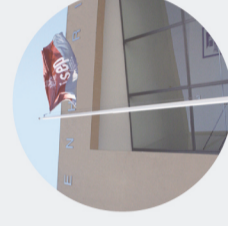




# **DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E PROFUNDAS DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS - APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO**

**FERNANDO MANUEL DE CARVALHO MARTINHO**

outubro de 2017



**isep** INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DO PORTO  
DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E PROFUNDAS DE ACORDO  
COM OS EUROCÓDIGOS - APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO

# DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E PROFUNDAS DE ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS - APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO



**DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS E PROFUNDAS DE  
ACORDO COM OS EUROCÓDIGOS – APLICAÇÃO A UM CASO DE ESTUDO**

FERNANDO MANUEL DE CARVALHO MARTINHO

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS**

Orientador: Engenheiro Tiago Sarmento Sabino Domingues

**AGOSTO DE 2017**



# ÍNDICE GERAL

Índice Geral .....	iii
Resumo.....	v
Abstract .....	vii
Agradecimentos .....	ix
Índice de Texto .....	xi
Índice de Figuras.....	xix
Índice de Tabelas.....	xxvii
Simbologia .....	xxxiii
Abreviaturas .....	xlvii
Capítulo 1 Introdução .....	1
Capítulo 2 Metodologias de Caracterização Geotécnica.....	5
Capítulo 3 Características Gerais das Fundações e Campos de Aplicação .....	23
Capítulo 4 Problemas, Anomalias e Precauções Associados a Fundações .....	42
Capítulo 5 Bases do Projeto Geotécnico.....	71
Capítulo 6 Considerações Gerais sobre Dimensionamento Geotécnico .....	87
Capítulo 7 Métodos Analíticos para a Determinação da Capacidade Resistente ao Carregamento...	107
Capítulo 8 Dimensionamento de Fundações Superficiais.....	147
Capítulo 9 Dimensionamento de Ensoleiramento Geral .....	167
Capítulo 10 Dimensionamento de Fundações Profundas.....	176
Capítulo 11 Interação Solo-Estrutura.....	193
Capítulo 12 Caracterização do Caso de Estudo.....	199
Capítulo 13 Apresentação e Análise dos Resultados do Dimensionamento das Fundações.....	208
Capítulo 14 Apreciações Conclusivas e Desenvolvimentos Futuros .....	251

## ÍNDICE GERAL

Referências Bibliográficas.....	267
Anexo.....	271
Anexo I – Dados dos Ensaios SPT e DPM.....	273
Anexo II – Ações atuantes .....	283
Anexo III – Dimensionamento Geotécnico e Estrutural de Sapatas.....	295
Anexo IV – Dimensionamento Geotécnico e Estrutural do Ensoleiramento Geral.....	377
Anexo V – Dimensionamento Geotécnico e Estrutural de Estacas .....	395
Anexo VI – Verificação da Segurança Relativamente à Insuficiência de Capacidade Resistente do Terreno Aplicando as Propostas de Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Vesic.....	421
Anexo VII – Determinação do Valor Medido da Capacidade Resistente de Ponta e da Capacidade Resistente Lateral nos Vários Estratos, por Unidade Área, Aplicando Três Métodos Semi-empíricos....	431
Anexo VIII – Peças Desenhadas .....	439

## RESUMO

O presente projeto foi realizado no âmbito da unidade curricular dissertação/projeto/estágio (DIPRE) que decorreu no 2º semestre do 2º ano de mestrado, para a satisfação parcial dos requisitos do grau de mestre em Engenharia Civil no ramo de estruturas, concedido pelo Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP).

Neste trabalho é apresentada uma revisão bibliográfica na qual são analisados os ensaios de campo utilizados, identificadas as principais anomalias associadas a fundações, descritos os métodos de dimensionamento e os princípios de cálculo da capacidade resistente do maciço terroso, assim como o tipo de interação que ocorre entre a estrutura e o maciço de fundação.

É utilizado um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos (Robot Structural Analysis) para modelar a estrutura, o comportamento do solo e obter os esforços de dimensionamento.

O dimensionamento de cada tipo de fundação foi efetuado com base nos dados dos ensaios de campo fornecidos (SPT, DPM), que permitiram a caracterização geológica e geotécnica do terreno de fundação e posterior obtenção dos parâmetros do solo através de correlações.

Os parâmetros de cálculo e os critérios de dimensionamento aplicados baseiam-se essencialmente no conjunto de Eurocódigos atualmente disponíveis, que estão referenciados ao longo de todo este trabalho. Pontualmente em alguns casos concretos, recorreu-se a outra literatura especializada.

No que respeita à análise de interação solo-estrutura é efetuado um estudo comparativo dos esforços atuantes em alguns elementos da estrutura, para as situações de sapatas com apoios rígidos e com apoios elásticos, simulando a diferente deformabilidade do solo.

No final do trabalho são realizadas análises de sensibilidade com objetivo de verificar a influência de alguns parâmetros no comportamento das fundações, tais como, a variação da posição do nível freático, a variação do módulo de reação e a variação da espessura do ensoleiramento geral.

**Palavras-chave:** fundação superficial; fundação profunda; ensoleiramento geral; interação solo-estrutura; capacidade resistente; anomalia.



## ABSTRACT

This project was carried out as part of the curricular dissertation/project/internship module that took place in the 2<sup>nd</sup> semester of the 2<sup>nd</sup> year of a Master's degree, as part of the requirements for a Master's in Civil Engineering in the structures branch, taught by the *Instituto Superior de Engenharia do Porto* (Polytechnic of Porto - School of Engineering).

A bibliographical review is included, which analyses the field tests used, identifies the main anomalies linked to foundations, describes the design methods and the principles behind the soil strain resistance capacity calculation, and the kind of interaction that occurs between the structure and the foundation frame.

An automatic calculation program is used based on the finite element method (Robot Structural Analysis) to model the structure and the behaviour of the soil and to obtain the design stresses.

Each type of foundation was designed based on the field tests provided, that allow the geological and geotechnical description of the land accommodating the foundations and the subsequent obtaining of the parameters of the soil through correlations.

The calculation parameters and the design criteria applied are essentially based on a set of Eurocodes available, which are referenced throughout this work. Punctually in some concrete cases, resorted to other specialized literature.

For the soil-structure analysis, a comparative study was carried out of the stresses acting on some elements of the structure, for the foundation slabs with rigid and elastic supports, simulating the different deformability of the soil.

To finish, sensitivity analyses are carried out to check the influence of certain parameters on the behaviour of the foundations, such as the variation of the water level position, the variation of the reaction module and the variation of the mat foundation thickness.

**Keywords:** surface foundation; depth foundation; mat foundation; soil-structure interaction; resistance capacity; anomaly.



## **AGRADECIMENTOS**

Sendo este trabalho o culminar da minha formação académica, gostaria de agradecer a todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a concretização deste objetivo.

A Deus por me ter dado saúde, capacidade e força para realizar este trabalho.

A meus pais, mas em especial à minha querida mãe pelo imenso amor, carinho, dedicação e incentivo que sempre me tem dispensado ao longo da minha vida.

Ao meu irmão pela sua amizade e apoio dado ao longo de todo o percurso académico.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil pela transmissão de conhecimentos e apoio ao longo do curso.

Ao Instituto Superior de Engenharia do Porto pelas boas condições logísticas disponibilizadas.

Aos meus amigos e colegas de curso pela agradável convivência, pelo incentivo que muitas vezes me deram para continuar, pela partilha de ideias e de conhecimentos.

A todos os autores e investigadores, com o seu trabalho contribuíram para um melhor conhecimento do tema e para o desenvolvimento de todo este trabalho.

Por fim, um obrigado a todos aqueles que embora não tenham sido acima mencionados, contribuíram para que este trabalho fosse realizado.

A todos, o meu mais sincero Obrigado.



# ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1	Introdução .....	1
1.1	Enquadramento .....	1
1.2	Objetivos .....	2
1.3	Descrição do Conteúdo e Sequência do Relatório.....	2
Capítulo 2	Metodologias de Caracterização Geotécnica.....	5
2.1	Aspectos Gerais .....	5
2.2	Ensaio Standard Penetration Test (SPT) .....	11
2.2.1	Correções ao SPT .....	13
2.2.2	Correlações para obtenção dos parâmetros do solo .....	15
2.3	Ensaio de Penetração Dinâmica (DP).....	19
Capítulo 3	Características Gerais das Fundações e Campos de Aplicação .....	23
3.1	Introdução.....	23
3.2	Fundação Superficial ou Direta .....	23
3.3	Ensoleiramento Geral .....	27
3.4	Fundação Profunda ou Indireta .....	29
3.4.1	Estacas cravadas .....	33
3.4.2	Estacas moldadas.....	35
Capítulo 4	Problemas, Anomalias e Precauções Associados a Fundações .....	42
4.1	Introdução.....	42
4.2	Fundações Superficiais ou Diretas .....	43
4.2.1	Caracterização do comportamento do solo.....	43
4.2.2	Análise e projeto de fundações .....	48

4.2.3	Execução das fundações .....	52
4.2.4	Ocorrências posteriores à conclusão das fundações.....	53
4.2.5	Deterioração dos materiais que constituem as fundações .....	57
4.3	Principais Problemas Identificados por Logeais em Fundações Superficiais .....	57
4.3.1	Fundações sobre aterros .....	57
4.3.2	Infiltrações de água junto das fundações.....	58
4.3.3	Fundações heterogéneas.....	59
4.3.4	Edificações encostadas construídas em épocas diferentes.....	59
4.3.5	Fundações sobre terrenos compressíveis.....	59
4.3.6	Fundações implantadas a profundidade insuficiente.....	59
4.4	Fundações Profundas ou Indiretas .....	60
4.4.1	Caraterização do comportamento do solo.....	60
4.4.2	Análise e projeto de fundações .....	62
4.4.3	Execução das fundações .....	68
4.4.4	Ocorrências posteriores à conclusão das fundações.....	69
Capítulo 5	Bases do Projeto Geotécnico .....	71
5.1	Fundações Superficiais ou Diretas .....	71
5.1.1	Introdução .....	71
5.1.2	Requisitos de projeto.....	71
5.1.3	Situações de projeto .....	73
5.1.4	Estados limites .....	73
5.1.5	Dimensionamento geotécnico com base no cálculo .....	74
5.1.6	Estados limites últimos (ELU).....	76
5.1.7	Verificação da capacidade resistente para estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno em situações persistentes ou transitórias .....	78
5.1.8	Estados limites de utilização (ELUt) .....	81
5.2	Fundações Profundas ou Indiretas .....	84

5.2.1	Verificação da capacidade resistente para estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno em situações persistentes ou transitórias .....	84
Capítulo 6	Considerações Gerais sobre Dimensionamento Geotécnico .....	87
6.1	Disposições Gerais .....	87
6.1.1	Fundações superficiais ou diretas .....	87
6.1.1.1	Dimensionamento em relação aos estados limites últimos .....	88
6.1.1.2	Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização .....	89
6.1.2	Fundações profundas ou indiretas .....	93
6.1.2.1	Limitações dos métodos de dimensionamento .....	96
6.1.2.2	Dimensionamento em relação aos estados limites .....	97
6.1.2.3	Modos de rotura de estacas solicitadas axialmente .....	97
6.1.2.4	Dimensionamento em relação aos estados limites últimos .....	99
6.1.2.5	Capacidade resistente última à tração com base em ensaios do terreno .....	101
6.1.2.6	Estacas carregadas transversalmente .....	102
6.1.2.7	Deslocamentos de fundações por estacas .....	103
6.2	Métodos de Dimensionamento de Fundações Superficiais Recorrendo ao Cálculo .....	103
6.2.1	Método direto .....	103
6.2.2	Método indireto .....	104
6.2.3	Método prescritivo .....	106
Capítulo 7	Métodos Analíticos para a Determinação da Capacidade Resistente ao Carregamento... ..	107
7.1	Fundações Superficiais ou Diretas .....	107
7.1.1	Introdução .....	107
7.1.2	Modos de rotura.....	107
7.1.3	Expressão geral da capacidade resistente ao carregamento vertical .....	109
7.1.3.1	Teoria de Terzaghi .....	109
7.1.3.2	Teoria de Meyerhof.....	115
7.1.3.3	Teoria de Brinch Hansen .....	118

## ÍNDICE DE TEXTO

7.1.3.4	Teoria de Vesic	119
7.1.3.5	Eurocódigo 7	121
7.2	Fundações Profundas ou Indiretas	124
7.2.1	Métodos teóricos – estacas sujeitas a ações verticais	124
7.2.1.1	Introdução	124
7.2.1.2	Profundidade crítica	125
7.2.1.3	Proposta de Terzaghi	128
7.2.1.4	Proposta de Meyerhof	129
7.2.1.5	Proposta de Skempton, Yassin e Gibson	131
7.2.1.6	Proposta de Zeevaert	132
7.2.1.7	Proposta de Vesic	133
7.2.1.8	Proposta de Jambu	134
7.2.2	Métodos semi-empíricos com base no ensaio SPT – estacas sujeitas a ações verticais	135
7.2.2.1	Método de Meyerhof	135
7.2.2.2	Método Aoki e Velloso	138
7.2.2.3	Método de Décourt e Quaresma	139
7.2.2.4	Método de Teixeira	141
7.2.3	Método analítico – estacas sujeitas a ações horizontais e a momentos fletores	142
7.2.3.1	Introdução	142
7.2.3.2	Modelo de Winkler	143
7.2.3.3	Classificação das estacas quanto ao seu comportamento estrutural	143
Capítulo 8	Dimensionamento de Fundações Superficiais	147
8.1	Dimensionamento Geotécnico	147
8.1.1	Sapata centrada	147
8.1.2	Sapata excêntrica	149
8.2	Dimensionamento Estrutural	150
8.2.1	Sapata isolada	150

8.2.1.1	Condição de rigidez .....	150
8.2.1.2	Verificação da segurança à flexão .....	151
8.2.1.3	Verificação da segurança ao esforço transverso.....	153
8.2.1.4	Verificação da segurança ao punçoamento .....	157
8.2.1.5	Disposições construtivas relativas às armaduras .....	159
8.2.2	Viga de equilíbrio.....	162
8.2.2.1	Armaduras principais de flexão.....	162
8.2.2.2	Verificação da segurança ao esforço transverso.....	163
8.2.2.3	Disposições construtivas relativas às armaduras .....	165
Capítulo 9	Dimensionamento de Ensoleiramento Geral .....	167
9.1	Dimensionamento Geotécnico .....	167
9.2	Dimensionamento Estrutural.....	167
9.2.1	Laje armada nas duas direções – armaduras principais de flexão .....	167
9.2.2	Disposições construtivas relativas às armaduras .....	168
9.2.3	Verificação da segurança ao punçoamento .....	169
Capítulo 10	Dimensionamento de Fundações Profundas.....	176
10.1	Dimensionamento Geotécnico.....	176
10.2	Dimensionamento Estrutural de Estacas .....	178
10.2.1	Armadura longitudinal.....	178
10.2.2	Armadura transversal .....	179
10.2.3	Disposições construtivas .....	180
10.3	Dimensionamento Estrutural de Maciços de Encabeçamento de Estacas .....	181
10.3.1	Maciço de uma estaca .....	181
10.3.2	Maciço de duas estacas .....	181
10.3.2.1	Geometria.....	181
10.3.2.2	Armadura de flexão .....	183
10.3.2.3	Armaduras suplementares .....	184

10.3.2.4	Controlo das tensões na biela de compressão.....	185
10.3.3	Maciço de três estacas.....	187
10.3.3.1	Geometria.....	187
10.3.3.2	Armadura de flexão.....	188
10.3.4	Maciço de quatro estacas.....	189
10.3.4.1	Geometria.....	189
10.3.4.2	Armadura de flexão.....	191
10.3.5	Disposições construtivas.....	191
Capítulo 11	Interação Solo-Estrutura.....	193
11.1	Introdução.....	193
11.2	Avaliação da Deformabilidade do Terreno.....	195
11.3	Determinação do Módulo de Reação por Meio de Tabelas com Valores Típicos.....	196
11.4	Determinação do Módulo de Reação Vertical por meio de Correlações com as Propriedades Elásticas do Maciço de Fundação.....	197
11.5	Determinação do Módulo de Reação Vertical a partir dos Assentamentos.....	197
Capítulo 12	Caraterização do Caso de Estudo.....	199
12.1	Dados Gerais.....	199
12.2	Prospecção Geotécnica.....	203
12.2.1	Fundações superficiais ou diretas.....	203
12.2.2	Fundação por ensoleiramento geral.....	204
12.2.3	Fundações por estacas.....	206
Capítulo 13	Apresentação e Análise dos Resultados do Dimensionamento das Fundações.....	208
13.1	Fundação Superficial ou Direta.....	208
13.1.1	Avaliação dos parâmetros de resistência do solo.....	208
13.1.2	Correções ao ensaio SPT.....	210
13.1.3	Parâmetros de resistência do solo.....	211
13.1.4	Dimensionamento geotécnico.....	215

13.1.4.1	Método prescritivo.....	215
13.1.4.2	Método direto .....	218
13.1.4.3	Método indireto .....	227
13.1.5	Dimensionamento estrutural .....	229
13.2	Ensoleiramento Geral.....	230
13.2.1	Dimensionamento geotécnico.....	231
13.2.2	Dimensionamento estrutural .....	231
13.3	Fundação Profunda ou Indireta .....	234
13.3.1	Correções ao ensaio SPT.....	234
13.3.2	Parâmetros de resistência do solo .....	234
13.3.3	Dimensionamento geotécnico de estacas.....	235
13.3.4	Dimensionamento estrutural de estacas .....	239
13.3.5	Dimensionamento dos maciços de encabeçamento de estacas.....	240
13.3.6	Dimensionamento de vigas de equilíbrio .....	241
13.3.7	Dimensionamento estacas sujeitas a ações horizontais .....	242
13.4	Interação Solo-Estrutura .....	245
Capítulo 14	Apreciações Conclusivas e Desenvolvimentos Futuros .....	251
14.1	Apreciações Conclusivas .....	251
14.1.1	Fundações superficiais ou diretas .....	251
14.1.1.1	Método prescritivo versus método direto .....	251
14.1.1.2	Método indireto versus método direto .....	251
14.1.1.3	Verificação da segurança relativa insuficiência capacidade resistente do terreno ....	254
14.1.2	Ensoleiramento geral.....	259
14.1.3	Fundações profundas ou indiretas .....	262
14.1.4	Interação solo-estrutura.....	266
14.2	Desenvolvimentos Futuros.....	266



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Colheita de amostras indeformadas em blocos num poço (fotografia de António Viana da Fonseca). (Fernandes, 2011) .....	8
Figura 2.2 - Sondagem à percussão: a) esquema geral; b) trépanos; c) limpadeira. (Fernandes, 2011) .....	8
Figura 2.3 - Sondagem à rotação (fotografia de Nuno Cruz): a) vista geral; b) equipamento em laboração; c) coroa de carboneto de tungsténio; d) coroa diamantada incrustada; e) coroa diamantada impregnada. (Fernandes, 2011) .....	9
Figura 2.4 - Ensaio SPT: a) amostrador normalizado de Terzaghi; b) vista do ensaio com o martelo pronto a cair; c) amostrador aberto após o ensaio. (Fernandes, 2011) .....	12
Figura 2.5 - Correlações entre $(N_1)_{60}$ e o ângulo de resistência ao corte de areias (Décourt,1989; Hatanaka & Uchida,1996). (Fernandes, 2011) .....	15
Figura 2.6 - Relação $G / G_{max}$ de areias com a distorção (Seed et. al, 1984). (Fernandes, 1995) .....	16
Figura 2.7 - Correlações entre $q_c$ e $N$ em função da granulometria do solo. (Fernandes, 1995) .....	17
Figura 2.8 - Correlações entre a resistência de ponta do CPT, $q_c$ , e o módulo de deformabilidade de solos granulares (Folque, 1976). (Fernandes, 1995) .....	18
Figura 2.9 - Ensaio DPM. (Iperforma,2012) .....	19
Figura 3.1 - Sapata isolada centrada e sapata excêntrica. (Silva, 2015) .....	24
Figura 3.4 - Sapatas agrupadas. (Brito, 2003) .....	25
Figura 3.5 - Grelha de fundação. (Brito, 2003) .....	26
Figura 3.6 - Sapata comum a dois pilares. (Silva, 2015) .....	26
Figura 3.7 - Ensoleiramento geral utilizado como fundação no edifício Sony na Parque Expo. (Brito,2000) .....	27
Figura 3.8 - Tipos de ensoleiramento: a) flat plate; b) plate thichened under columns; c) Waffle-slab; d) plate with pedestals; e) basement walls as part of mat. (Bowles, 1996) .....	28
Figura 3.9 - Estacas de ponta. (Brito, 2016) .....	31

Figura 3.10 - Esquerda: estacas de ponta e atrito lateral; direita: estacas flutuantes. (Brito, 2016).....	32
Figura 3.11 - Classificação das estacas quanto ao processo construtivo. (Brito, 2016) .....	32
Figura 3.12 - Da esquerda para a direita: cabeça da estaca com dispositivo de ligação (colar metálico e pino); posicionamento do equipamento; verticalização da estaca. (Pinto, 2006).....	34
Figura 3.13 - Esquerda: colocação de novo troço de uma estaca pré-fabricada em betão armado; direita: cabeça da estaca e dispositivos de ligação ao maciço de encabeçamento. (Pinto, 2006) .....	35
Figura 3.14 - Sequência do processo construtivo de uma estaca moldada sem extração do terreno e tubo moldador recuperado. (Santos, 2008) .....	36
Figura 3.15 - Execução de estacas moldadas com tubo moldador perdido. (Pinto, 2006).....	37
Figura 3.16 - Execução de estaca moldada com tubo moldador. (Siva, 2015).....	37
Figura 3.17 - Sequência do processo construtivo de uma estaca moldada com extração do terreno e com tubo moldador recuperado. (Santos, 2008).....	38
Figura 3.18 - Esquema da sequência construtiva com trado contínuo. (Silva, 2015) .....	38
Figura 3.19 - Sequência do processo construtivo de uma estaca moldada com trado contínuo. (Santos, 2008) .....	39
Figura 3.20 - Execução de estaca com extração de terreno e utilizando lamas bentoníticas. (Pinto, 2006) .....	40
Figura 3.21 - Sequência do processo construtivo de uma estaca executada com trado curto e utilizando lamas bentoníticas. (Jaime Santos, 2008) .....	41
Figura 4.1 - Área não investigada com subsolo distinto. (Milititsky,2015) .....	44
Figura 4.2 - A) Raízes modificam o teor de humidade do solo; C) Fissuras resultantes da expansibilidade de argilas ressecadas. (Milititsky,2015) .....	45
Figura 4.3 - Solo colapsível. (Domingues,2015).....	46
Figura 4.4 - Solo expansível. (Domingues,2015).....	47
Figura 4.5 - Formação de cavidades subterrâneas pela infiltração de água no solo. (Milititsky,2015) .....	47
Figura 4.6 - a) perfil adotado (interpretação errada); b) perfil real; c) na execução de fundações diretas a ocorrência de blocos. (Milititsky,2015).....	48
Figura 4.7 - A) perfil otimista; B) perfil real do solo. (Milititsky,2015) .....	49
Figura 4.8 - Estimativa de tensões admissíveis com base em resultados de placa. (Milititsky,2015).....	50

Figura 4.9 - Sobreposição de tensões em fundações superficiais. (Milititsky,2015) .....	50
Figura 4.10 - Sistemas de fundações diferentes originados por cargas diferentes, não separadas por junta, provocando assentamentos diferenciais. (Milititsky,2015).....	51
Figura 4.11 - Uso de momentos ao nível de solo em fundações enterradas. (Milititsky,2015).....	51
Figura 4.12 - Esquerda: efeito da falta de identificação da cota de assentamento de fundações diretas; direita: falta de indicação de ordem de execução de sapatas adjacentes em níveis de implantação diferentes. (Milititsky,2015).....	52
Figura 4.13 - Alteração no uso da fundação, supermercado de piso com sobrecarga de 10KN/m <sup>2</sup> transformado em depósito com sobrecarga de 40KN/m <sup>2</sup> . (Milititsky,2015).....	54
Figura 4.14 - Sobreposição de pressões e assentamentos adicionais na edificação antiga devido a construções de grande porte. (Milititsky,2015).....	54
Figura 4.15 - Sobreposição de pressões e assentamentos adicionais na edificação antiga devido ao armazenamento de materiais pesados junto a prédios existentes em fundações diretas. (Milititsky,2015) .....	55
Figura 4.16 - Deformações do edifício em resultado da execução de escavação próximo da estrutura existente. (Fonseca, 2005) .....	55
Figura 4.17 - Rompimento de canalização enterrada. (Milititsky,2015).....	56
Figura 4.18 - Grupo de estacas apoiado em camada competente sobre solo mole: problemas de recalque. (Milititsky,2015) .....	61
Figura 4.19 - Estaca assente sobre bloco de rocha. (Milititsky,2015).....	62
Figura 4.20 - Encurvadura de estacas em solos moles. (Milititsky,2015) .....	63
Figura 4.21 - Fundações em estacas próximas (de diferentes pilares) sem considerar efeitos de sobreposição. (Milititsky,2015).....	63
Figura 4.22 – a) perfil estratigráfico e estaca; b) deslocamentos de solo pelo adensamento da camada de argila mole sob efeito do aterro; c) deslocamento da estaca sob carga; d) distribuição geral do atrito ao longo da estaca, com identificação da parcela negativa e positiva. (Milititsky,2015).....	64
Figura 4.23 - Condição geométrica caracterizando aterro assimétrico sobre camadas de solos moles, provocando o aparecimento de solicitações horizontais atuantes nas estacas em profundidade (efeito Tschebotarioff). (Milititsky,2015).....	65
Figura 4.24 - Tração em grupo de estacas. (Milititsky,2015) .....	66

Figura 4.25 - Uso do modelo do cone de arrancamento em fundações profundas tracionadas. (Milititsky,2015) .....	66
Figura 4.26 - Reforço com problemas. (Milititsky,2015) .....	67
Figura 4.27 - Fundações com comportamento diferenciado numa mesma estrutura. (Milititsky,2015)..	67
Figura 4.28 - Níveis diferentes de carregamento sem junta. (Milititsky,2015).....	68
Figura 4.29 - A) Falta de limpeza na cabeça da estaca; B) falta de vinculação estaca x maciço de encabeçamento, verificada após aparecimento de fissuras na edificação. (Milititsky,2015) .....	69
Figura 4.30 - Sobreposição de pressões e assentamentos adicionais na edificação antiga devido a efeito de sobrecarga assimétricas em estacas. (Milititsky,2015).....	70
Figura 5.1 - Estado limite último EQU (adaptado de Bond, Andrew e Harris, Andrew,2008). (Trigo, 2014) .....	76
Figura 5.2 - Estado limite último STR (adaptado de Bond, Andrew e Harris, Andrew,2008 e EC7). (Trigo, 2014) .....	76
Figura 5.3 - Estado limite último GEO (adaptado de Bond, Andrew e Harris, Andrew,2008). (Trigo, 2014) .....	77
Figura 5.4 - Estado limite último UPL (adaptado de Bond, Andrew e Harris, Andrew,2008). (Trigo, 2014) .....	77
Figura 5.5 - Estado limite último HYD (adaptado de Bond, Andrew e Harris, Andrew,2008). (Trigo, 2014) .....	77
Figura 5.6 - Ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis para diversas situações, segundo Bjerrum (1963). (Fernandes, 1995).....	83
Figura 6.1 - Curva genérica tempo-assentamento de uma fundação (Perloff,1975). (Fernandes, 1995) .	90
Figura 6.2 - Valores do coeficiente $I_F$ . (Bowles, 1988).....	93
Figura 6.3 - Diferentes tipos de mecanismo. (Santos, 2008).....	95
Figura 6.4 - Ações induzidas pelo movimento dos solos. (Santos, 2008).....	96
Figura 6.5 - Modos de rotura de estacas solicitadas axialmente. (Cardoso,1990).....	98
Figura 6.6 - Correlação entre os resultados do ensaio SPT e a tensão admissível de sapatas sobre solos arenosos. (Fernandes, 1995).....	106

Figura 7.1 - Capacidade resistente ao carregamento vertical de sapatas: a) esquema-tipo; b) diagrama genérico carga-assentamento. (Fernandes,2011) .....	108
Figura 7.2 - Modos de rotura típicos de sapatas (adaptado de Vesić,1963): a) rotura geral; b) rotura local ou parcial. (Fernandes, 2011) .....	108
Figura 7.3 - Capacidade resistente ao carregamento de uma sapata: zonas de corte e forças que se opõem à rotura. (Fernandes, 1995).....	110
Figura 7.4 - Primeiro mecanismo de rotura de uma fundação superficial, com desenvolvimento infinito, Meyerhof. (Mendrano, 2008) .....	115
Figura 7.5 - Sapata retangular solicitada por carga vertical e momentos: a) sistema de forças no baricentro da fundação; b) área efetiva da sapata. (Fernandes, 2011).....	118
Figura 7.6 - Notações (EC7) .....	122
Figura 7.7 - Resistência lateral de estacas num maciço homogéneo – distribuição real e consideração da profundidade crítica. (Pereira,2008).....	125
Figura 7.8 - Típica medição da distribuição da carga instalada na estaca. (Pereira,2008) .....	126
Figura 7.9 - Mecanismo de expansão de uma cavidade esférica associada à carga máxima na base de uma estaca (adaptado de Randolph et al,1993). (Pereira,2008) .....	127
Figura 7.10 - Superfície de rotura definida por Terzaghi, Sokolovski, Caquot e Kérisel. (Santos, 2008) .	128
Figura 7.11 - Superfície de rotura assumida por Meyerhof, para estacas longas (à esquerda) e curtas (à direita). (Santos, 2008).....	129
Figura 7.12 - Superfície de rotura definida por Skempton, Yassin e Gibson. (Santos, 2008).....	132
Figura 7.13 - Superfície de rotura assumida por Zeevaert (1972). (Santos, 2008) .....	132
Figura 7.14 - Superfície de rotura definida por Vesić. (Velloso,2010) .....	133
Figura 7.15 - Superfície de rotura definida por Jambu. (Santos, 2008) .....	135
Figura 7.16 - Fatores de capacidade de carga e comprimento crítico em função do ângulo de atrito, $\phi'$ . (Bowles,1988) .....	137
Figura 7.17 - Modelos de interação solo-estaca (Gomes Correia e Santos, 1994). (Santos,2008) .....	142
Figura 7.18 - Comportamento flexível das estacas. (Jaime Santos, 2008) .....	144
Figura 8.1 - Distribuição linear de tensões na base da sapata em flexão composta. a) Resultante dentro do núcleo central ( $e \leq B/6$ ); b) resultante fora do núcleo central $e > B/6$ . (Félix, 2014) .....	148

Figura 8.2 - Sapata excêntrica com elemento horizontal de travamento. (Félix, 2014) .....	149
Figura 8.3 - Sapata centrada. (Félix, 2014) .....	151
Figura 8.4 - Secções de encastramento das abas de uma sapata. (Félix, 2014).....	152
Figura 8.5 - Secções de avaliação da segurança ao esforço transverso. (Félix, 2014) .....	155
Figura 8.6 - Amarração da armadura principal em sapatas. (Félix, 2014).....	160
Figura 8.7 - Viga de equilíbrio encastrada na sapata interior. (Félix, 2014).....	162
Figura 8.8 - Armadura de uma viga de equilíbrio. (Félix, 2014) .....	166
Figura 9.1 - Perímetros de controlo $u_0$ junto da área carregada. (Félix, 2014) .....	170
Figura 9.2 - Primeiros perímetros de controlo de áreas carregadas correntes. (Félix, 2014).....	171
Figura 9.3 - Primeiros perímetros de controlo de áreas carregadas junto dos bordos. (Félix, 2014).....	171
Figura 9.4 - Perímetros de controlo para pilares interiores. ....	174
Figura 10.1 - Ábaco 3_C12-C50_S500 – Flexão composta – secções circulares. (Barros,2012).....	179
Figura 10.2 - Maciço de encabeçamento de uma estaca. ....	181
Figura 10.3 - Maciço de encabeçamento de duas estacas. (Pouca,2016).....	182
Figura 10.4 - Modelo de escoras e tirantes. (Pouca,2016).....	183
Figura 10.5 - Disposição construtiva das armaduras. (Pouca,2016).....	184
Figura 10.6 - Nó junto ao pilar. (Pouca,2016).....	185
Figura 10.7 - Nó junto à estaca. (Pouca,2016).....	186
Figura 10.8 - Maciço de três estacas. (Pouca,2016) .....	187
Figura 10.9 - Armaduras com disposição mista. (Pouca,2016) .....	188
Figura 10.10 - Modelo de escoras e tirantes. (Pouca,2016).....	189
Figura 10.11 - Planta do maciço de quatro estacas. (Pouca,2016) .....	190
Figura 10.12 - Corte do maciço de quatro estacas. (Pouca,2016).....	190
Figura 10.13 - Disposição da armadura segundo os lados. (Pouca,2016) .....	191
Figura 11.1 - a) c) Modelo de Winkler; d) e) modelo de meio contínuo. (Velloso,2010).....	193
Figura 12.1 - Localização geográfica do terreno. (Iperforma, 2012) .....	199

