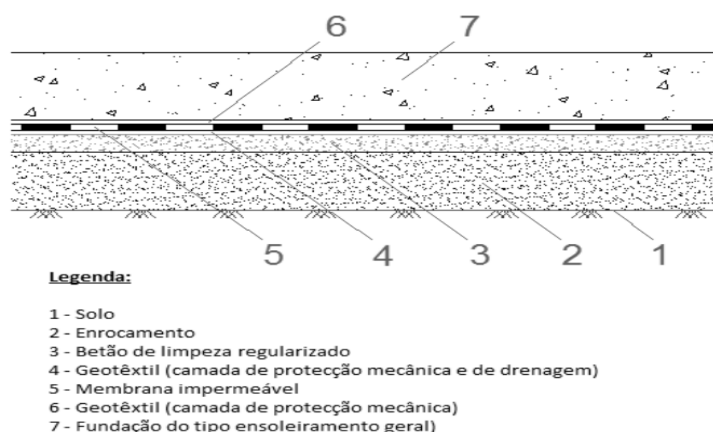


Figura 3.29 - Sistema de impermeabilização pela face inferior de um ensoleiramento geral (Mendes, 2011).

Na Figura 3.30 está representado outro sistema de impermeabilização que recorre a um painel alveolar de PEAD (polietileno de alta densidade) em substituição do primeiro geotêxtil, localizado próximo do betão de limpeza. Neste sistema, os nódulos do painel estão voltados para cima, permitindo a drenagem da água presente no solo. Esta configuração evita que a água se aproxime da membrana impermeabilizante, garantindo uma maior proteção.

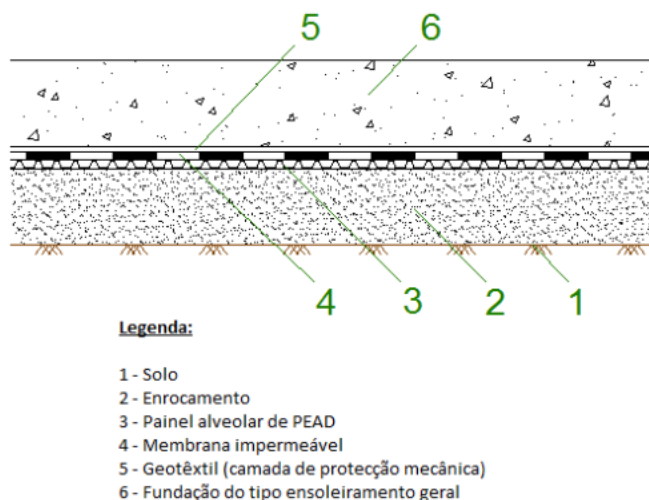


Figura 3.30 - Sistema de impermeabilização pela face inferior de um ensoleiramento geral (Mendes, 2011).

Nestes sistemas aplicados na face inferior da fundação, a fim de garantir uma barreira contínua, a membrana deve ser mais comprida do que a área do ensoleiramento, para que facilmente se consiga cobrir as faces laterais. Esse cuidado assegura que a membrana proteja completamente as áreas expostas da estrutura, mantendo a eficiência do sistema de impermeabilização. (Mendes, 2011).

Quando se opta por sistemas aplicados na face superior, embora a membrana atue como uma barreira adicional para evitar que a humidade atinja diretamente o pavimento, não impede a deterioração da fundação. Assim, este tipo de sistema não é recomendado quando o betão é submerso.

Na Figura 3.31 é apresentado um exemplo de esquema que ilustra a impermeabilização realizada pela superfície superior.

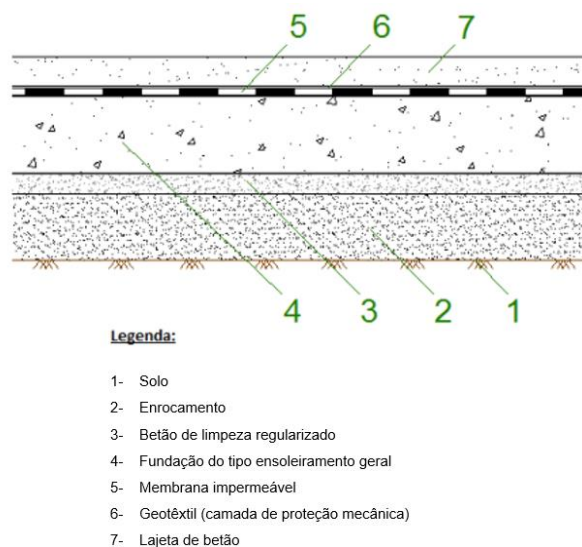


Figura 3.31 - Sistema de impermeabilização pela face superior de um ensoleiramento geral (Mendes, 2011).

Neste tipo de sistema, é possível substituir o geotêxtil pela aplicação de tintas betuminosas ou emulsões. No entanto, é necessário garantir que a superfície do ensoleiramento esteja preparada antes da aplicação desses materiais, a fim de evitar danos à emulsão. A superfície deve estar livre de quaisquer elementos que possam comprometer a aderência da emulsão, e deve ser uniforme para garantir a qualidade do produto final (Perdigão, 2007). Antes da aplicação da tinta betuminosa ou da emulsão é importante que se cumpra o tempo necessário de cura do betão, como será explicado neste capítulo.

No caso dos ensoleiramentos, que envolve uma aplicação horizontal, existem diferentes métodos de aplicação possíveis para os materiais manufaturados in situ, de entre os quais com recurso: a trincha, a rolo dentado, a escova, a talocha, a rolo, a pistola, entre outros.

Para Mendes (2011), os revestimentos de base cimentícia podem ser aplicados da mesma forma que as emulsões. Todavia, o uso de ambos não é recomendado uma vez que são pouco eficientes na proteção de um ensoleiramento geral.

Se se recorrer ao uso de membranas de betume oxidado, o método de aplicação mais comum utilizado é a soldadura à superfície. Este visa unir materiais idênticos, em que os mesmos são aquecidos, através de uma chama de maçarico, até se fundirem e criarem uma barreira única.

Membranas de betume-polímero assim como as membranas de PVC, TPO, PP e PE, também são aplicadas de maneira semelhante.

Normalmente, os sistemas de impermeabilização com recurso a mantas bentoníticas são complementadas com produtos waterstop em pontos singulares. Este material é constituído por bentonite, que expande quando em contacto com a água, selando a sua passagem. Na Figura 3.32 é possível observar a junta waterstop numa junta de betonagem.

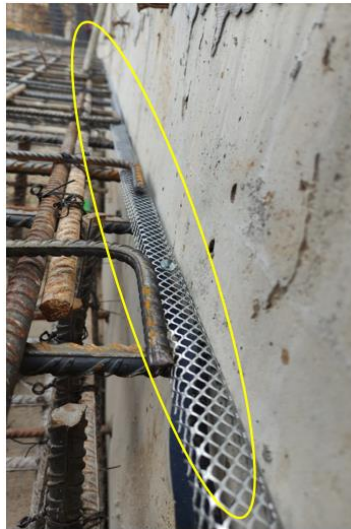


Figura 3.32 - Junta Waterstop numa junta de betonagem.

Assim sendo, a impermeabilização adequada do ensoleiramento é essencial para garantir a durabilidade e a integridade da estrutura, prevenindo problemas futuros causados pela humidade do solo.

3.3.6 Montagem de Cofragem

A cofragem é uma estrutura temporária que serve para moldar o betão da forma desejada até este endurecer. Esta estrutura pode ser de vários materiais como por exemplo, de madeira, de metal ou de plástico. A cofragem pode ser recuperável, mas para tal deve ser aplicado um óleo descofrante.

Os painéis que formam a cofragem são fixados entre si recorrendo a pregos, parafusos ou grampos, formando uma barreira contínua, onde as juntas são suficientemente fechadas para evitar que os constituintes mais finos do betão escapem. Além dos painéis, existem outros elementos que podem ser usados para reforçar e apoiar a estrutura, de entre os quais tirantes, escoras, espaçadores e conectores. Estes acessórios ajudam a garantir a estabilidade da cofragem durante o processo de betonagem e a resistir às pressões exercidas pelo betão fresco.

Os elementos de entivação ou escoramentos não devem apoiar diretamente no solo, como demonstrado na Figura 3.33. Em vez disso, devem ser apoiados em elementos horizontais de maior dimensão, para melhorar a distribuição de cargas e diminuir as tensões no terreno, garantindo a estabilidade e imobilidade dos pontos de apoio.



Figura 3.33 – Pormenor do escoramento de uma cofragem.

3.3.7 Instalação de Armadura

A instalação das armaduras é similar a outros elementos de betão armado. Esta etapa é crucial para garantir a resistência e a durabilidade da fundação. As armaduras são geralmente constituídas por varões de aço com nervuras ou malhas de aço, e são posicionadas dentro do ensoleiramento conforme o projeto estrutural. Na instalação de armaduras é necessário ter em atenção os espaçamentos e a sobreposição de varões, os comprimentos de amarração e os recobrimentos, entre vários aspetos.

Inicialmente, deve-se limpar o betão de limpeza ou o material usado para impermeabilização de eventuais resíduos, e só depois serão colocadas as armaduras.

Após as barras de aço serem posicionadas, estas são amarradas umas às outras utilizando fios de aço. A amarração é feita para garantir que as barras permanecem no lugar durante todo o processo de betonagem para formar uma malha de armadura contínua.

Estas malhas podem ser montadas tanto no local do ensoleiramento, como na oficina do estaleiro e, posteriormente, transportadas para o local pretendido. Geralmente, nos ensoleiramentos, opta-se pela montagem parcial em estaleiro devido às dimensões envolvidas e ao custo elevado de manter a escavação aberta durante esse processo.

Nesta fase, também se devem colocar as armaduras de espera como por exemplo, armaduras de pilares ou armaduras de paredes, e eventuais tubagens ou outros elementos que estiverem posicionados no ensoleiramento. Na Figura 3.34, está representado um esquema de um pilar interior num ensoleiramento, com as suas respetivas armaduras. Na Figura 3.35 é possível observar um caso real das armaduras de arranque de pilares onde o ensoleiramento está a ser betonado.