Figura 12.2 - Planta do rés-do-chão. (Iperforma,2012).....	200
Figura 12.3 - Alçado principal. (Iperforma,2012) .....	200
Figura 12.4 - Corte longitudinal. (Iperforma,2012) .....	201
Figura 12.5 - Esquema estrutural 3D simplificado. ....	202
Figura 12.6 - Localização dos ensaios SPT no terreno.....	204
Figura 12.7 - Localização dos ensaios DPM no terreno. (Iperforma,2012) .....	205
Figura 13.1 - Dimensões da zona plastificada sob a sapata (Meyerhof, 1948). (Fernandes,1995) .....	209
Figura 13.2 – Planta de fundações superficiais. ....	209
Figura 13.3 – Esquema estrutural 3D simplificado com ensoleiramento geral. ....	230
Figura 13.4 – Assentamentos obtidos na solução de ensoleiramento geral para o ELUt.....	233
Figura 13.5 – Planta de fundações profundas.....	237
Figura 13.6 – Forma de cálculo de $d_e$ e $b_e$ . ....	245
Figura 13.7 – Esquema estrutural 3D simplificado com apoios elásticos. ....	246
Figura 13.8 – Valores dos assentamentos ao nível das fundações com apoios elásticos para ELUt. ....	249
Figura 13.9 – Valores das deformações obtidas na laje do 1º piso com apoios elásticos para ELUt.....	249
Figura 14.1 - Relação entre a espessura do ensoleiramento geral e a tensão de contacto fundação/maciço de fundação. ....	260
Figura 14.2 - Relação entre a espessura do ensoleiramento geral e o assentamento total máximo. ....	261
Figura 14.3 - Relação entre o módulo de reação e o assentamento total máximo. ....	262
Figura 14.4 - Valores de $N_q$ obtidos aplicando as expressões desenvolvidas pelos autores mencionados. .....	263



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Coeficiente corretivo, $C_R$ , para o comprimento do trem de varas (Skempton, 1986). (Fernandes, 2011) .....	14
Tabela 2.2 - Coeficiente corretivo, $C_D$ , para o diâmetro do furo de sondagem (Skempton,1986). (Fernandes,2011) .....	14
Tabela 2.3 - Relação entre $(N_1)_{60}$ e o índice de compactidade de areias (Skempton, 1986). (Fernandes, 2011) .....	19
Tabela 2.4 - Características de referência para os penetrômetros (ISSMFE,1989). (Fernandes, 2011) .....	20
Tabela 5. 1 - Coeficientes parciais para as ações ( $\gamma_F$ ) ou para os efeitos das ações ( $\gamma_E$ ). .....	80
Tabela 5. 2 - Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno ( $\gamma_M$ ).....	80
Tabela 5. 3 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para fundações superficiais. ....	80
Tabela 5.4 - Valores limites da deformação estrutural e dos movimentos da fundação definidos no EC7 (Trigo, 2014). .....	83
Tabela 5. 5 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para as estacas cravadas.....	84
Tabela 5. 6 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para as estacas instaladas com extração do terreno. ....	85
Tabela 5.7 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para as estacas instaladas com trado contínuo. ....	85
Tabela 5. 8 - Coeficientes de correlação $\xi$ para a determinação de valores característicos a partir de resultados de ensaios do terreno (n-número de perfis de ensaio). ....	85
Tabela 6.1 - Valores de $I_s$ para maciços semi-indefinidos (Perloff,1975; Milosević,1992). (Fernandes, 2011) .....	92
Tabela 6.2 - Valores de $I_s$ para sapatas rígidas sobre um meio elástico com fronteira rígida à profundidade H e $\nu = 0,3$ (Magalhães, 2009; Marques e Magalhães, 2010). (Fernandes, 2011).....	92

Tabela 6.3 - Coeficientes de segurança globais para a capacidade de carga de fundações superficiais. (Fernandes, 1995) .....	105
Tabela 7.1 - Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica da capacidade resistente proposta por Terzaghi.....	114
Tabela 7.2 - Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica da capacidade resistente proposta por Meyerhof. ....	117
Tabela 7.3 - Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica da capacidade resistente proposta por Brinch Hansen. ....	119
Tabela 7.4 - Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica da capacidade resistente proposta por Vesić.....	120
Tabela 7.5- Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica simplificada da capacidade resistente do terreno ao carregamento proposto pelo EC7. ....	122
Tabela 7.6 - Fatores corretivos $f_c$ , $f_q$ e $f_\gamma$ da capacidade resistente para ter em conta a presença do firme a profundidade H abaixo da base da fundação. (Fernandes, 1995) .....	123
Tabela 7.7 - Valores propostos para $F_1$ e $F_2$ (Aoki e Velloso,1975).....	138
Tabela 7.8 - Valores atribuídos a K e $\alpha$ (Aoki e Velloso, 1975). ....	139
Tabela 7.9 - Valores atribuídos ao coeficiente $C_2$ (Décourt e Quaresma, 1978). ....	140
Tabela 7.10 - Valores de $C_1$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996).....	140
Tabela 7.11 - Valores de $C_3$ em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996).....	140
Tabela 7.12 - Valores do parâmetro $\alpha$ (Teixeira, 1996).....	141
Tabela 7.13 - Valores do parâmetro $\beta$ (Teixeira, 1996).....	142
Tabela 7.14 - Limites de comportamento flexível, semi-flexível e rígido. (Santos,2008) .....	146
Tabela 7.15 - Módulo de reação crescente em profundidade $ks = nhx$ . (Santos,2008).....	146
Tabela 8.1 - Valores do comprimento de amarração de referência, $l_b, r_{qd}$ . (Félix, 2010) .....	161
Tabela 8. 2 - Recobrimentos mínimos e nominais para período de vida de 50 anos e de 100 anos. ....	162
Tabela 9.1 - Espaçamentos máximos e mínimos para estribos.....	174

Tabela 10.1 - Área mínima de armaduras longitudinais recomendada em estacas moldadas. ....	180
Tabela 11.1 - Gama de valores do módulo reação $K_s$ para diferentes tipos de solos. (Bowles,1988) .....	196
Tabela 12.1 - Valores de N para diferentes profundidades retirados dos logs de sondagem. ....	204
Tabela 12.2 - Profundidades mínimas para a utilização de uma tensão de segurança de 100KPa. (Iperforma, 2012) .....	206
Tabela 12.3 - Profundidades mínimas para a utilização de uma tensão de segurança de 200KPa. (Iperforma, 2012) .....	206
Tabela 12.4 - Profundidades mínimas para a utilização de uma tensão de segurança de 300KPa. (Iperforma, 2012) .....	206
Tabela 12.5 - Profundidades mínimas para a utilização de uma tensão de segurança de 500KPa. (Iperforma, 2012) .....	206
Tabela 12.6 - Valores de N para diferentes profundidades retirados do log de sondagem. ....	207
Tabela 13.1 - Valores da largura e da profundidade máximas, f e d, respetivamente. ....	210
Tabela 13.2 - Valores do resultado do ensaio SPT normalizado e corrigido, $(N_1)_{60}$ . ....	211
Tabela 13.3 - Valores do ângulo de atrito, $\phi'$ , divididos por sondagem. ....	212
Tabela 13.4 - Valores do módulo de distorção dividido por sondagem.....	213
Tabela 13.5 - Valores do módulo de deformabilidade, $E_s$ , dividido por sondagem.....	214
Tabela 13.6 - Valores do módulo de deformabilidade, $E_m$ , dividido por sondagem.....	215
Tabela 13.7 - Valores de tensão admissível obtidos a partir do ábaco proposto por Peck, Hanson e Thornburn (1974).....	216
Tabela 13.8 - Dimensões em planta das fundações obtidas através do método prescritivo para uma tensão admissível de 220KPa.....	217
Tabela 13.9 - Dimensões em planta das fundações obtidas através do método prescritivo para uma tensão admissível de 300KPa.....	218
Tabela 13.10 - Dimensões em planta das sapatas obtidas através do método direto. ....	219
Tabela 13.11 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno para a combinação 1.....	220

Tabela 13.12 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno para a combinação 2.....	221
Tabela 13.13 - Coeficientes corretivos utilizados na verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno, para a combinação 1.....	222
Tabela 13.14 - Coeficientes corretivos utilizados na verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno, para a combinação 2.....	222
Tabela 13.15 - Verificação da segurança relativamente ao deslizamento de uma fundação com base horizontal para ELU, para a combinação 1. ....	223
Tabela 13.16 - Verificação da segurança relativamente ao deslizamento de uma fundação com base horizontal para ELU, para a combinação 2. ....	224
Tabela 13. 17 - Valores do assentamento total imediato aplicando o método da elasticidade ajustada. ....	225
Tabela 13.18 - Dimensões das sapatas obtidas com base num assentamento comum. ....	227
Tabela 13.19 - Dimensões das sapatas obtidas através do método indireto.....	228
Tabela 13.20 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno pelo método indireto.....	228
Tabela 13.21 - Dimensionamento estrutural das vigas de equilíbrio para o ELU de rotura por flexão. ..	229
Tabela 13.22 - Dimensionamento estrutural das sapatas para o ELU de rotura por flexão. ....	229
Tabela 13.23 - Dimensionamento estrutural da sapata da caixa de elevador e das sapatas associadas a dois elementos verticais para o ELU de rotura por flexão. ....	230
Tabela 13.24 - Dimensionamento estrutural do ensoleiramento geral para o ELU de rotura por flexão. ....	231
Tabela 13.25 - Pré-dimensionamento da altura do ensoleiramento geral. ....	231
Tabela 13.26 - Verificação da necessidade de armadura de punçoamento para o ensoleiramento geral. ....	232
Tabela 13.27 - Solução da armadura de punçoamento para o ensoleiramento geral.....	233
Tabela 13.28 - Valor do resultado do ensaio SPT normalizado e corrigido, $(N_1)_{60}$ .....	234
Tabela 13. 29 - Valores do ângulo de atrito, $\phi'$ , divididos por sondagem. ....	234
Tabela 13.30 - Valor medido da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral, por unidade de área, para estacas de $\varnothing 400\text{mm}$ .....	235

Tabela 13.31 - Valor medido da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral, por unidade de área, para estacas de $\varnothing 500\text{mm}$ .....	236
Tabela 13.32 - Valor medido da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral, por unidade de área, para estacas de $\varnothing 600\text{mm}$ .....	236
Tabela 13.33 - Número e diâmetro de estacas obtidas no dimensionamento geotécnico para a combinação 1.....	237
Tabela 13.34 - Número e diâmetro de estacas obtidas no dimensionamento geotécnico para a combinação 2.....	238
Tabela 13.35 - Número e diâmetro de estacas obtidas no dimensionamento geotécnico para a combinação 1, sem considerar a resistência lateral nos vários extratos.....	238
Tabela 13.36 - Número e diâmetro de estacas obtidas no dimensionamento geotécnico para a combinação 2, sem considerar a resistência lateral nos vários extratos.....	239
Tabela 13.37 - Dimensionamento estrutural das estacas.....	240
Tabela 13.38 - Dimensionamento estrutural dos maciços de encabeçamento de duas estacas.....	241
Tabela 13.39 - Dimensionamento estrutural dos maciços de encabeçamento de três estacas.....	241
Tabela 13.40 - Dimensionamento estrutural dos maciços de encabeçamento de quatro estacas.....	241
Tabela 13.41 - Solução da armadura longitudinal das vigas de equilíbrio.....	242
Tabela 13.42 - Solução da armadura transversal das vigas de equilíbrio.....	242
Tabela 13.43 - Deslocamentos e esforços obtidos ao longo do fuste da estaca.....	243
Tabela 13.44 - Valores do módulo de reação, $k_s$ , e do módulo de reação vertical, $k_s^v$ , para sapata flexível.....	246
Tabela 13.45 - Esforços dos pilares do R/c e das vigas periféricas da laje do 1º piso (modelo de apoios rígidos).....	247
Tabela 13.46 - Esforços dos pilares do R/c e das vigas periféricas da laje do 1º piso (modelo de apoios elásticos).....	247
Tabela 13.47 - Diferenças em percentagem dos esforços obtidos entre o modelo apoios rígidos e elásticos nos pilares do R/c e das vigas periféricas da laje do 1º piso.....	248
Tabela 14.1 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno pelo método indireto (pressão de contacto uniforme).....	252

Tabela 14.2 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno pelo método indireto (dimensionamento com um assentamento comum).....	253
Tabela 14.3 - Valores do FSG obtidos no método indireto considerando um ângulo de atrito de 27°..	254
Tabela 14.4 - Fatores corretivos de capacidade de carga obtidos para a combinação 1.....	255
Tabela 14.5 - Fatores corretivos de capacidade de carga obtidos para a combinação 2.....	255
Tabela 14.6 - Valores obtidos das propostas de Terzaghi, Meyerhof e Brinch Hansen para a verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente para a combinação 1. .....	256
Tabela 14.7 - Valores obtidos das propostas de Vesíć e EC7 para a verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente para a combinação 1.....	256
Tabela 14.8 - Valores obtidos das propostas de Terzaghi, Meyerhof e Brinch Hansen para a verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente para a combinação 2. .....	257
Tabela 14.9 - Valores obtidos das propostas de Vesíć e EC7 para a verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente para a combinação 2.....	257
Tabela 14.10 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno para a combinação 1. ( $\gamma' = 9 \text{KN/m}^3$ ).....	258
Tabela 14.11 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno para a combinação 2. ( $\gamma' = 9 \text{KN/m}^3$ ).....	259
Tabela 14.12 - Valores da tensão de contacto máxima e do assentamento máximo para diferentes espessuras do ensoleiramento.....	260
Tabela 14.13 - Valores do assentamento total máximo para diferentes módulos de reação. ....	261
Tabela 14.14 - Valores do fator corretivo de capacidade de carga $N_q$ obtido por diversos autores.....	264
Tabela 14.15 - Valores de cálculo da capacidade resistente de ponta, $R_{b,d}$ , obtidos aplicando diversas metodologias.....	265

## SIMBOLOGIA

### Letras maiúsculas latinas

$A$	Área da secção transversal
$A'$	Área efetiva da base ( $A' = B' \times L'$ )
$A_b$	Área da base de uma estaca
$A_c$	Área da secção transversal de betão
$A_{cont}$	Área definida pelo perímetro de controlo
$A_{ef}$	Área efetiva de fundação superficial
$A_{Ed}$	Valor de cálculo de uma ação sísmica
$A_{Ek}$	Valor característico de uma ação sísmica
$A_s$	Área da secção de uma armadura para betão armado
$A_s$	Área lateral da estaca
$A_{s,i}$	Área da superfície lateral de uma estaca no estrato $i$
$A_{sl}$	Área da armadura de tração
$A_{s,min}$	Área da secção mínima de armaduras
$A_{sw}$	Área da secção das armaduras de esforço transversal
$B$	Largura de área carregada ou de fundação
$B$	Massa do batente e guia no ensaio com penetrómetro dinâmico
$B'$	Largura efetiva de fundação superficial
$C_d$	Valor nominal ou uma função dos valores de cálculo de certas propriedades dos materiais
$C_D$	Coefficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta o diâmetro do furo de sondagem

## SIMBOLOGIA

$C_E$	Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta a energia
$C_N$	Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta a tensão efetiva vertical
$C_R$	Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta o comprimento do trem de varas
$D$	Diâmetro
$D$	Profundidade da base de fundação superficial
$E$	Efeito de uma ação
$E$	Energia transmitida ao trem de varas em cada pancada no ensaio SPT
$E_d$	Valor de cálculo do efeito de ações
$E_p$	Energia potencial do martelo do ensaio SPT antes da queda
$E_R$	Ratio de energia do ensaio SPT
$E_s$	Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
$E_s$	Energia cinética do martelo por unidade de área da base do cone
$E_m$	Valor do cálculo do módulo de deformabilidade do solo
$EI$	Rigidez à flexão
$F_{c;d}$	Valor de cálculo da componente vertical da ação correspondente ao ELU, incluindo o peso próprio da estaca e determinado de acordo com ECO
$F_d$	Valor de cálculo de uma ação
$F_k$	Valor característico de uma ação
$F_{rep}$	Valor representativo de uma ação
$F_{t;d}$	Valor de cálculo da componente vertical da ação de tração, numa estaca ou num grupo de estacas
$F_{tr;d}$	Valor de cálculo da carga transversal numa estaca ou num grupo de estacas
$G$	Ação permanente
$G$	Módulo de distorção
$G_0$	Módulo de distorção elástico (para muito pequenas deformações)

$G_d$	Valor de cálculo de uma ação permanente
$G_k$	Valor característico de uma ação permanente
$G_{k,j}$	Valor característico de uma ação permanente $j$
$G_{max}$	Módulo de distorção elástico máximo (para muito pequenas deformações)
$G_k$	Valor característico de uma ação permanente
$H$	Altura de queda do pilão no ensaio com penetrómetro dinâmico
$H$	Carga horizontal, ou componente da ação total segundo a direção da base de uma fundação
$H$	Profundidade do firme sob uma fundação superficial
$H_d$	Valor de cálculo da componente horizontal da ação
$I$	Momento de inércia da secção de betão
$I_d$	Índice de compacidade
$I_F$	Coefficiente relativo à profundidade de instalação da sapata
$I_s$	Coefficiente que depende da forma da sapata e do ponto onde se pretende avaliar o assentamento
$I_r$	Índice de rigidez do solo
$I_{rr}$	Índice de rigidez reduzido do solo
$L$	Comprimento
$L$	Comprimento de penetração no ensaio com penetrómetro dinâmico
$L$	Dimensão longitudinal de área carregada ou de fundação
$L'$	Comprimento efetivo de fundação superficial
$L_c$	Comprimento critico
$M$	Massa do martelo
$M$	Momento fletor
$M_{Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante
$N$	Componente normal da força aplicada a uma secção
$N$	Número de pancadas para cravar 30cm o amostrador na 2ª fase do ensaio SPT

## SIMBOLOGIA

$N$	Número de pancadas para cravar um certo comprimento $L$ no ensaio com penetrómetro dinâmico
$N_{med}$	Número médio de pancadas para cravar 30cm o amostrador na 2ª fase do ensaio SPT
$N_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal atuante (tração ou compressão)
$N_{60}$	Resultado do ensaio SPT corrigido para $E_R = 60\%$
$(N_1)_{60}$	Valor de $N_{60}$ corrigido para $E_R=60\%$ e para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera
$N_c, N_q, N_\gamma$	Fatores de capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação superficial
$P$	Perímetro da estaca
$P$	Peso próprio da sapata
$P_P$	Força que intervém no cálculo da capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação superficial
$Q$	Ação variável
$Q$	Força aplicada a face vertical de elemento de volume
$Q$	Sobrecarga concentrada à superfície do terreno
$Q$	Carga vertical aplicada a uma fundação
$Q$	Carga máxima normal à base da fundação incluindo o peso próprio da sapata
$Q_d$	Valor de cálculo de uma ação variável
$Q_{ult}$	Capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação/Carga de rotura teórica
$Q_k$	Valor característico de uma ação variável isolada
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico das outras ações variáveis
$R$	Resistência
$R_{b;cal}$	Capacidade resistente na ponta de uma estaca no estado limite último, calculada por meio de resultados de ensaios do terreno
$R_{b;d}$	Valor de cálculo da capacidade resistente na ponta de uma estaca
$R_{b;k}$	Valor característico da capacidade resistente na ponta de uma estaca

$R_c$	Capacidade resistente do terreno no contacto com uma estaca à compressão, no estado limite último
$R_{c;cal}$	Valor calculado de $R_c$
$R_{c;d}$	Valor de cálculo da resistência limite da estaca relativamente às ações verticais, incluindo a pressão do terreno sobrejacente ao nível da base da fundação
$R_{c;k}$	Valor característico de $R_c$
$R_{c;m}$	Valor medido de $R_c$ num ou vários ensaios de estacas
$R_d$	Valor de cálculo da resistência
$R_d$	Valor de cálculo da capacidade resistente em relação a uma ação
$R_d$	Valor de cálculo da resistência ao deslizamento entre a base de fundação e o terreno
$R_d$	Resistência dinâmica aparente
$R_{p;d}$	Valor de cálculo da resistência passiva do terreno na zona lateral da fundação
$R_k$	Valor característico da resistência
$R_{S;d}$	Valor de cálculo da capacidade resistente lateral de uma estaca
$R_{S;cal}$	Capacidade resistente lateral última, calculada utilizando parâmetros do terreno obtidos de resultados de ensaios
$R_{S;k}$	Valor característico da capacidade resistente lateral de uma estaca
$R_t$	Capacidade resistente última à tração de uma estaca isolada
$R_{t;d}$	Valor de cálculo da resistência limite da estaca relativamente às ações verticais de tração, de uma estaca ou num grupo de estacas
$R_{t;k}$	Valor característico da capacidade resistente à tração de uma estaca ou de um grupo de estacas
$R_{t;m}$	Capacidade resistente à tração de uma estaca isolada medida num ou em vários ensaios de carga
$R_{tr}$	Capacidade resistente de uma estaca em relação a cargas transversais
$R_{tr;d}$	Valor de cálculo da resistência limite em relação a cargas transversais de uma estaca ou de um grupo de estacas
$S$	Área da base do cone de penetrómetro dinâmico

## SIMBOLOGIA

$V$	Carga vertical, ou componente da ação total segundo a direção normal à base de uma fundação
$V_d$	Valor de cálculo de $V$
$V'_d$	Valor de cálculo da ação vertical efetiva ou da parcela efetiva da componente da ação total segundo a direção normal à base de uma fundação
$V_0$	Ação transversal
$V_{Ed}$	Valor de cálculo do esforço transversal atuante
$V_k$	Valor de cálculo da carga normal à base da fundação para a combinação quase permanente, incluindo o peso próprio da sapata
$V_{Rd,c}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal
$V_{Rd,s}$	Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência
$V_{Rd,max}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas
$X$	Propriedade de um material
$X_d$	Valor de cálculo de uma propriedade de um material
$X_k$	Valor característico de uma propriedade de um material

## Letras minúsculas latinas

$a$	Propriedade geométrica
$a_d$	Valor de cálculo de grandezas geométricas
$a_k$	Valor característico de uma grandeza geométrica
$a_{nom}$	Valor nominal de uma grandeza geométrica
$b$	Largura total de uma secção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T
$b$	Diâmetro da estaca
$b'$	Largura efetiva de uma fundação
$b_{ef}$	Largura efetiva

$b_c, b_q, b_\gamma$	Fatores corretivos das três parcelas da capacidade resistente de uma fundação superficial para ter em conta a inclinação da base da fundação em relação à direção horizontal
$b_t$	Largura média da zona tracionada
$c$	Coesão em tensões totais
$c'$	Coesão em tensões efetivas
$c_{nom}$	Recobrimento nominal
$c_{min}$	Recobrimento mínimo
$d$	Altura útil de uma secção transversal
$d_g$	Dimensão nominal máxima do agregado
$d_c, d_q, d_\gamma$	Fatores corretivos das três parcelas da capacidade resistente de uma fundação superficial para ter em conta a profundidade da sapata
$d_{livre}$	Distância livre
$e$	Distância entre estacas medida ao eixo
$e$	Excentricidade da carga normal na base de uma fundação
$f$	Coefficiente de assentamento
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{cm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctk}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_{ctm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
$f_c, f_q, f_\gamma$	Fatores corretivos das três parcelas da capacidade resistente de uma fundação superficial para ter em conta a proximidade do firme
$f_{yk}$	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{ywd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal

## SIMBOLOGIA

$g$	Aceleração da gravidade
$g_c, g_q, g_\gamma$	Fatores corretivos das três parcelas da capacidade resistente de uma fundação superficial para ter em conta a inclinação da superfície do terreno
$h$	Altura
$h$	Altura total de uma secção transversal
$i$	Raio de giração
$i_c, i_q, i_\gamma$	Fatores corretivos das três parcelas da capacidade resistente de uma fundação superficial para ter em conta a inclinação da carga aplicada em relação à vertical
$k$	Coeficiente de conversão
$k$	Coeficiente de impulso
$k_0$	Coeficiente de impulso em repouso
$k_a$	Coeficiente de impulso ativo
$k_s$	Módulo de reação
$k_s^v$	Coeficiente de mola para deslocamentos verticais
$k_s^h$	Coeficiente de mola para deslocamentos horizontais
$k_s^\theta$	Coeficiente de mola para as rotações
$l_{bd}$	Comprimento de amarração
$l_{b,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
$l$	Comprimento
$m$	Massa
$m_B$	Expoente nas expressões de $i_q$ e de $i_\gamma$
$m_L$	Expoente nas expressões de $i_q$ e de $i_\gamma$
$m_\theta$	Expoente nas expressões de $i_q$ e de $i_\gamma$
$n$	Número de, por exemplo, estacas ou perfis de ensaio
$p$	Pressão de contacto distribuída linearmente na base da fundação
$p_a$	Pressão atmosférica

$q$	Sobrecarga distribuída à superfície do terreno
$q_a$	Pressão crítica
$q_{b;k}$	Valor característico da capacidade resistente na ponta, por unidade de área
$q_{s;i;k}$	Valor característico da capacidade resistente lateral, por unidade de área, no estrato $i$
$q_c$	Resistência de ponta do ensaio
$q_s$	Resistência lateral por unidade de área
$q_u$	Resistência à compressão uniaxial
$q_{ult}$	Capacidade resistente (tensão) ao carregamento vertical de uma fundação
$r$	Raio
$s$	Assentamento
$s$	Espaçamento dos estribos
$s_{adm}$	Assentamento admissível
$s_c$	Assentamento por consolidação
$s_c, s_q, s_\gamma$	Fatores corretivos das três parcelas da capacidade resistente de uma fundação superficial para ter em conta a forma da fundação
$s_d$	Assentamento por fluência (assentamento secundário)
$s_{dif}$	Assentamento diferencial
$s_i$	Assentamento imediato
$s_{max}$	Espaçamento máximo
$s_{min}$	Espaçamento mínimo
$s_r$	Espaçamento dos estribos medido na direção radial
$s_t$	Espaçamento dos estribos medido na direção tangencial
$s_{tot}$	Assentamento total
$u_0$	Valor do perímetro do pilar
$u_1$	Perímetro do primeiro perímetro de controlo
$\vartheta_{Ed}$	Valor de cálculo da tensão de punçoamento resultante das ações exteriores

## SIMBOLOGIA

$\vartheta_{Rd,c}$	Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de uma sapata sem armadura de punçoamento
$\vartheta_{Rd,max}$	Valor de cálculo da máxima tensão resistente ao punçoamento

### Letras minúsculas gregas

$\alpha$	Ângulo que define a inclinação de superfície de deslizamento em relação à horizontal
$\alpha$	Distorção angular
$\alpha$	Fator que relaciona $E$ com $q_c$
$\alpha$	Fator adimensional
$\alpha$	Coeficiente de adesão
$\alpha$	Ângulo formado entre a armadura de punçoamento e a armadura principal
$\alpha_{cw}$	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
$\beta$	Ângulo; relação; coeficiente
$\beta$	Fator adimensional
$\beta$	Coeficiente que tem em atenção uma eventual excentricidade de aplicação da carga
$\delta$	Ângulo de atrito da interface solo-paramento estrutural
$\delta_d$	Valor de cálculo do ângulo de atrito entre o solo e a fundação
$\gamma$	Coeficiente parcial
$\gamma$	Peso volúmico
$\gamma'$	Peso volúmico submerso
$\gamma_A$	Eficiente parcial relativo às secções de acidente, $A$
$\gamma_b$	Coeficiente parcial para a capacidade resistente na ponta de uma estaca
$\gamma_c$	Coeficiente parcial relativo ao betão
$\gamma'_c$	Coeficiente parcial para a coesão em tensões efetivas
$\gamma_E$	Coeficiente parcial para o efeito de uma ação
$\gamma_f$	Coeficiente parcial para ações, que tem em conta a possibilidade de desvios desfavoráveis dos valores das ações em relação aos valores representativos

$\gamma_F$	Coeficiente parcial para uma ação
$\gamma_G$	Coeficiente parcial para uma ação permanente, $G$
$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial para uma ação permanente $j$
$\gamma_m$	Coeficiente parcial relativo à propriedades dos materiais, considerando apenas as incertezas na propriedade do material
$\gamma_{m;i}$	Coeficiente parcial para um parâmetro do solo no estrato $i$
$\gamma_M$	Coeficiente parcial relativo às propriedades dos materiais, tendo em conta as incertezas na propriedade do material, nas imperfeições geométricas e no modelo de cálculo utilizado
$\gamma_Q$	Coeficiente parcial para uma ação variável, $Q$
$\gamma_{Q,i}$	Coeficiente parcial de segurança para uma ação variável $i$
$\gamma_R$	Coeficiente parcial para uma capacidade resistente
$\gamma_{R;d}$	Coeficiente parcial para a incerteza num modelo de determinação da capacidade resistente
$\gamma_{R,h}$	Coeficiente de segurança parcial para a capacidade resistente ao deslizamento
$\gamma_{R;\nu}$	Coeficiente de segurança parcial para a capacidade resistente do terreno ao carregamento
$\gamma_s$	Coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço
$\gamma_s$	Coeficiente parcial para a capacidade resistente lateral de uma estaca
$\gamma_{s;d}$	Coeficiente parcial para as incertezas na modelação dos efeitos das ações
$\gamma_{s;t}$	Coeficiente parcial para a capacidade resistente à tração de uma estaca
$\gamma_t$	Coeficiente parcial para a capacidade resistente total de uma estaca
$\gamma_w$	Peso volúmico da água
$\gamma_{\phi'}$	Coeficiente parcial para o ângulo de atrito interno ( $\tan \phi'$ )
$\Delta_a$	Variação do valor nominal de grandezas geométricas feita para fins específicos de projeto
$\Delta L$	Espessura da camada de solo

## SIMBOLOGIA

$\theta$	Ângulo
$\mu$	Momento reduzido
$\lambda$	Coeficiente de esbelteza
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\nu$	Esforço axial reduzido
$\nu_1$	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
$\xi$	Coeficientes de correlação, dependente do número de estacas ensaiadas ou do número de perfis de ensaios
$\xi_3; \xi_4$	Coeficientes de correlação para determinar a capacidade resistente de uma estaca a partir de resultados de estudos de caracterização geotécnica que não sejam ensaios de carga de estacas
$\rho$	Massa volúmica
$\rho$	Taxa geométrica de armaduras
$\rho'$	Taxa de armaduras longitudinais em zona comprimida
$\rho_l$	Taxa de armadura longitudinal
$\rho_{w,min}$	Taxa de armadura de esforço transversal
$\sigma_{adm}$	Tensão admissível
$\sigma_c$	Tensão de compressão no betão
$\sigma'_0$	Tensão vertical efetiva ao nível da base da estaca
$\sigma'_{v0}$	Tensão efetiva vertical de repouso
$\sigma_{ref}$	Tensão de referência
$\tau$	Tensão tangencial ou de corte
$\emptyset$	Diâmetro
$\phi$	Ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) em tensões totais
$\phi'$	Ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) em tensões efetivas
$\phi_{cr}$	Ângulo de atrito interno (ou de resistência ao corte) no estado crítico
$\phi_{cv;d}$	Ângulo de cálculo de $\phi_{cv}$

$\phi'_{cv;d}$	Valor de cálculo do ângulo de atrito interno em tensões efetivas no estado crítico
$\phi'_d$	Valor de cálculo de $\phi'$
$\Psi$	Ângulo da força igual e oposta ao impulso ativo com a vertical
$\Psi$	Ângulo com a horizontal do plano que limita o bloco ativo na rotura por falta da capacidade resistente ao carregamento vertical de fundação superficial
$\Psi$	Coefficiente de conversão do valor característico no valor representativo de uma ação
$\Psi'$	Ângulo com a horizontal do plano que limita o bloco passivo na rotura por falta da capacidade resistente ao carregamento vertical de fundação superficial
$\Psi_0$	Coefficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
$\Psi_1$	Coefficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
$\Psi_2$	Coefficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
$\eta$	Ângulo referente à superfície de corte
$\eta$	Rigidez relativa
$\omega$	Taxa mecânica de armaduras



## ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing Materials
A500	Classe de resistência do aço
BS	British Standard
CEN	Comité Europeu de Normalização
C20/25	Classe de resistência do betão
CG1	Categoria geotécnica 1
CG2	Categoria geotécnica 2
CG3	Categoria geotécnica 3
CPT	Ensaio com o cone-penetrómetro holandês (Cone-penetration)
DP	Ensaio com penetrómetro dinâmico
DPL	Ensaio com penetrómetro dinâmico ligeiro
DPM	Ensaio com penetrómetro dinâmico médio
DPH	Ensaio com penetrómetro dinâmico pesado
DPSH	Ensaio com penetrómetro dinâmico superpesado
EC	Eurocódigo
EC0	Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas
EC1	Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1-1: Ações gerais
EC2	Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios
EC7	Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico, Parte 1: Regras gerais
ELU	Estado limite último

## ABREVIATURAS

ELUt	Estado limite de utilização
EN	Norma Europeia
EQU	Estado limite por perda de equilíbrio como corpo rígido
GEO	Estado limite de rotura ou deformação excessiva do terreno
HYD	Estado limite associado a gradientes hidráulicos
ISO	International Standard Organization
ISSMFE	International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NF	Nível freático
NP	Norma Portuguesa
UPL	Estado limite de perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno
SPT	Standard Penetration Test
STR	Estado limite de rotura ou deformação excessiva da estrutura ou de elemento estrutural

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 ENQUADRAMENTO

As fundações são um conjunto de elementos estruturais essenciais em qualquer projeto de Engenharia Civil, com objetivo de transferir com segurança ao exterior as cargas procedentes da construção e garantir a estabilidade global do conjunto.

As fundações existentes podem ser usualmente divididas em três tipos: superficiais ou diretas, semi-profundas ou semi-diretas, e profundas ou indiretas. A adoção de uma solução de fundação deve basear-se na análise de variados fatores relacionados com as características do maciço de fundação, das características da própria estrutura a construir, da sua localização, dos prazos de execução e do orçamento disponível.

Na prática corrente, o dimensionamento de fundações é efetuado considerando fundações superficiais, sapatas isoladas ou contínuas, sendo menos comum a execução de ensoleiramento geral. Quando este tipo de fundação não se adequa ao projeto a desenvolver recorre-se às fundações profundas, sendo que em Portugal utiliza-se essencialmente as estacas.

Antes de se avançar para o dimensionamento e execução das fundações de qualquer tipo de construção, definitiva ou temporária, é essencial recolher toda a informação necessária que permita conhecer as características das formações onde a respetiva fundação será fundada e se possível o comportamento de outras construções existentes na vizinhança. Assim, deve ser efetuado um reconhecimento geotécnico que permita assegurar que a informação necessária é obtida para um dimensionamento adequado e uma definição ajustada do método construtivo, em termos técnicos e económicos.

As fundações superficiais ou diretas caracterizam-se por transmitirem integralmente as ações oriundas da estrutura para o terreno próximo da superfície e exclusivamente através da base desses elementos.

As fundações profundas são elementos que têm a função de transmitir as ações resultantes da estrutura para camadas situadas a diferentes profundidades, através da sua ponta e/ou atrito lateral.

As fundações devem ser projetadas de forma a que as construções cumpram requisitos técnicos relacionados com estabilidade, funcionalidade e durabilidade. Devem ser capazes de suportar todas as ações a que estarão sujeitas sem rotura ou colapso estrutural, dentro de limites de deformação estrutural e dos movimentos da fundação definidos no EC7 e ainda desempenhar de forma adequada as funções requeridas durante a vida útil prevista, com adequados custos de manutenção.

## 1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como principais objetivos:

- o dimensionamento geotécnico e estrutural das fundações de um edifício de pequeno porte, utilizando três tipos de fundações distintas, a saber, fundação materializada por sapatas isoladas ligadas por vigas de equilíbrio, ensoleiramento geral e fundação por estacas;
- descrever, analisar e comparar algumas metodologias de carácter teórico de avaliação da capacidade resistente ao carregamento vertical de um solo para fundações superficiais;
- descrever, analisar e comparar alguns métodos teóricos e semi-empíricos de previsão da capacidade resistente de estacas sujeitas a ações axiais de compressão, considerando apenas a resistência de ponta;
- estudar a influência da consideração da deformabilidade do terreno de fundação nos esforços obtidos para dimensionamento da estrutura de uma dada construção, simulando apoios elásticos e comparando com a solução de apoios rígidos;
- avaliar a influência de alguns parâmetros no comportamento das fundações superficiais e profundas, tal como, a variação da posição do nível freático, a variação do módulo de reação, a variação da espessura do ensoleiramento geral.

## 1.3 DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO E SEQUÊNCIA DO RELATÓRIO

Os capítulos foram produzidos e organizados com uma sequência lógica de forma a permitir o melhor entendimento dos assuntos abordados.

A dissertação está dividida em catorze capítulos sendo que os primeiros onze capítulos fazem uma abordagem teórica dos diversos temas e são o suporte para as decisões tomadas na fase de dimensionamento, interpretação de resultados e apreciações conclusivas.

No capítulo I são apresentadas algumas considerações sobre o tema, são identificados os objetivos e descritos os conteúdos e indicada a sequência do relatório.

Tendo em atenção a natureza deste trabalho, procurou-se no capítulo II referir a informação essencial para cada ensaio de campo aplicado no caso de estudo, nomeadamente, a ideia geral do equipamento e a sua interação com o terreno a caracterizar, as grandezas medidas no ensaio, a forma como essas mesmas grandezas são interpretadas e a partir delas se pode obter os parâmetros do solo.

No capítulo III é efetuada uma introdução teórica na qual são apresentados os diversos tipos de fundações superficiais e profundas existentes, onde se poderá encontrar informações de carácter geral, como por exemplo as formas geométricas mais comuns, a identificação e descrição dos principais processos construtivos, campos de aplicação, dando maior relevo aos elementos de fundação aplicados neste trabalho.

Os principais problemas, anomalias e precauções associados a fundações superficiais e profundas são identificados e analisados no capítulo IV. Este capítulo foi elaborado essencialmente com base nos trabalhos desenvolvidos por Milititsky (2015) e Logeais (1971).

No capítulo V relativo às bases do dimensionamento geotécnico são apresentados a filosofia e os conceitos do EC7 aplicados no dimensionamento de fundações superficiais e profundas. São identificados e descritos os estados limites últimos e os estados limites de utilização.

O capítulo VI é dedicado aos aspetos relacionados com o dimensionamento de obras geotécnicas definidos no EC7, são descritas e analisadas as metodologias usadas no projeto para o cumprimento dos requisitos técnicos, que são, a estabilidade, a funcionalidade e a durabilidade.

O capítulo VII apresenta algumas das metodologias de carácter teórico desenvolvidas durante o século XX, que permitem avaliar a capacidade resistente ao carregamento vertical de um solo, para fundações superficiais. São ainda apresentados alguns métodos teóricos e semi-empíricos que permitem estimar a capacidade resistente de estacas sujeitas a ações axiais de compressão.

Os aspetos teóricos de dimensionamento de fundações superficiais são descritos no capítulo VIII. O dimensionamento geotécnico contempla a verificação da segurança das sapatas relativamente ao ELU de rotura por insuficiente capacidade resistente do maciço de fundação e ao deslizamento de uma fundação com base horizontal, a verificação da segurança relativamente ao estado limite de utilização. O dimensionamento das armaduras é condicionado pelo estado ELU de rotura por flexão. É verificada a segurança das sapatas relativamente ao ELU de rotura por punçoamento e para o ELU de rotura por esforço transversal.

No capítulo IX são apresentados os aspetos teóricos do dimensionamento geotécnico e estrutural do ensoleiramento geral. O dimensionamento estrutural é efetuado para o ELU de rotura por flexão e executada a verificação da segurança relativamente ao ELU de rotura por punçoamento.

## CAPÍTULO 1

No capítulo X são apresentados os aspetos teóricos do dimensionamento das fundações por estacas, admitindo-se que as estacas serão moldadas “in situ”, terão capacidade resistente lateral e de ponta e a sua implantação será efetuada de forma a que estas absorvam maioritariamente esforços axiais.

O dimensionamento geotécnico contempla a quantificação do número de estacas necessárias, a definição da geometria da secção e o respetivo comprimento de modo a verificar o estado limite último de rotura por insuficiente capacidade resistente da fundação, relativamente à compressão ou tração das estacas, com base num método semi-empírico. É efetuada uma verificação adicional da segurança relativa à capacidade resistente do betão. O dimensionamento da armadura a instalar nos maciços de encabeçamento é condicionado pelo estado limite último de rotura por flexão.

No capítulo XI são apresentados os conceitos teóricos e modelos de análise da interação solo-estrutura, considerando a rigidez real do elemento estrutural de fundação no cálculo dos deslocamentos e esforços internos. Efetua-se ainda uma descrição dos passos necessários para a aplicação da interação solo-estrutura a um caso genérico de fundações superficiais. Pretende-se mostrar que existem diferenças significativas ao nível dos esforços atuantes na estrutura, entre o dimensionamento efetuado considerando fundações rígidas e fundações elásticas, aplicando a interação solo-estrutura.

No capítulo XII efetua-se a descrição geral do edifício que constitui o caso de estudo deste trabalho. É efetuado um enquadramento, identificada a sua localização e a sua descrição quer do ponto de vista arquitetónico, quer no que se refere à organização dos seus elementos estruturais e não estruturais. São apresentadas as características dos materiais usados nos elementos estruturais e identificadas as ações que o edifício estará sujeito nomeadamente, as ações permanentes e as sobrecargas.

O capítulo XIII é destinado à apresentação e análise dos resultados obtidos no dimensionamento dos três tipos de fundação.

Finalmente, o capítulo XIV é destinado a apreciações conclusivas e sugestões e propostas para trabalhos futuros.

São apresentados em anexo os ensaios de campo realizados, os cálculos discriminados e as peças desenhadas que se entendem como necessárias para a perfeita caracterização das fundações superficiais e profundas do edifício em estudo, nomeadamente as plantas e pormenores construtivos.

## CAPÍTULO 2

### METODOLOGIAS DE CARATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

#### 2.1 ASPETOS GERAIS

Para “fundar” uma obra de engenharia civil de qualquer natureza, é indispensável conhecer as características das formações onde a respetiva fundação será implantada, havendo a necessidade de verificar se as referidas formações têm uma capacidade de suporte compatível com as cargas que lhe serão transmitidas pela obra. Essa verificação deverá ser realizada através da determinação de vários parâmetros de natureza geotécnica, durante a fase de reconhecimento geotécnico.

O reconhecimento geotécnico deverá assegurar que a informação necessária é obtida para um dimensionamento adequado e uma definição correta do método construtivo, em termos técnicos e económicos, tanto para obras definitivas como para obras temporárias.

O reconhecimento geotécnico deve ser executado através da combinação de métodos consagrados e realizados segundo normas reconhecidas.

É essencial ter sempre presente a importância de efetuar uma adequada caracterização do subsolo e a determinação das suas características geológicas, geotécnicas, geomorfológicas, estabelecendo de forma criteriosa a abrangência do programa de prospeção, verificando a aplicabilidade de cada método e os parâmetros de projeto necessários e passíveis de obtenção.

Como veremos mais adiante as falhas relacionadas com a investigação das características do subsolo, é uma das causas mais frequentes para o aparecimento de problemas em fundações. Normalmente o reconhecimento geotécnico adequado e o controle de execução são mais importantes para satisfazer os requisitos fundamentais de um projeto do que os coeficientes parciais de segurança e a precisão dos modelos de cálculo utilizados.

A abrangência de uma campanha de prospeção depende da combinação de variados fatores relacionados com as características do meio físico, da complexidade da obra e dos riscos envolvidos, que irão determinar a estratégia a adotar na prossecução do projeto. O EC7 recomenda que se proceda a uma classificação preliminar da estrutura, dividida em três categorias, antes de se iniciar a campanha de prospeção, para que sejam estabelecidos os requisitos mínimos de projeto geotécnico.

A conceção e o dimensionamento de estruturas que estejam condicionadas pelo terreno onde são implantadas, requer previamente:

- a identificação e caracterização dos aspetos geológicos e geotécnicos, da sequência das camadas que constituem o terreno até à profundidade necessária, que depende do tipo de estrutura e do maciço de implantação;
- a identificação e caracterização do nível freático no terreno;
- a caracterização mecânica, física e hidráulica dos solos que constituem as camadas do terreno, que condicionem de alguma forma a estrutura a edificar.

A avaliação das características mecânicas, físicas e hidráulicas dos solos que compõem as camadas do terreno de fundação, passa na generalidade dos casos pelo reconhecimento geotécnico.

A fase de reconhecimento geotécnico é precedida de uma fase preliminar com objetivo de:

- recolher e seleccionar toda a informação de natureza topográfica, geológica e geotécnica existente sobre o local;
- analisar os projetos e as informações respeitantes a obras realizadas na área e/ou em condições equivalentes;
- verificar no local eventuais indícios que possam contribuir para uma melhor avaliação do comportamento geomecânico das formações ocorrentes, tais como, taludes, acidentes geológicos, níveis de aquíferos em poços ou furos;
- recolher amostras de terrenos em afloramento para análise e ensaios laboratoriais.

Após a classificação preliminar da estrutura e de uma análise cuidada de toda a informação recolhida na fase preliminar, estarão reunidas as condições para estabelecer os moldes do reconhecimento geotécnico do local.

O reconhecimento geotécnico é normalmente executado em duas fases: i) prospeção geotécnica; ii) caracterização geotécnica.

O reconhecimento geotécnico deve ser planeado de forma flexível e ajustado no seu decurso sempre que seja necessário, com o objetivo de obter os perfis do terreno que contenham a informação geológica-geotécnica relevante, de obter amostras remexidas ou inalteradas de forma a caracterizar diretamente ou através de ensaios em laboratório os diversos estratos analisados do terreno, o recolher de informação sobre os terrenos com circulação de água e os respetivos níveis freáticos.

A prospeção geotécnica no caso geral envolve a prospeção geofísica e a prospeção mecânica.

A prospeção geofísica é aplicada tradicionalmente em obras de grande dimensão e/ou extensão, precedendo normalmente a prospeção mecânica.

A prospeção geofísica inclui os métodos sísmicos, que provocam no terreno ondas elásticas (método sísmico de refração, ensaio sísmico entre furos e o método das ondas de superfície), e os métodos eletromagnéticos, que causam no terreno corrente elétrica ou ondas eletromagnéticas (método da resistividade elétrica e o georradar). A aplicação deste tipo de prospeção é efetuada (Fernandes, 2011):

- na avaliação da profundidade do firme sob uma camada aluvionar branda;
- na avaliação da espessura de alteração de um maciço rochoso;
- no estudo e localização de manchas de empréstimo ou de pedreiras para barragens, quer de aterro quer de betão;
- a identificação de cavidades no subsolo quando se pretende construir sobre formações cársicas;
- a identificação de falhas e outros acidentes tectónicos junto de estruturas cuja segurança exija especiais requisitos, como grandes barragens ou centrais nucleares.

De entre os métodos geofísicos que têm assumido uma relevância crescente destacam-se dois ensaios de campo, o ensaio sísmico entre furos de sondagem e o ensaio sísmico entre a superfície e pontos do maciço em profundidade.

Em edifícios, pontes ou outras estruturas mais concentradas a prospeção geotécnica usualmente limita-se à prospeção mecânica. A prospeção mecânica em maciços terrosos inclui: i) os poços, as valas ou trincheiras; ii) as sondagens de penetração; iii) as sondagens de furação.

Os poços e valas ou trincheiras (figura 2.1) são meios de prospeção que apresentam inúmeras vantagens, tais como (Fernandes, 2011):

- a possibilidade de inspeção visual do terreno atravessado;
- a facilidade em colher amostras remexidas em quantidade apreciável, em qualquer tipo de solo;
- a criação de condições ideais para a colheita de amostras indeformadas, em particular blocos de grande dimensão, posteriormente talhados em laboratório para a preparação dos provetes;
- o estudo de escorregamentos de taludes naturais, por permitirem a observação da superfície de escorregamento; (Folque, 1987)
- a localização do firme sob uma camada branda de cobertura, que se sabe a priori ser pouco espessa, por vezes ainda na fase de reconhecimento de superfície. (Folque, 1987)

A dificuldade destas operações serem efetuadas abaixo do nível freático em terrenos brandos, a obrigatoriedade de utilização de estruturas de suporte (escoramento) nos poços ou valas a partir de profundidades bastante reduzidas são algumas das desvantagens deste tipo de prospeção.



Figura 2.1 - Colheita de amostras indeformadas em blocos num poço (fotografia de António Viana da Fonseca). (Fernandes, 2011)

As sondagens de penetração atravessam o terreno em estudo sem extração do solo, não permitindo a recolha de amostras, quer remexidas quer indeformadas, para exame. Este tipo de sondagens permite determinar a maior ou menor resistência do terreno à penetração.

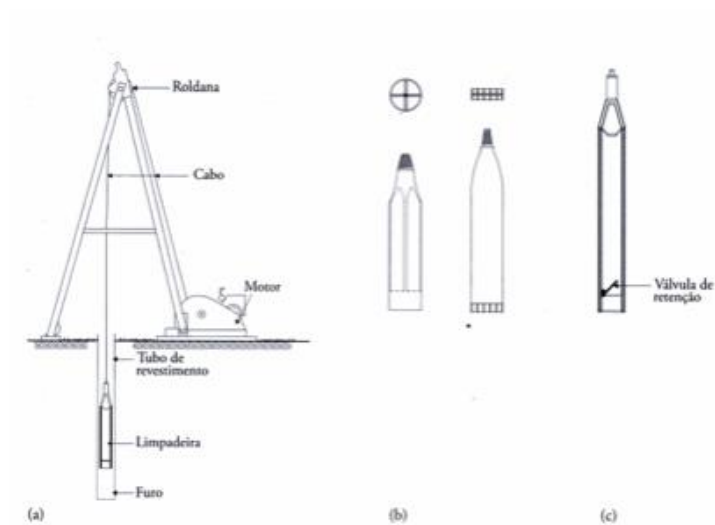


Figura 2.2 - Sondagem à percussão: a) esquema geral; b) trépanos; c) limpadeira. (Fernandes, 2011)

As sondagens de furação podem ser realizadas à percussão (figura 2.2) ou à rotação (figura 2.3). As sondagens de furação à percussão são realizadas em todos os tipos de solo e em rochas brandas. A operação de furação está desligada da de amostragem e é descontínua, realiza-se em pontos discretos, em profundidade, do terreno atravessado.

As principais vantagens associadas às sondagens à percussão são a sua simplicidade e a adaptabilidade às situações correntes, enquanto a maior necessidade de meios humanos e o tempo necessário para a sua execução são as suas maiores desvantagens.

Tradicionalmente as sondagens à rotação eram apenas utilizadas em terrenos mais resistentes, envolvendo solos mais duros e maciços rochosos, onde a sondagem à percussão tem rendimentos muito reduzidos. Hoje em dia com a evolução da tecnologia, estes tipos de sondagens tornaram-se relativamente correntes também em solos brandos.



Figura 2.3 - Sondagem à rotação (fotografia de Nuno Cruz): a) vista geral; b) equipamento em laboração; c) coroa de carboneto de tungsténio; d) coroa diamantada incrustada; e) coroa diamantada impregnada.

(Fernandes, 2011)

Os ensaios de campo mais relevantes e frequentemente utilizados na prospeção geotécnica, no contexto nacional e internacional, são os seguintes:

- ensaio SPT (Standard Penetration Test);
- ensaio com o cone-penetrómetro holandês (Cone-penetration test, CPT/CPTU);
- ensaio de corte rotativo in situ (Field vane test);
- ensaio com dilatómetro Marchetti (Flat dilatometer test, DMT);
- ensaio com o pressiómetro de Ménard (Pressuremeter test, PMT);
- ensaio de carga em placa (Plate load test, PLT);
- ensaio com penetrómetro dinâmico (Dynamic probing test, DP);
- ensaio sísmico entre furos de sondagem (Cross hole seismic test, CHT);
- ensaio sísmico entre a superfície e pontos do maciço em profundidade (Down hole seismic test, DHT, e seismic cone penetration test, SCPT);
- ensaio com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge (Selfboring pressuremeter test, SBPT);
- ensaio de bombagem em poços para caracterização da permeabilidade;
- ensaio em furos de sondagem para caracterização da permeabilidade.

O tipo de ensaio usado depende essencialmente da localização geográfica e do tipo de solo predominante. Em Portugal o SPT domina a prática corrente, o CPT vem crescendo como meio mais gradual para tornar a análise menos dependente dos processos, operadores e equipamentos e aplicam-se os ensaios pressiométricos na investigação de maciços mais rígidos.

Os parâmetros típicos que se podem obter diretamente ou indiretamente a partir dos ensaios de campos são: i) resistência; ii) rigidez; iii) permeabilidade; iv) compactidade relativa; v) tensão horizontal.

A especificação do LNEC E 217-1968 apresenta algumas recomendações relativas ao número, disposições e profundidade das operações de prospeção do subsolo, que servirão de base para a elaboração do projeto geotécnico.

Esta especificação define que a prospeção geotécnica deverá abarcar todo o terreno suscetível de ser afetado pelas operações de construção e pelo menos as formações cujo comportamento seja relevante para o projeto, e abaixo das quais o terreno não tem influência apreciável no comportamento da estrutura, parte da estrutura, ou nas estruturas afetadas pelo empreendimento em projeto. Ou seja, o número e a profundidade das sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro claro da variabilidade em planta e em profundidade da lito-estratigrafia.

A definição em planta da distância entre pontos de prospeção e de ensaio e da profundidade a atingir, deve ser efetuada em função da dimensão, da forma e da natureza da estrutura a fundar, das características do terreno e da existência ou não de adequados registos geológicos.

A fixação da profundidade a atingir pelas sondagens deve ser baseada na necessidade de localizar a camada mais superficial, capaz de servir de suporte às tensões induzidas pela construção. Para fundações superficiais é em geral suficiente levar a prospeção até uma profundidade em que a tensão adicional corresponda a 20% da tensão pré-existente, sempre que abaixo dessa profundidade não existam formações mais brandas ou flexíveis, tais como argilas, lodos, turfas ou areias soltas.

Relativamente à apresentação dos resultados o EC7 define que, os resultados dos estudos de caracterização geotécnica devem ser compilados num Relatório de Caracterização Geotécnica que serve de base ao Relatório do Projeto Geotécnico. Este relatório deve apresentar a informação geotécnica disponível, incluindo os aspetos geológicos e outros dados que se entendam relevantes, prever uma avaliação sob o ponto de vista geotécnico de toda a informação disponível e indicar as hipóteses aplicadas para a determinação dos parâmetros geotécnicos.

## **2.2 ENSAIO STANDARD PENETRATION TEST (SPT)**

O Standard Penetration Test (SPT) é um ensaio expedito e pouco dispendioso, sendo porventura, o ensaio mais utilizado na prática para o reconhecimento das condições do terreno. O ensaio é utilizado principalmente para obter as propriedades de resistência e de deformabilidade de solos granulares, mas também na identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo de rochas brandas (Schnaid, 2012). Este ensaio funciona como uma medida de resistência dinâmica à penetração, conjugada com uma sondagem de simples reconhecimento, permitindo a recolha de amostras remexidas.

Este ensaio é efetuado na base de um furo de sondagem através da cravação no terreno de um amostrador com dimensões padronizadas (figura 2.4). O corpo do amostrador é formado por um tubo bipartido de aço oco para permitir o acesso à amostra, com um diâmetro interior e exterior de 35 e 51 mm respetivamente e um comprimento de 80 cm. Este amostrador é cravado através de pancadas de um martelo com 63,5 kg de massa, com uma altura de queda de 76 cm.

Antes de iniciar-se propriamente dito o ensaio, é necessário efetuar previamente a furação do terreno até à profundidade pretendida e remover com recurso a uma limpadeira todo o material desagregado e acumulado no fundo do furo.

A cravação é efetuada em duas fases consecutivas, na primeira o amostrador penetra 15 cm e numa segunda fase de forma sequencial 15 cm mais 15 cm.

Devido à perturbação do terreno derivado do processo de furação, desprezam-se os resultados obtidos na primeira fase. O número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30 cm que constitui a segunda fase, define o valor de  $N$ , que é o resultado deste ensaio.



Figura 2.4 - Ensaio SPT: a) amostrador normalizado de Terzaghi; b) vista do ensaio com o martelo pronto a cair; c) amostrador aberto após o ensaio. (Fernandes, 2011)

A cravação do amostrador é efetuada normalmente com um espaçamento de 1,5 m, podendo ter um espaçamento inferior a este valor. No caso de o número de pancadas atingir as 60 sem a penetração de 15 cm ou 30 cm correspondentes à primeira e segunda fase respetivamente, o processo de cravação é encerrado e registado o comprimento de penetração obtido. Este acontecimento é vulgarmente conhecido como nega.

A análise dos resultados obtidos do ensaio SPT deve ter em conta os seguintes aspetos: i) o tipo de ensaio; ii) a descrição dos procedimentos de ensaio; iii) a localização em profundidade da água no terreno; iv) a influência da pressão dos terrenos subjacentes; v) a natureza do terreno.

A utilização generalizada deste ensaio durante várias décadas e em diversas condições geotécnicas, levou a que se começasse a associar de forma empírica o número de pancadas,  $N$ , aplicadas num determinado solo a certas características (compacidade, consistência) e a parâmetros mecânicos (ângulo de atrito).

Dada a grande variabilidade de técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de realização do ensaio de país para país e até de empresa para empresa, as correlações empíricas referidas apresentavam fiabilidade limitada. No final da década de oitenta é publicado um documento estabelecendo procedimentos (ISSMFE, 1989), que de forma consistente, permitiam comparar os resultados do ensaio SPT executados de forma diferenciada.

### 2.2.1 Correções ao SPT

A partir de estudos experimentais concluiu-se que era necessário efetuar correções: i) ao nível da energia que realmente é transmitida ao trem de varas para cada pancada do martelo; ii) ao comprimento do trem de varas; iii) ao diâmetro de furação; iv) para ter em consideração o efeito do nível das tensões efetivas à profundidade do ensaio (Fernandes, 2011).

O valor do resultado do ensaio normalizado,  $N$ , é corrigido através da seguinte expressão:

$$(N_1)_{60} = C_E C_R C_D C_N N \quad (2.1)$$

A correção feita ao nível da energia que é transmitida ao trem de varas, é dado por:

$$N_{60} = C_E N \quad (2.2)$$

em que:

$$C_E = \frac{E_R}{60} \quad (2.3)$$

O parâmetro  $E_R$  é designado por ratio de energia transmitida ao trem de varas, sendo que se fixou para este um valor-padrão de 60% (Fernandes, 2011). Logo, na prática, o  $C_E$  é igual à unidade e o  $N_{60} = N$ .

O coeficiente corretivo para o comprimento do trem de varas,  $C_R$ , é retirado da tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Coeficiente corretivo,  $C_R$ , para o comprimento do trem de varas (Skempton, 1986).  
(Fernandes, 2011)

Comprimento das varas	Coeficiente corretivo, $C_R$
> 10 m	1,0
6 - 10 m	0,95
4 - 6 m	0,85
3 - 4 m	0,75

O coeficiente corretivo para o diâmetro do furo de sondagem,  $C_D$ , é obtido a partir da tabela 2.2:

Tabela 2.2 - Coeficiente corretivo,  $C_D$ , para o diâmetro do furo de sondagem (Skempton, 1986).  
(Fernandes, 2011)

Diâmetro do furo	Coeficiente corretivo, $C_D$
65 - 115 mm	1,0
150 mm	1,05
200 mm	1,15

Por último, para ter em consideração o efeito das tensões efetivas à profundidade do ensaio, no caso de solos arenosos, utiliza-se de forma corrente a expressão desenvolvida por Liao e Whitman (1986).

$$C_N = \left[ \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right]^{0,5} \quad (2.4)$$

em que  $p_a$  representa a pressão atmosférica (aproximadamente, 1 bar ou 100 KPa) e  $\sigma'_{v0}$  é a tensão efetiva vertical à profundidade a que  $N_{60}$  foi obtido.

Os coeficientes corretivos associados à energia e para a tensão efetiva à profundidade do ensaio ( $C_E$  e  $C_N$ ) são aceites de uma forma generalizada, no entanto existem alguns autores que consideram que os coeficientes associados ao comprimento do trem de varas e ao diâmetro do furo devem ser considerados unitários (Fernandes,2011). A equação 2.1 pode ser apresentada com uma nova configuração:

$$(N_1)_{60} = C_E C_N N \quad (2.5)$$

### 2.2.2 Correlações para obtenção dos parâmetros do solo

Conhecendo o valor de  $(N_1)_{60}$  é possível estimar dentro de certas condições o ângulo de atrito. Apresenta-se como exemplo as propostas de Décourt (1989) e de Hatanaka e Uchida (1996), recorrendo a um ábaco ilustrado na figura 2.5, para areias.

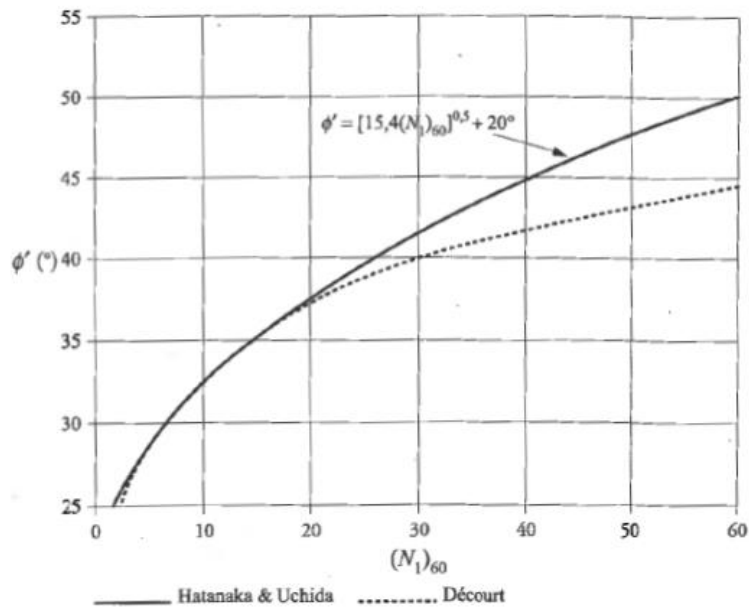


Figura 2.5 - Correlações entre  $(N_1)_{60}$  e o ângulo de resistência ao corte de areias (Décourt, 1989; Hatanaka & Uchida,1996). (Fernandes, 2011)

O ábaco apresentado permite-nos concluir que, para as areias o ângulo de atrito cresce à medida que o valor do parâmetro  $(N_1)_{60}$  aumenta. As duas propostas apresentam valores coincidentes ou muito próximos quando  $(N_1)_{60}$  é inferior a 20. Para valores superiores a este, o desfasamento vai aumentando progressivamente, sendo a proposta de Décourt a mais conservativa.

Em alternativa ao ábaco apresentado na figura 2.1, é possível determinar o ângulo de atrito por proposta de Hatanaka e Uchida (1996), aplicando a seguinte expressão:

$$\phi' = [15,4 (N_1)_{60}]^{0,5} + 20^\circ \quad (2.6)$$

Na determinação do módulo de deformabilidade de solos granulares adotou-se neste trabalho a seguinte metodologia:

- i) Determinação do módulo de distorção máximo do solo,  $G_{max}$  aplicando dois métodos distintos, um proposto por Imai e Tanouchi (1982) e Stroud (1998), utilizando a expressão 2.7 e outro proposto por Ohsaki e Iwasaki (1973) aplicando a expressão 2.8.

$$G_{max} = 5,8 \times N_{60} \quad (2.7)$$

$$G_{max} = 10,4 \times (N_{60})^{0,8} \quad (2.8)$$

- ii) Determinação do módulo de distorção do solo,  $G$ , com base nas curvas propostas por Seed et al. (1984) para areias e cascalhos, que exprimem a variação de  $G$  com o nível de distorção. O valor de  $G$  para efeitos de estimativa de assentamentos deve ser obtido no pressuposto que, as deformações na maior parte do maciço de fundação dificilmente excederão valores na ordem de 0,1%, o que corresponde a uma abcissa na figura 2.6 igual a -1.
- iii) Determinação do módulo de deformabilidade do solo,  $E_s$ , a partir da relação expressa na equação 2.9.

$$E_s = 2,0 \times (1 + \nu) \times G \quad (2.9)$$

O coeficiente de Poisson,  $\nu$ , assume geralmente valores da ordem de 0,2 a 0,3 para areias e solos residuais do granito e para argilas sob condições não drenadas toma um valor igual a 0,5. (Fernandes, 2011)

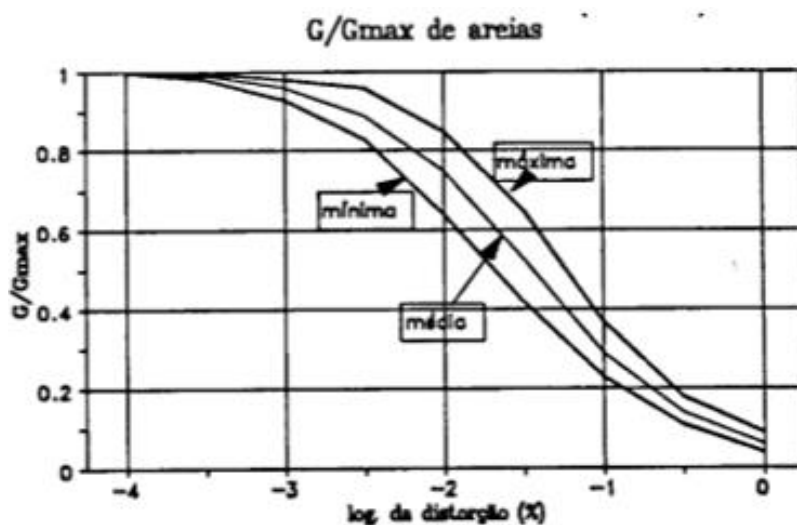


Figura 2.6 - Relação  $G / G_{max}$  de areias com a distorção (Seed et. al, 1984). (Fernandes, 1995)

Para fundações em solos arenosos existem outras correlações para determinar o módulo de deformabilidade a partir dos resultados do CPT, expressas através da seguinte relação:

$$E = \alpha q_c \quad (2.10)$$

em que o  $q_c$  representa a resistência de ponta do ensaio e o  $\alpha$  um parâmetro adimensional que varia dentro de limites abrangentes.