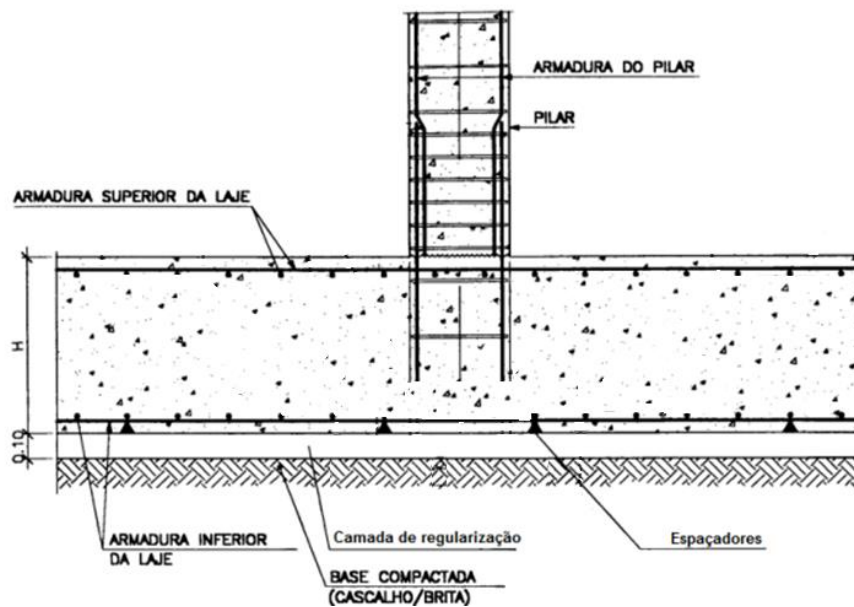


Figura 3.34 – Esquema das armaduras da laje e de arranque dos pilares para um pilar interior (Santos et al., 2000).



Figura 3.35 – Armaduras de arranque de pilares num ensoleiramento.

Para assegurar o recobrimento do projeto, devem ser colocados espaçadores amarrados às armaduras que, em geral, são feitos de argamassa de cimento, como mostra a Figura 3.36a e para as armaduras superiores usam-se espaçadores feitos em aço, vulgarmente designados por “cavalete”, com a forma representada na Figura 3.36b.

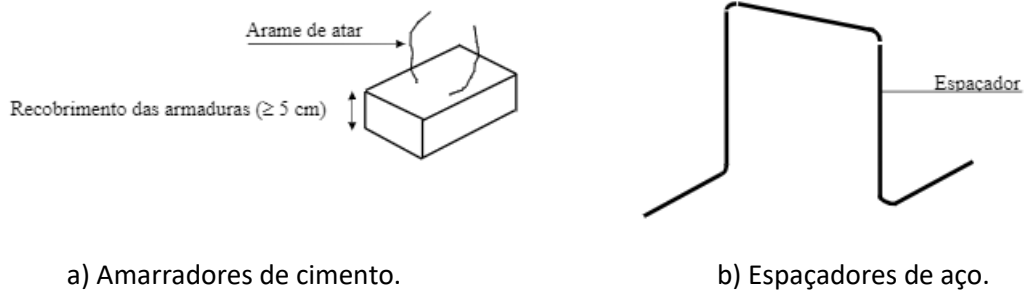


Figura 3.36 – Esquema de espaçadores para o recobrimento das armaduras (Santos et al., 2000).

É importante garantir que as barras de aço estejam limpas e sem oxidação, para que a aderência com o betão seja adequada. Para garantir a proteção contra a corrosão, é recomendável aplicar uma camada de revestimento protetor nas barras de aço, especialmente se o ensoleiramento estiver em contacto com o solo ou com a água. Caso haja oxidação, é necessário removê-la, por exemplo, com jatos de areia ou com escovação mecânica.

3.3.8 Betonagem

Nesta fase, é feita a betonagem, seguindo um processo idêntico aos demais elementos da estrutura. É fundamental garantir uma adequada compactação do betão, evitando a formação de zonas porosas que poderão facilitar a entrada de humidade, tornando-se uma fonte de deterioração e despassivação das armaduras.

Devido à extensão das áreas envolvidas, as juntas de retração desempenham um papel essencial na execução de um ensoleiramento.

O betão pode ser produzido in-situ ou adquirido de um fornecedor, dependendo não apenas da execução do ensoleiramento, mas também de outros aspetos da obra. De qualquer forma, o mesmo deve ser submetido a ensaios e inspeções para controlo de qualidade, de modo a garantir os requisitos especificados, tanto em termos de resistência, quanto de outras propriedades relevantes.

Um dos ensaios que se deve realizar é o ensaio de abaixamento (slump test) como representado na Figura 3.37. O betão fresco é compactado no interior de um molde com a forma cónica e quando é removido o molde é medido o abaixamento do betão, estabelecendo esta dimensão a medida da sua consistência. Se em dois ensaios consecutivos se verificar deformação de uma porção de betão da massa do provete, o betão não apresenta a plasticidade e coesão adequadas ao ensaio de abaixamento (NP EN 12350-2).



Figura 3.37 – Ensaio de abaixamento (slump test).

Já na própria obra, o betão pode ser transportado de maneiras diferentes, de entre as quais, por bombagem, com um alcance de 300 m na horizontal e 35 m na vertical, ou por uso de balde, geralmente, até um metro cúbico que é transportado com o auxílio de uma grua.

Quer as áreas com separação entre o agregado ou áreas porosas, bem como a presença de ar preso no betão, devem ser minimizados, uma vez que são locais propensos à entrada de humidade ou substâncias químicas que podem deteriorar o betão e as armaduras. Desta forma, é indispensável a compactação do betão, exceto quando o mesmo é muito fluído, como nos casos dos betões que se “auto-compactam”. De acordo com Santos et al. (2000), o equipamento usado deve existir em quantidade suficiente para permitir a vibração completa de todo o betão dentro de um prazo máximo de 15 minutos após a sua colocação, o que por vezes não é fácil, devido aos grandes volumes de betão lançados de cada vez. É importante encontrar um equilíbrio adequado, uma vez que a vibração excessiva pode resultar em problemas relacionados com a segregação dos inertes e a separação da água do betão e, por outro lado, uma fraca vibração resulta numa fraca compactação.

3.3.9 Cura

Após a betonagem, o betão deve ser deixado em repouso por um período de tempo (normalmente 28 dias) para que ocorra a cura, isto é, a reação química que transforma o betão num material sólido e resistente. A cura pode ser melhorada de diversas formas, como a utilização de produtos químicos, a aplicação de água ou o uso de membranas de cura. O método mais comum é a rega do betão que, desta forma, evita a secagem rápida e fenómenos de fendilhação por retração.

Na Tabela 3.20 estão representados os tempos mínimos de cura em relação à temperatura da superfície do betão.

Tabela 3.20 – Períodos de cura mínimos (NP EN 13670:2010).

Temperatura da superfície do betão (t) em °C	Período mínimo de cura em dias ^{1), 2)}			
	Desenvolvimento da resistência do betão ⁴⁾ (f_{cm2}/f_{cm28}) = r			
	Rápido r ≥ 0,50	Médio r = 0,30	Lento r = 0,15	Muito lento r < 0,15
t ≥ 25	1,0	1,5	2,0	3,0
25 > t ≥ 15	1,0	2,0	3,0	5
15 > t ≥ 10	2,0	4,0	7	10
10 > t ≥ 5 ³⁾	3,0	6	10	15

NOTA :

- 1) Mais o período de presa que exceda 5 h.
- 2) É aceitável a interpolação linear entre os valores nas linhas ³⁾.
- 3) Para temperaturas inferiores a 5 °C, a duração deve ser prolongada por um período igual ao tempo em que a temperatura foi inferior a 5 °C.
- 4) O desenvolvimento de resistência do betão, r, é a razão entre a resistência média à compressão aos 2 d e a resistência média à compressão aos 28 d determinadas por ensaios prévios ou baseadas em comportamento conhecido de betões de composição comparável (ver prEN 206:1997).

3.3.10 Descofragem

Geralmente, a descofragem ocorre após o betão atingir a resistência necessária para suportar a sua própria carga. Esse tempo está relacionado com a cura do betão, mencionado anteriormente.

Durante este processo é necessário ter cuidado para evitar danificar o betão, para tal, as cofragens devem ser removidas cuidadosamente, usando ferramentas adequadas e evitar impactos que possam causar fissuras.

No final, é importante realizar uma inspeção do ensoleiramento para verificar se houve algum dano ou imperfeição durante o processo e, se necessário, corrigir quaisquer problemas identificados.

3.3.11 Aterro

Por fim, é realizado o aterro até à cota prevista em projeto, tendo em conta os assentamentos. O solo utilizado deve ser compactado de maneira a obter uma superfície densa e nivelada. Isto envolve técnicas apropriadas descritas anteriormente.

Quando o terreno onde se irá executar o aterro não suporta o peso do equipamento, a camada inferior deve ser feita com materiais granulares com uma espessura suficiente, de modo, a resolver esse problema.

O aterro deve ser realizado de forma que os solos de pior qualidade fiquem na parte inferior e os de melhor qualidade na parte superior.

3.3.12 Pormenores Construtivos

Como mencionado anteriormente, existem algumas particularidades em obras com fundações em ensoleiramento gerais que não surgem normalmente noutros tipos de fundações. Estas estão relacionadas, principalmente, com o nível freático e com a qualidade do solo que requerem atenção especial, conforme já foi referido anteriormente.

O controlo da água na escavação envolve custos significativos para a retirar do local, uma vez que esta pode infiltrar-se pelas paredes laterais ou surgir no fundo da escavação. Deste modo, é necessário fazer o rebaixamento do nível freático, que pode ser realizado por captações diretas ou verticais, como o uso de agulhas filtrantes sob vácuo.

A escavação é realizada após o rebaixamento do nível freático, por exemplo, por captação direta nos poços de bombagem, de onde é bombeada a água.

Este rebaixamento pode ser permanente ou temporário, sendo mais comum ser temporário, voltando o nível freático à sua posição original quando não influenciar a estrutura.

Contudo, nem sempre é possível retirar a água e, por vezes, é necessário trabalhar na sua presença. Nestes casos, a betonagem deve ser realizada considerando a existência de água, com cuidados especiais para garantir a estabilidade das cofragens e preencher toda a área da escavação.

Outro aspeto a considerar na construção de um ensoleiramento são as juntas de dilatação, devido às grandes áreas envolvidas, como também mencionado anteriormente. Estas são usadas para acomodar as movimentações térmicas e estruturais da fundação, evitando o surgimento de tensões excessivas e possíveis fissuras. A localização e o dimensionamento adequados das juntas são essenciais para garantir a durabilidade e a estabilidade da fundação ao longo do tempo. Adicionalmente, também podem ser executadas juntas de betonagem que permitem um maior controlo sob os efeitos da retração do betão.