Segundo Robertson e Campanella (1988) os valores para a relação  $E/q_c$  relativamente a fundações variam entre 2,5 e 3,5 para depósitos normalmente consolidados e recentes de areias, de 3,5 a 6,0 para depósitos normalmente consolidados antigos e entre 6,0 e 10,0 para maciços sobreconsolidados. (Fernandes, 1995)

No caso de os resultados disponíveis terem sido obtidos a partir do ensaio SPT, é possível aplicar uma correlação entre o  $N_{medio}$  e o  $q_c$ . Esta correlação pode ser obtida, para solos arenosos, a partir do gráfico representado na figura 2.7, utilizando o valor médio do diâmetro das partículas.

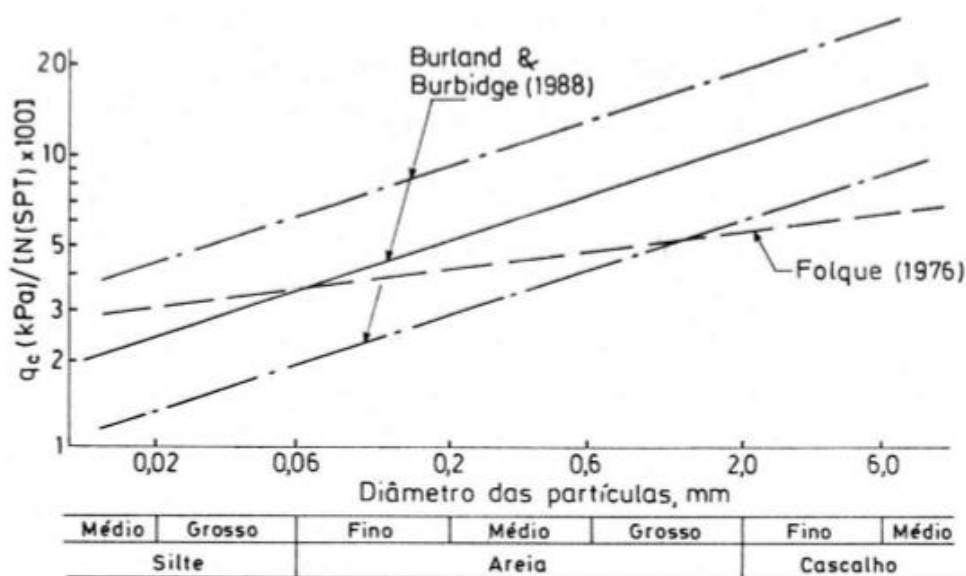


Figura 2.7 - Correlações entre  $q_c$  e  $N$  em função da granulometria do solo. (Fernandes, 1995)

O gráfico indicado na figura 2.7 apresenta duas propostas diferentes (Burland e Burbidge, 1998 e Folque, 1976) para determinar a correlação entre o  $q_c$  e  $N_{medio}$ , em função da granulometria do solo e para valores de  $N$  não corrigidos.

O valor médio dos resultados do ensaio SPT pode ser determinado aplicando a metodologia proposta por Parry (1971), cujos passos são os seguintes:

- i) considerar uma espessura  $2B$  de terreno abaixo da sapata;
- ii) dividir essa espessura em três partes iguais;
- iii) para cada uma dessas partes, determinar o valor médio dos resultados do ensaio SPT e designá-las por ordem crescente de profundidade –  $N_1$ ,  $N_2$  e  $N_3$ ;
- iv) calcular a média ponderada.

$$N_{médio} = \frac{3 \times N_1 + 2 \times N_2 + N_3}{6} \tag{2.11}$$

A figura 2.8 apresenta propostas de diversos autores que estabelecem correlações entre  $E$  e o  $q_c$ , denotando-se que a generalidades dessas relações têm um comportamento linear.

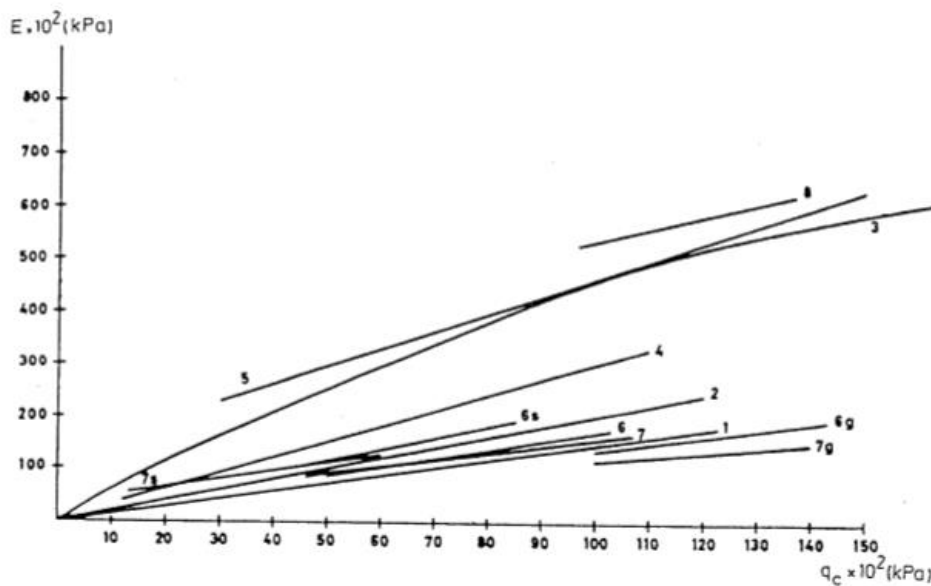


Figura 2.8 - Correlações entre a resistência de ponta do CPT,  $q_c$ , e o módulo de deformabilidade de solos granulares (Folque, 1976). (Fernandes, 1995)

Para efetuar a caracterização das diversas camadas que constituem o terreno quanto à compactação podemos utilizar a tabela 2.3, que traduz uma correlação entre o  $(N_1)_{60}$  e o índice de compactação de areias normalmente consolidadas proposta por Skempton (1986).

Tabela 2.3 - Relação entre  $(N_1)_{60}$  e o índice de compactidade de areias (Skempton, 1986). (Fernandes, 2011)

$(N_1)_{60}$	0-3	3-8	8-25	25-42	>42
$I_D$ (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
Compacidade	muito solta	solta	mediamente compacta	compacta ou densa	muito compacta ou muito densa

Nota:

Para  $I_D \geq 35\%$ ,  $\frac{(N_1)_{60}}{I_D^2} \approx 60$

Para areias grossas  $N$  deve ser multiplicado por 55/60;

Para areias finas  $N$  deve ser multiplicado por 65/60.

### 2.3 ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (DP)

O ensaio de penetração dinâmica (DP) é o método mais antigo de ensaios de penetração, caracteriza-se por ser um ensaio de grande simplicidade, mas de difícil uniformização resultante da grande dispersão de tipos de equipamentos disponíveis. Esta dificuldade foi ultrapassada a partir de uma normalização de equipamentos e metodologias de ensaio (ISSMFE, 1989).

O ensaio de penetração dinâmico consiste em fazer penetrar verticalmente no solo por meio de pancadas um martelo de massa ( $M$ ), de uma altura livre ( $H$ ) um conjunto constituído por um batente, pelas varas e por uma ponta cónica de diâmetro superior às varas, de área de base  $S$  (figura 2.9). Este ensaio permite determinar o número de pancadas necessárias para que ocorra um determinado comprimento de penetração ( $L$ ), sendo o seu registo efetuado de forma contínua e não existindo recolha de amostra.

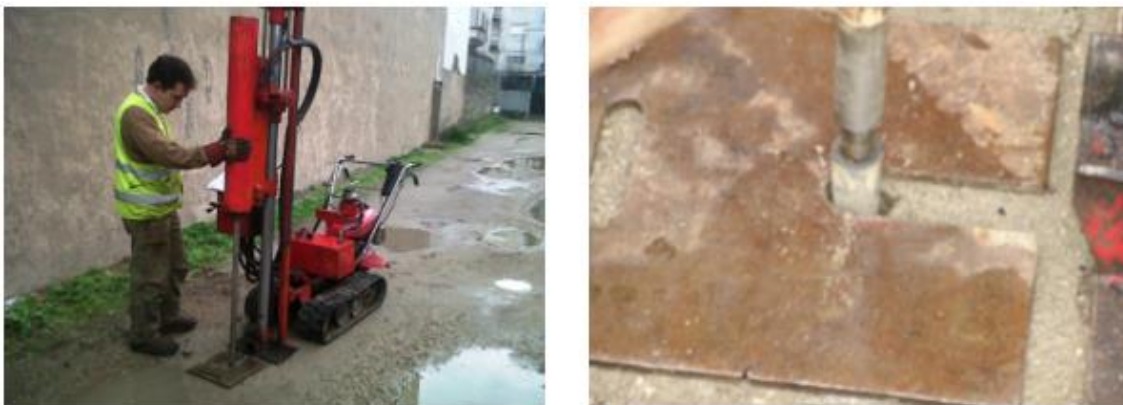


Figura 2.9 - Ensaio DPM. (Iperforma, 2012)

A ENV 1997-3 de 1999 apresenta uma classificação dos penetrômetros em ligeiro (DPL), médio (DPM), pesado (DPH) e superpesado (DPSH), com as características indicadas na tabela 2.4. Para ser possível obter valores confiáveis as profundidades máximas de sondagem não devem ultrapassar os seguintes valores: 8 m para DPL, 20 m para DPM, 25 m para DPH.

Tabela 2.4 - Características de referência para os penetrômetros (ISSMFE, 1989). (Fernandes, 2011)

Caraterísticas	DPL	DPM	DPH	DPSH
Massa do martelo, M (kg)	10	30	50	63,5
Altura de queda, H (cm)	50	50	50	75
Massa do batente e guia, B (kg)	6	18	18	30
Comprimento das varas (m)	1	1-2	1-2	1-2
Massa máxima das varas, V (kg)	3	6	6	8
Diâmetro exterior das varas (mm)	22	32	32	32
Diâmetro interior das varas (mm)	6	9	9	-----
Ângulo do cone no vértice (°)	90	90	90	90
Área da base do cone, S (cm <sup>2</sup> )	10	10	15	20
Comprimento de penetração, L (cm)	10	10	10	20
Resultado	N <sub>10</sub>	N <sub>10</sub>	N <sub>10</sub>	N <sub>20</sub>
Número de pancadas	3-50	3-50	3-50	5-100
Energia específica / pancada, E <sub>s</sub> (k.j/m <sup>2</sup> )	50	150	167	238

A energia específica por pancada,  $E_s$ , define-se como sendo a energia cinética do martelo por unidade de área da base do cone. Este parâmetro faculto de forma simplificada de uma comparação de resultados de diferentes penetrômetros. A expressão aplicável é a seguinte:

$$E_s = \frac{M g H}{S} \quad (2.12)$$

O ensaio de penetração dinâmico permite-nos determinar a resistência dinâmica aparente,  $R_d$ , através de uma expressão habitualmente designada por “fórmula dos holandeses”.

$$R_d = \frac{M^2 H N}{L S (M + B)} \quad (2.13)$$

em que:

$M$  Massa do martelo (kg);

$B$  Massa do batente e guia (kg);

<i>H</i>	Altura de queda (m);
<i>N</i>	Número de pancadas;
<i>L</i>	Comprimento de penetração (m);
<i>S</i>	Área da base do cone (cm <sup>2</sup> ).

Não existem métodos que possibilitem efetuar uma interpretação teórica dos resultados obtidos através de ensaios com penetrómetros dinâmicos, com objetivo de obter os parâmetros mecânicos do terreno. Em alternativa temos as correlações empíricas que denotam pouca fiabilidade comparativamente com as correlações citadas para o ensaio SPT. Um dos factos apontados para esta falta de fiabilidade deriva da diversidade de equipamentos usados e das respetivas energias de cravação.

Apesar das limitações descritas no parágrafo anterior, são ensaios muito utilizados por serem económicos, de fácil montagem, com grande rendimento, pouca mão-de-obra, equipamentos leves e de fácil transporte para locais de espaço reduzido (principalmente o DPL ou DPM).

É viável a sua utilização em vários tipos de solos, desde argilas moles, argilas rígidas, siltes, areias, cascalhos, solos residuais devido à possibilidade de aplicação de mais de uma energia de penetração.

É um método que permite determinar a posição da camada mais resistente (“o firme”) e detetar obstáculos pontuais ou elementos enterrados (poços ou minas).

Usualmente este tipo de ensaio é associado a outros ensaios de campo e a sondagens de furação, de modo a permitir uma caracterização do terreno mais completa, de forma mais célere e com menores custos. Podem constituir ainda a base de uma prospeção geotécnica preliminar, para definir os locais mais apropriados para a execução de ensaios mais caros e sofisticados.



## CAPÍTULO 3

### CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS FUNDAÇÕES E CAMPOS DE APLICAÇÃO

#### 3.1 INTRODUÇÃO

Designa-se por fundações a um conjunto de elementos estruturais de transição, entre a estrutura de uma dada construção e o terreno sobre a qual se apoia, com o objetivo de transferir com segurança as cargas provenientes da construção.

As fundações são usualmente classificadas em três tipos: i) superficiais ou diretas ( $D/B < 4$ ); ii) semi-profundas ou semi-diretas ( $4 \leq D/B < 10$ ); iii) profundas ou indiretas ( $D/B \geq 10$ ) (Coelho, 1996). Sendo  $D$  e  $B$  a profundidade da base de fundação e largura/diâmetro respetivamente.

A seleção do tipo de fundação a adotar para uma dada construção depende essencialmente:

- da grandeza das cargas a transmitir ao terreno;
- da profundidade a que se encontra o estrato rígido do solo com adequada resistência e deformabilidade;
- das dimensões das sapatas compatíveis com o carregamento;
- da capacidade de carga do terreno;
- da homogeneidade do solo;
- do tipo de superestrutura e dos assentamentos admissíveis (totais e diferenciais);
- das estruturas vizinhas;
- dos prazos e custos de execução.

#### 3.2 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL OU DIRETA

A fundação superficial ou direta caracteriza-se por transmitir a carga proveniente da estrutura para o terreno próximo da superfície, exclusivamente através da face inferior da fundação, desprezando-se os efeitos das tensões tangenciais entre o terreno e a face lateral da sapata.

As principais exigências funcionais para as fundações superficiais dividem-se em exigências de segurança estrutural, exigências dimensionais, exigências de durabilidade e exigências de economia. (Brito,2003)

Das fundações superficiais ou diretas existentes apresentam-se os três principais grupos: i) sapata isolada; ii) sapata contínua; iii) ensoleiramento geral.

As sapatas isoladas podem dividir-se ainda em sapatas isoladas centradas, sapatas isoladas excêntricas numa e em duas direções (figura 3.1).

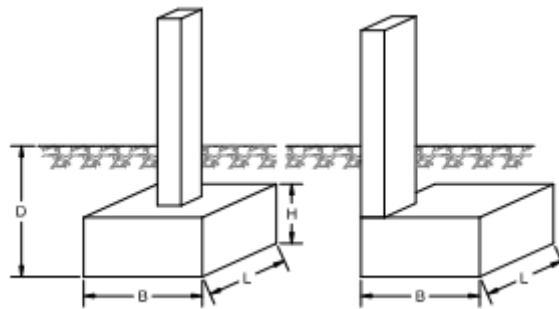


Figura 3.1 - Sapata isolada centrada e sapata excêntrica. (Silva, 2015)

A sua configuração em planta pode ser quadrada quando a única carga aplicada é axial, ou retangular quando existem momentos fletores induzidos pela excentricidade de cargas em uma ou mais direções, para que desta forma não sejam transmitidas forças de tração no solo, visto que este não tem capacidade resistente.

Nas situações em que os pilares se situam nos limites de propriedade, a fundação correspondente irá constituir uma sapata com pilar excêntrico. Utiliza-se ainda sapatas excêntricas em casos especiais, quando existe a necessidade de contrariar momentos, de forma a obter um diagrama de tensões uniforme.

No que diz respeito às sapatas contínuas, estas são associadas por exemplo a muros de suporte (figura 3.2) ou quando os pilares estão alinhados e com espaçamentos relativamente curtos (figura 3.3), de maneira a que, caso fossem utilizadas sapatas isoladas estas iriam aproximar-se ou até mesmo sobrepor-se. Aplica-se este tipo de fundação ainda a terrenos não uniformes, para os casos de níveis de carregamento elevados e quando o terreno de fundação denota sinais de pouca capacidade resistente.



Figura 3.2 - Sapata contínua de muros de suporte. (Silva, 2015)

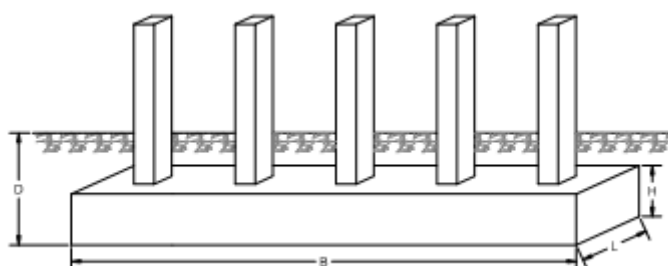


Figura 3.3 - Sapata contínua de pilares. (Silva, 2015)

Dentro da classificação de sapatas superficiais ou diretas, existem autores que consideram ainda as sapatas agrupadas por vigas de fundação e grelhas de fundação.

As sapatas agrupadas por vigas de fundação (figura 3.4) têm como finalidade equilibrar e uniformizar os esforços, evitar um eventual deslizamento pela base de sapatas sujeitas a grandes ações horizontais, reduzir os assentamentos diferenciais e servir de apoio às paredes não estruturais (paredes divisórias).

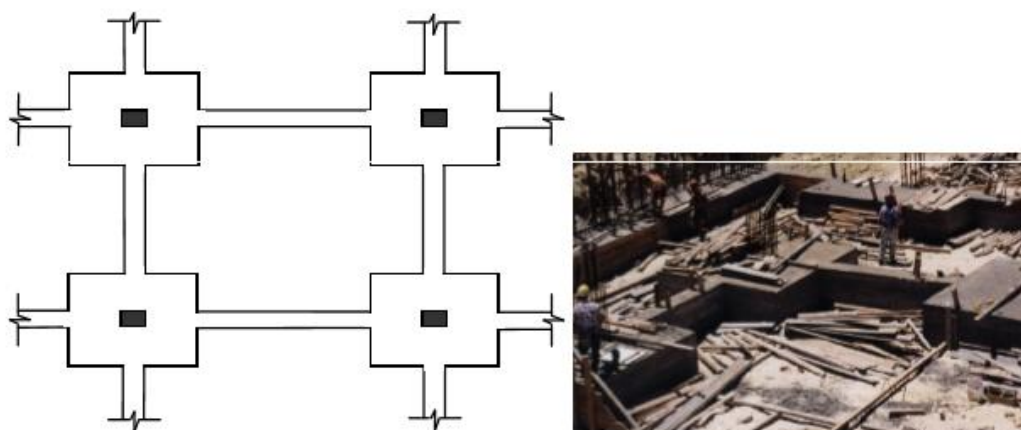


Figura 3.2 - Sapatas agrupadas. (Brito, 2003)

As grelhas de fundação (figura 3.5) não são mais do que vigas de fundação a ligar a base dos pilares, tornando-se desnecessárias as sapatas sob os mesmos. Esta solução poderá ser mais interessante relativamente a sapatas agrupadas por vigas ou ao ensoleiramento geral, quando as cargas transmitidas pelos pilares são pequenas e o nível freático é baixo. As grelhas de fundação podem ser uma opção para situações onde existe uma grande variabilidade nas características do terreno, é necessário um controlo apertado dos assentamentos diferenciais, para ligar a sapatas excêntricas ou a muros de suporte que não estão autoequilibradas e em edifícios situados em zonas sísmicas.

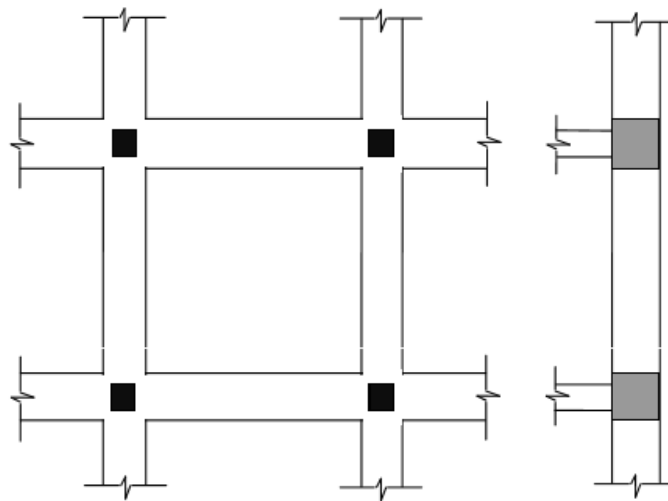


Figura 3.3 - Grelha de fundação. (Brito, 2003)

Existem ainda situações particulares de fundações superficiais, como é o caso das sapatas isoladas comuns a um ou mais elementos verticais (figura 3.6). Esta situação aplica-se quando o dimensionamento da sapata associada a cada elemento vertical implica uma distância muito reduzida entre sapatas ou mesmo a sobreposição.

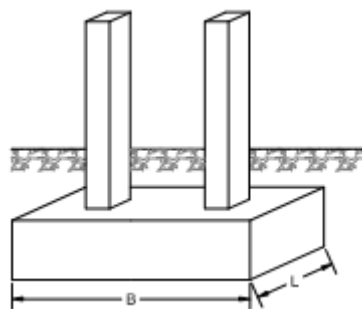


Figura 3.4 - Sapata comum a dois pilares. (Silva, 2015)

### 3.3 ENSOLEIRAMENTO GERAL

O ensoleiramento geral é um tipo de fundação direta que corresponde a uma laje de planta extensa (podendo coincidir com a área de implantação do edifício) e possui uma espessura reduzida comparativamente com as suas dimensões em planta (figura 3.7). Sendo uma fundação direta, este elemento estrutural tem a função de transmitir as ações da estrutura para o terreno, a pequenas profundidades, e exclusivamente pela sua face inferior.



Figura 3.5 - Ensoleiramento geral utilizado como fundação no edifício Sony na Parque Expo. (Brito, 2000)

Uma solução de fundação por ensoleiramento geral é utilizada quando (Brito, 2000):

- os terrenos de fundação com características mecânicas elevadas surgem apenas a grande profundidade, mas cujas camadas superficiais ainda são suscetíveis de receber carga;
- os carregamentos são muito elevados na totalidade ou em parte significativa da fundação;
- os assentamentos diferenciais devem ser muito pequenos;
- o dimensionamento por sapatas implique uma área de fundações maior que 50% da área de implantação do edifício;
- o nível freático está localizado próximo ou acima da superfície do piso térreo;
- este tipo de fundação se torna mais económica.

Exemplos mais comuns da aplicação deste tipo de fundação são os silos, chaminés, estruturas em torre e espaços com elevadas cargas, como por exemplo zonas de circulação de veículos ou maquinaria.

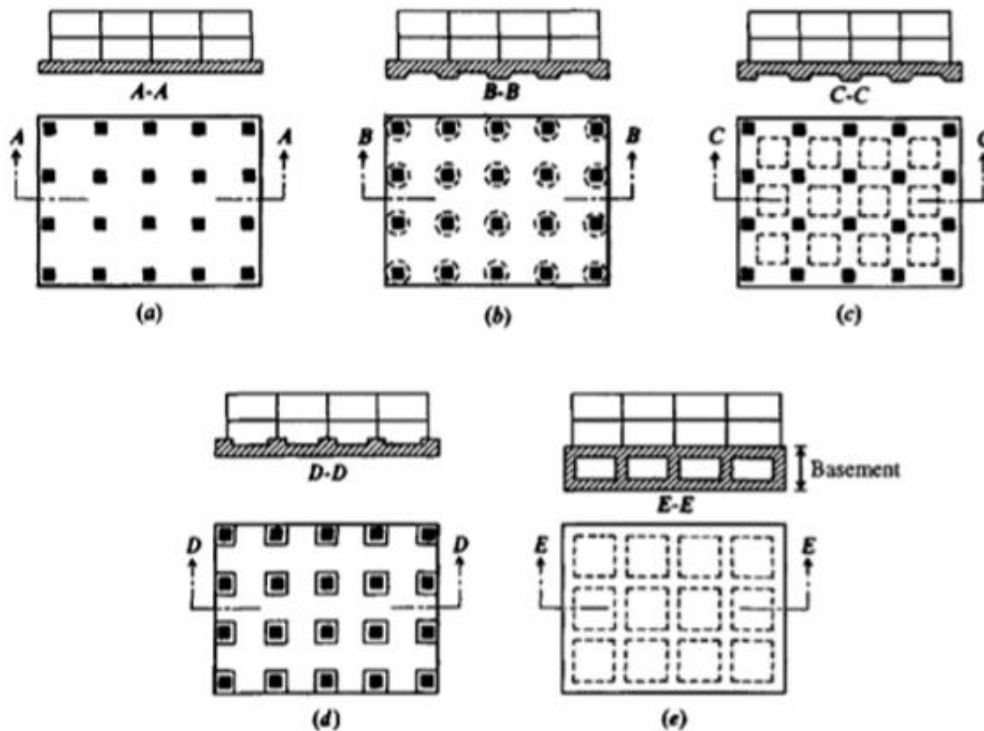


Figura 3.6 - Tipos de ensoleiramento: a) flat plate; b) plate thichened under columns; c) Waffle-slab; d) plate with pedestals; e) basement walls as part of mat. (Bowles, 1996)

Segundo Bowles (1996) existem vários tipos de ensoleiramento geral dos quais se destacam (figura 3.8): a) ensoleiramento de espessura constante (flat plate); b) ensoleiramento de espessura variável com capiteis na face inferior (plate thichened under columns); c) ensoleiramento de espessura variável com capiteis na face inferior tipo waffle-slab ; d) ensoleiramento de espessura variável com capiteis na face superior (plate with pedestals); e) ensoleiramento constituído pelas paredes de caves enterradas (basement walls as part of mat).

Utiliza-se usualmente o ensoleiramento de espessura constante pela facilidade de execução, relativamente à escavação e à montagem da armadura. Tem uma menor rigidez comparativamente com o ensoleiramento de espessura variável. É utilizado para situações de cargas moderadas e com um espaçamento regular e reduzido entre pilares.

No ensoleiramento geral de espessura variável verifica-se um aumento da espessura da laje junto aos pilares para resistir às ações transmitidas pela estrutura, resultante de momentos negativos muito elevados e tensões de punçoamento significativas.

A colocação de capiteis na face inferior é mais vantajosa em termos económicos. A execução de capiteis na face superior permite uma maior resistência ao punçoamento e uma continuidade da armadura principal de flexão (inferior) sob os pilares.

As principais vantagens de uma solução de fundações por ensoleiramento geral comparativamente com as fundações por sapatas, são as seguintes (Brito, 2000):

- permitir atingir profundidades maiores levando ao aumento de capacidade de carga;
- permitir uma melhor distribuição (mais uniforme) das tensões no terreno;
- permitir uma uniformização dos assentamentos e uma minimização dos assentamentos diferenciais;
- criar uma barreira à passagem de água, nas situações onde o nível freático está próximo ou acima do piso térreo;
- obter uma solução mais económica quando as cargas transmitidas pela superestrutura são muito elevadas.

As principais vantagens de uma solução de fundações por ensoleiramento geral comparativamente com as fundações por estacas são as seguintes (Brito, 2000):

- solução mais rígida;
- execução mais rápida e geralmente menos onerosa.

As desvantagens associadas ao ensoleiramento geral estão relacionadas com o custo mais elevado comparativamente com fundações por sapatas (maior volume de escavação, de betão e armadura), maiores tempos de execução e a dificuldade de execução em terrenos urbanos confinados, com proporções elevadas envolvendo grandes volumes de betão.

### **3.4 FUNDAÇÃO PROFUNDA OU INDIRETA**

As fundações profundas incluem as estacas, as barretas, os tubulões e os caixões. De entre estas soluções de fundação profunda, as estacas constituem a opção mais correntemente utilizada.

As estacas são elementos estruturais de elevada esbelteza (a dimensão transversal é muito inferior comparativamente ao comprimento), têm a função de transmitir as cargas provenientes da estrutura para o terreno através da sua ponta e/ou atrito lateral. À extremidade inferior designa-se por ponta da estaca, a parte superior por cabeça da estaca e a parte intermédia denomina-se fuste.

A secção transversal do fuste pode ter diversas formas tais como: circular (maciça ou oca), octogonal, hexagonal, quadrada, triangular. A ponta da estaca pode ter uma secção semelhante ao fuste, ser pontiaguda ou alargada.

A utilização de fundações profundas adequa-se quando:

- a camada portante do terreno se situa a grande profundidade;
- as camadas superficiais são muito deformáveis ou variam muito de ponto para ponto, mesmo que tenham a capacidade resistente necessária;
- os assentamentos estimados para outro tipo de fundação são exagerados;
- a estrutura transmite cargas concentradas muito elevadas (verticais ou horizontais);
- a estrutura não admite deslocamentos diferenciais importantes;
- existe um gradiente hidráulico elevado nas camadas subjacentes à fundação;
- as estruturas de grande altura sujeitas a ação sísmica ou do vento transmitem trações à fundação;
- é necessário efetuar a transmissão das cargas à camada resistente através da água em estruturas marítimas;
- é necessário aumentar a compactação de alguns solos (compactação solos soltos);
- é necessário efetuar a estabilização e contenção de taludes naturais.

No processo de escolha do tipo de estaca a executar deve ter-se em conta:

- o tipo de estrutura a suportar e a respetiva localização;
- as condições geológicas e geotécnicas do solo, incluindo eventual presença de obstáculos;
- a posição e a flutuação do lençol freático;
- a profundidade do estrato rígido capaz de suportar as cargas transmitidas pela estrutura;
- o número de estacas necessárias;
- os efeitos da instalação sobre os edifícios vizinhos;
- a durabilidade pretendida;
- o custo e o prazo de execução.

As estacas podem ser classificadas de diferentes formas de acordo com as características em análise, estas podem ser classificadas segundo:

- a posição e a sua disposição;
- o modo de funcionamento;
- o processo construtivo;
- o efeito que provocam no solo envolvente.

Relativamente à posição as estacas podem ser classificadas em estacas verticais ou estacas inclinadas, quanto à disposição a estacas podem ser isoladas ou em grupo.

É possível diferenciar as estacas consoante o seu modo de funcionamento em dois grupos distintos, a fundação rígida, que pode ser de primeira ou segunda ordem, e a fundação flutuante.

As fundações rígidas caracterizam-se por serem as mais seguras de entre todos os tipos de fundações por estacas. A estaca é executada de modo que a ponta desta penetre numa camada de terreno “firme”, na qual não existem subjacentes estratos de terreno brando ou flexível. As forças de suporte atuam essencialmente na ponta da estaca, na superfície lateral o seu impacto é reduzido e por vezes desprezado no dimensionamento. A este tipo de funcionamento designa-se como de ponta (figura 3.9).

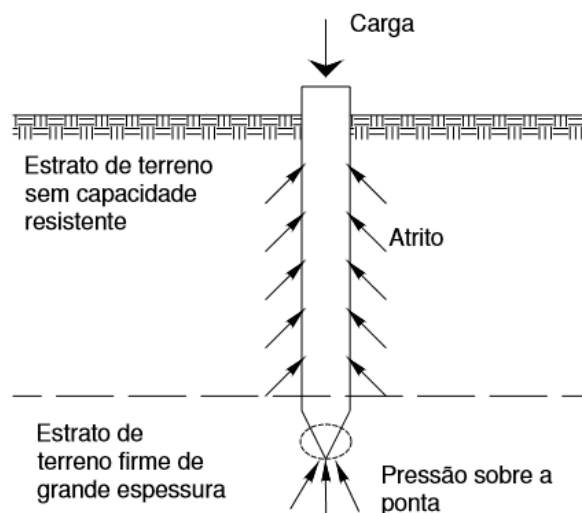


Figura 3.7 - Estacas de ponta. (Brito, 2016)

Nos terrenos onde se verifique a existência de um estrato de solo brando ou flexível situado entre duas camadas de solo “firme”, a fundação denomina-se rígida de segunda ordem (espessura elevada da camada de solo “firme” a maior profundidade). A ponta da estaca suporta a maior percentagem da carga que é transmitida pela estrutura, a restante advém do atrito que se mobiliza entre a face lateral da estaca e o solo, sendo contabilizados os dois efeitos no dimensionamento. O funcionamento da estaca nesta circunstância designa-se como de ponta e atrito lateral (figura 3.10).

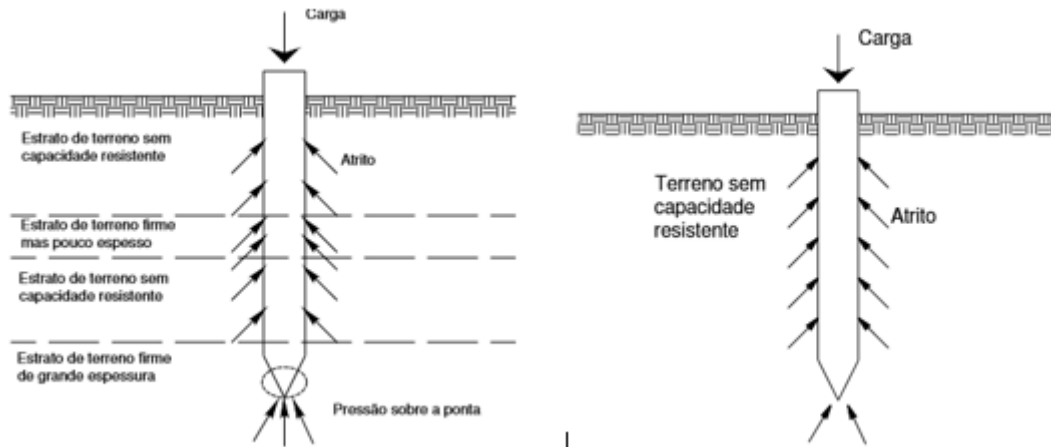


Figura 3.8 - Esquerda: estacas de ponta e atrito lateral; direita: estacas flutuantes. (Brito, 2016)

Quando se torna inviável atingir a camada de solo “firme” por esta localizar-se a uma grande profundidade, as estacas são totalmente inseridas em solo brando e as cargas transmitidas exclusivamente por atrito lateral. Estas situações devem ser evitadas porque implicam assentamentos elevados, devendo-se por isso, introduzir as estacas o mais profundamente possível no terreno. São designadas por estacas flutuantes.