Enquanto as juntas de dilatação são utilizadas para permitir a expansão e contração do betão devido a forças externas, as juntas de betonagem são criadas para controlar a contração natural do betão durante a sua cura e endurecimento.

Na Figura 3.37 está ilustrado um projeto de fundação de ensoleiramento geral, no qual está prevista a implementação de uma junta de retração, após 30 dias da betonagem inicial, assinalada a vermelho.

Na Figura 3.38 está representado uma junta de dilatação em pavimento contínuo de betão, com recurso a um perfil pré-moldado.

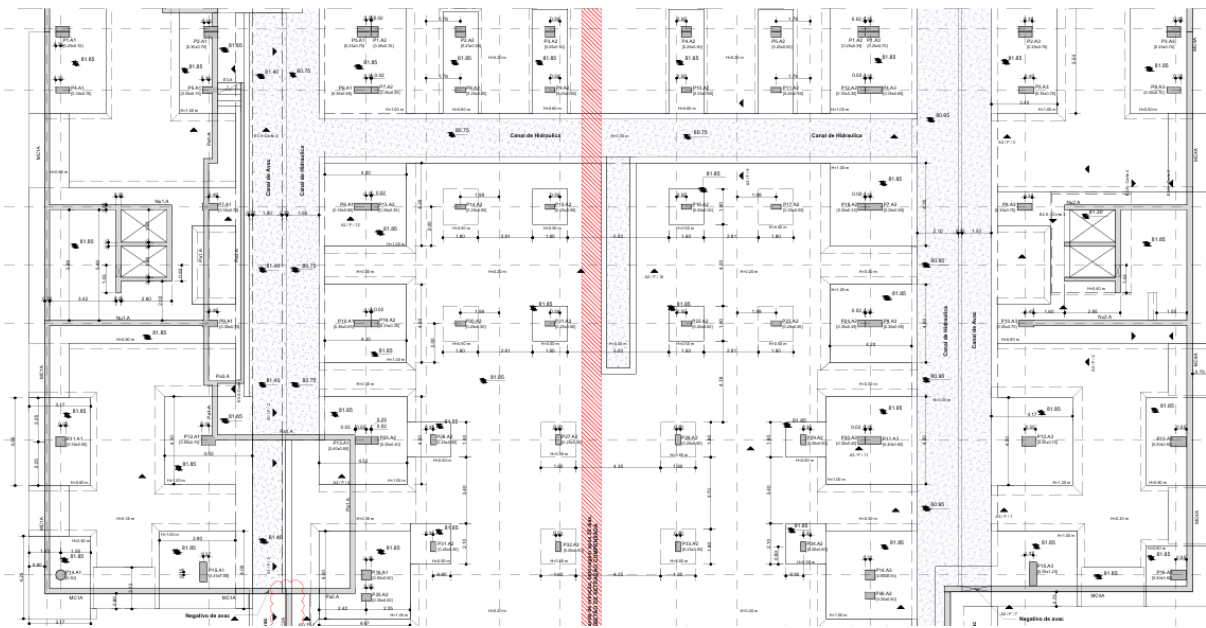


Figura 3.38 – Junta de retração de um ensoleiramento geral (JFA Engenharia, 2021).

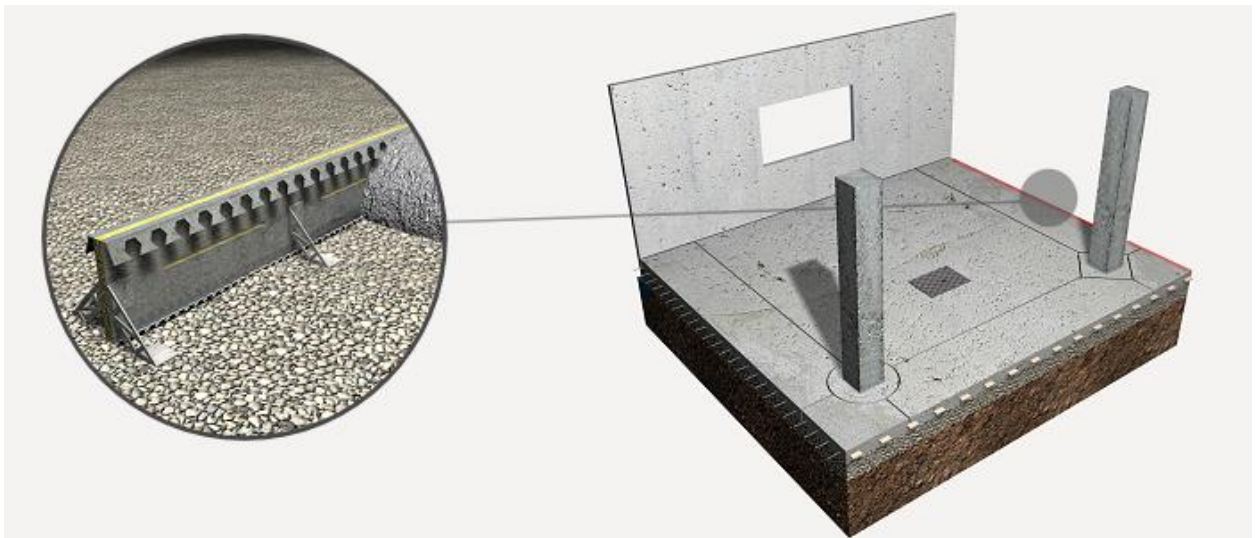


Figura 3.39- Junta de dilatação em pavimento contínuo de betão, com perfil pré-moldado (JFA Engenharia, 2021).

Durante a fase de escavação, surgem problemas relacionados com o empolamento do solo após este ser exposto, que é resultado do alívio de tensões nos solos recentemente descobertos. Este fenómeno pode ser considerado importante em terrenos argilosos, mas não tanto em terrenos arenosos.

Quando o empolamento é desencadeado pela recuperação instantânea devido à diminuição das tensões, em geral, não resulta em consequências graves, uma vez que vai ser gradualmente compensado pelos assentamentos.

4 Caso Prático

Neste capítulo é apresentado o ensoleiramento de menores dimensões do edifício Natura, previamente mencionado no capítulo dois. São abordados os trabalhos realizados para o estudo geotécnico e feita uma descrição dos resultados obtidos, como também é referida a solução de dimensionamento estrutural obtida. Da mesma forma, são retratados os aspetos construtivos, algumas dificuldades que se foram encontrando ao longo da sua execução e algumas alternativas para a resolução desses problemas.

4.1 Análise Geotécnica do Local

Na prospeção geotécnica foram executadas sondagens mecânicas de furação vertical e instalados piezómetros em furos de sondagens, como exposto na planta de localização apresentada no Anexo II. Estes trabalhos de prospeção foram realizados e acompanhados por técnicos especialistas, com auxílio de equipamentos calibrados em conformidade com as normas em vigor.

Na Figura 4.1 é possível observar uma das sondagens executadas no local. Neste caso, é uma sondagem rotativa, que é interrompida a cada 1,5 m para se realizarem ensaios SPT. O critério de paragem foi a obtenção de três negas consecutivas no ensaio de SPT (três ensaios consecutivos de $NSPT \geq 60$ pancadas).



Figura 4.1 – Execução de uma sondagem (Triáguas, 2021).

Os piezômetros foram usados para controlar o nível de água no terreno e foram distribuídos espacialmente pela área em estudo. Estes foram instalados nos furos das sondagens após ser retirado o material de perfuração e posteriormente foram realizadas várias medidas do nível freático. Verificou-se que o nível freático se encontra por volta da cota 79,0, podendo variar conforme o decurso do ano hidrológico.

A Tabela 4.1 mostra as quantidades de trabalho executado na prospeção geotécnica, nomeadamente as furações realizadas, o número de ensaios SPT e as sondagens onde foram instalados piezômetros. ~

Tabela 4.1 – Quantidades de trabalho executado (Geosolve, 2007).

Sondagem	Furação			Ensaio de SPT (un)	Piezómetros (m)
	Trado (m)	Rotação (m)	Total (m)		
S1	13,50	0	13,50	9	-
S2	0	19,0	19,0	8	-
S3	19,0	0	19,0	13	19,0
S4	12,0	0	12,0	8	-
S5	16,50	0	16,50	11	-
S6	16,50	0	16,50	11	16,50
S7	4,5	6,0	10,50	3	-
S8	19,0	0	19,0	13	-
S9	18	0	18	12	-
S10	4,5	6,0	10,50	3	10,50
S11	13,5	5,5	19,0	9	-
S12	6,0	13,0	19,0	11	
S13	19,0	0	19,0	13	
S14	6,0	9,0	15,0	9	
S15	16,50	0	16,50	11	
S16	4,5	10,50	15	7	
S17	19,0	0	19,0	13	
S18	1,5	9,0	10,50	4	
S19	4,5	9,0	13,50	9	13,50
S20	1,5	17,5	19,0	9	
S21	1,5	17,5	19,0	6	
S22	3,0	10,5	13,50	6	
TOTAIS	220,0	132,5	352,50	198,0	59,50

Foram igualmente efetuados ensaios de laboratório para a caracterização dos solos interstetados e sobre uma amostra de água recolhida nos piezómetros para verificar a agressividade da mesma.

Destes ensaios verificou-se que o terreno apresentava um comportamento bom a excelente em termos de capacidade de suportar cargas, estabilidade e outros fatores relevantes para a construção e que a amostra de água recolhida se insere num ambiente moderadamente agressivo, segundo a NP EN 206-1 2007.

Após análise dos dados geotécnicos disponíveis e dos resultados obtidos através da campanha de prospeção, foi apresentada uma proposta em relação aos parâmetros físicos e mecânicos

para as diferentes formações geológicas. Os perfis interpretativos permitem identificar quatro zonas geotécnicas distintas, representadas no Anexo III. Na Tabela 4.2 está um resumo desse estudo, onde γ representa o peso específico, c' a coesão, φ' o ângulo de atrito interno e E a deformabilidade.

Tabela 4.2- Características das zonas geotécnicas em estudo.

ZONAS GEOTÉCNICAS	Formação/Litologia	INTERVALOS N_{SPT}	γ (KN/m ³)	c' (kPa)*	φ' (°)	E (MPa)	Tensão de contato admissível (kPa)
ZG4	Aterro heterogéneo, por vezes com contaminação orgânica	Estes materiais não possuem características de suporte adequadas para serem eleitos como horizonte de fundação. Tendo em conta a sua natureza e heterogeneidade, bem como a pouca amostragem e ensaios SPT, não é possível atribuir parâmetros.					
ZG3	Solo residual granítico e Granito de grão médio a grosseiro decomposto (W5)	$9 < N_{SPT} \leq 30$	18 a 19	20 a 22	27 a 33	12 a 20	100 a 300
ZG2	Granito de grão médio a grosseiro decomposto (W5), compacto	$30 < N_{SPT} \leq 50$	19 a 20	22 a 50	30 a 35	20 a 30	300 a 500
ZG1	Granito de grão médio a grosseiro decomposto (W5), muito compacto.	$N_{SPT} > 50$	20 a 22				500 a 700

Segundo o relatório geotécnico, conclui-se que o terreno de fundação é constituído maioritariamente por granito de grão médio a grosseiro, decomposto, muito compacto, e tem boas características geotécnicas. Desta forma, é possível recorrer a uma solução de fundações diretas, considerando uma tensão admissível máxima de 500kPa. No entanto, a zona de aterro - ZG4, que varia entre 0,5 e 2,0 metros, não possui características adequadas para ser adotada para horizonte de fundação, e desta forma a solução deverá passar pelo alcance dos estratos subjacentes que se situam a maior profundidade.

Em contrapartida, com as sondagens efetuadas constatou-se que o nível freático se encontrava elevado, e alcançava as cotas das caves do edifício. Em virtude deste facto, foi adotado um sistema de fundação por ensoleiramento geral envolvido por tela bentonítica impermeável do tipo Voltex, de forma a criar uma solução estanque.

Quanto à sismicidade, conforme o EC8, é preciso distinguir dois tipos de ação sísmica, dado que em Portugal podem ocorrer dois cenários de geração de sismos:

- Ação sísmica tipo 1- referente aos sismos de grande magnitude, geralmente com epicentro na região Atlântica. Este sismo é considerado como um cenário sísmico "afastado".
- Ação sísmica tipo 2- representa uma ação sísmica com características de um sismo de magnitude moderada, tipicamente com epicentro no território continental de Portugal ou no Arquipélago dos Açores. Este sismo é considerado como um cenário sísmico "próximo".

O zonamento sísmico para Portugal é organizado por concelho, de acordo com o EC 8 e

ilustrado conforme a Figura 4.2.

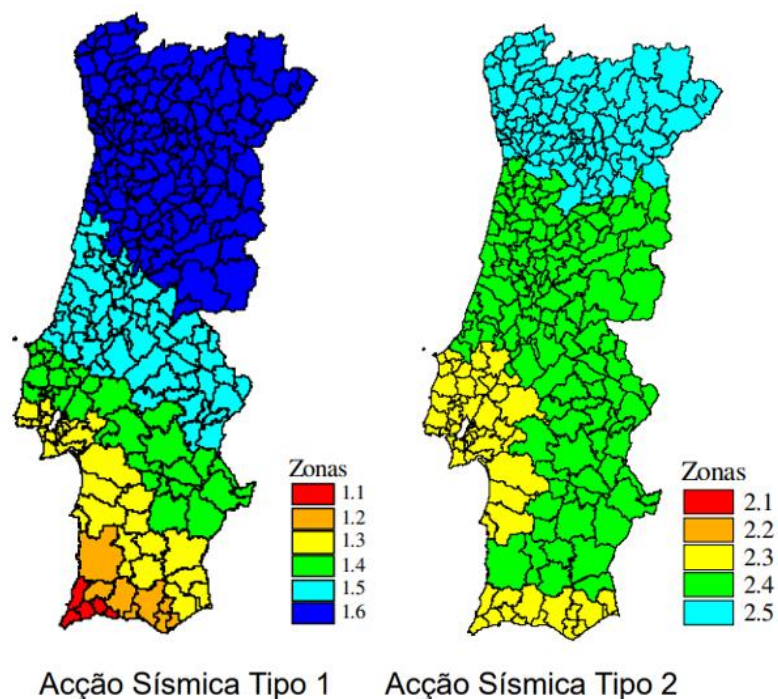


Figura 4.2- Zonamento sísmico em Portugal Continental (EC 8).

Ao analisar a figura, pode-se notar que a região considerada neste estudo está localizada na zona sísmica 1.6 e 2.5 para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2, respetivamente. O que corresponde a uma aceleração máxima de $0,35 \text{ m/s}^2$ e $0,8 \text{ m/s}^2$, de acordo com a Tabela 4.3.

Tabela 4.3- Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas (EC 8).

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s^2)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

A NP EN 1998-1:2010 (EC8) define espectros de potência consoante o tipo de terreno, conforme apresentada na Tabela seguinte. De acordo com a informação recolhida considerou-se um terreno tipo B.

Tabela 4.4 – Tipo de terreno (NP EN 1998-1:2010)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	$V_{s,30}$	N_{SPT}	C_u
		(m/s)	(pancadas/30cm)	(kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície.	> 800	—	—
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solo não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água.	< 100	—	10 - 20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S ₁ .			

4.2 Dimensionamento estrutural do ensoleiramento

Os materiais adotados para a fundação foram o betão C35/45, com classe de exposição XC2 e com diâmetro máximo do agregado (d_{max}) igual a 22mm, e a armadura a aplicar corresponde ao aço A500 NR.

Na quantificação de ações, foram consideradas as características geométricas dos elementos estruturais, os seus pesos volúmicos, os tipos de revestimento utilizados, bem como a disposição das paredes divisórias, entre outros fatores revelantes.

Para o peso específico do betão armado foi considerado 25 kN/m³ e 77 kN/m³ para o aço. A determinação do valor das restantes cargas permanentes teve em consideração os revestimentos e as respetivas espessuras previstas para os pavimentos no projeto de arquitetura, como representado na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Restantes cargas permanentes.

Revestimentos e paredes divisórias	3,50 kN/m²
Revestimentos zona exterior piso 0	6,00 kN/m ²
Varandas	2,00 kN/m ²
Paredes exteriores (alvenaria e envidraçados)	4,00 kN/m ²
Paredes exteriores (alvenaria)	10,0 kN/m ²
Cobertura	3,00 kN/m ²
Revestimentos e paredes divisórias Estacionamento (Piso -1)	0,50 kN/m ²

Da mesma forma, consideraram-se as ações variáveis que estão resumidas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Ações variáveis.

Atividades domésticas e residenciais	2,00 kN/m²
Estacionamento	3,00 kN/m ²
Coberturas não acessíveis	1,00 kN/m ²
Estacionamento exterior	5,00 kN/m ²

Para calcular a influência do vento, foram seguidas as diretrizes estabelecidas na NP EN 1991-1-4:2010 (EC1). A ação do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões ou forças que equivalem aos efeitos extremos do vento turbulento. Essas ações do vento são consideradas como valores característicos.

Para as verificações de segurança foram consideradas as combinações de ações em que a atuação simultânea é considerada plausível e que resultam nos efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

A segurança em relação aos estados limites últimos foi efetuada em termos de esforços com base na condição seguinte:

$$S_d \leq R_d \quad (4.1)$$

em que:

S_d - Valor de cálculo do esforço atuante;

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente.

Os coeficientes de segurança γ_g e γ_q , respetivamente para ações permanentes e variáveis utilizados foram os seguintes:

- Ações permanentes: $\gamma_g = 1,35$ ou $1,00$ (desfavorável ou favorável)
- Ações variáveis: $\gamma_q = 1,50$ ou $0,00$ (desfavorável ou favorável)

Em relação aos Estados Limites de Utilização consideraram-se o Estado Limite de Largura de Fendas e Estado Limite de Deformação, de acordo com os princípios e regras de aplicação no EC 2.

A análise estrutural foi elaborada utilizando um modelo tridimensional. Os modelos tridimensionais (MEF) usados assumiram um comportamento linear e elástico dos materiais e permitem uma redistribuição limitada de esforços nas vigas e lajes. Os elementos laminares, lajes e paredes, foram modelados como elementos bidimensionais e os elementos lineares, pilares e vigas, através de elementos de barra. Já o comportamento do solo foi modelado como um conjunto de molas elásticas. Desta forma, foi utilizado um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, neste caso, o programa Robot Structural Analysis, para modelar a estrutura, o comportamento do solo e obter os esforços de dimensionamento. Na Figura 4.3 está representado o modelo 3D do ensoleiramento e a respetiva estrutura sobreposta.

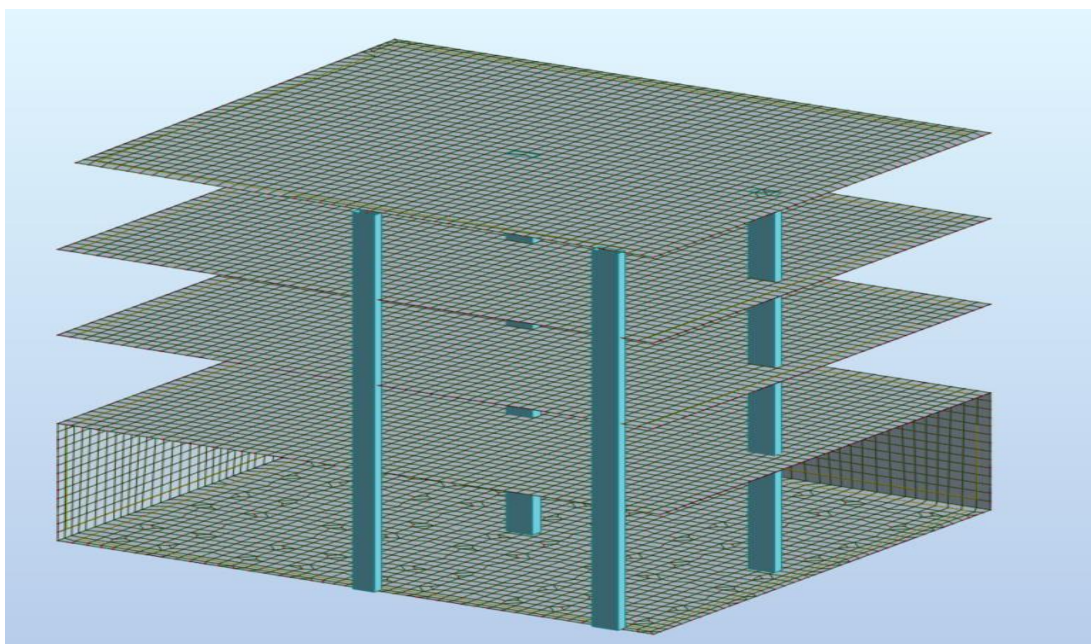


Figura 4.3- Esquema estrutural 3D do ensoleiramento e a respetiva estrutura sobreposta.