Sob o ponto de vista do processo construtivo distinguem-se dois grandes grupos, as estacas cravadas e as estacas moldadas, conforme indicado na figura 3.11. No grupo de estacas moldadas podemos ainda distinguir as estacas executadas com ou sem utilização de tubo moldador, o tubo moldador pode ser recuperado ou perdido, com ou sem extração do terreno.

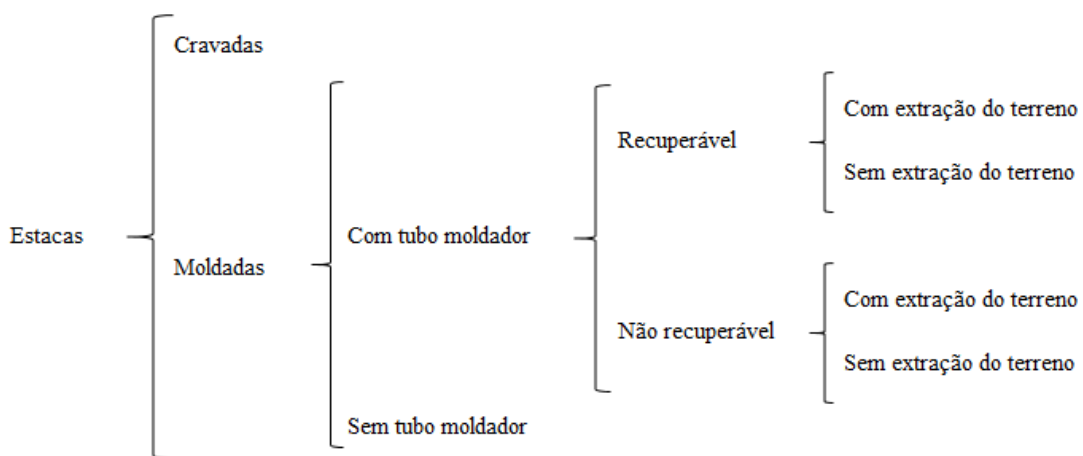


Figura 3.9 - Classificação das estacas quanto ao processo construtivo. (Brito, 2016)

A inserção de estacas no solo provoca perturbações no terreno, com especial incidência na alteração da tensão horizontal. A maior ou menor perturbação está intrinsecamente relacionada com o processo construtivo escolhido.

Alguns autores classificam as estacas quanto ao efeito que estas provocam no solo envolvente, podendo ser: i) de grande perturbação/deslocamento de terreno; ii) de pequena perturbação/deslocamento de terreno; iii) sem perturbação/deslocamento de terreno.

As estacas cravadas maciças e as moldadas com obturação do tubo moldador perdido ou recuperado, provocam grande perturbação no terreno. A sua execução leva a um aumento considerável das tensões horizontais na envolvente da estaca, o coeficiente de impulso passa a ser maior que o coeficiente de impulso em repouso.

As estacas cravadas ocas ou de perfis metálicos provocam pequena perturbação no terreno. De um modo geral estes tipos de estacas alteram pouco o estado de tensão no terreno, eventualmente pode existir um ligeiro aumento.

As estacas moldadas com tubo moldador perdido ou recuperado sem obturação, as estacas moldadas executadas com trado contínuo ou curto não provocam deslocamento do terreno. No entanto é importante ter presente que, as estacas executadas com trado contínuo ou curto podem conduzir a importantes descompressões no terreno envolvente, particularmente as estacas de grande diâmetro.

### **3.4.1 Estacas cravadas**

As estacas cravadas implicam alterações nas características do solo envolvente e o aumento das tensões horizontais. A inserção deste tipo de estacas pode ser efetuada por percussão, vibração e prensagem.

Os materiais mais utilizados no fabrico deste tipo de estacas são o betão armado, os perfis de aço e a madeira.

O dimensionamento é habitualmente efetuado considerando como estacas de ponta, devido ao facto de o processo de cravação diminuir significativamente a resistência lateral.



Figura 3.10 - Da esquerda para a direita: cabeça da estaca com dispositivo de ligação (colar metálico e pino); posicionamento do equipamento; verticalização da estaca. (Pinto, 2006)

A sequência do processo construtivo das estacas pré-fabricadas (figuras 3.12 e 3.13) é a seguinte:

- pré-fabricação das estacas, transporte e colocação em obra;
- preparação do equipamento de cravação das estacas e movimentação do material;
- posicionamento e verticalização da estaca;
- cravação da estaca até à profundidade pretendida;
- escavação para a execução do maciço de encabeçamento da estaca;
- demolição da cabeça da estaca;
- controlo de qualidade da estaca através de ensaios;
- execução do maciço de encabeçamento da estaca.



Figura 3.11 - Esquerda: colocação de novo troço de uma estaca pré-fabricada em betão armado; direita: cabeça da estaca e dispositivos de ligação ao maciço de encabeçamento. (Pinto, 2006)

### 3.4.2 Estacas moldadas

As estacas moldadas executadas com tubo moldador podem ser de dois tipos, com extração de terreno e sem extração de terreno.

No primeiro caso o tubo moldador é cravado no terreno e efetuada a remoção do solo existente no interior do referido tubo. No segundo caso é executada a obturação na parte inferior do tubo moldador através da aplicação de um “rolhão” de betão ou recorrendo a outro qualquer artifício.

Existem ainda duas alternativas para cada um dos casos atrás descritos, com o tubo moldador a ser retirado do terreno ou considerado como um elemento perdido.

Este tipo de metodologia é aplicado essencialmente em solos muito pouco coesivos, com nível freático elevado e onde existe a possibilidade de percolação, mas também é adequada para solos pedregosos. O comprimento da estaca pode variar entre 40 e 80 m.

As estacas moldadas com tubo perdido é um processo muito pouco utilizado, sendo aplicado essencialmente em obras marítimas e fluviais.

A sequência do processo construtivo das estacas moldadas sem extração do terreno e tubo moldador perdido é a seguinte:

- posicionamento do equipamento de cravação e movimentação do material;
- execução da obturação do tubo (“rolhão” de betão, ponta cónica metálica);

- cravação do tubo moldador conjuntamente com a obturação;
- separação do tubo da obturação após ser atingida a profundidade necessária;
- introdução da armadura com os respectivos espaçadores;
- execução da betonagem da estaca com trémie, incluindo vibração.

A sequência do processo construtivo das estacas moldadas sem extração do terreno e tubo moldador recuperado é igual ao processo descrito para o caso do tubo moldador perdido, acrescido da fase relativa à retirada do tubo moldador (figura 3.14). A execução da betonagem implica alguns cuidados nomeadamente na retirada do tubo, de forma a impedir que se crie descontinuidades na estaca resultante da mistura do betão com água e/ou solo. Para evitar que tal ocorra, a retirada deve ser efetuada de forma que o nível de betão dentro do tubo esteja sempre acima da base deste.

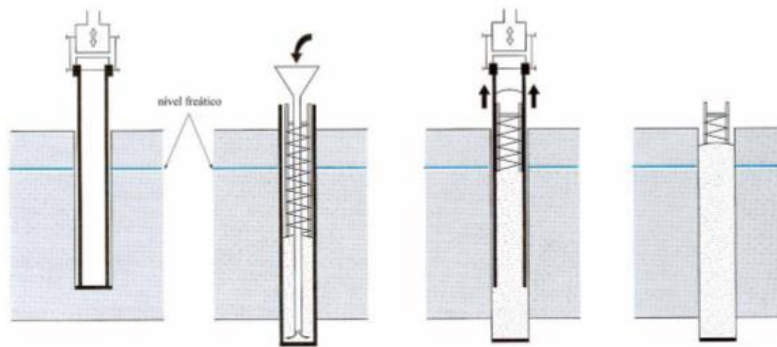


Figura 3.12 - Sequência do processo construtivo de uma estaca moldada sem extração do terreno e tubo moldador recuperado. (Santos, 2008)

A sequência do processo construtivo das estacas moldadas com extração do terreno e tubo moldador perdido (figura 3.15) é a seguinte:

- posicionamento do equipamento de cravação e movimentação do material;
- verticalização do equipamento e a inserção de um tubo com um diâmetro superior ao da estaca (aplicável a obras executadas dentro de água);
- cravação do tubo moldador (pressão, rotação ou vibração);
- furação e extração do terreno até à profundidade pretendida;
- limpeza do fundo do furo com recurso a limpadeira ou outro método adequado;
- colocação da armadura com os respectivos espaçadores;
- execução da betonagem da estaca com trémie, incluindo vibração.



Figura 3.13 - Execução de estacas moldadas com tubo moldador perdido. (Pinto, 2006)

A sequência do processo construtivo das estacas moldadas com extração do terreno e tubo moldador recuperado (figuras 3.16 e 3.17) é a seguinte:

- execução de uma furação prévia com trado até uma profundidade que varia entre os 3 e os 4 metros, para permitir um melhor posicionamento e aprumo do primeiro troço do tubo moldador;
- posicionamento do equipamento de cravação do tubo moldador;
- cravação do tubo moldador (por pressão, rotação ou vibração) e em simultâneo executa-se a furação utilizando trado e/ou trépano;
- limpeza do fundo do furo com recurso a limpadeira ou outro método adequado;
- introdução da armadura com os respetivos espaçadores;
- execução da betonagem da estaca com trémie, ao mesmo tempo que se procede à retirada do tubo moldador.

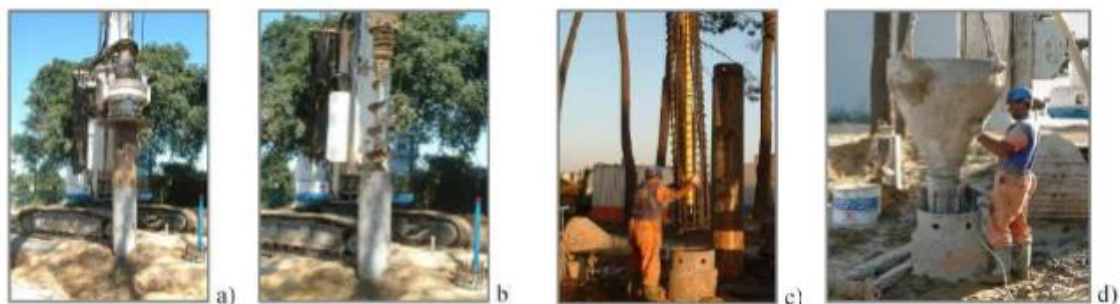


Figura 3.14 - Execução de estaca moldada com tubo moldador. (Siva, 2015)

Os cuidados a ter na retirada do tubo moldador já foram identificados, aquando da descrição do processo construtivo de estacas sem extração de terreno e tubo moldador recuperado.

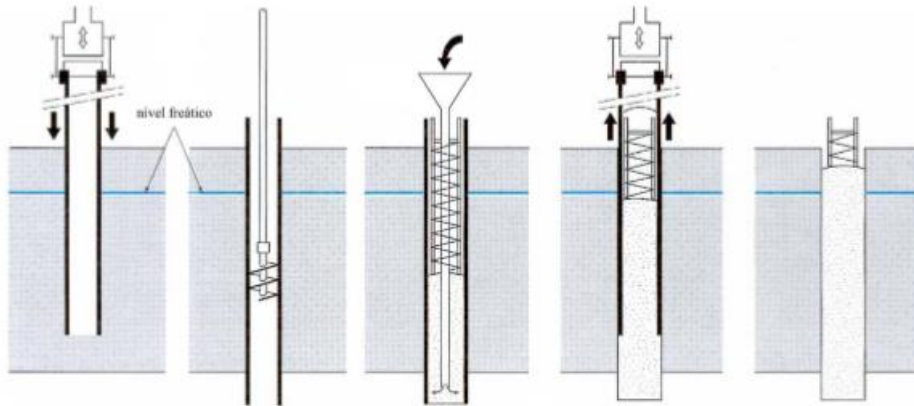


Figura 3.15 - Sequência do processo construtivo de uma estaca moldada com extração do terreno e com tubo moldador recuperado. (Santos, 2008)

As estacas moldadas executadas com extração do terreno e sem tubo moldador são uma opção válida quando a carga transmitida pela superestrutura é pequena. A perfuração deste tipo de estaca pode ser executada por percussão ou rotação. A perfuração à rotação pode ser realizada através de um trado contínuo (figura 3.18) que assegure ao mesmo tempo a contenção das paredes do furo (aplicável até 20m de profundidade) ou recorrendo a um trado curto em solos com coesão. Nestes casos o betão deve ser colocado o mais rapidamente possível após a execução da furação, de forma a evitar uma eventual descompressão do solo na envolvente ao furo.



Figura 3.16 - Esquema da sequência construtiva com trado contínuo. (Silva, 2015)

A seqüência do processo construtivo das estacas moldadas com trado contínuo e sem tubo moldador (figura 3.19) é a seguinte:

- posicionamento do equipamento e furação com trado contínuo;
- betonagem da estaca efetuada através da zona central do trado, desde o fundo do furo (acima 50 cm) e ao mesmo tempo que o trado vai subindo. Vibração do betão nos últimos 3 m da estaca;
- introdução da armadura utilizando prato e tubo acoplado a vibrador.

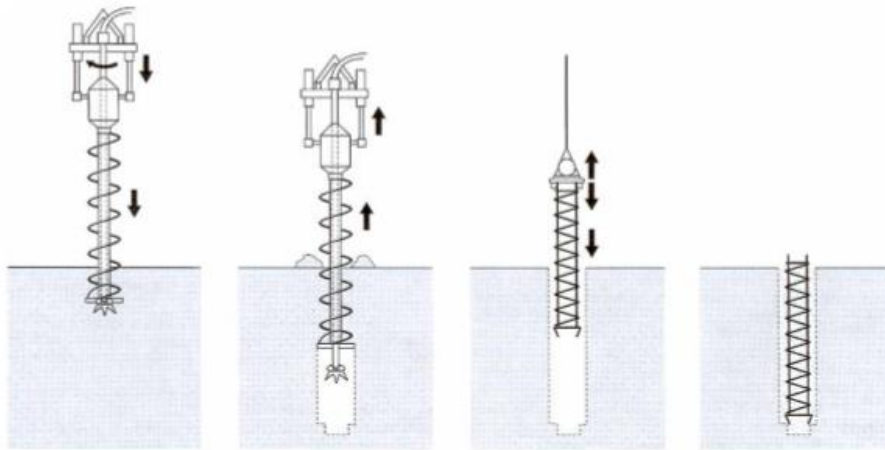


Figura 3.17 - Seqüência do processo construtivo de uma estaca moldada com trado contínuo. (Santos, 2008)

A seqüência do processo construtivo das estacas moldadas com trado curto e sem tubo moldador, é a seguinte:

- posicionamento do equipamento e furação com trado curto e/ ou trépano até à profundidade pretendida;
- limpeza do fundo do furo com recurso a limpadeira ou outro método adequado;
- introdução da armadura, utilizando para isso o equipamento de furação;
- betonagem executada utilizando uma trémie e efetuando a compactação dos últimos 3m.

Na execução de estacas em terrenos com coesão muito baixa ou abaixo do nível freático, por vezes utilizam-se as lamas bentoníticas para suportar as paredes do furo (figura 3.20), tirando partido das propriedades de tixotropia deste material.



Figura 3.18 - Execução de estaca com extração de terreno e utilizando lamas bentoníticas. (Pinto, 2006)

A seqüência do processo construtivo das estacas moldadas executadas com trado curto utilizando lamas bentoníticas (figura 3.21) é a seguinte:

- montagem da central de fabrico e reciclagem das lamas bentoníticas;
- posicionamento do equipamento e furação prévia com trado curto para permitir uma melhor verticalização do furo e o posicionamento do tubo guia;
- execução da restante furação com recurso a limpadeira e enchimento do furo com lamas bentoníticas à medida que vai avançando a furação;
- introdução da armadura no furo;
- execução da betonagem com recurso a trémie e a recolha simultânea de lamas à superfície do furo.

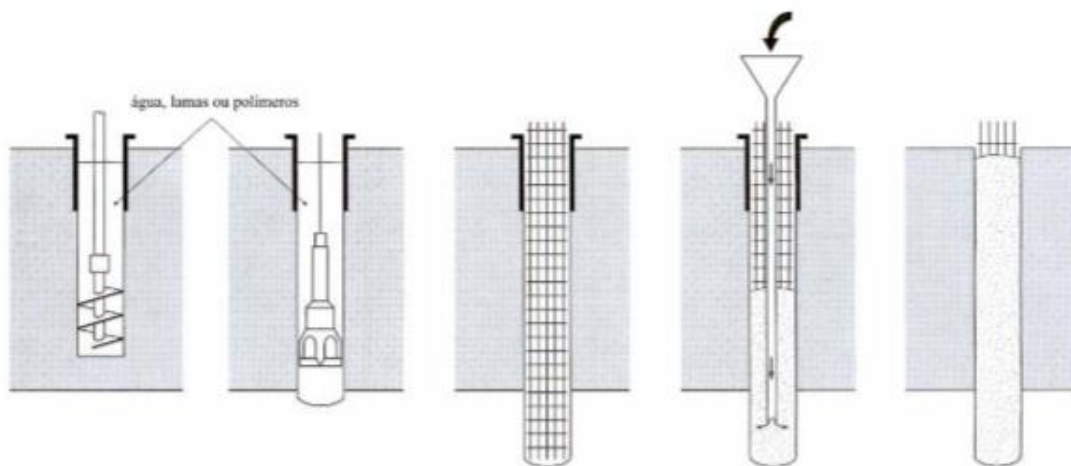


Figura 3.19 - Sequência do processo construtivo de uma estaca executada com trado curto e utilizando lamas bentoníticas. (Santos, 2008)

As atividades a seguir indicadas são executadas após a betonagem da estaca e são comuns a todos os processos construtivos anteriormente descritos.

- escavação para a execução do maciço de encabeçamento da estaca;
- demolição da cabeça da estaca;
- controlo de qualidade da estaca através de ensaios;
- execução do maciço de encabeçamento da estaca.

## CAPÍTULO 4

### **PROBLEMAS, ANOMALIAS E PRECAUÇÕES ASSOCIADOS A FUNDAÇÕES**

Este capítulo foi elaborado essencialmente com base nos trabalhos desenvolvidos por Milititsky (2015) e Logeais (1971).

#### **4.1 INTRODUÇÃO**

As anomalias em fundações podem decorrer de problemas associados a diversas fases, como são (Milititsky,2015):

- caracterização do comportamento do solo;
- análise e projeto de fundações;
- execução das fundações;
- ocorrências posteriores à conclusão das fundações;
- deterioração dos materiais que constituem as fundações.

É na fase de caracterização do terreno que surgem com mais frequência problemas e que resultam em anomalias associados a fundações. O terreno de fundação terá a função de suportar as cargas transmitidas pela construção, pelo que a sua correta identificação e caracterização são fundamentais.

As anomalias mais comuns em edificações resultantes de problemas em fundações são o aparecimento de fissuras, fendas, deformações, assentamentos diferenciados, rotações essencialmente em elementos não estruturais, rotura de elementos estruturais e não estruturais.

## 4.2 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS OU DIRETAS

### 4.2.1 Caracterização do comportamento do solo

As anomalias decorrentes de problemas na fase de caracterização do comportamento do solo, podem ser resultado da ausência de investigação do subsolo, de uma investigação insuficiente ou com falhas, em resultado da inadequada interpretação dos resultados das sondagens e acontecimentos singulares.

Alguns dos problemas mais comuns e as anomalias associadas à ausência de investigação do subsolo, são:

- a existência de tensões de contacto elevadas não compatíveis com a capacidade de carga do terreno, provocando assentamentos não admissíveis ou rotura do solo;
- fundações assentes em solos heterogéneos, habitualmente aterros, que levam ao aparecimento de assentamentos diferenciais;
- fundações sobre solos compressíveis que apresentam grandes deformações;
- fundações que estão assentes sobre terrenos com comportamento muito distinto, sem junta, implicando o aparecimento de assentamento diferenciais, fissuração e/ou fendas.

A investigação insuficiente verifica-se quando são executadas sondagens ou ensaios em número reduzido, para situações em que o terreno apresenta uma grande variação de propriedades em extensão e/ou profundidade (figura 4.1). Inclui ainda os casos de propriedades de comportamento não determinadas pela falta de realização de ensaios especiais, que permitiriam avaliar por exemplo a expansibilidade e a colapsibilidade dos solos.

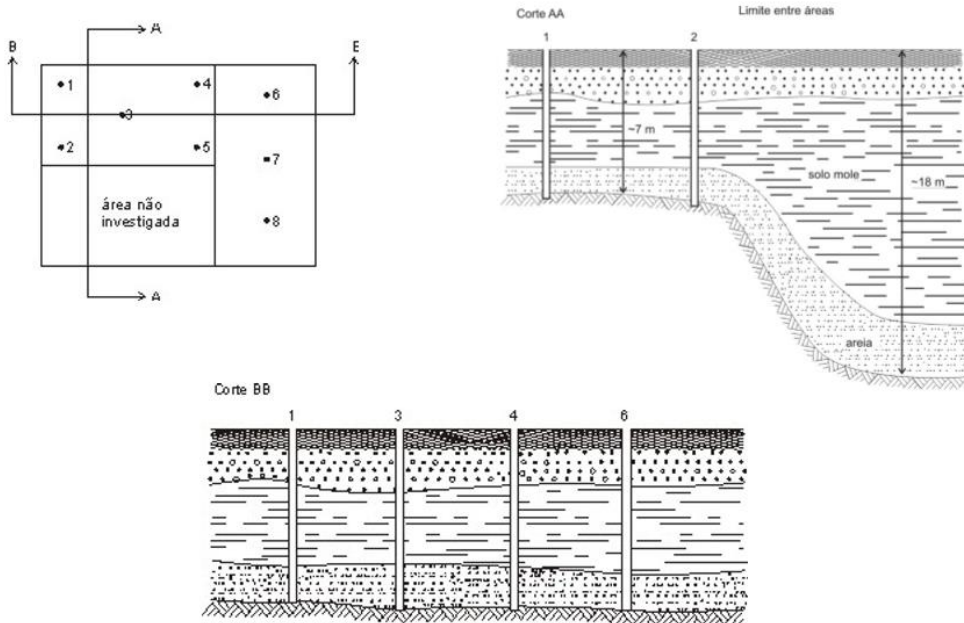


Figura 4.1 - Área não investigada com subsolo distinto. (Milititsky, 2015)

As situações que caracterizam investigações com falhas incluem os erros na localização do local da obra, localização incompleta, aplicação de procedimento inadequado ou ensaio não padronizado, utilização de equipamento defeituoso ou sem calibração, deficiente descrição do tipo de solo em estudo.

A interpretação inadequada dos dados obtidos durante a investigação do subsolo pode ocorrer quando se adota em fase de dimensionamento um modelo de projeto que não traduz os valores representativos do solo e/ou não identifica possíveis problemas, que possam ter impacto no desempenho das fundações.

Existem autores que incluem os acontecimentos singulares de difícil identificação associados à fase de caracterização do terreno, são exemplo dessas ocorrências, a influência da vegetação, presença de solos colapsíveis ou expansíveis, zonas cársticas, zonas de mineração, ocorrência de blocos.

A raízes modificam o teor de humidade do solo, podendo causar assentamentos localizados e consequentemente o surgimento de fissuras (figura 4.2A). Este tipo de anomalia pode surgir ainda em resultado da expansibilidade de argilas ressecadas com o aumento do teor de água, em consequência do corte de árvores mais próximas da construção (figura 4.2C).

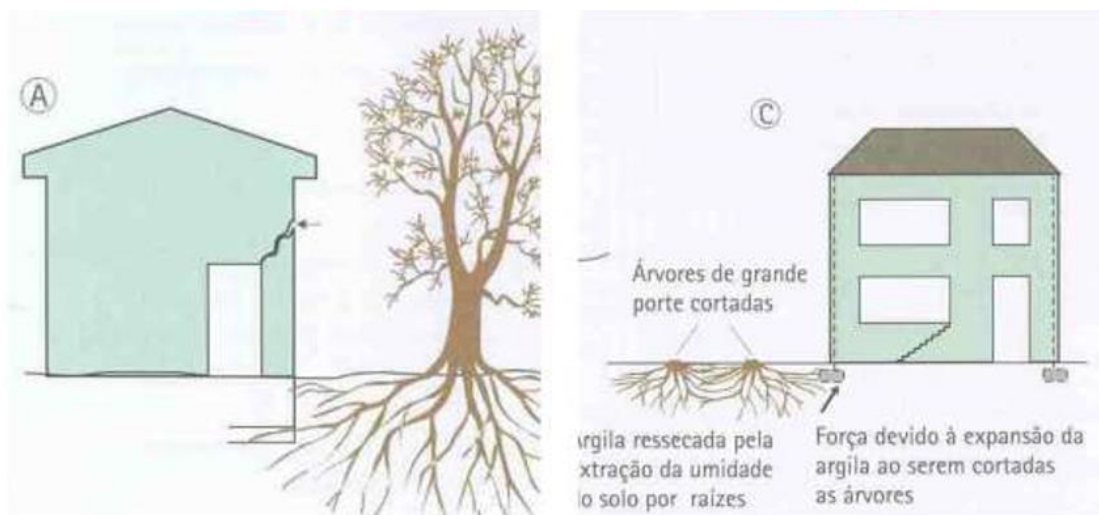


Figura 4.2 - A) Raízes modificam o teor de humidade do solo; C) Fissuras resultantes da expansibilidade de argilas ressecadas. (Milititsky, 2015)

Os solos colapsíveis (figura 4.3) caracterizam-se por serem solos não saturados, na qual se podem produzir rearranjos bruscos de partículas e uma grande redução de volume por ação da humidade, com ou sem aplicação de cargas. São solos com estruturas soltas, compostos por partículas finas (de dimensão correspondente a areia e silte), com ligações entre elas relativamente instáveis, de carácter argiloso ou siltoso.

Estes solos quando secos denotam uma boa capacidade para suportarem tensões relativamente elevadas, sem sofrerem assentamentos significativos. Quando sujeitos a uma variação de volume de água (“encharcados”), apresentam grandes assentamentos mesmo para cargas reduzidas, resultante da ocorrência de roturas intergranulares.

Para edifícios de pequeno porte executados sobre fundações superficiais, este tipo de problema pode ser eliminado ou minimizado destruindo a estrutura colapsível, por rega e/ou vibração do solo. Caso não seja possível melhorar as características do solo, deve-se efetuar o dimensionamento das fundações considerando tensões de contacto muito reduzidas e deve-se evitar a implantação de canalizações junto das fundações.



Figura 4.3 - Solo colapsível. (Domingues, 2015)

Os solos expansíveis (figura 4.4) apresentam variações de volume quando sujeitos a modificações no teor de humidade, expandem/retraem quando aumenta/diminui o teor de água. Este fenómeno ocorre essencialmente em determinados solos argilosos, tem um cariz predominantemente químico, podendo atingir os 3m de profundidade.

As causas associadas à variação do teor em água podem ser resultado da precipitação (efeito sazonal), evotranspiração de vegetação, rotura de condutas de água, variações nas drenagens superficiais, plantação e remoção de vegetação.

As anomalias resultantes da expansibilidade surgem, essencialmente, em estruturas com cargas baixas a moderadas, em pavimentos e em infraestruturas.

Para reduzir ou eliminar os efeitos da expansibilidade dos solos nas fundações, pode-se aplicar (individualmente ou em conjunto) os seguintes procedimentos: isolar a estrutura dos materiais expansivos, reforçar a estrutura para resistir aos esforços devidos às forças de expansão e eliminar os efeitos da expansibilidade.

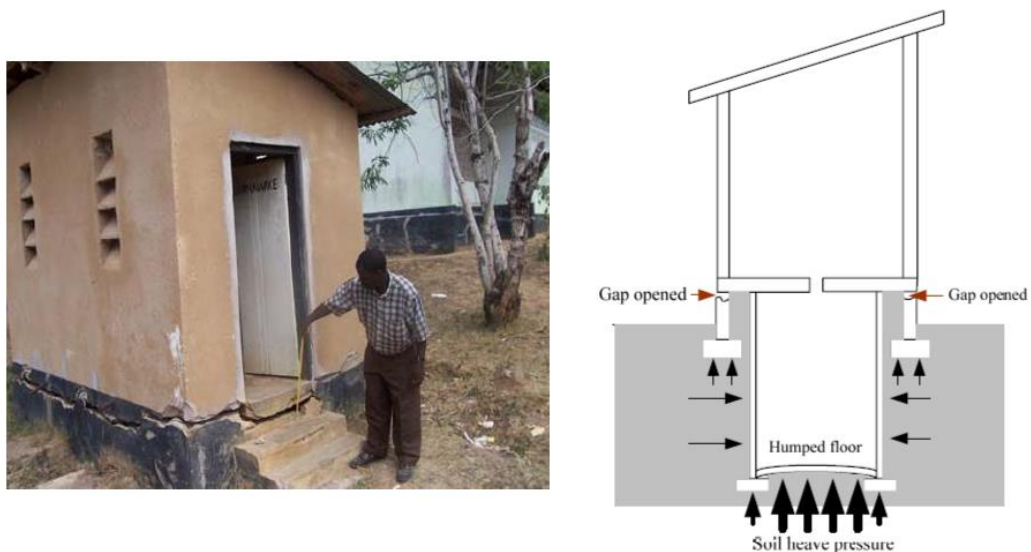


Figura 4.4 - Solo expansível. (Domingues, 2015)

As zonas cársticas (figura 4.5) são constituídas por rochas compostas por carbonatos de cálcio e magnésio (rocha calcária). Este tipo de rocha caracteriza-se pela sua solubilidade em água, produzindo grande porosidade e cavidades no solo, cavidades estas situadas por vezes sob camadas compostas de sedimentos não solúveis e solos residuais, dando a uma falsa sensação de segurança.

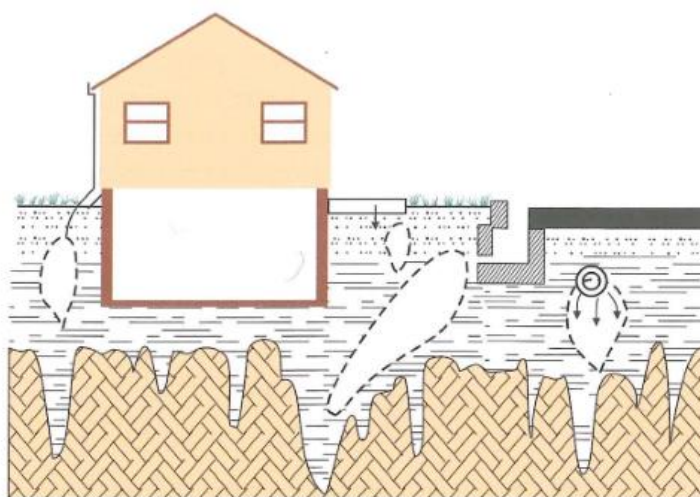


Figura 4.5 - Formação de cavidades subterrâneas pela infiltração de água no solo. (Milititsky, 2015)

Neste tipo de zonas deve-se executar com particular cuidado o reconhecimento geotécnico, executando um levantamento aéreo para o reconhecimento da região, uma prospeção geofísica e mecânica de forma a permitir um dimensionamento adequado das fundações.

A detecção de blocos durante a execução da escavação para a execução de fundações superficiais (figura 4.6), dificulta a implantação destes elementos, impedindo que estes sejam assentes na camada resistente definida em projeto. É essencial que as fundações sejam assentes nos extratos mais resistentes, de acordo com os critérios definidos em projeto, pelo que os blocos detetados devem ser eliminados.