Obteve-se uma solução de ensoleiramento de 0,30 m de espessura e com capitéis inferiores

de 0,40 m que estão localizados abaixo dos pilares e muros. A armadura base inferior consiste em varões de $\varnothing 16//0.20$ e deve ser colocada apenas na laje de fundação com espessura de 30cm, sendo interrompida nas zonas com maior espessura, conforme indicado nos pormenores na Figura 4.4. A armadura superior também é constituída por varões de $\varnothing 16//0.20$ e tem algumas áreas de reforço, como representado na Figura 4.5.

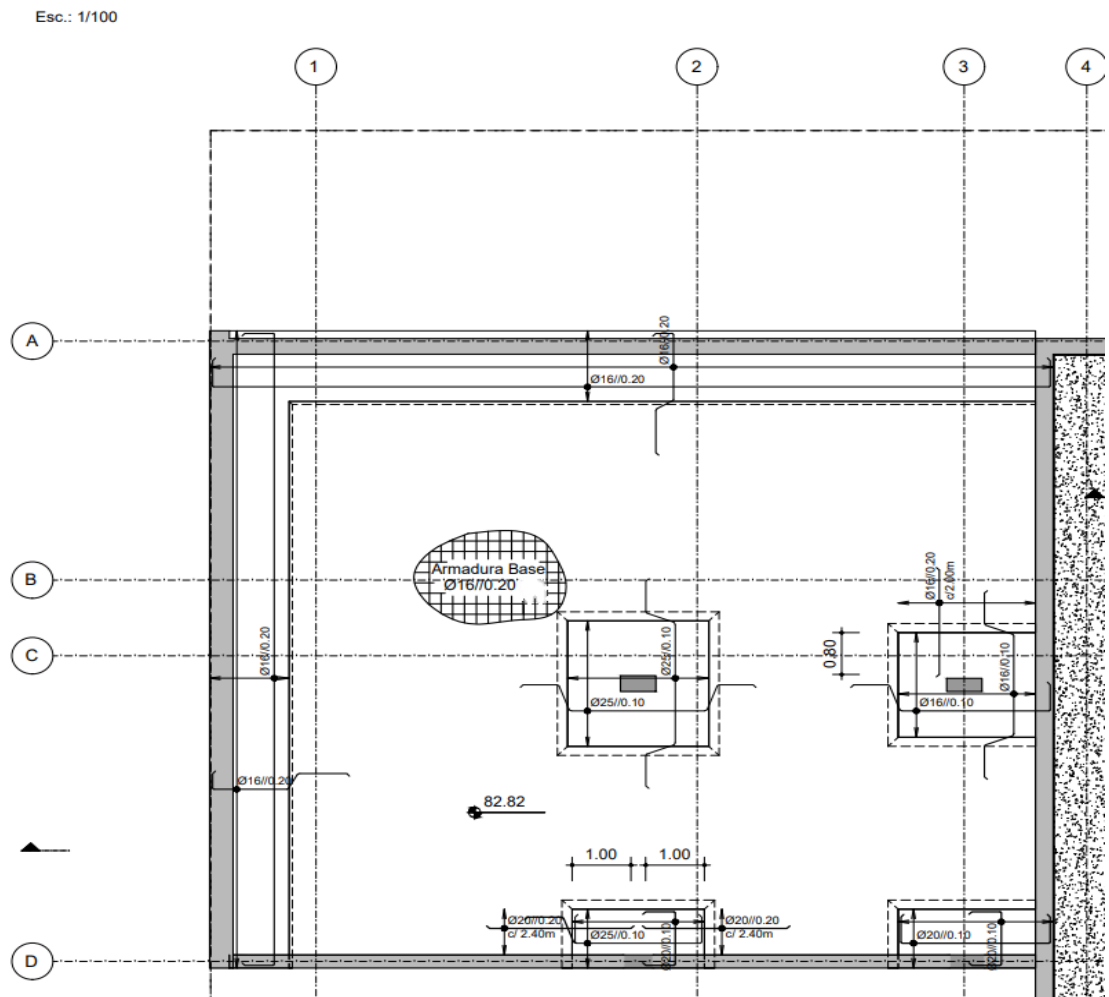


Figura 4.4 - Planta de armadura inferior do ensleiramento.

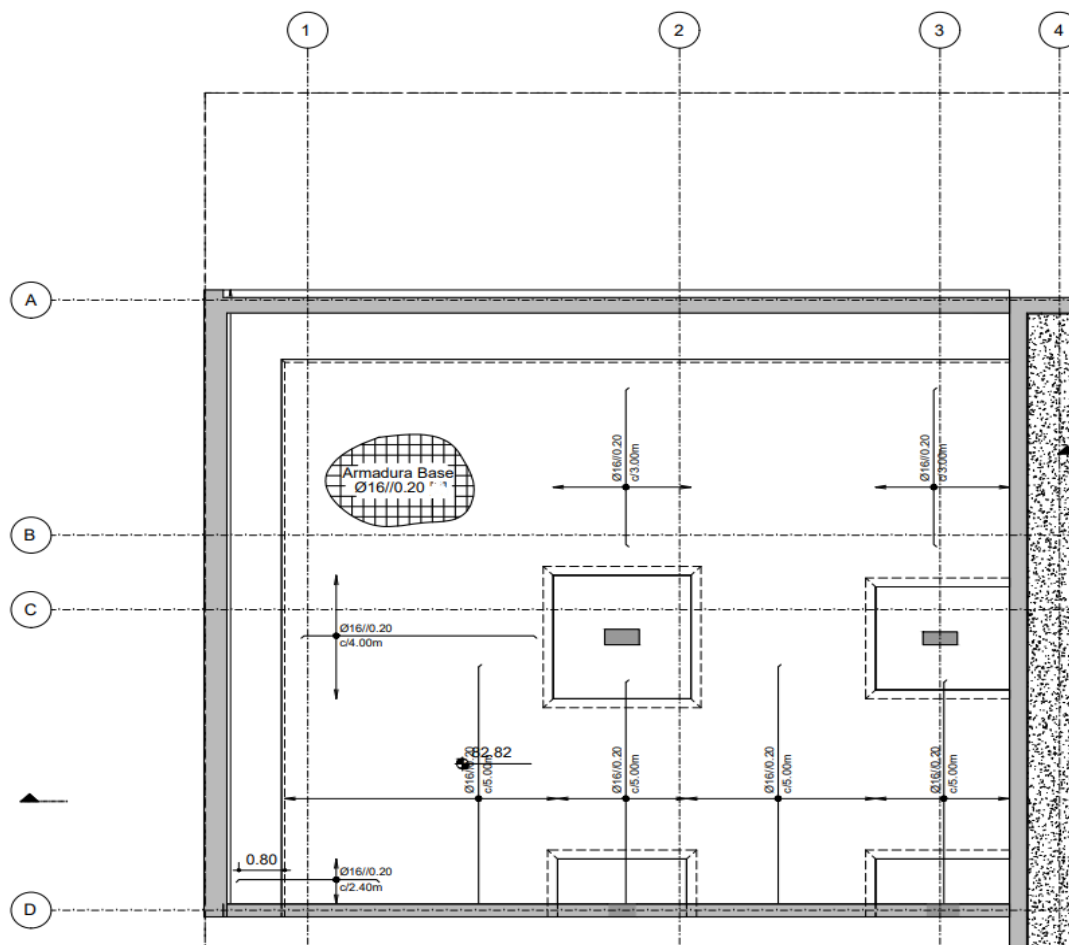


Figura 4.5 – Planta de armadura superior do ensoleiramento.

Os assentamentos obtidos para esta solução são considerados aceitáveis, uma vez que não ultrapassaram o valor máximo definido pelo EC 7 de 50 mm.

4.3 Processos construtivos

Este ensoleiramento foi executado numa fase em que as partes da estrutura já estavam em construção. No entanto, a escavação geral, para a sua implantação, ocorreu simultaneamente com as restantes fundações. A escavação local foi realizada mais tarde, onde foram removidas as áreas em que o ensoleiramento era mais espesso.

Tendo em conta o tipo de terreno, a escavação pôde ser realizada com recurso a equipamentos de potência média sem constrangimentos. Neste contexto, recorreu-se a escavadeira hidráulica e a retroescavadora.

Relativamente as inclinações dos taludes, estas são condicionadas pela altura do nível freático, pela profundidade da escavação e pelo grau de compacidade dos terrenos. Assim, neste caso prático, é recomendado, por precaução, uma inclinação dos taludes acima do nível freático de

1/1,5 (V/H) e de 1/2 (V/H) ou entivação para taludes inferiores ao nível freático.

Visto que o nível freático não alcançava a cota deste ensoleiramento, não houve preocupações relativas a esse aspeto. No entanto, se o mesmo não se verificasse, seria necessário implementar um sistema de drenagem, como por exemplo, um sistema de bombagem como utilizado nas restantes fundações da obra a cotas mais profundas.

Geralmente, quando os trabalhos de escavação se confrontam com arruamento ou edifícios existentes, é necessário implementar uma estrutura de contenção apropriada, conforme explicado no capítulo quatro. Neste caso, embora haja uma via pública próxima que limita a escavação, as condições do terreno permitiram que não fosse necessária a utilização de uma estrutura de contenção, e fosse adotado como solução um talude de aproximadamente 3,0 metros de altura, como mostra a Figura 4.6.



Figura 4.6 – Talude de escavação.

No final, as cotas foram verificadas para assegurar que estavam de acordo com o projeto, utilizando equipamentos de topografia.

Seguidamente, procedeu-se à compactação do terreno com recurso a um cilindro compactador liso.

Na Figura 4.7 está ilustrado o aspeto da área do ensoleiramento após as escavações e no decorrer do processo de verificação das cotas.



Figura 4.7 – Área de escavação do ensoleiramento.

Depois, procedeu-se à colocação do betão de limpeza com 10 cm de altura e ao seu respetivo nivelamento.

Mais tarde, foi instalada a impermeabilização, uma tela betonítica impermeável do tipo Voltex. O sistema Voltex é composto por dois geotêxtis de polipropileno e bentonite de sódio. Esta tem a capacidade de expandir quando em contacto com a água, formando uma barreira eficaz contra a penetração de água e outros líquidos. Como as telas não alcançam a extensão total do ensoleiramento, devem ser sobrepostas e as juntas necessitam de ser devidamente vedadas com bentonite, como mostrado na Figura 4.8.



Figura 4.8 - Tela betonítica impermeável do tipo Voltex.

Adicionalmente, aplicaram-se juntas waterstop no contorno dos muros e da fundação já existente.