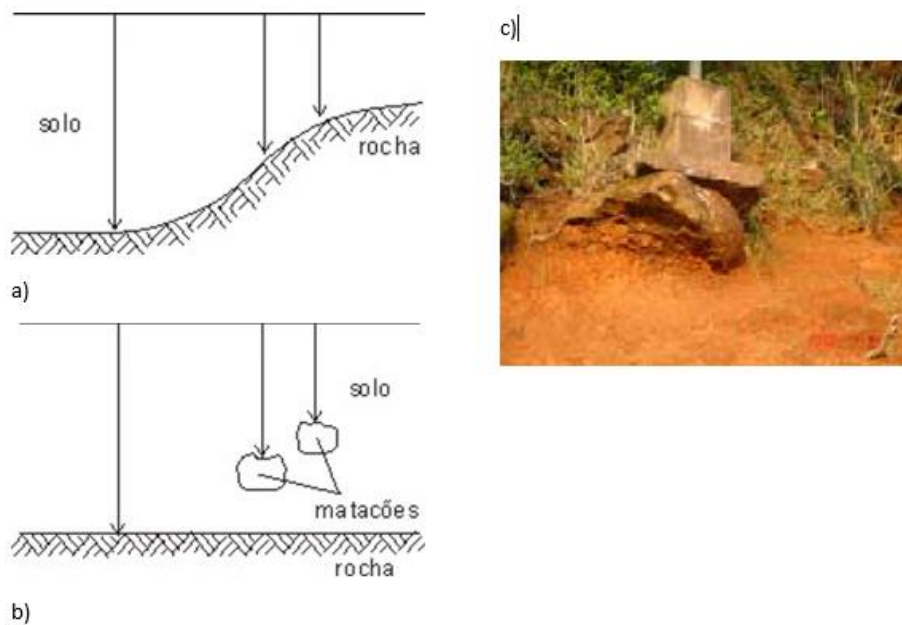


Figura 4.6 - a) perfil adotado (interpretação errada); b) perfil real; c) na execução de fundações diretas a ocorrência de blocos. (Milititsky, 2015)

#### 4.2.2 Análise e projeto de fundações

Podemos relacionar alguns problemas que ocorrem ao longo da vida útil de uma fundação à fase de análise e projeto, como são os problemas (Milititsky, 2015):

- relativos ao comportamento do solo;
- relativos a mecanismos;
- relacionados com o desconhecimento do comportamento real das fundações;
- relativos à estrutura de fundação;
- relacionados com as especificações construtivas.

Os problemas envolvendo o comportamento do solo podem resultar da adoção de um modelo de projeto baseado numa caracterização do terreno, que não traduz de forma adequada todas as situações representativas do subsolo, tal como, a deficiente localização das camadas compressíveis (figura 4.7), a ausência da indicação do nível freático.

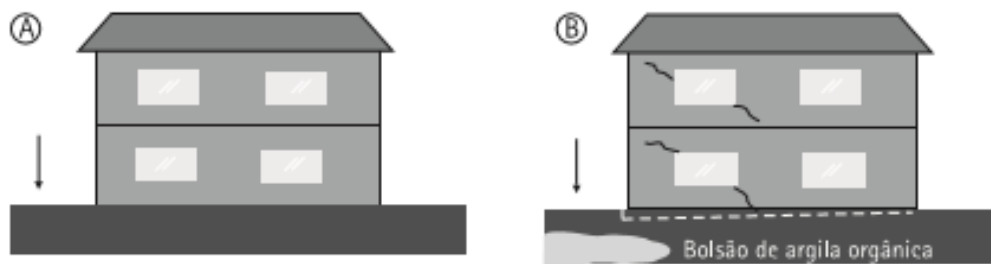


Figura 4.7 - A) perfil otimista; B) perfil real do solo. (Milititsky, 2015)

A definição inadequada do comportamento do solo a partir de correlações empíricas ou semi-empíricas que não se adequam ao caso em estudo. Obtenção de estimativas para as propriedades do solo (resistência, tensão, módulo de deformabilidade) através de extrapolações de dados que não são suficientemente representativos ou não são correlacionáveis com o tipo de solicitação, implicando valores sobrestimados/subestimados.

Os problemas mais comuns relativos a mecanismos envolvem os de interação solo-estrutura. Nos mecanismos temos por exemplo, a estimativa de tensões obtidas através de ensaios de placa, não representativos da realidade do subsolo (figura 4.8). Ao extrapolar o resultado do ensaio de placa para grandes áreas carregadas, onde o bolbo de tensões atinge camadas de maior profundidade e com comportamentos distintos (solos heterogêneos) pode implicar o dimensionamento incorreto de uma fundação (subestimada/sobrestimada a capacidade resistente do solo).

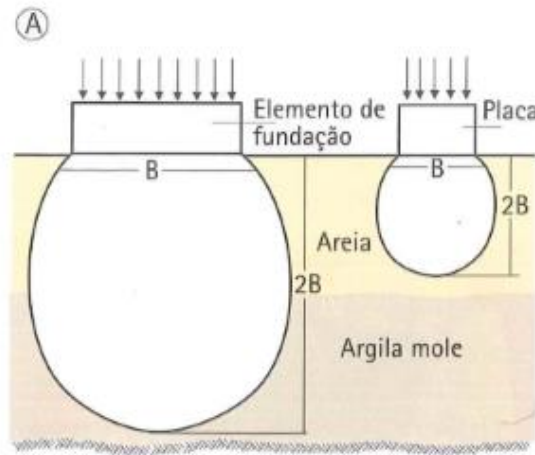


Figura 4.8 - Estimativa de tensões admissíveis com base em resultados de placa. (Milititsky, 2015)

Usualmente o dimensionamento de fundações superficiais tem em conta que a fundação transfere as cargas para o solo de uma forma isolada. A existência de outra solicitação altera a distribuição das tensões no solo. É necessário especial cuidado na avaliação das situações em que ocorre uma sobreposição de pressões em fundações superficiais (figura 4.9). Esta sobreposição pode ocorrer por exemplo, em resultado da implantação de uma nova construção junto de uma edificação já existente.

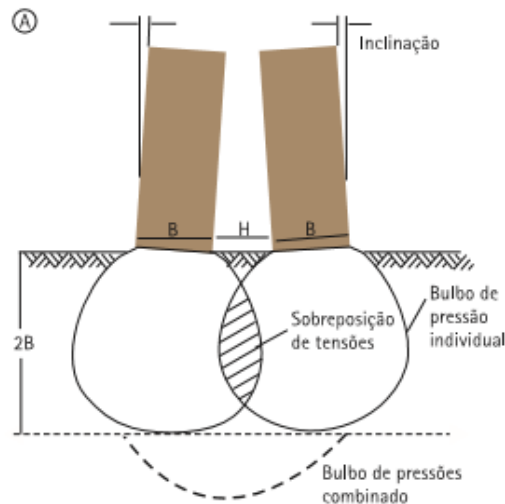


Figura 4.9 - Sobreposição de tensões em fundações superficiais. (Milititsky, 2015)

As construções com sistemas de fundações diferentes devido a cargas muito dispares e em consequência da variação da profundidade das camadas resistentes do terreno (figura 4.10), implicam assentamentos distintos e o surgimento de danos estruturais sempre que não são executadas juntas de construção ou compatibilizados os assentamentos. Este tipo de problema está associado ao desconhecimento do comportamento real das fundações.

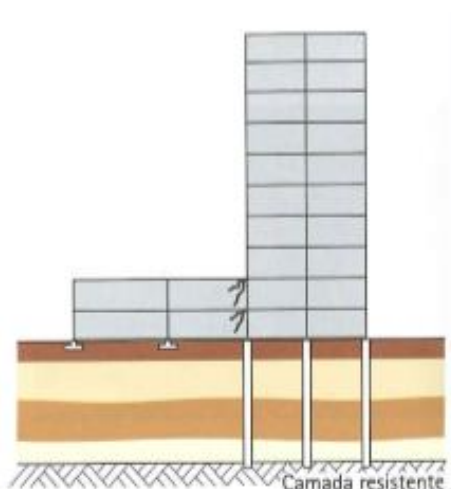


Figura 4.10 - Sistemas de fundações diferentes originados por cargas diferentes, não separadas por junta, provocando assentamentos diferenciais. (Milititsky, 2015)

Os problemas relacionados com a estrutura de fundação envolvem erros na determinação das cargas e de momentos fletores atuantes ao nível das fundações (figura 4.11), erros no dimensionamento de elementos estruturais, conceção de soluções estruturais para a qual os esforços horizontais não são equilibrados pelas fundações (ausência de vigas de equilíbrio).

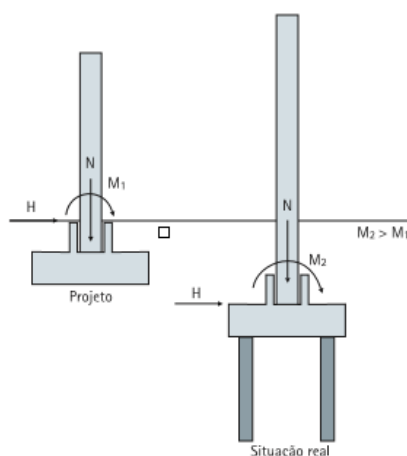


Figura 4.11 - Uso de momentos ao nível de solo em fundações enterradas. (Milititsky, 2015)

As especificações construtivas devem basear-se em critérios definidos no projeto, evitando-se assim, o surgimento de alguns problemas que seguidamente serão elencados.

Os problemas envolvendo as especificações construtivas estão relacionadas com a tarefa de implantação das fundações, nomeadamente, a ausência de indicação da profundidade mínima de projeto, do tipo e característica do solo na qual a fundação deve ser assentada, na indefinição do critério e ordem de execução das fundações para as situações em que ocorrem elementos adjacentes a cotas diferentes (figura 4.12). A execução de sapatas à cota mais baixa em primeiro lugar, evitará eventuais descalçamentos de elementos de fundação a cota superior.

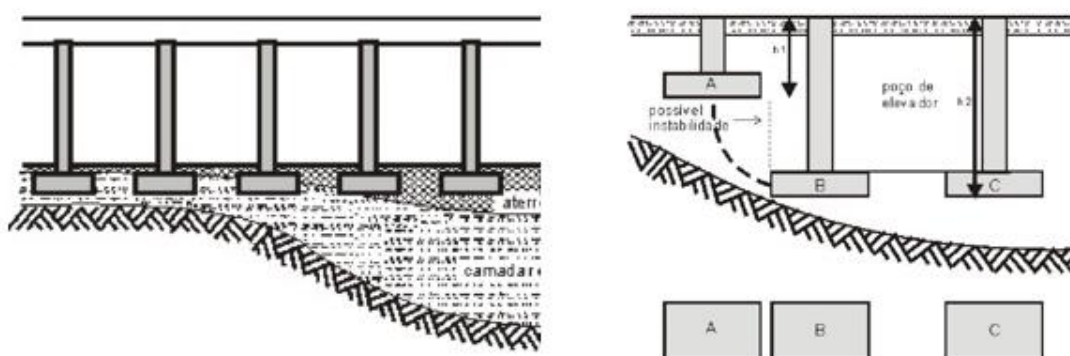


Figura 4.12 - Esquerda: efeito da falta de identificação da cota de assentamento de fundações diretas; direita: falta de indicação de ordem de execução de sapatas adjacentes em níveis de implantação diferentes. (Milititsky, 2015)

A aplicação do betão com as características definidas em projeto (resistência e trabalhabilidade) é essencial, para obtenção de um elemento de fundação com comportamento adequado. O recobrimento das armaduras deve ser adequadamente definido em projeto, de forma a não deixar dúvidas ou ao critério da entidade executante, evitando-se desta forma, o aparecimento de armaduras expostas e a sua rápida degradação.

### 4.2.3 Execução das fundações

Os problemas de execução de fundações superficiais podem ter duas origens, aqueles que envolvem os aspetos relacionados com o solo e os originados com a estrutura dos elementos de fundação.

Os aspetos relacionados com o solo são por exemplo:

- as fundações superficiais executadas em solos com diferente comportamento, como é o caso, da implantação de sapatas à mesma cota e em situações onde se verificam escavações e aterros;

- a existência de uma variação da profundidade da camada resistente sem que exista um ajuste na profundidade de implantação das fundações, ou seja, sem o cuidado de assentar as sapatas na camada resistente;
- a execução de aterros para colmatar uma sobrecavação ou uma substituição de solo com material inapropriado e sem controle da compactação, implica que a fundação seja assente numa camada com características diferentes das estimadas em projeto, podendo originar assentamentos importantes ou mesmo instabilização da fundação.

Os aspetos relacionados com a estrutura dos elementos de fundação superficiais são:

- a falta de qualidade do betão, nomeadamente, tensão característica inferior à preconizada em projeto, com características de trabalhabilidade inadequadas, colocação deficiente ou desajustada;
- ausência da camada de regularização para posterior execução da fundação direta, implicando que o betão da sapata possa estar sujeito a contaminação (mistura com o solo) e o recobrimento da armadura seja insuficiente, levando à sua degradação ao longo do tempo;
- a execução de elementos de fundação com características dimensionais e geométricas diferentes das do projeto, sendo este problema mais comum em sapatas com altura variável;
- a betonagem de elementos de fundação em presença de água (nível freático elevado) sem cuidados adicionais (retirada da água por bombagem), prejudicando as características de resistência do betão e por consequência a qualidade e integridade do elemento de fundação;
- a deficiente vibração do betão em elementos de fundação em resultado de armaduras muito densas e mal posicionadas, origina peças sem a geometria ou integridade definida em projeto e recobrimento reduzido das armaduras. Estas situações acarretam problemas de durabilidade e em casos extremos a segurança das fundações pode estar em causa.

#### **4.2.4 Ocorrências posteriores à conclusão das fundações**

Os problemas mais comuns na fase posterior à conclusão das fundações são: a alteração de uso da edificação, ampliações ou modificações que não foram contempladas no projeto inicial, alteração do uso nos terrenos vizinhos, execução de grandes escavações próximo da construção, rotura de tubagens enterradas, oscilações não previstas do nível freático, rebaixamento do nível freático, vibrações e choques.

Sempre que se pretende efetuar uma alteração ao uso de uma edificação, ampliações, novas distribuições ou concentração de cargas, é conveniente verificar se as premissas para as quais as fundações foram

dimensionadas são compatíveis com a nova solução preconizada. No caso de as modificações implicarem um acréscimo de cargas incompatíveis com as fundações existentes (figura 4.13), deve-se proceder à elaboração de um projeto de reforço de fundações e posterior implementação.

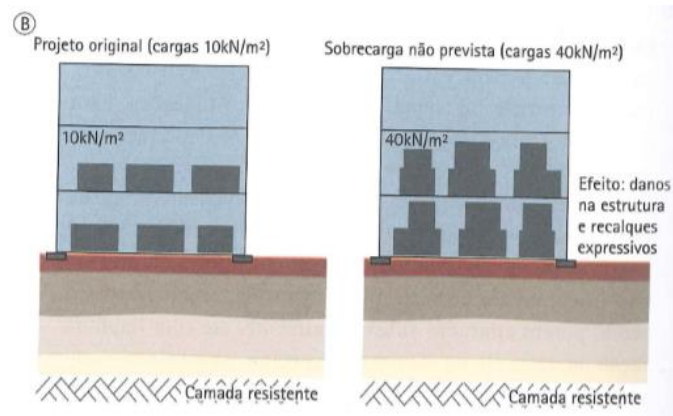


Figura 4.13 - Alteração no uso da fundação, supermercado de piso com sobrecarga de 10kN/m<sup>2</sup> transformado em depósito com sobrecarga de 40kN/m<sup>2</sup>. (Milititsky, 2015)

Alterações do uso nos terrenos vizinhos engloba as situações de execução de nova construção, sem o cuidado de colocar uma junta de construção entre esta e a edificação existente. A execução de estruturas de grande porte (figura 4.14) e o armazenamento de materiais pesados em terreno contíguo próximo de construção existente (figura 4.15), apoiada sobre fundações diretas, criam uma sobreposição de tensões e assentamentos adicionais na edificação antiga para a qual pode não estar preparada.

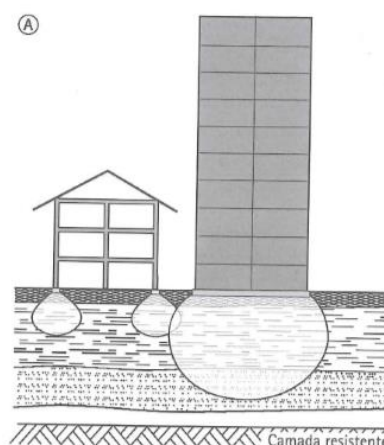


Figura 4.14 - Sobreposição de pressões e assentamentos adicionais na edificação antiga devido a construções de grande porte. (Milititsky, 2015)

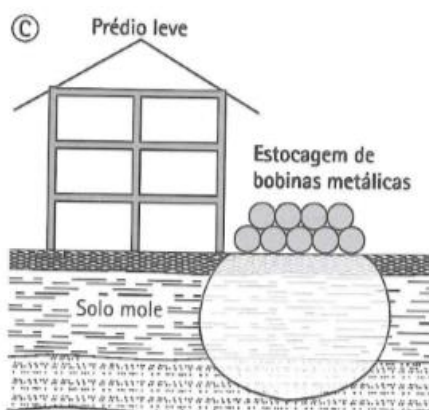


Figura 4.15 - Sobreposição de pressões e assentamentos adicionais na edificação antiga devido ao armazenamento de materiais pesados junto a prédios existentes em fundações diretas. (Milititsky, 2015)

A execução de escavações próximo de estruturas existentes, pode induzir nestas estruturas deslocamentos tais como, translações, rotações e distorções, levando ao aparecimento de anomalias, onde se destacam as fendas, fissuras, assentamentos diferenciais (figura 4.16).

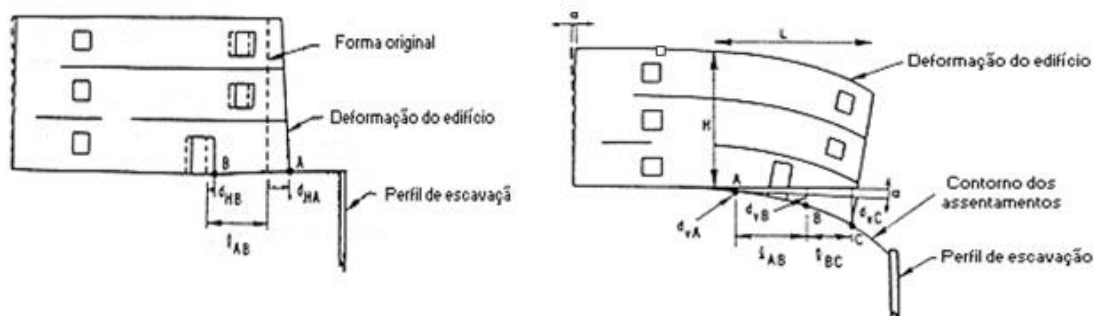


Figura 4.16 - Deformações do edifício em resultado da execução de escavação próximo da estrutura existente. (Fonseca, 2005)

Deve existir o cuidado de evitar a colocação de canalizações desprotegidas a uma cota inferior da base das fundações superficiais, incluindo canalização de linhas de água (figura 4.17). Um eventual problema de rompimento dessas canalizações pode provocar o aparecimento de erosão interna do solo e o surgimento de cavidades, colocando em risco a segurança da estrutura. Esta situação pode ser especialmente agravada quando estamos perante solos colapsíveis.



Figura 4.17 - Rompimento de canalização enterrada. (Milititsky, 2015)

As oscilações não previstas do nível freático decorrem da falta de análise e registo da água no solo na fase de reconhecimento geotécnico (análise no período de verão e de inverno). Este erro ou omissão tem um impacto importante na fase de projeto, no que respeita à definição da profundidade de implantação e da tipologia das fundações a dimensionar.

A não consideração do nível máximo de água no solo em projeto pode ter como consequência, o aparecimento de solicitações de valor maior do que o previsto inicialmente afetando a estabilidade do subsolo, o surgimento de subpressões não avaliadas que podem provocar a rotura de elementos enterrados quando sujeitos a esforços que não foram tidos em consideração.

O rebaixamento do nível freático pode implicar o surgimento de assentamentos incompatíveis com a estrutura projetada, especialmente quando o referido rebaixamento provoca perda de material fino em solos arenosos ou ocorre em solos argilosos de baixa permeabilidade.

As vibrações e choques produzem efeitos nefastos sempre que realizados junto a construções, podem ter diversas origens, tais como, equipamentos industriais, equipamentos de compactação de solo, equipamentos de cravação de estacas, explosões para desmonte de rochas. Os efeitos dessas vibrações e choques tem especial impacto em estruturas com fundações superficiais e assentes sobre solos arenosos, porque provocam o rearranjo das partículas, uma diminuição dos vazios e o surgimento de assentamentos totais e/ou diferenciais.

#### **4.2.5 Deterioração dos materiais que constituem as fundações**

Os projetos de engenharia devem estabelecer as ações necessárias à proteção das fundações a longo prazo, nomeadamente contra os agentes naturais (ciclos gelo-degelo, lençóis freáticos) e a existência de materiais agressivos no solo, de forma evitar a deterioração precoce dos materiais que constituem a fundação.

Não faz parte do âmbito deste trabalho a identificação e descrição dos principais mecanismos de degradação dos elementos de betão armado.

### **4.3 PRINCIPAIS PROBLEMAS IDENTIFICADOS POR LOGEAIS EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS**

Nos parágrafos seguintes estão apresentados de forma detalhada os problemas que surgem com mais frequência associados às fundações superficiais identificados por Logeais (1971).

#### **4.3.1 Fundações sobre aterros**

A execução de fundações superficiais sobre aterro não é aconselhável e requer alguns cuidados especiais nomeadamente, no caso de aterros recentes, em aterros de espessura variável e nos aterros sobre terrenos compressíveis ou instáveis.

Os aterros recentes na altura da sua execução não atingem o assentamento definitivo, sofrendo assentamentos posteriores, mesmo que a compactação tenha sido executada por camadas regulares.

Os aterros com espessura variável são particularmente gravosos porque, quanto maior for a espessura do aterro, maior serão os assentamentos totais e por consequência surgirão assentamentos diferenciais significativos. Será necessário dimensionar cuidadosamente a estrutura a construir para que esta tenha uma rigidez adequada e o funcionamento conjunto seja estável.

O aterro sobre um terreno compressível deve ser evitado, em especial com elevadas espessuras, que por si só já são compressíveis e introduzem no terreno cargas que acarretam novos assentamentos. É aconselhável que a construção neste tipo de situação seja executada com recurso a fundações profundas ou utilize soluções que minimize as sobrecargas sobre o terreno.

Os terrenos inclinados apresentam dois grandes inconvenientes, o primeiro está diretamente relacionado com a espessura variável do próprio aterro, situação já abordada. O segundo inconveniente resulta da necessidade de prever dispositivos de drenagem, que retirem da base do aterro as águas provenientes de infiltração. O surgimento de água na base do aterro pode provocar o assentamento e/ou escorregamento do próprio aterro e instabilizar o terreno natural, principalmente nas situações em que não é efetuada a decapagem ou estamos na presença de argilas.

A execução de fundações superficiais sobre este tipo aterros, mesmo em situações de cargas reduzidas, acarretam riscos elevados de aparecimento de anomalias nas construções, pois os aterros adquirem a estabilidade definitiva vários anos após a sua execução. Nestas situações não deve ser efetuada qualquer construção sem a execução de um estudo aprofundado, assegurada a estabilidade da construção no seu conjunto e com níveis de assentamento aceitáveis.

### 4.3.2 Infiltrações de água junto das fundações

A presença de água no terreno é um fator a ter em consideração, porque em certas circunstâncias pode afetar as características mecânicas do solo, nomeadamente no caso de solos argilosos. Sempre que um terreno pode ser perturbado pela presença de água devem ser tomadas algumas precauções, que se passa a enunciar:

- Águas de infiltração ou águas de lençol freático

As águas de infiltração surgem junto das construções em resultado de terrenos inclinados e/ou após o atravessamento de aterros de baixa compacidade ou reduzida qualidade, em torno das referidas construções. Para evitar o contacto permanente destas águas com os elementos de fundação, é essencial a colocação de um dispositivo de drenagem que permita a sua recolha e respetivo encaminhamento.

Durante a execução da escavação pode atravessar-se alguma camada de terreno na qual circulem águas subterrâneas, lençol freático, nestas situações deve ser também executada uma rede de drenagem adequada, para que as estas águas não afetem a construção.

- Águas de aparecimento fortuito

Este tipo de águas surge normalmente em resultado de roturas de canalizações para a evacuação de águas pluviais ou domésticas, executadas sobre aterros sujeitos a assentamentos. Esta situação é particularmente gravosa, porque a consequência deste tipo de acidente é detetada numa fase tardia. É necessário colocar as tubagens sobre “terreno firme”, com um traçado reduzido dentro das construções e evitando-se a colocação em valas circundantes paralelas às fachadas.

- Assentamentos devidos a uma variação do lençol freático

A variação do nível do lençol freático provoca o aumento da pressão no terreno, a densidade do solo não imerso é superior ao solo imerso. Esta situação pode provocar o surgimento de assentamentos reduzidos em areias, mas com alguma expressão em solos argilosos. Antes de iniciar a construção deve-se verificar as possíveis variações do lençol freático e caso seja necessário, prever uma estrutura mais rígida para poder acomodar os eventuais assentamentos que possam surgir.

### **4.3.3 Fundações heterogêneas**

Em determinadas construções é necessário prever fundações a profundidades variáveis e mais de um tipo de fundação, porque o terreno não apresenta as mesmas características em toda a sua extensão. Verifica-se deste modo uma dupla heterogeneidade, a do terreno e da construção. Existem outras situações particulares que traduzem esta heterogeneidade, as edificações contíguas com características distintas. Por exemplo uma edificação muito pesada de baixa capacidade de deformação, suportada por fundações profundas e uma edificação ligeira assente em fundações superficiais. As situações descritas implicarão assentamentos diferenciados pelo que, deve ser completa a dessolidarização entre as diversas obras fundadas de maneira diferente.

### **4.3.4 Edificações encostadas construídas em épocas diferentes**

O terreno sob as fundações só adquire um assentamento definitivo ao fim de algo tempo após a construção, sendo quase instantâneo em solos muito permeáveis (areias) ou demorar um ou mais anos em solos pouco permeáveis (argilas).

Se existir a necessidade de construir uma nova edificação junto a outra, o efeito do assentamento resultante das cargas da nova construção pode, por interação, provocar o assentamento das fundações do edifício antigo e assim, contribuir para o aparecimento de anomalias. É importante ter presente que, o simples facto de serem executadas sapatas excêntricas ao longo das do edifício antigo, é suficiente para provocar neste, fissurações nas paredes principais ou divisórias que estejam ligadas à parede de empena comum às duas edificações.

### **4.3.5 Fundações sobre terrenos compressíveis**

Não é aconselhável a execução de construções com recurso a fundações superficiais sobre terrenos muito compressíveis. Nestas situações é necessário tomar algumas precauções como, conceber fundações que minimizem as sobrecargas sobre o terreno, a estrutura deverá ser bem cintada por travamentos verticais e horizontais e ter uma elevada rigidez de forma a ajustar-se aos assentamentos diferenciais que venham a instalar-se.

### **4.3.6 Fundações implantadas a profundidade insuficiente**

As fundações superficiais implantadas muito próximas da superfície comportam alguns riscos que devem ser evitados. A capacidade de carga do terreno próximo da superfície é menor (a capacidade de carga de um terreno homogêneo cresce em profundidade) e os assentamentos aumentam devido à possibilidade de fluência do terreno sob a sapata. As características do terreno sob uma sapata com profundidade

insuficiente, podem ser alteradas por agentes externos tais como a água e o gelo. Quando os terrenos são inclinados ainda existe o risco de ocorrer escorregamento pela base da sapata.

Para proteger as fundações superficiais dos ciclos gelo-degelo estas devem ser enterradas entre 70cm e 1m relativamente à superfície do terreno, dependendo da região que se situa a construção.

Nos casos de sapatas fundadas a níveis diferentes, em especial nos terrenos inclinados, deve-se ter o cuidado de evitar a interação entre sapatas vizinhas, de forma impedir o deslizamento das sapatas colocadas a um nível superior.

## **4.4 FUNDAÇÕES PROFUNDAS OU INDIRETAS**

### **4.4.1 Caracterização do comportamento do solo**

As anomalias resultantes de problemas durante a fase de caracterização do comportamento solo, podem derivar da ausência de investigação, investigação insuficiente, investigação com falhas, em resultado da inadequada interpretação dos resultados e acontecimentos singulares, tal como descrito para fundações superficiais.

A ausência de investigação prévia do terreno pode implicar alguns problemas, tais como (Milititsky, 2015):

- fundações executadas a profundidade insuficiente;
- geometria da fundação desadequada (diâmetro inferior ao necessário);
- processo construtivo não adequado às condições do terreno;
- estacas assentes em camadas resistentes sobre solos moles, com assentamentos incompatíveis com o tipo de estrutura a construir;
- atrito negativo não previsto no dimensionamento da estaca.

A investigação insuficiente do solo verifica-se por exemplo na execução de sondagens que terminaram quando atingiram uma camada resistente, sem verificar a espessura dessa mesma camada e a natureza das camadas subjacentes (figura 4.18).

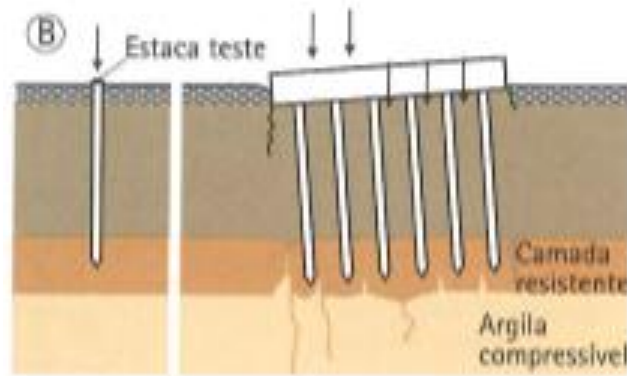


Figura 4.18 - Grupo de estacas apoiado em camada competente sobre solo mole: problemas de recalque. (Milititsky, 2015)

A investigação com falhas caracteriza-se por erros de implantação, adoção de procedimento inadequado ou ensaio não padronizado, utilização de equipamento defeituoso ou não calibrado, falta de nivelamento dos furos de sondagem, descrição sem rigor do solo em estudo, e que são comuns às fundações superficiais.

Nos acontecimentos singulares associados à caracterização do terreno incluem-se as zonas cársicas, zonas de mineração, ocorrência de blocos.

A presença de blocos no subsolo ocasiona problemas na interpretação dos resultados da prospeção geotécnica e tem influência na escolha do método construtivo a aplicar (figura 4.19). Quando a prospeção geotécnica do terreno é insuficiente, os blocos detetados podem ser confundidos com extratos de elevada resistência (perfil de rocha contínua), implicando a concepção e dimensionamento de fundações inadequadas.

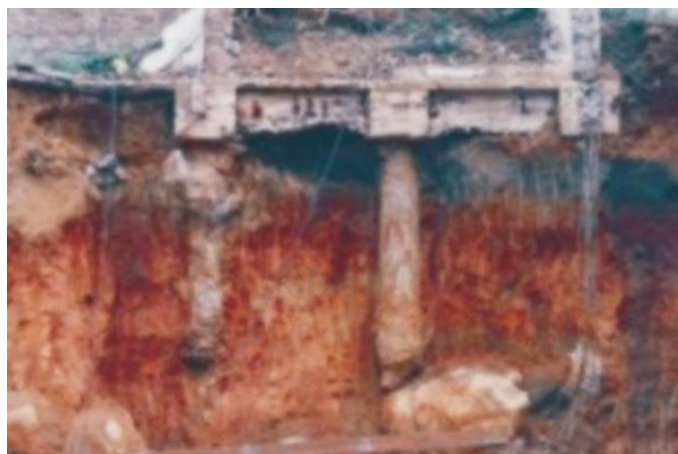


Figura 4.19 - Estaca assente sobre bloco de rocha. (Milititsky, 2015)

#### 4.4.2 Análise e projeto de fundações

Os problemas mais comuns relacionados com a fase da análise de projeto estão associados ao comportamento do solo, fiabilidade dos métodos de previsão da capacidade de carga de estacas, a mecanismos, ao desconhecimento do comportamento real das fundações, relacionados com a estrutura de fundação e às especificações construtivas.

Os problemas resultantes do comportamento do solo incluem os pontos descritos para fundações superficiais e relativos a fundações inadequadas como por exemplo, a inserção de estacas pré-fabricadas em solos muito compactos, que não possam ser atravessados ou que provoquem a rotura das estacas durante a cravação. A adoção de estacas em solos colapsíveis ou expansíveis sem os cuidados especiais com o atrito negativo, com a integridade e a presença de agentes agressivos.

Os métodos de avaliação da capacidade de carga de uma estaca são resultado de correlações empíricas obtidas, entre valores medidos através de ensaios de campo ou em laboratório e resultados de ensaios de carga estática. A falta de uma sustentação teórica e a existência de diversos fatores que influenciam o comportamento de uma estaca, tais como propriedades características dos materiais, métodos de investigação do subsolo, métodos construtivos, implica que seja necessário efetuar uma escolha criteriosa dos fatores de segurança representativos das incertezas inerentes a previsões de carga.

Os problemas mais visíveis relativos a mecanismos estão ligados à interação solo-estrutura. É o caso das estacas próximas associadas a diferentes pilares sem ter em conta o efeito de sobreposição e/ou redução de eficiência, a não consideração do efeito do atrito negativo e de impulsos oblíquos, a não consideração do efeito de grupo de um maciço de estacas, o uso de modelos simplificados indevidos, o surgimento de encurvadura em estacas esbeltas inseridas em solos moles sem travamento (figura 4.20).