A Figura 4.9 ilustra em pormenor o ensoleiramento e a sua impermeabilização.

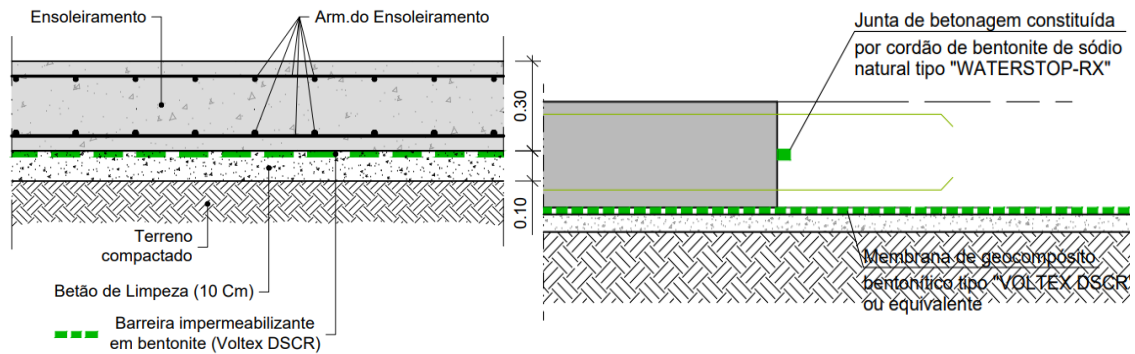


Figura 4.9 – Pormenor do ensoleiramento.

Concluída esta etapa, sucedeu-se à montagem das cofragens de madeira e devidamente fixadas entre si. Para reforçar essa estrutura e garantir a sua estabilidade, foram usadas escoras apoiadas em elementos horizontais, como explicado anteriormente.

Em seguida, passou-se para a colocação das armaduras. Começou-se pelos capitéis, prosseguindo-se para as armaduras inferiores e mais tarde para as armaduras superiores. Por fim, posicionaram-se as armaduras dos muros, pilares e viga. Durante este processo, foram considerados os espaçamentos adequados, a sobreposição correta dos varões, os comprimentos necessários para a amarração e os recobrimentos, em conformidade com as diretrizes estabelecidas no projeto estrutural.

Na fase de betonagem, o betão foi transportado por bombagem e, durante esta etapa, usaram-se vibradores de agulha e ancinhos, de forma a retirar o ar preso e minimizar as áreas com separação entre o agregado, como mostra a Figura 4.10.



Figura 4.10 – Betonagem.

Para garantir a qualidade do betão foram realizados ensaios in situ, nomeadamente o ensaio de abaixamento e foram recolhidas amostras para a realização de ensaios em laboratório.

Após a betonagem, o betão ficou em repouso para ocorrer a cura, durante um período de cerca de quatro dias.

Depois desse tempo, foi feita a descofragem com os devidos cuidados para não danificar o betão.

Neste caso, só depois de finalizar a construção dos muros é que foi realizado o aterro até a cota prevista, utilizando o solo resultante das escavações.

Após a conclusão da execução do ensoleiramento, foram realizadas várias verificações para aferir a conformidade dos assentamentos com o projeto estrutural.

4.4 Principais dificuldades na execução e Alternativas

O principal desafio na execução deste ensoleiramento foi devido à exposição à chuva, que se mostrou um problema devido aos materiais utilizados serem sensíveis à água, como a tela betonítica e as juntas waterstop. Para minimizar os danos causados pela chuva e manter a eficácia dos materiais foram propostas alternativas para trabalhos futuros.

A primeira solução seria adaptar o cronograma da obra para executar estas atividades sensíveis à água durante períodos de clima mais seco. Contudo, nem sempre é possível ajustar o planeamento da obra, devido à existência de prazos e aos orçamentos associados, bem como às condições climáticas adversas em certas regiões, que dificultam encontrar períodos consistentes de clima seco.

Diante dessas limitações, outra solução consiste na construção de estruturas temporárias ou na utilização de lonas impermeáveis para proteger as áreas de trabalho. Estas medidas proporcionam uma barreira contra a chuva e permitem que os trabalhos prossigam mesmo em condições climáticas adversas. Assim, é garantida a integridade dos materiais sensíveis à água e o avanço contínuo do projeto.

Outra opção seria a utilização de materiais impermeáveis alternativos menos sensíveis à água, como membranas à base de polímeros.

Um problema adicional decorrente da chuva foi a retenção de água nos capitéis (moldados no solo), o que motivou a consideração de outra solução que envolveu a modificação da configuração do ensoleiramento para capitéis superiores. Segundo Santos et al. (2000), em termos económicos, é preferível fazer a face superior do ensoleiramento plana e posicionar os capitéis na face inferior do que colocar os capitéis na face superior. Em termos estruturais ambos os métodos são eficazes.

Caso o ensoleiramento fosse executado com os capitéis posicionados na parte superior e assumindo que manteriam a sua espessura, para preservar as cotas estabelecidas seria

necessário realizar uma escavação mais profunda. Ou seja, o processo de escavação teria de ser mais extenso para remover as partes que outrora não eram necessárias, partes essas identificadas na Figura 4.11a por uma marcação a vermelho. Além disso, seria necessário adicionar aterro extra entre os capitéis, como mostrado a verde na Figura 4.11b.

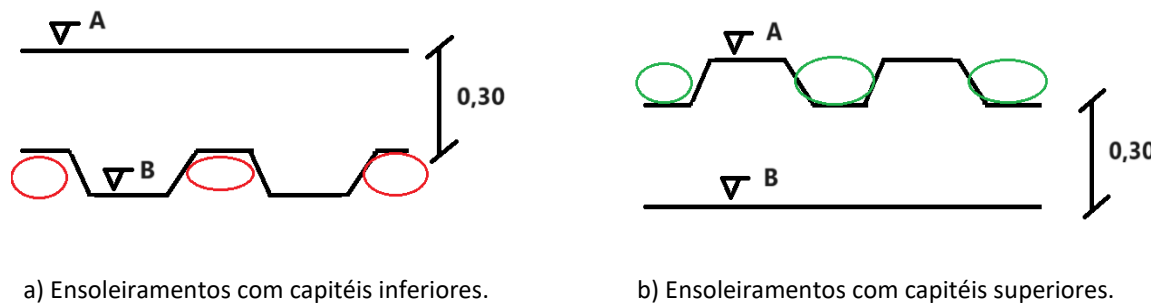


Figura 4.11 – Esquema de configuração dos ensoleiramentos.

Estes trabalhos a mais implicariam um aumento no tempo e custo da obra. Não obstante, as telas bentoníticas impermeáveis seriam mais fáceis e rápidas de instalar devido à superfície plana, sem variação de cotas e, provavelmente, resultariam num posicionamento mais eficaz.

Posto isto, teria de ser avaliado se as vantagens compensariam os custos adicionais associados a esta abordagem.

5 Considerações Finais

5.1 Conclusão

Neste relatório foram estudados os ensoleiramentos gerais, abordando as disposições, os processos construtivos e as metodologias de dimensionamento. Ao longo do relatório, foram explorados e discutidos aspetos críticos que afetam diretamente a eficiência e a segurança destas fundações.

Ficou evidente a importância de uma análise aprofundada das condições do terreno para garantir a estabilidade e a segurança dos ensoleiramentos, como qualquer outra solução de fundação. Isso ocorre pelo facto de que o tipo de terreno influencia diretamente nas escolhas dos métodos construtivos e do dimensionamento adequado.

A incorporação de tecnologias avançadas disponíveis atualmente demonstraram serem essenciais para aprimorar os projetos de dimensionamento e minimizar os problemas associados ao cálculo de ensoleiramentos. A realização do dimensionamento estrutural considerando a interação com o terreno proporciona uma construção mais alinhada com a realidade e, assim, garante o cumprimento dos requisitos técnicos de funcionalidade, estabilidade e durabilidade.

No que diz respeito ao estágio, este possibilitou uma inserção num ambiente empresarial, enriquecendo a compreensão sobre todo o funcionamento de uma equipa e de uma empresa e, em geral, o contacto com o mundo profissional. Permitiu também um contacto indireto com diversas metodologias de trabalho e com vários projetos.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

Após a conclusão do trabalho desenvolvido neste relatório, e tendo em vista a versatilidade da engenharia civil e a evolução constante das tecnologias, surgem algumas sugestões para aprofundar ainda mais o tema:

- Fazer um estudo das soluções de impermeabilização de fundações e avaliar a eficácia, durabilidade e custo-benefício de cada uma delas, visando identificar a mais adequada para determinadas condições e tipos de estrutura;
- Explorar modelações numéricas mais complexas para aprofundar o comportamento dos ensoleiramentos em diferentes cenários;
- Realizar uma análise económica mais aprofundada para comparação das soluções nos casos de condições meteorológicas adversas, abordadas neste estudo;

- Monitorizar casos de obras reais, comparando o desempenho prático com as análises numéricas efetuadas e, desta forma, avaliar a precisão dessas análises.

Referências

- ABEL, Luis – Fundações Superficiais. Instituto Superior de Transportes e Comunicações, s.d..
- BOWLES, Joseph – Foundation Analysis and Design. 5th ed. Singapore: The McGraw-Hill Companies, Inc., 1996.
- BRITO, Jorge – Barretas. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2001.
- BRITO, Jorge – Fundações Diretas Correntes. Lisboa: Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, 2003.
- BRITO, Jorge – Tipologia das Estacas. Lisboa: Universidade de Lisboa, 2015.
- CAPUTO, H. – Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. 6ª ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1988.
- CAVIGNI CONSTRUTORA – Fundações Estabilidade e Segurança de uma Construção. LinkedIn. 27 Abr. 2023.
- CODUTO, Donald – Foundation Design: Principles and Practices. 2nd ed. New Jersey: Prentice Hall, 2001.
- COELHO, Silvério – Tecnologia de Fundações. Lisboa: E. P. Gustave Eiffel, 1996.
- CORREIA, João - Reforço de Fundações de Edifícios. Lisboa: Instituto superior Técnico de Lisboa, 2014. Dissertação de Mestrado.
- CORREIA, Rui – Eurocódigo 7: Parte 1. Lisboa: LNEC – Seminário Eurocódigo Estruturais, 2010.
- DAS, BRAJA – Principles of Foundation Engineering, SI. 7th ed. Stamford: Cengage Learning, 2011.
- FARIA, Ana - Soluções de Fundações de Edifícios de Grande Porte por Lajes de Ensoleiramento Geral Combinadas com Estacas. Lisboa: Instituto Técnico, 2017. Dissertação de Mestrado. Disponível em:
- FÉLIX, Carlos; TRIGO, José – Dimensionamento de Fundações Superficiais. Porto: Instituto Superior de Engenharia, 2013.
- FÉLIX, Carlos (a)– Disposições Construtivas Relativas a Armaduras. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2010.
- FÉLIX, Carlos (b) - Punçoamento. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2010.
- FERNANDES, Manuel – Mecânica dos Solos: Volume 2. 2nd ed. Porto: FEUP edições, 2011.
- FERREIRA, R. - Fundações e Estruturas de Contenção (2010). LNEC.
- FOLQUE, J. (1979). Fundações Superficiais. Lisboa: LNEC.
- FRANCISCO, Rubén - Caracterização Técnico-Económica dos Diferentes Tipos de Fundações Profundas. Lisboa: Instituto Técnico, 2007.
- Geosolve (2007) – Fornecido por Geosolve.
- GEOSOLOS SONDAGENS & FUNDAÇÕES - Investigação do Subsolo. Geosolo Sondagens & Fundações, 2020.
- GEOSONDA – Relatório Geotécnico: Área de Acolhimento Empresarial de Mirandela. Mirandela: Município de Mirandela, 2017.

Google Earth (2023) - Obtido em Google Earth.

JFA Engenharia (2021) - Fornecido pela JFA Engenharia.

JUNIOR, Cláudio; FILHO, William – Estudo Matemático dos Elementos Finitos Utilizados em Cálculo Estrutural - IX Simpósio de Iniciação Científica, Didática e de Ações Sociais da FEI, 2019.

LANÇA, P. – Processos de Construções: Fundações. Beja: Escola Superior de Tecnologia e Gestão de Beja.

LNEC (E217-1968). “Fundações diretas correntes. Recomendações”. Especificação do LNEC, Lisboa.

LOGEAIS, Louis – Patologias das Fundações: Fundações Superficiais e Fundações Profundas. Annales 8:280 (1971).

LOPES, A. ; BRITO, J. - Fundações Directas Correntes. Lisboa: Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, 2013.

LOPES, Pedro - Fundações Por Ensoleiramento Geral em Maciços Terrosos: Modelação Usando Modelo de Estados Críticos. Porto: Faculdade de Engenharia, 2010. Dissertação de Mestrado.

MARTINHO, Fernando – Dimensionamento de Fundações Superficiais e Profundas de Acordo com os EuroCódigos: Aplicação a um Caso de Estudo. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2017. [Consult. 20 Jun. 2023]. Dissertação de Mestrado.

MARTINS, J. - Fundações. 3ª ed. Braga: Universidade do Minho, 2002.

MELLO, Thiago – Geotécnica e Fundações - Soluções de Obras em Zonas Urbanas. Tomar: Instituto Politécnico, 2021. Relatório de Projeto.

MENDES, Paula – Impermeabilização de Fundações de Edifícios e Estruturas Especiais. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2011. Dissertação de Mestrado.

MILITITSKY, Jarbas; CONSOLI, Nilo; SCHNAID, Fernando – Patologia das Fundações. 2nd ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

O'BRIEN, Anthony; BURLAND, Jonh; CHAPMAN, Tim – Rafts and Pile Rafts. In , Jonh; CHAPMAN, Tim; SKINNER, Hillary; BROWN, Michael – ICE Manual of Geotechnical Engineering: Volume II. Northspring: Emerald Publishing, 2012.

OLIVEIRA, Sara – Ensaios In Situ e Laboratoriais no Estudo Geológico E Geotécnico de Solos. Aveiro: Universidade de Aveiro, 2017. Dissertação de Mestrado.

Ordem dos Engenheiros - Recomendações na Área da Geotecnia. [Consult. 12 Jun. 2023]. Disponível em: WWW:<URL: www.ordemengenheiros.pt>

PERDIGÃO, Raul - Impermeabilização de Construções: Soluções Tecnológicas e Critérios de Selecção. Lisboa: instituto Superior Técnico, 2007. Dissertação de Mestrado.

PINA, Pedro; PATRÍCIO, Nuno – RTP Notícias. Lisboa: RTP, 2016, atual. 2016.

POULS, H.; DAVIS, E – Pile Foundation Analysis and Design. 5th ed. Sidney: Rainbow- Brigde Book Co., 1980.

REBELO, Filipe - Interacção Solo-Estrutura – Análise Através de Elementos Finitos. Aveiro: Universidade de Aveiro, 2011. Dissertação de Mestrado.

RODRÍGUEZ, Pilar; ALCAIDE, Alvaro; JOSÉ, Gepp; CORNEJO, Miguel; CALDENTEY, Alejandro – Bases de Cálculo del Eurocódigo 7: Un Cambio en la Metodología para el Proyecto de Cimentaciones. Hormigón y Acero. 65:7 (2013)

31-46.

SANTOS, José; BRITO, Jorge – Ensoleiramentos Gerais e Grelhas de Fundação. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2000.

SILVA, Pedro - Estacas Cravadas: Pré-Fabricadas. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2015. Dissertação de Mestrado.

TERZAGHI, Karl – Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1943.

Triaguas (2021)- Fornecido por Triaguas.

TRIGO, José – Fundações Profundas: Escola da Tipologia de Fundação e da Profundidade da Instalação. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2021.

TRIGO, José – Fundações Superficiais: Dimensionamento de Acordo com o Eurocódigo 2. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2020.

BOND, Andrew, et al. - How to design concrete structures using Eurocode 2: Foundations. The Concrete Center, 2006.

WINTERKORN, Hans; FANG, Hansai-Yang – Foundation Engineering Handbook. 2nd ed. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975.

XIAO, Ming; BARRETO, Daniel – Geotechnical Engineering Design. United Kingdom: Wiley Blackwell, 2015.

ZIENKIEWICZ, O; TAYLOR, R; ZHU, J - The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals. 6th ed. Oxford: Elsevier Butterworth Heineman, 2005.

Regulamentação:

BS 8004:2015, Code of practice for Foundations. British Standard.

EN 1997-2:2007, Eurocode 7 – Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing.

Ministérios das Obras Públicas – Regulamento Geral das Edificações Urbanas. Diário da República Decreto-Lei nº 38.382 do dia 7 de Agosto de 1951.

NP EN 1990:2009. (2010). Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1991-1-4. (2010). Em Eurocódigo 1 – Acções em estruturas, Parte 1-4: Acções gerais, Acções do vento. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1992-1-1. 2010, Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