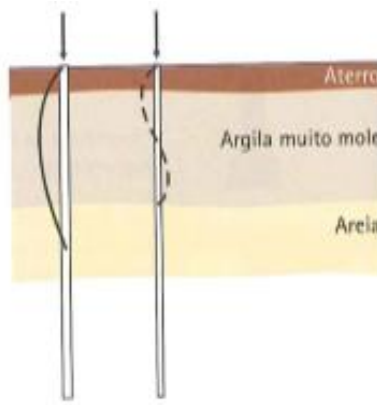


Figura 4.20 - Encurvadura de estacas em solos moles. (Milititsky, 2015)

A capacidade de uma estaca resulta da soma dos efeitos de ponta e do atrito lateral. A capacidade de carga subjacente ao atrito lateral só pode ser totalmente mobilizada se as estacas não estiverem muito próximas umas das outras, distanciadas pelo menos três diâmetros.

Por vezes estas distâncias não são respeitadas conduzindo a cálculos demasiadamente otimistas e a uma condição de insegurança. Quando as estacas estão muito próximas é necessário substituir-se o somatório dos perímetros de cada estaca por uma estaca fictícia que tenha por contorno a linha envolvente das estacas exteriores (figura 4.21).

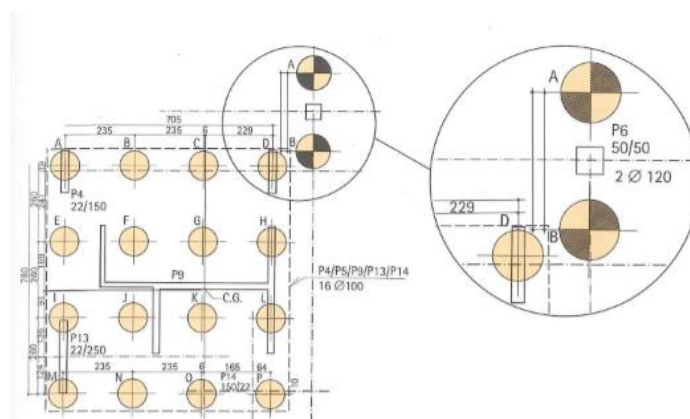


Figura 4.21 - Fundações em estacas próximas (de diferentes pilares) sem considerar efeitos de sobreposição. (Milititsky, 2015)

Um dos problemas mais frequentes associados às fundações por estacas é o efeito do atrito negativo, que por vezes é esquecido aquando do dimensionamento. Quando o assentamento das estacas é inferior ao do solo envolvente, os deslocamentos relativos induzem forças de corte descendentes na interface solo-estaca, podendo aumentar a carga vertical transmitida à estaca.

Um exemplo típico do aparecimento do efeito do atrito negativo, é a colocação sobre um terreno compressível (argilas) de uma camada de aterro de elevada espessura e que estará sujeita a cargas importantes (figura 4.22). O assentamento associado ao aterro e à camada compressível (caso não esteja consolidada) provocará o surgimento de esforços de atrito ao longo do fuste, com uma componente vertical descendente, aumentando o valor da sollicitação. Esta situação é particularmente gravosa nas estacas flutuantes que poderão ficar sujeitas a assentamentos elevados. No caso de estacas a funcionar por ponta poderemos ter como consequência uma diminuição do coeficiente de segurança.

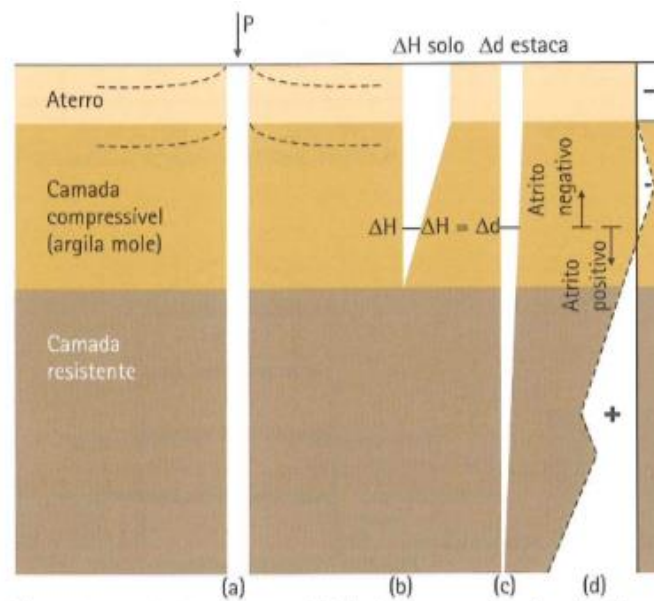


Figura 4.22 – a) perfil estratigráfico e estaca; b) deslocamentos de solo pelo adensamento da camada de argila mole sob efeito do aterro; c) deslocamento da estaca sob carga; d) distribuição geral do atrito ao longo da estaca, com identificação da parcela negativa e positiva. (Milititsky, 2015)

Destaca-se ainda outras situações como o rebaixamento generalizado do nível freático que leva ao assentamento de grandes áreas de argilas moles consolidadas ou ligeiramente sobreconsolidadas e nos casos em que a espessura dos estratos não é uniforme provocando assentamentos diferenciais prejudiciais à estrutura.

Outro problema associado a mecanismos são as situações em que o terreno envolvente se movimenta perpendicularmente ao eixo das estacas, provocando nestas o surgimento de esforços importantes de flexão e de corte.

Temos como exemplos os aterros aplicados no tardo dos muros-cais ou de encontros de pontes assentes sobre estacas (figura 4.23), que podem provocar movimentos do solo subjacente (especialmente quando

este tem reduzidas características mecânicas) e levam ao surgimento de impulsos de valor elevado na zona central da estaca. No caso de um terreno parcialmente aterrado e sujeito a sobrecargas elevadas (edificação com circulação de equipamento pesado), a assimetria de cargas pode provocar nas estacas impulsos oblíquos, na qual a componente horizontal crie uma flexão capaz de as levar à rotura. (Cardoso, 1990)

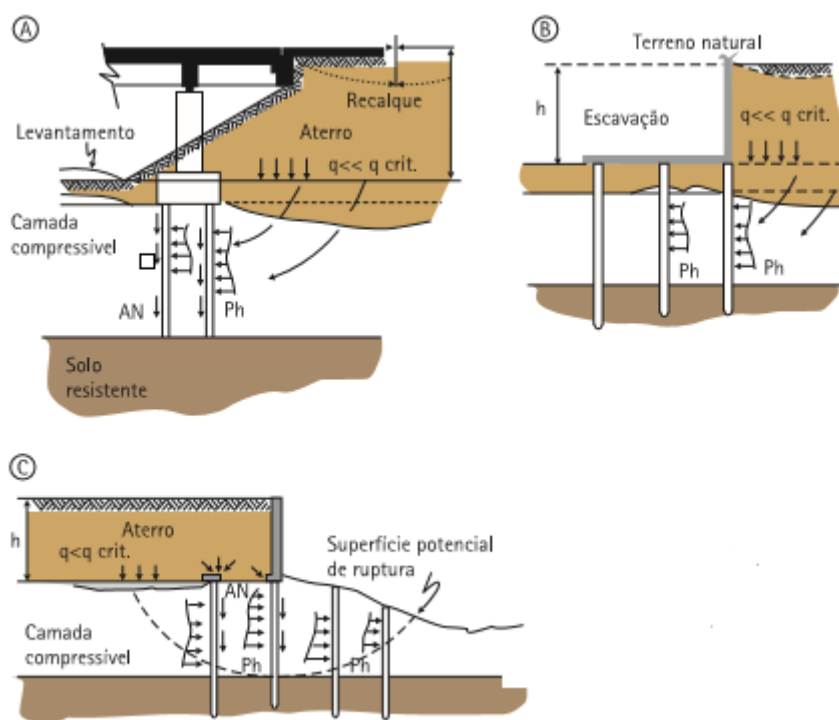


Figura 4.23 - Condição geométrica caracterizando aterro assimétrico sobre camadas de solos moles, provocando o aparecimento de solicitações horizontais atuantes nas estacas em profundidade (efeito Tschebotarioff). (Milititsky, 2015)

Os problemas associados ao efeito de grupo de um maciço de estacas surgem quando se pretende a partir de um ensaio de carga sobre uma estaca isolada, deduzir a capacidade de carga e os assentamentos de um maciço de estacas agrupadas. A análise de uma estaca de ensaio destinada a fundar uma obra cujos pontos de apoio estejam afastados uns dos outros e inserida numa camada praticamente incompressível sobre solos moles (argila) apresentará assentamentos reduzidos.

Extrapolar estes resultados para um grupo de estacas com um comportamento próximo de um maciço, na qual a zona de influência poderá atingir a camada mais compressível é pouco fiável. Se a argila não

estiver consolidada é possível que a edificação fique sujeita a assentamentos importantes e que não eram previsíveis a partir da análise de apenas uma estaca.

O dimensionamento à tração de um grupo de estacas a partir da soma das cargas de ruptura de cada uma das estacas, levará à obtenção de valores superiores ao real. A cinemática de ruptura do grupo é diferente resultando num valor inferior ao somatório das cargas individuais (figura 4.24).

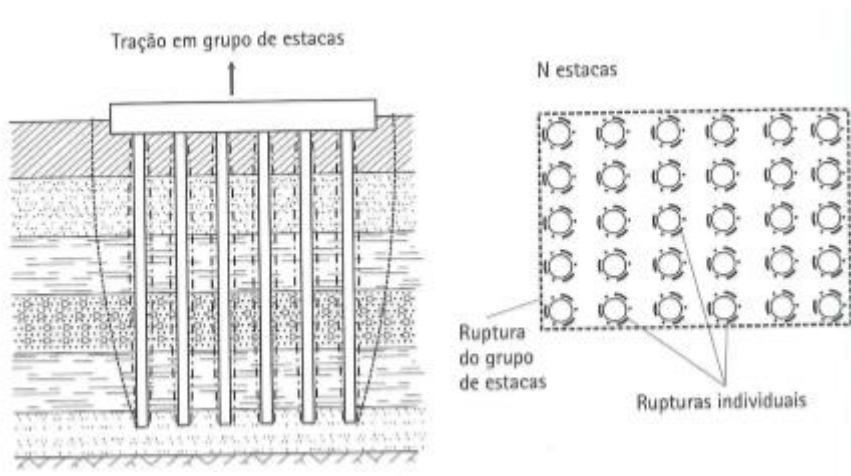


Figura 4.24 - Tração em grupo de estacas. (Milititsky, 2015)

Não é adequada a utilização de modelos simplificados para situações de estacas tracionadas, utilizando o método de cálculo do cone de arrancamento usado em fundações superficiais (figura 4.25). Como a cinemática de ruptura é diferente no caso das fundações profundas, os valores obtidos são superiores aos reais, levando a uma condição de insegurança.

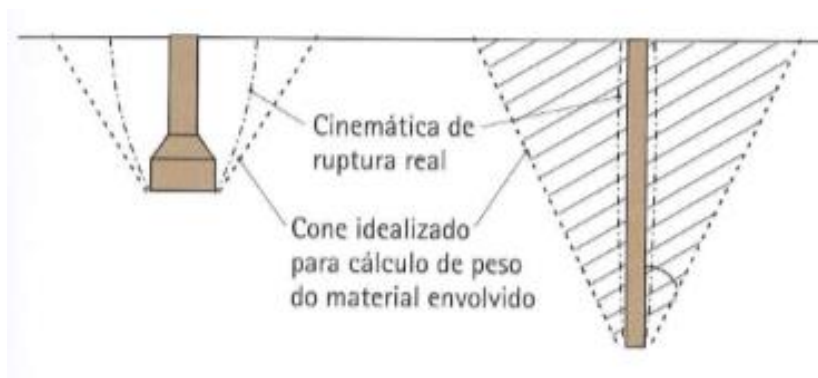


Figura 4.25 - Uso do modelo do cone de arrancamento em fundações profundas tracionadas. (Milititsky, 2015)

A utilização de elementos de fundação profunda como reforço de estruturas com problemas, sem a adequada avaliação do efeito no conjunto do novo elemento e dos deslocamentos necessários à mobilização de resistência (figura 4.26), é um caso típico de um problema relacionado com o desconhecimento do comportamento real das fundações.

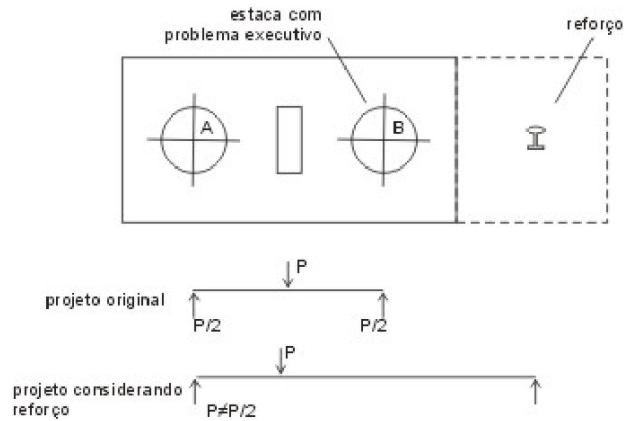


Figura 4.26 - Reforço com problemas. (Milititsky, 2015)

Adoção de fundações com comportamento diferenciado numa mesma estrutura, por exemplo, aplicando fundações profundas em terrenos com aterros compactados assentes sobre camadas compressíveis e elementos estruturais sujeitos a menores cargas apoiados em fundações superficiais, implantadas diretamente no aterro (figura 4.27). O aterro sofrerá ao longo do tempo assentamentos, as fundações profundas e as fundações superficiais terão assentamentos diferentes, implicando o aparecimento de assentamentos diferenciais e rotações importantes nos elementos não estruturais.

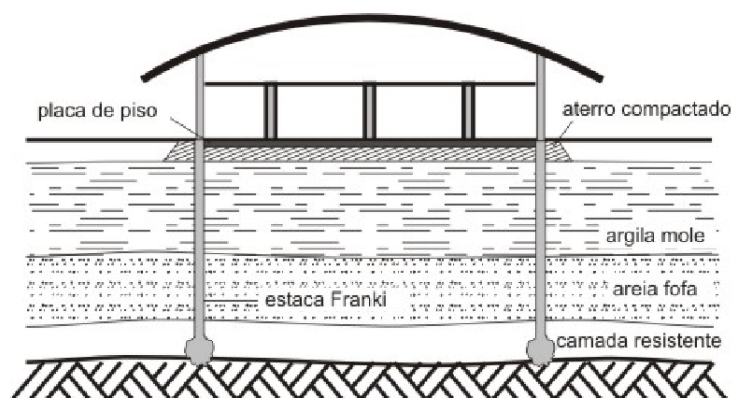


Figura 4.27 - Fundações com comportamento diferenciado numa mesma estrutura. (Milititsky, 2015)

A existência de carregamentos muito diferentes numa mesma edificação, com o mesmo tipo de fundação e sem junta de construção ou com pilares da junta apoiados na mesma fundação (figura 4.28), implica o aparecimento de assentamentos diferenciais, fissuras e/ou fendas na estrutura.

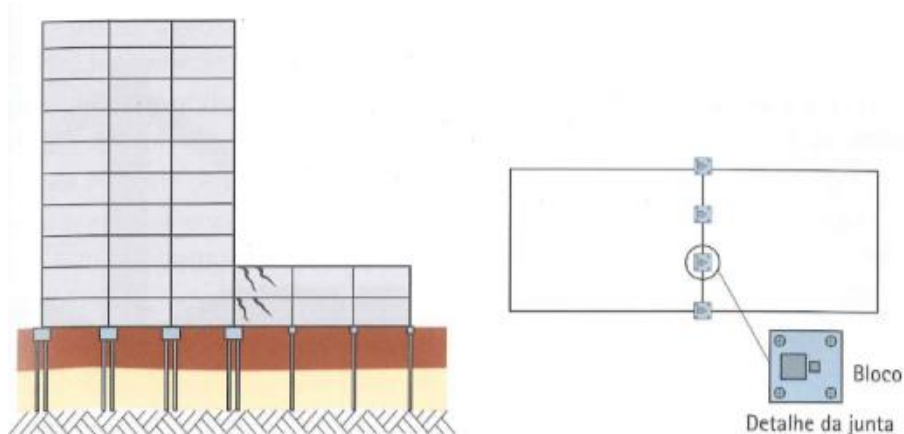


Figura 4.28 - Níveis diferentes de carregamento sem junta. (Milititsky, 2015)

Os problemas envolvendo a estrutura de fundação surgem de erros na determinação das cargas atuantes nas fundações, decorrentes de deficiente transmissão de dados entre o projetista de estruturas e o projetista de fundações, nomeadamente a indicação apenas da carga máxima em estacas solicitadas à compressão e com momento fletor atuante. A omissão de informação da condição de carregamento vertical mínimo pode originar erros no dimensionamento e levar a uma solução desajustada.

#### 4.4.3 Execução das fundações

As especificações construtivas devem basear-se em critérios definidos no projeto, deve-se evitar a omissão de informação importante, tal como a profundidade mínima de projeto, características mínimas do equipamento de execução, tensões e características dos materiais que constituem a estaca, recobrimentos mínimos de armaduras, pormenorização dos comprimentos de amarração especialmente em elementos sujeitos à tração, com esforços transversais e momentos fletores.

A seguir apresentam-se apenas os problemas genéricos que ocorrem em fundações profundas, independentemente do seu processo construtivo:

- erros na implantação de estacas ou desvios de execução devido à ocorrência de blocos, provocando o aparecimento de solicitações não previstas em diversos elementos estruturais tais como vigas de equilíbrio, maciços de encabeçamento de estacas ou nas próprias estacas;

- alterações ao projeto inicial durante a fase de execução sem uma avaliação do seu impacto através de cálculo. Por exemplo a alteração de uma estaca pré-fabricada de determinada dimensão por duas estacas com dimensões inferiores, alterando a forma de distribuição das solicitações;
- alteração da profundidade da estaca devido ao surgimento de obstáculos com aumento do diâmetro das mesmas sem uma análise do projetista;
- execução de estacas não cumprindo as inclinações definidas em projeto, por erro ou por dificuldade construtiva, implicando no aparecimento de solicitações diferentes e colocando em risco a segurança da estrutura;
- deficiente limpeza da cabeça da estaca (demolição do betão contaminado) e a falta de armadura de ligação em estacas pré-fabricadas pode dificultar a sua ligação ao maciço de encabeçamento, podendo originar deformações durante o carregamento (figura 4.29). Esta situação pode ser especialmente grave em estacas sujeitas a esforços de tração.

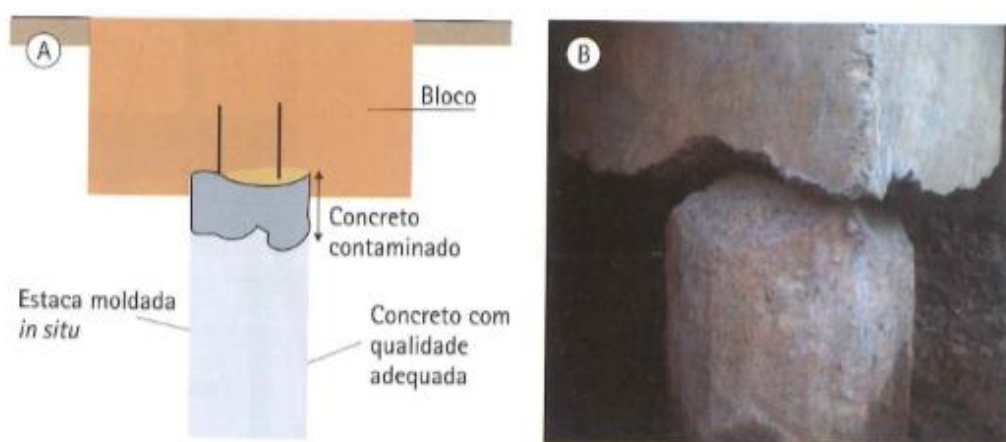


Figura 4.29 - A) Falta de limpeza na cabeça da estaca; B) falta de vinculação estaca x maciço de encabeçamento, verificada após aparecimento de fissuras na edificação. (Milititsky, 2015)

#### 4.4.4 Ocorrências posteriores à conclusão das fundações

Tal como elencado para as fundações superficiais, os problemas mais comuns na fase posterior à conclusão das fundações são, a alteração de uso da edificação, ampliações ou modificações que não foram contempladas no projeto inicial, alteração do uso nos terrenos vizinhos, execução de grandes escavações próximo da construção, rotura de tubagens enterradas, oscilações não previstas do nível freático, rebaixamento do nível freático, vibrações e choques.

A alteração de uso nos terrenos vizinhos como por exemplo o armazenamento de materiais pesados junto a construções existentes, pode induzir nas estacas esforços importantes de flexão e de corte (figura 4.30).

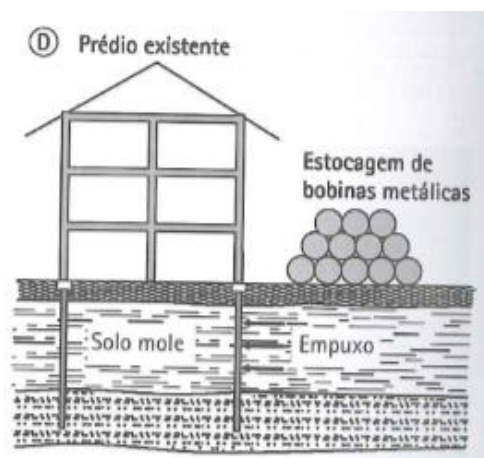


Figura 4.30 - Sobreposição de pressões e assentamentos adicionais na edificação antiga devido a efeito de sobrecarga assimétricas em estacas. (Milititsky, 2015)

# CAPÍTULO 5

## BASES DO PROJETO GEOTÉCNICO

### 5.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS OU DIRETAS

O conteúdo relativo às bases do projeto geotécnico foi desenvolvido de acordo com o capítulo 2 do EC 7.

#### 5.1.1 Introdução

As estruturas de engenharia devem ser projetadas e executadas de forma a cumprir determinados requisitos técnicos, tais como:

- estabilidade – deve ser capaz de suportar todas as ações e todas as influências que possam vir a atuar durante a execução e utilização, sem rotura ou colapso estrutural;
- funcionalidade – durante a sua utilização as construções devem desempenhar de forma adequada as funções requeridas;
- durabilidade – os requisitos de estabilidade e funcionalidade devem ser satisfeitos durante a vida útil da estrutura com adequados custos manutenção.

Define-se por obras ou estruturas geotécnicas todas as construções cujo dimensionamento seja condicionado essencialmente pelo comportamento mecânico e hidráulico dos diversos estratos que compõem o terreno, onde estas construções estão implantadas. As fundações, as estruturas de suporte de terras, aterros são alguns dos exemplos de obras geotécnicas.

#### 5.1.2 Requisitos de projeto

Para que seja possível estabelecer os requisitos mínimos de projeto geotécnico, são introduzidas três categorias geotécnicas (CG1, CG2 e CG3). Para a atribuição da categoria geotécnica a uma determinada estrutura ou obra, ou aspeto do seu projeto, deve basear-se em dois critérios: i) classe de consequências da estrutura ou obra; ii) complexidade do projeto geotécnico.

A classe de consequências representa a importância da estrutura ou obra em termos de danos resultantes do colapso ou do seu mau funcionamento. A complexidade do projeto geotécnico, pode ser classificada como elevada, média ou baixa, traduzindo os aspetos relacionados com a complexidade das condições geotécnicas, das ações e do comportamento da estrutura.

A classificação da estrutura de acordo com a categoria geotécnica é essencial e deve ser executada antes de ser efetuada qualquer prospeção, mesmo de uma forma preliminar.

A CG1 abrange as estruturas pequenas e relativamente simples para as quais se pode assegurar que são satisfeitos os requisitos fundamentais apenas com base na experiência e em estudos de caracterização geotécnica qualitativa e que represente um risco desprezável em termos de estabilidade global e de movimento do terreno. São exemplos de estruturas pertencentes a esta categoria os muros de suporte de altura inferior a 3m, fundações de edificações isoladas em condições geotécnicas simples e ausência de nível freático.

A CG2 abrange os tipos correntes de estruturas e fundações que não envolvem risco fora do comum ou condições do terreno e de carregamento invulgares ou particularmente difíceis. São exemplos as fundações superficiais, os ensoleiramentos gerais, fundações por estacas, muros e outras estruturas de retenção ou suporte de solo ou água, escavações, pilares e encontros de pontes, aterros e movimentos de terras, ancoragens no terreno.

A CG3 abrange as estruturas ou partes de estruturas que não são enquadráveis nas CG1 e CG2. Esta categoria inclui as estruturas de grande dimensão ou pouco comuns, as estruturas que envolvam riscos fora do comum ou condições invulgares ou excepcionalmente difíceis de terreno ou de carregamento, estruturas em áreas de elevada sismicidade, estruturas em áreas com provável instabilidade local ou movimento persistente do terreno que requeiram estudos específicos de caracterização geotécnica ou medidas especiais.

Em cada situação do projeto geotécnico deve verificar-se que nenhum estado limite relevante é excedido (quer no terreno quer na estrutura), devendo ser considerados os seguintes fatores:

- as condições locais no que diz respeito à estabilidade global e aos movimentos do terreno;
- a natureza e a dimensão da estrutura e dos seus elementos, incluindo quaisquer requisitos especiais, tal como o tempo de vida útil;
- as condições relativas à vizinhança (estruturas próximas, tráfego, redes de serviços, vegetação, produtos químicos perigosos);
- as condições do terreno;
- as condições da água do terreno;

- a sismicidade regional;
- a influência do ambiente (hidrologia, águas superficiais, subsidência, variações sazonais da temperatura e da humidade).

Os estados limites devem ser verificados utilizando uma das seguintes abordagens:

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

As quatro abordagens apresentadas podem ser utilizadas de forma combinada. Na prática, a experiência mostra, muitas vezes, qual o estado limite que condiciona o projeto, pelo que a demonstração de não ocorrência dos outros estados limites pode ser efetuada através de uma verificação de controlo.

### **5.1.3 Situações de projeto**

As situações de projeto a considerar na verificação da não excedência dos estados limites estão definidas no ECO e correspondem a um conjunto de condições físicas que traduzem a realidade que se prevê vir a ocorrer num determinado período de tempo. Estas situações de projeto podem ser divididas em: i) persistentes-período de tempo da mesma ordem do tempo de vida útil; ii) transitórias-período de tempo muito inferior ao tempo de vida útil; iii) de acidente; iv) sísmicas.

### **5.1.4 Estados limites**

Designa-se por estado limite um estado para além do qual a estrutura deixa de cumprir, de alguma forma, os requisitos básicos para que foi projetada. Podemos distinguir estados limites últimos e estados limites de utilização.

Estados limites últimos estão associados ao colapso ou outras formas de rotura estrutural, que possam pôr em perigo a segurança das pessoas;

Estados limites de utilização estão associados ao incumprimento de determinados requisitos de serviço, nomeadamente, ao funcionamento corrente, conforto das pessoas e à aparência arquitetónica.

### 5.1.5 Dimensionamento geotécnico com base no cálculo

O dimensionamento com base no cálculo deve estar de acordo com os requisitos principais definidos no E0 e implica a consideração de todos os fatores seguintes:

- ações (forças impostas ou deslocamentos impostos);
- propriedades de solos, de rochas e de outros materiais;
- grandezas geométricas;
- valores limites das deformações, da largura de fendas, das vibrações;
- modelos de cálculo (modelo analítico, modelo semi-empírico, modelo numérico).

Os valores de cálculo das ações, das propriedades do solo, de rochas e de outros materiais assim como as combinações de ações são diferentes, conforme estejamos a tratar de ELU ou ELUt. Para o ELU estes valores podem variar consoante se trate de situações persistentes ou transitórias, ou de situações acidentais.

Os valores de cálculo obtidos das combinações de ações, os valores de cálculo das propriedades do solo, de rochas e de outros materiais e das grandezas geométricas são aplicados na execução do modelo cálculo, que deve traduzir o comportamento do terreno e da estrutura para o estado limite em análise.

As ações a considerar no cálculo podem resultar de: i) ações com origem nas estruturas (ações estruturais); ii) ações com origem no terreno (ações geotécnicas).

As ações estruturais estão definidas no E0 e nas diversas partes do EC1. As ações geotécnicas estão discriminadas no EC7. A título de exemplo podemos identificar como ações geotécnicas os pesos do solo e da água, as tensões no terreno, as pressões de terras, a remoção de carga ou a escavação do terreno, os movimentos devido à fluência, ao deslizamento ou ao assentamento dos terrenos, o atrito negativo no fuste das estacas.

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

$$F_d = \gamma_F \times F_{rep} \quad (5.1)$$

com

$$F_{rep} = \Psi \times F_k \quad (5.2)$$

em que  $\gamma_F$  é o coeficiente de segurança parcial para as ações, aplicado para situações persistentes e transitórias, considera a possibilidade de desvios desfavoráveis relativamente aos valores representativos. O  $F_k$  representa os valores característicos das ações e  $\Psi$  é um coeficiente de conversão

dos valores característicos nos valores representativos, diretamente relacionado com os critérios de combinação das ações fornecido pelo EC0.

Os valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos ( $X_d$ ) são obtidos recorrendo à seguinte equação:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M} \quad (5.3)$$

em que  $X_k$  representa os valores característicos dos parâmetros geotécnicos e  $\gamma_M$  é o coeficiente parcial de segurança. Os valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos também podem ser obtidos diretamente.

A escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos (propriedades dos solos e das rochas) deve basear-se em resultados obtidos através de ensaios de laboratório ou em ensaios de campo, complementados eventualmente com experiência bem estabelecida.

O EC7 determina que o valor característico de um parâmetro geotécnico deve constituir uma estimativa prudente do valor que condiciona a ocorrência do estado limite em análise. Os aspetos condicionantes na escolha do valor característico são: i) a quantidade de informação disponível; ii) a variabilidade dos valores dos parâmetros geotécnicos; iii) a extensão da zona de terreno condicionante do estado limite a analisar; iv) a capacidade de as estruturas transferirem a carga de zonas do terreno mais compressíveis para zonas mais rígidas.

No caso de ser detetado desvios significativos nos dados geométricos, os valores de cálculo desses dados,  $a_d$ , devem ser obtidos diretamente ou a partir de valores nominais, aplicando a seguinte equação:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (5.4)$$

em que  $a_{nom}$  representa os valores nominais dos parâmetros geométricos e  $\Delta a$  representa a possibilidade de desvios desfavoráveis dos parâmetros geométricos em relação aos valores nominais.

São consideradas grandezas geométricas o nível e a inclinação da superfície do terreno, os níveis de água, os níveis das interfaces entre estratos, os níveis de escavação, as dimensões da estrutura geotécnica.