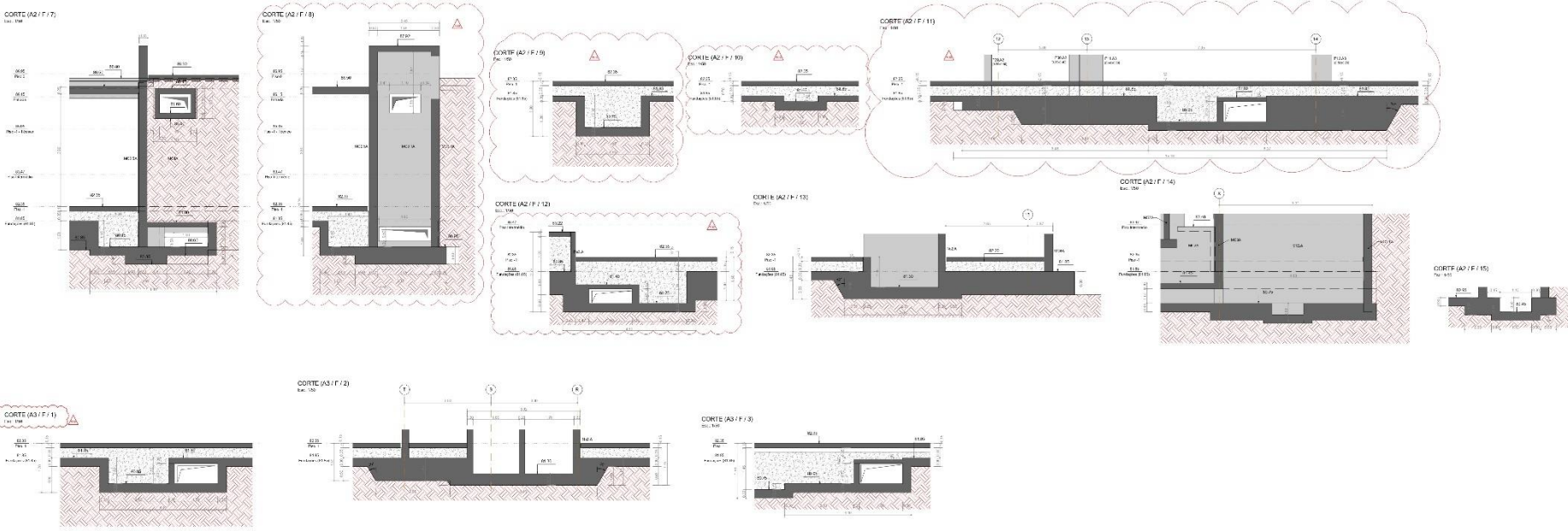
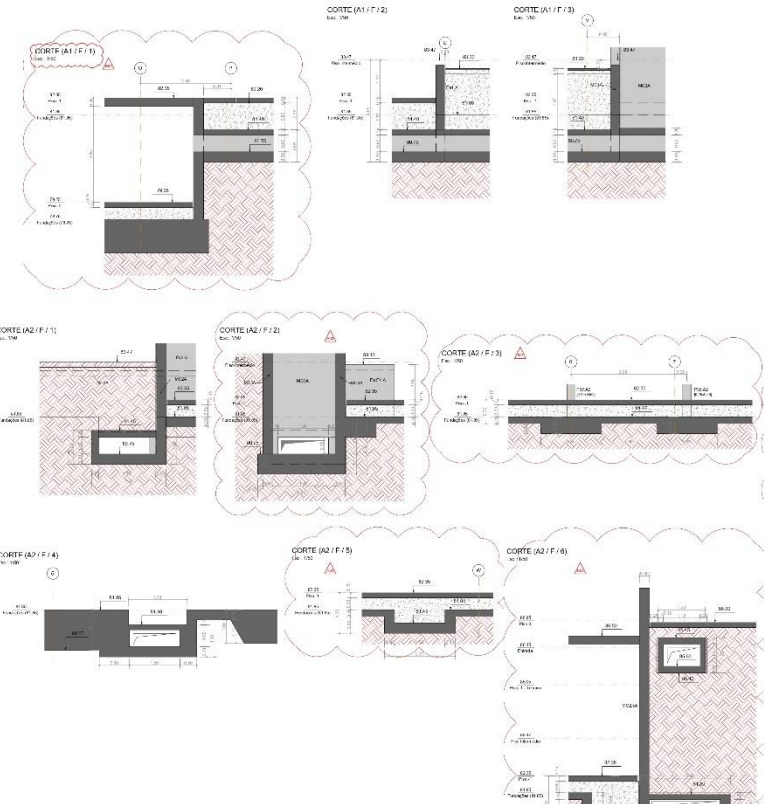
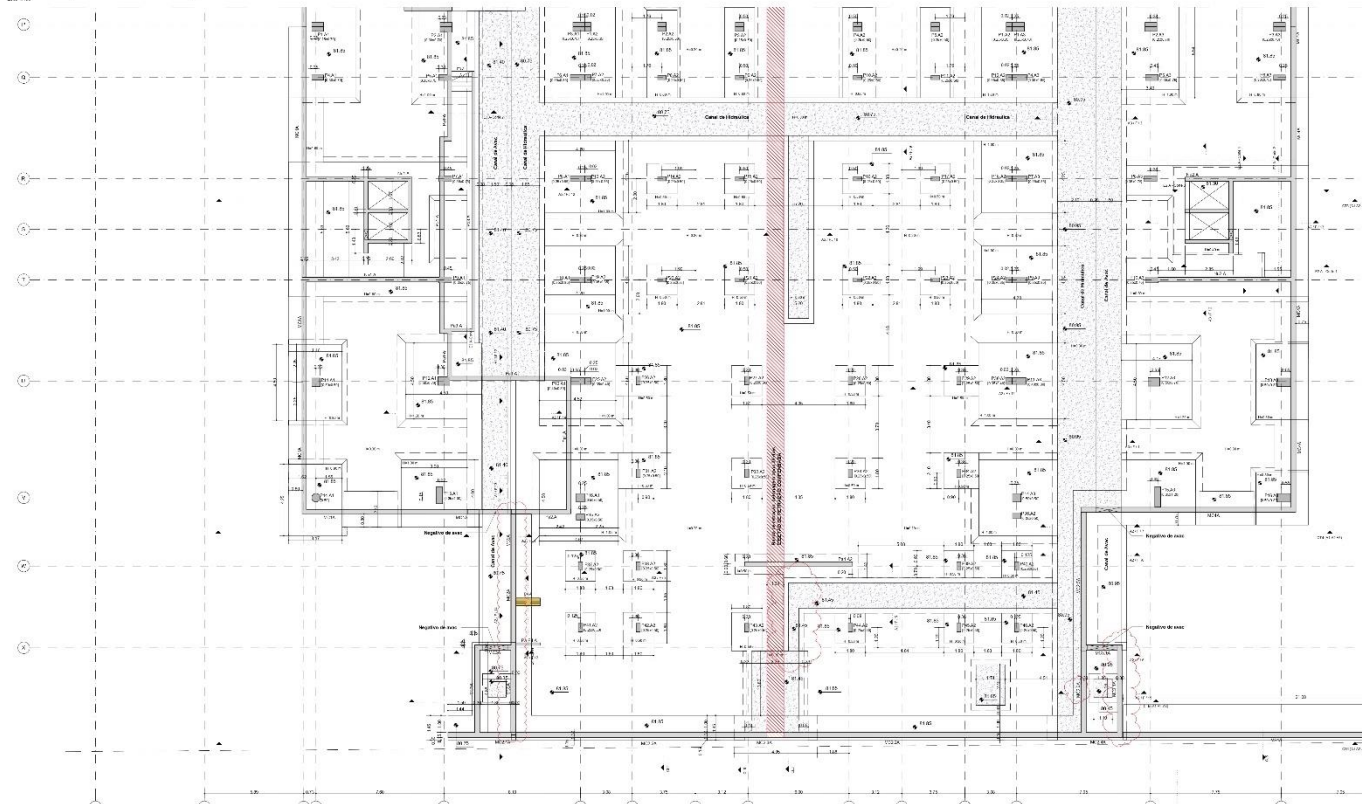
NP EN 1997-1. 2010, Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1998-1. 2010, Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

NP EN 1998-5. 2010, Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

Anexos

Anexo I – Plantas e Cortes do Edifício Natura.



REV.	CONT.	REVISÃO	DATA	PROJ.	CHK.
01					
02					
03					
04					
05					
06					
07					
08					
09					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					
26					
27					
28					
29					
30					
31					
32					
33					
34					
35					
36					
37					
38					
39					
40					
41					
42					
43					
44					
45					
46					
47					
48					
49					
50					
51					
52					
53					
54					
55					
56					
57					
58					
59					
60					
61					
62					
63					
64					
65					
66					
67					
68					
69					
70					
71					
72					
73					
74					
75					
76					
77					
78					
79					
80					
81					
82					
83					
84					
85					
86					
87					
88					
89					
90					
91					
92					
93					
94					
95					
96					
97					
98					
99					
100					

PROJETOS
 PRIVADOS
 HENRI MARX S.A.

Projeto de Habitação Coletiva - Etapa Lote 1
 Jardim da Glória Lote 1
 Rua José Pereira - Matão I - SP

EXECUÇÃO

ESTABILIDADE

PROJETO

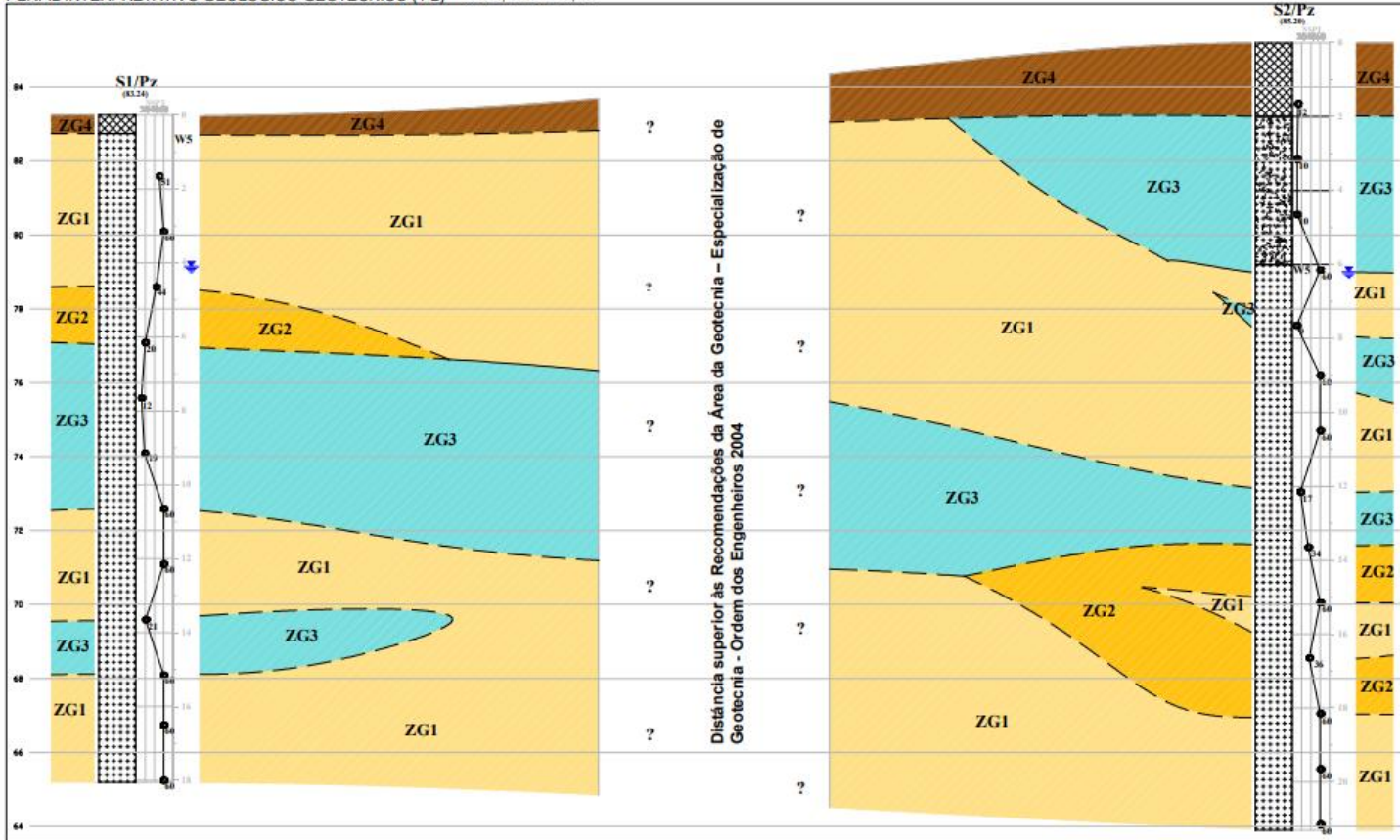
PLANTA DE FUNDAÇÕES - COMPARATIVA
 FUNDAÇÕES A COTA 81,80 - COMPARATIVAS A2 e A3
 CONDIÇÃO PROPOSTA

31/01/2022

ESTAB. EST. FC. 00

Anexo II – Planta de Localização da Prospeção Geológica.

Anexo III – Perfil Interpretativo Geológico-Geotécnico.



LEGENDA

	(at) Aterro heterogêneo maioritariamente de matriz areno-siltosa, com contaminação orgânica;		Zona Geotécnica 4 (ZG4): Aterro heterogêneo, por vezes com contaminação orgânica.
	(gm) Solo Residual granítico de aparência areno-siltosa a areno-argilosa;		Zona Geotécnica 3 (ZG3): Solo residual granítico e Granito de grão médio a grosseiro decomposto (W5), solto a medianamente compacto (9< NSPT< 30).
	(gm) Granito de grão médio a grosseiro leucocrata de duas micas (Granito do Porto);		Zona Geotécnica 2 (ZG2): Granito de grão médio a grosseiro decomposto (W5), compacto (30< NSPT< 50).
			Zona Geotécnica 1 (ZG1) Granito de grão médio a grosseiro decomposto (W5), muito compacto (NSPT > 50)

SIMBOLOGIA

	Perfil interpretativo geológico-geotécnico;
	Si/Pz - Sondagem com realização de Ensaio SPT com instalação de Piezômetro;
	ZG1 Zona geotécnica
	W5 Grau de alteração;
	Valor do Ensaio SPT (N ₆₀);
	Límite geotécnico interpretado
	Nível de água detectado no furo de sondagem.