### 5.1.6 Estados limites últimos (ELU)

Nas situações que seja relevante deve ser efetuada a verificação de que os estados limites a seguir apresentados não são excedidos:

- Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno (figura 5.1), considerados como corpos rígidos, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente (EQU);

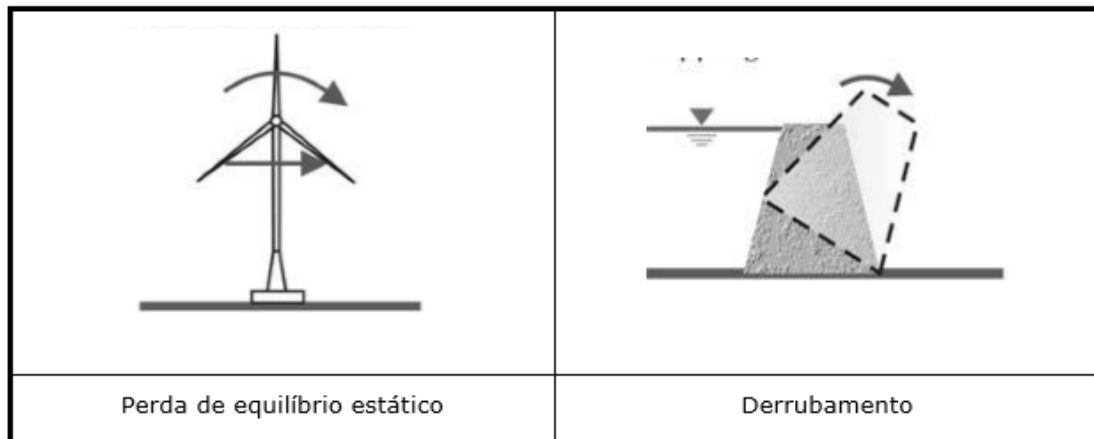


Figura 5.1 - Estado limite último EQU (adaptado de Bond, Andrew e Harris, Andrew, 2008). (Trigo, 2014)

- Rotura interna ou deformação excessiva da estrutura (figura 5.2) ou de elementos estruturais (incluindo, por exemplo, sapatas, estacas ou muros de caves), em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente (STR);

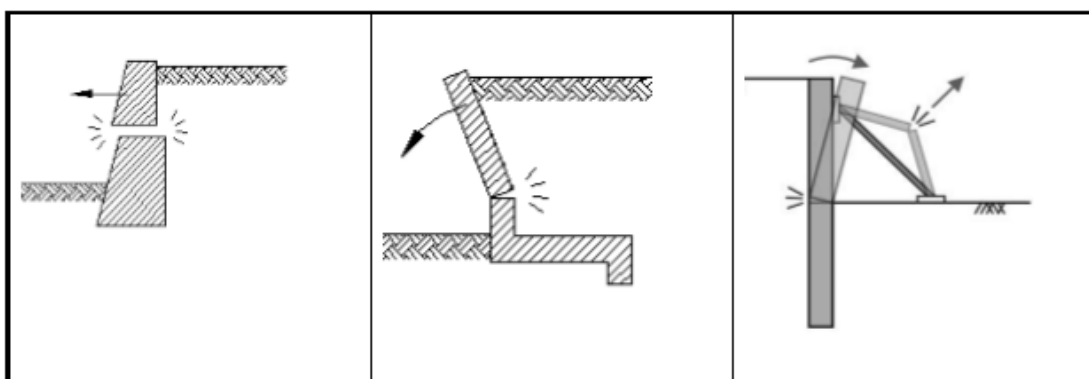


Figura 5.2 - Estado limite último STR (adaptado de Bond, Andrew e Harris, Andrew, 2008 e EC7). (Trigo, 2014)

- Rotura ou deformação excessiva do terreno (figura 5.3), em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente (GEO);

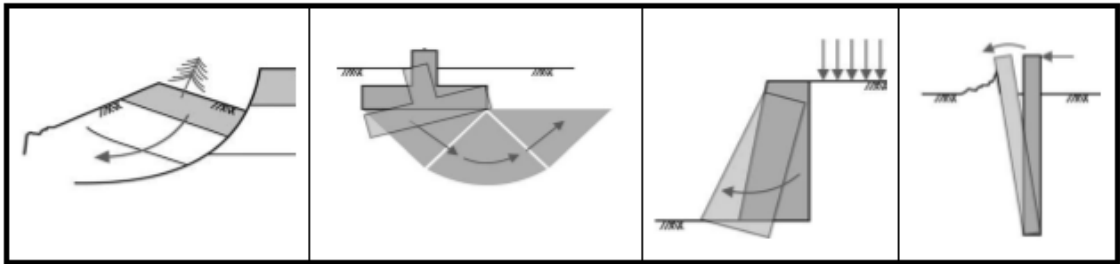


Figura 5.3 - Estado limite último GEO (adaptado de Bond, Andrew e Harris, Andrew, 2008). (Trigo, 2014)

- Perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devida a levantamento global (figura 5.4) originado por pressão da água (flutuação) ou por outras ações verticais (UPL);

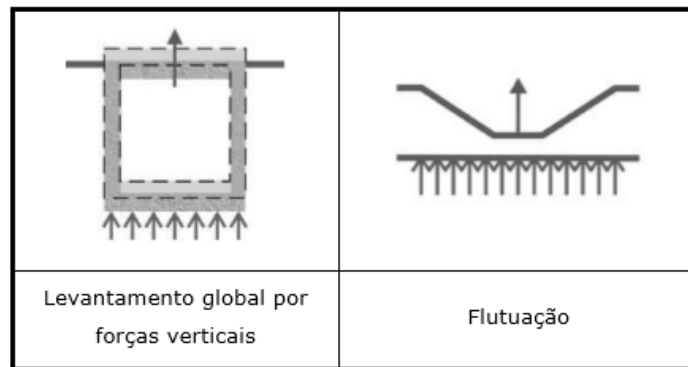


Figura 5.4 - Estado limite último UPL (adaptado de Bond, Andrew e Harris, Andrew, 2008). (Trigo, 2014)

- Levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno (figura 5.5) causados por gradientes hidráulicos (HYD);

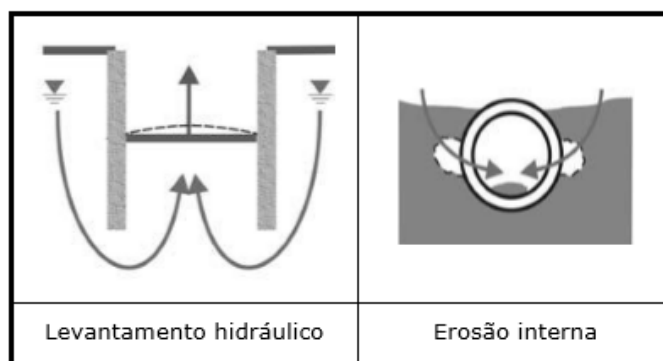


Figura 5.5 - Estado limite último HYD (adaptado de Bond, Andrew e Harris, Andrew, 2008). (Trigo, 2014)

Os estados limites mais relevantes para a maioria das estruturas de engenharia civil são tipo STR e GEO. Em geral, os primeiros são condicionantes relativamente à capacidade resistente dos elementos estruturais e os segundos condicionam as dimensões dos elementos estruturais associados a fundações ou estruturas de suporte.

### 5.1.7 Verificação da capacidade resistente para estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno em situações persistentes ou transitórias

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

$$E_d \leq R_d \quad (5.5)$$

em que  $E_d$  representa o valor de cálculo do efeito das ações e o  $R_d$  representa o valor de cálculo da capacidade resistente.

No projeto geotécnico os coeficientes parciais para as ações deverão ser aplicados às próprias ações ( $F_{rep}$ ) ou aos seus efeitos ( $E$ ):

$$E_d = E \{ \gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d \} \quad (5.6)$$

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d \} \quad (5.7)$$

No projeto geotécnico os coeficientes parciais podem ser aplicados às propriedades do terreno ( $X$ ), às capacidades resistentes ( $R$ ) ou a ambas, da seguinte forma:

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d \} \quad (5.8)$$

ou

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_K; a_d \} / \gamma_R \quad (5.9)$$

ou

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_K / \gamma_M; a_d \} / \gamma_R \quad (5.10)$$

O valor de cálculo dos efeitos das ações deve ser obtido a partir da combinação de ações para as diversas situações de projeto, de acordo com o ECO.

Existem três abordagens de cálculo respeitantes a estados limites últimos de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO). Em Portugal, as verificações tipo STR e GEO para situações persistentes ou transitórias, devem ser efetuadas utilizando a abordagem de cálculo 1. Neste tipo de abordagem as expressões aplicáveis estão identificadas como 5.6 e 5.9.

Para as situações de projeto persistente ou transitórias a combinação fundamental poderá ser expressa como:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{k,i} \quad (5.11)$$

em que:

“+”	Significa “em combinação com”;
$\sum$	Significa “o efeito combinado de”;
$G_{k,j}$	Valores caraterísticos das ações permanentes;
$Q_{k,1}$	Valor caraterístico da ação variável base;
$Q_{k,i}$	Valores caraterísticos das outras ações variáveis;
$A_{Ed}$	Valor de cálculo da ação sísmica;
$\gamma_{G,j}$	Coefficiente de segurança parcial para a ação permanente;
$\gamma_{Qi}$	Coefficiente de segurança parcial para a ação variável $i$ ;
$\Psi_0$	Coefficiente para o valor de combinação da ação variável;
$\Psi_1$	Coefficiente para o valor frequente da ação variável;
$\Psi_2$	Coefficiente para o valor quase permanente da ação variável;

Deve ser efetuada a verificação de que não ocorre um estado limite de rotura ou de excessiva deformação, com a exceção de estacas carregadas axialmente e de ancoragens, para cada uma das seguintes combinações de conjuntos de coeficientes parciais:

Combinação 1:  $A1 + "M1" + "R1$

Combinação 2:  $A2 + "M2" + "R1$

em que  $A1$  corresponde às ações ou efeitos das ações,  $M1$  está associado aos parâmetros do terreno e por fim o  $R1$  traduz as capacidades resistentes.

Nas combinações 1 e 2 os coeficientes parciais são aplicados às ações e aos parâmetros de resistência do terreno.

Tabela 5. 1 - Coeficientes parciais para as ações ( $\gamma_F$ ) ou para os efeitos das ações ( $\gamma_E$ ).

Acção		Símbolo	Conjunto	
			A1	A2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_G$	1,5	1,3
	Favorável		0,0	0,0

Tabela 5. 2 - Coeficientes parciais para os parâmetros do terreno ( $\gamma_M$ ).

Parâmetros do solo	Símbolo	Conjunto	
		M 1	M 2
Ângulo de atrito interno em tensões efectivas ( $\alpha$ )	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efectivas	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{c_u}$	1,0	1,40
Resistência à compressão uniaxial	$\gamma_{q_u}$	1,0	1,40
Peso volúmico	$\gamma_{\gamma}$	1,0	1,00
(a) Este coeficiente é aplicado a $tg\phi'$			

Tabela 5. 3 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para fundações superficiais.

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto		
		R 1	R 2	R 3
Carregamento do terreno	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Deslizamento	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

Da observação aos valores das tabelas apresentadas anteriormente (5.1, 5.2 e 5.3) podemos constatar que a combinação 1 utiliza valores característicos das propriedades do terreno e usa para as ações os mesmos coeficientes parciais de segurança que se aplicam habitualmente nas estruturas de engenharia civil.

Na combinação 2 os valores dos parâmetros de resistência do terreno são minorados, as ações permanentes são iguais aos valores característicos e as ações variáveis desfavoráveis são agravados de forma moderada.

### 5.1.8 Estados limites de utilização (ELUt)

Para o estado limite de utilização, a verificação da segurança das fundações implica que seja necessário assegurar que a estrutura suportada tolera os movimentos e as deformações das respectivas fundações, sem que nela se instale qualquer estado limite.

Como definido no EC0, a verificação de estados limites de utilização no terreno ou na estrutura deve garantir que:

$$E_d \leq C_d \quad (5.12)$$

em que o  $E_d$  representa o valor de cálculo do efeito das ações e o  $C_d$  o valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

Como alternativa à metodologia descrita anteriormente, para garantir que sejam mantidas as deformações dentro dos limites de utilização requeridos, pode-se verificar se é apenas mobilizada uma percentagem reduzida da resistência do terreno, sempre que esta abordagem simplificada seja aplicada a situações de projeto onde:

- não se verifica a necessidade de existir um valor para a deformação na verificação do estado limite de utilização;
- existe uma experiência comparável em que as condições de terreno, a estrutura e o método construtivo são semelhantes.

Na verificação dos estados limites de utilização os valores dos coeficientes parciais de segurança são geralmente iguais à unidade.

O EC7 é omissivo relativamente ao tipo de combinação a utilizar na verificação da segurança relativamente aos estados limites de utilização. Segundo Webster, R. e Brooker, O. (2006), quando se utiliza o método direto deve ser considerada a combinação quase permanente para o cálculo dos assentamentos. (Trigo,2014)

Para os estados limites de utilização a combinação designada de combinação característica, é expressa por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.13)$$

Para os estados limites de utilização a combinação designada de combinação frequente, é expressa por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.14)$$

Para os estados limites de utilização a combinação designada de combinação quase-permanente, é expressa por:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.15)$$

em que:

- $G_{k,j}$  Valores característicos das ações permanentes;
- $Q_{k,1}$  Valor característico da ação variável base;
- $Q_{k,i}$  Valores característicos das outras ações variáveis;
- $\Psi_0$  Coeficiente para o valor de combinação da ação variável;
- $\Psi_1$  Coeficiente para o valor frequente da ação variável;
- $\Psi_2$  Coeficiente para o valor quase permanente da ação variável.

O projeto de fundações deve estabelecer o valor limite para o movimento das fundações e deve ser acordado com o projetista de estruturas e com o Dono de obra. O valor limite a considerar para um dado movimento corresponde ao valor para o qual ocorre um estado limite último ou de utilização, como por exemplo, a fissuração inaceitável e o empenamento de portas.

Todos os movimentos diferenciais das fundações que impliquem o aparecimento de deformações na estrutura suportada, devem ser limitados para garantir que essas deformações não introduzem nesta um estado limite.

Quando não estão definidos os valores limites para as deformações da estrutura, devem aplicar-se os valores de deformação estrutural e dos movimentos da fundação descritos na tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Valores limites da deformação estrutural e dos movimentos da fundação definidos no EC7 (Trigo, 2014).

Valores Limites dos Movimentos			
Rotação relativa máxima		Assentamento máximo	Assentamento diferencial máximo
Deformação côncava	Deformação convexa		
1/500 (ELUt)	1/1000	50 mm (a)	20 mm (a)
1/300 (ELU)	1/600		

(a) Estruturas normais com fundações isoladas

São possíveis assentamentos totais superiores desde que as rotações relativas se situem dentro de limites aceitáveis, os assentamentos totais não causem desvios da vertical e não originem problemas nas redes de serviços que entram na estrutura.

A figura 5.6 apresenta ordens de grandeza para as distorções angulares admissíveis de acordo com estudos efetuados por Bjerrum (1963). É um elemento que pode orientar a definição dos assentamentos diferenciais máximos admissíveis.

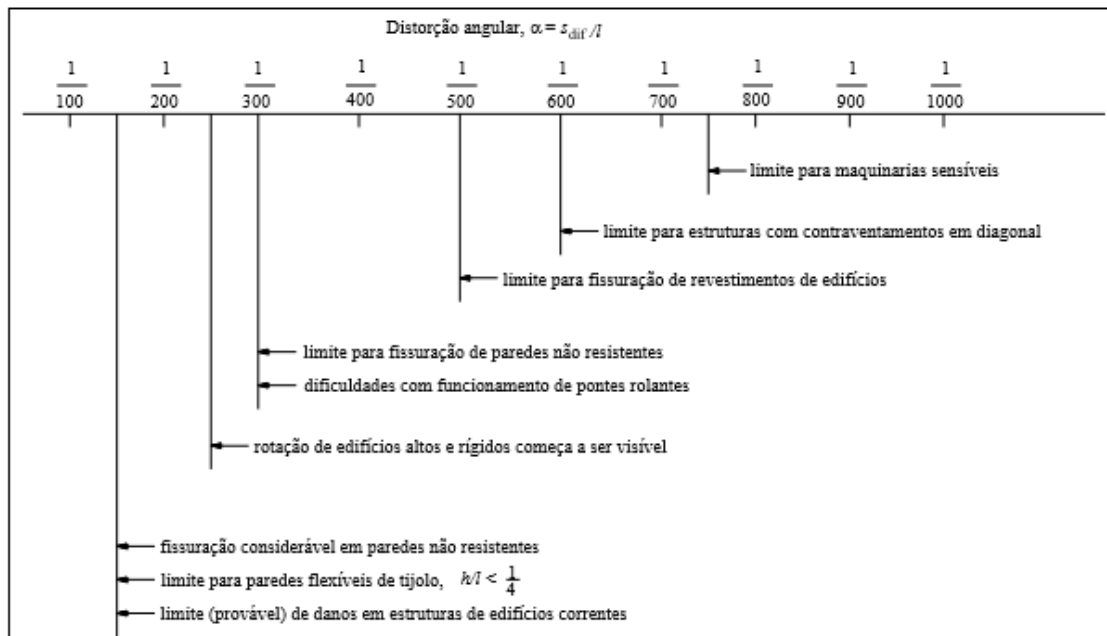


Figura 5.6 - Ordens de grandeza das distorções angulares admissíveis para diversas situações, segundo Bjerrum (1963). (Fernandes, 1995)

## 5.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS OU INDIRETAS

Este subcapítulo apresenta apenas os aspetos específicos relativos às fundações por estacas, pelo que deve ser analisado conjuntamente com as bases do projeto geotécnico associadas às fundações superficiais.

### 5.2.1 Verificação da capacidade resistente para estados limites de rotura estrutural ou de rotura do terreno em situações persistentes ou transitórias

Para as estacas carregadas axialmente deve ser executada a verificação de que não ocorre um estado limite de rotura ou de deformação excessiva, para cada uma das seguintes combinações de conjuntos de coeficientes parciais:

Combinação 1:  $A1 + M1 + R1$

Combinação 2:  $A2 + (M1 \text{ ou } M2) + R4$

O conjunto  $M1$  é utilizado para o cálculo das capacidades resistentes e o conjunto  $M2$  é utilizado para o cálculo das ações desfavoráveis devido ao atrito negativo ou ao carregamento transversal.

Com a aplicação dos coeficientes parciais de segurança (tabelas 5.5, 5.6, 5.7 e 5.8) procura-se atender à aleatoriedade das solicitações, incertezas associadas às propriedades do solo, ao número de sondagens, à importância da estrutura e à fiabilidade dos métodos de cálculo utilizados.

Tabela 5. 5 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para as estacas cravadas.

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Na ponta	$\gamma_b$	1,0	1,1	1,0	1,3
Lateral (compressão)	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combinada (compressão)	$\gamma_t$	1,0	1,1	1,0	1,3
Lateral (tração)	$\gamma_{st}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabela 5.6 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para as estacas instaladas com extração do terreno.

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Na ponta	$\gamma_b$	1,25	1,1	1,0	1,6
Lateral (compressão)	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combinada (compressão)	$\gamma_t$	1,15	1,1	1,0	1,5
Lateral (tração)	$\gamma_{st}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabela 5.7 - Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ( $\gamma_R$ ) para as estacas instaladas com trado contínuo.

Capacidade resistente	Símbolo	Conjunto			
		R1	R2	R3	R4
Na ponta	$\gamma_b$	1,1	1,1	1,0	1,45
Lateral (compressão)	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Total/combinada (compressão)	$\gamma_t$	1,1	1,1	1,0	1,4
Lateral (tração)	$\gamma_{st}$	1,25	1,15	1,1	1,6

Tabela 5.8 - Coeficientes de correlação  $\xi$  para a determinação de valores característicos a partir de resultados de ensaios do terreno (n-número de perfis de ensaio).

$\xi$ para n=	1	2	3	4	5	6	7
$\xi_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

A determinação do valor característico da capacidade resistente de estacas carregadas axialmente deve ser efetuada mediante a aplicação dos seguintes coeficientes de correlação  $\xi$ , em que:

$\xi_3$  valores médios das capacidades resistentes calculadas a partir dos resultados de ensaios do terreno;

$\xi_4$  valores mínimos das capacidades resistentes calculadas a partir dos resultados de ensaios do terreno.



## CAPÍTULO 6

### CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

#### 6.1 DISPOSIÇÕES GERAIS

As considerações gerais sobre o dimensionamento geotécnico a seguir descritas baseiam-se essencialmente nos capítulos 6 e 7 do EC 7.

##### 6.1.1 Fundações superficiais ou diretas

No dimensionamento de fundações superficiais deve ser executada uma compilação adequada dos estados limites aplicáveis, a partir da listagem a seguir apresentada:

- 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.

Da lista apresentada, os primeiros referem-se aos ELU e os três últimos estão associados ao ELUt. Não é necessário efetuar a verificação explícita de todos os estados limites anteriormente elencados, são apenas verificados aqueles que são relevantes para o funcionamento da fundação a projetar.

Para o dimensionamento de uma fundação superficial recorrendo ao cálculo, deve ser utilizado um dos seguintes métodos: i) método direto; ii) método indireto; iii) método prescritivo.

No método direto são realizadas separadamente as análises para cada um dos estados limites. Na verificação do estado limite último o modelo de cálculo deve traduzir de forma adequada os mecanismos

de rotura adotados. A verificação para o estado limite de utilização deve ser efetuada através do cálculo de assentamentos.

O método indireto deve ser aplicado com base na experiência comparável e nos resultados obtidos através de ensaios de campo, em laboratório ou através de observações do comportamento das fundações, de forma a cumprir os requisitos de todos os estados limites relevantes, tendo como referência as ações correspondentes ao ELUt.

A aplicação do método prescritivo implica a definição de uma capacidade resistente presumida do terreno. Esta metodologia insere-se no domínio do dimensionamento por medidas prescritivas e resulta geralmente da inexistência ou insuficiência dos modelos de cálculo, para a verificação do estado limite em análise.

#### **6.1.1.1 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos**

Para demonstrar que uma dada fundação tem capacidade de suportar uma carga de cálculo com adequada segurança em relação a uma rotura por insuficiente capacidade resistente do terreno, deve verificar-se a seguinte condição para todas as hipóteses de carga e combinações de ações relativas ao ELU:

$$V_d \leq R_d \quad (6.1)$$

em que  $V_d$  é o valor de cálculo da carga normal à base da fundação e  $R_d$  é o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno de fundação em relação a carregamentos que lhe sejam normais.

Para a determinação da capacidade resistente do terreno, podem ser aplicados métodos analíticos, métodos semi-empíricos ou métodos prescritivos, devidamente reconhecidos.

O método analítico apresentado no anexo D do EC7 é um método cuja formulação é genérica, tendo sido usada por vários autores.

O método semi-empírico recomendado pelo EC7 e descrito no anexo E, baseia-se em resultados de ensaios com o pressiómetro de Ménard. Esta metodologia de dimensionamento é pouco utilizada em Portugal.

O método prescritivo deve basear-se na capacidade presumida do terreno ao carregamento. O EC7 no anexo G apresenta uma metodologia para determinar a capacidade resistente para fundações superficiais em rocha.

Deve ser verificada a segurança ao deslizamento pela base nas situações em que o carregamento não seja normal à base da fundação. Para que uma dada fundação superficial com base horizontal verifique a segurança ao deslizamento, deve ser garantida que a seguinte desigualdade é satisfeita:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d} \quad (6.2)$$

em que:

- $H_d$  Valor de cálculo da componente horizontal da ação, incluindo quaisquer tipos de impulsos ativos de terras impostos 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 ao longo da vida da estrutura. É usual desprezar os impulsos passivos porque estes requerem grandes deformações permanentes.

O valor de cálculo da capacidade resistente ao deslizamento,  $R_d$ , deve ser determinado em condições drenadas aplicando coeficientes parciais às propriedades do terreno, de acordo com a seguinte expressão.

$$R_d = V'_d \tan \delta_d \quad (6.3)$$

em que:

- $V'_d$  Valor de cálculo da ação normal ao plano da fundação;
- $\delta_d$  Valor de cálculo do ângulo de atrito entre o solo e a fundação.

O valor de cálculo do ângulo de atrito,  $\delta_d$ , 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 é igual a  $2/3 \phi'_{cv;d'}$  para fundações pré-fabricadas ou com baixa rugosidade no contacto.

### 6.1.1.2 Dimensionamento em relação aos estados limites de utilização

Os deslocamentos da fundação causados pela estrutura devem ser calculados em termos de deslocamentos comuns a todo o sistema de fundação e em deslocamentos diferenciais de diferentes partes da fundação.

O cálculo dos deslocamentos de uma fundação deve ser efetuado de forma a verificar os estados limites de utilização, aplicando as ações de cálculo obtidas a partir desses estados limites.

Quaisquer que sejam os métodos aplicados para a obtenção dos assentamentos, os valores obtidos não podem ser considerados exatos, sendo apenas uma estimativa.

No cálculo de assentamentos devem ser considerados três componentes (figura 6.1): i) assentamento imediato ( $s_i$ ); ii) assentamento por consolidação ( $s_c$ ); iii) assentamento por fluência ( $s_d$ )

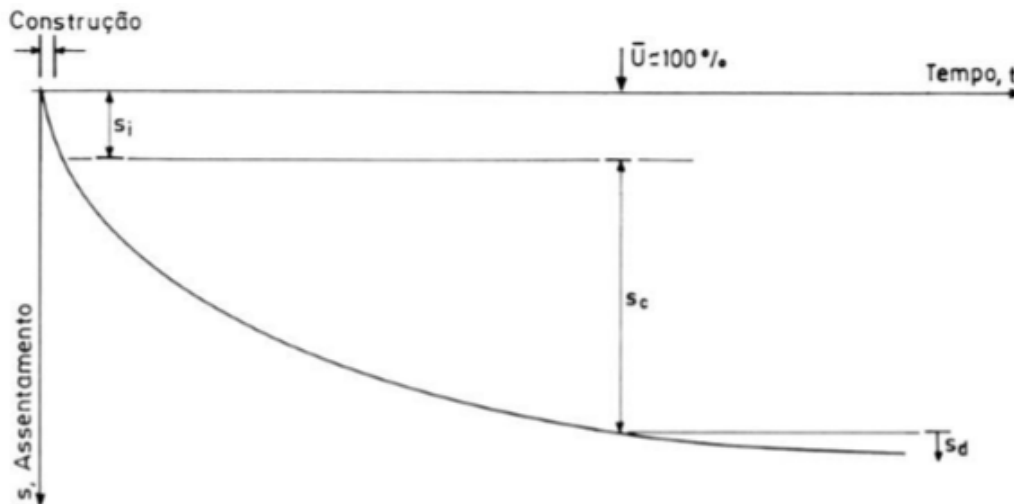


Figura 6.1 - Curva genérica tempo-assentamento de uma fundação (Perloff, 1975). (Fernandes, 1995)

Para a determinação do assentamento total imediato o EC7 apresenta no anexo F duas metodologias de cálculo, o método das relações tensão-deformação e o método da elasticidade ajustada.

O método das relações tensão-deformação permite o cálculo do assentamento total imediato de uma fundação, em solos coesivos ou não coesivos, como a seguir se descreve:

- determinação da distribuição de tensões em profundidade resultante do carregamento da fundação, podendo a referida distribuição ser estimada com base na teoria da elasticidade, considerando que o solo é um meio homogéneo e isótropo e onde se verifica uma distribuição linear da pressão de contacto;
- determinação da distribuição de deformações na fundação com base na distribuição das tensões e de módulos de rigidez, ou outras relações tensão-deformação obtidas de ensaios de laboratório ou de ensaios de campo;
- integração das deformações verticais até à profundidade relevante para obter os assentamentos, cálculo este que deve executado com base num número de pontos significativos no interior do terreno, e nos quais tenham sido executados os cálculos das tensões e as respetivas deformações.

No método da elasticidade ajustada o cálculo do assentamento total imediato de uma fundação, em solos coesivos ou não coesivos, pode ser efetuada a partir da teoria da elasticidade aplicando a seguinte equação:

$$S_i = p \times B \times f / E_m \quad (6.4)$$

em que:

$E_m$	Valor do cálculo do módulo de deformabilidade do solo;
$f$	Coefficiente de assentamento;
$p$	Pressão de contacto distribuída linearmente na base da fundação;
$B$	Largura da fundação.

O valor do coeficiente de assentamento,  $f$ , depende da forma e das dimensões em planta da fundação, da variação da rigidez em profundidade, da espessura da formação compressível, do coeficiente de Poisson, da distribuição da pressão de contacto e do ponto na qual o assentamento é calculado.

No caso de não existirem medições de assentamentos de estruturas próximas com as mesmas características e em condições semelhantes que possibilitem o cálculo do módulo de deformabilidade,  $E_m$ , da formação compressível em condições drenadas, o assentamento poderá ser estimado a partir de resultados de ensaios de laboratório ou de ensaios de campo.

O método da elasticidade ajustada aplica-se apenas no caso de as tensões do terreno não produzirem cedências significativas e a relação tensão-deformação puder ser considerada linear. Este método requer algum cuidado na sua aplicação para as situações em que o terreno não seja homogéneo.

A equação 6.4 pode ser apresentada com outra configuração:

$$S_i = p \times B \times \frac{1 - \nu^2}{E_m} \times I_s \times I_F \quad (6.5)$$

em que:

$$p = \frac{V_k}{L \times B} \quad (6.6)$$

$\nu$	Coefficiente de Poisson;
$I_s$	Coefficiente que depende da forma da sapata e do ponto onde se pretende avaliar o assentamento;

- $I_F$  Coeficiente relativo à profundidade de instalação da sapata;
- $V_k$  Valor de cálculo da carga normal à base da fundação para a combinação quase permanente, incluindo o peso próprio da sapata;
- $L$  Comprimento da fundação.

Na determinação do coeficiente  $I_s$  para maciços semi-indefinidos aplica-se a tabela 6.1 e para sapatas rígidas sobre meio elástico com fronteira rígida utiliza-se os valores constantes na tabela 6.2.

Tabela 6.1 - Valores de  $I_s$  para maciços semi-indefinidos (Perloff,1975; Milosević, 1992). (Fernandes, 2011)

Forma da sapata	$I_s$ , sapata infinitamente flexível (sobrecarga)					$I_s$ sapata rígida
	centro	vértice	meio do lado menor	meio do lado maior	média	
circular	1,00	-----	0,64	0,64	0,85	0,79
quadrada	1,12	0,56	0,77	0,77	0,95	0,92
retangular L/B =1,5	1,36	0,68	0,89	0,97	1,15	1,13
=2,0	1,53	0,77	0,98	1,12	1,30	1,27
=2,5	1,67	0,83	1,05	1,25	1,44	1,40
=3,0	1,78	0,89	1,11	1,36	1,52	1,51
=4,0	1,97	0,98	1,20	1,53	1,71	1,67
=5,0	2,10	1,05	1,27	1,67	1,83	1,81
=7,0	2,31	1,16	1,38	1,89	2,03	2,01
=10,0	2,54	1,27	1,49	2,10	2,25	2,25

Tabela 6.2 - Valores de  $I_s$  para sapatas rígidas sobre um meio elástico com fronteira rígida à profundidade  $H$  e  $\nu = 0,3$  (Magalhães, 2009; Marques e Magalhães, 2010). (Fernandes, 2011)

H / B	Círculo	Retângulo					
	Diâmetro=B	L / B = 1	L / B = 1,5	L / B = 2	L / B = 3	L / B = 5	L / B = ∞
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	0,31	0,32	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36
1,0	0,47	0,48	0,52	0,54	0,57	0,58	0,63
1,5	0,55	0,57	0,64	0,68	0,72	0,75	0,83
2,0	0,60	0,63	0,72	0,77	0,83	0,87	0,99
2,5	0,63	0,66	0,77	0,83	0,91	0,97	1,12
3,0	0,65	0,69	0,80	0,88	0,97	1,04	1,23
3,5	0,66	0,71	0,83	0,91	1,02	1,10	1,32
5,0	0,69	0,74	0,88	0,97	1,10	1,22	1,54
7,5	0,71	0,77	0,92	1,01	1,15	1,34	1,79
10,0	0,72	0,77	0,93	1,05	1,17	1,45	1,97

A profundidade do estrato de solo compressível que deve ser tida em conta no cálculo dos assentamentos, depende da dimensão e forma da fundação, da variação da rigidez do solo com a profundidade e do espaçamento dos elementos da fundação. Esta profundidade poderá ser considerada como aquela para a qual o acréscimo de tensão vertical efetiva devida à carga induzida pela fundação, atinge 20% da tensão efetiva vertical inicial devida ao peso dos terrenos sobrejacentes.

O coeficiente relativo à profundidade de instalação da sapata,  $I_F$ , é obtido através do ábaco ilustrado na figura 6.2, depende das dimensões em planta da fundação, da profundidade de implantação da fundação e do coeficiente do Poisson.

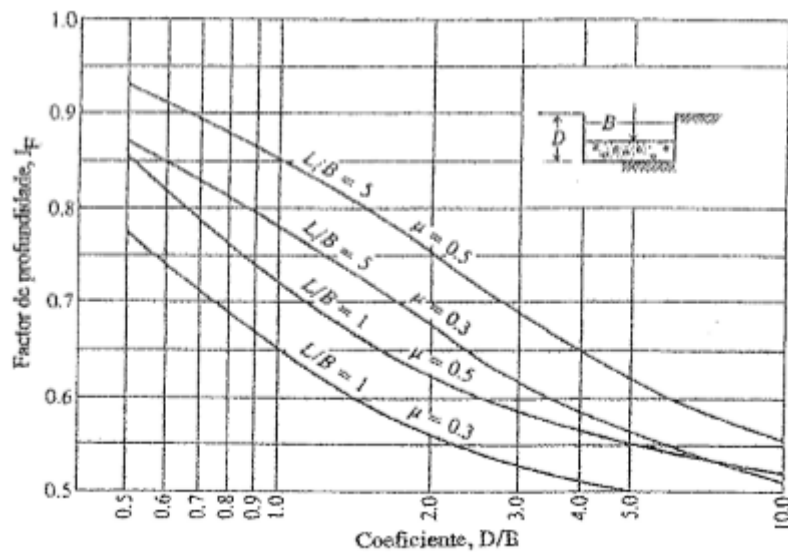


Figura 6.2 - Valores do coeficiente  $I_F$ . (Bowles, 1988)

### 6.1.2 Fundações profundas ou indiretas

No dimensionamento de fundações por estacas deve ser executada uma seleção dos estados limites aplicáveis, a partir da seguinte listagem:

- perda de estabilidade global;
- rotura da fundação por estacas por insuficiência de capacidade resistente do terreno relativamente à compressão das estacas;
- rotura da fundação por estacas por levantamento global ou por insuficiência de capacidade resistente do terreno relativamente à tração das estacas;
- rotura do terreno devida a carregamento transversal da fundação por estacas;
- rotura estrutural da estaca por compressão, tração, flexão, encurvadura ou corte;

- rotura conjunta do terreno e da fundação por estacas;
- rotura conjunta do terreno e da estrutura;
- assentamento excessivo;
- empolamento excessivo;
- deslocamento lateral excessivo;
- vibrações inadmissíveis.

Da lista apresentada, os primeiros referem-se aos ELU e os quatro últimos estão associados ao ELUt. Não é necessário efetuar a verificação explícita de todos os estados limites anteriormente elencados, são apenas verificados aqueles que são relevantes para o funcionamento da fundação a projetar.

As ações que são transmitidas às estacas são de dois tipos, as ações transmitidas pela estrutura que suportam e as ações transmitidas pelos solos envolventes.

As ações transmitidas às estacas são correntemente divididas em duas componentes: i) uma componente que induz apenas esforços axiais nas estacas e mobiliza tensões tangenciais resistentes na interface solo-estaca, bem como a resistência do solo à penetração da ponta das estacas; ii) a outra componente que gera momentos fletores e esforços transversos nas estacas e desencadeia a mobilização de impulsos passivos no terreno.

Para além das ações ditas “tradicionais” descritas a respeito das fundações superficiais, as estacas podem estar sujeitas ainda à consolidação de camadas de solos compressíveis, a expansão volumétrica e movimento lateral dos solos.

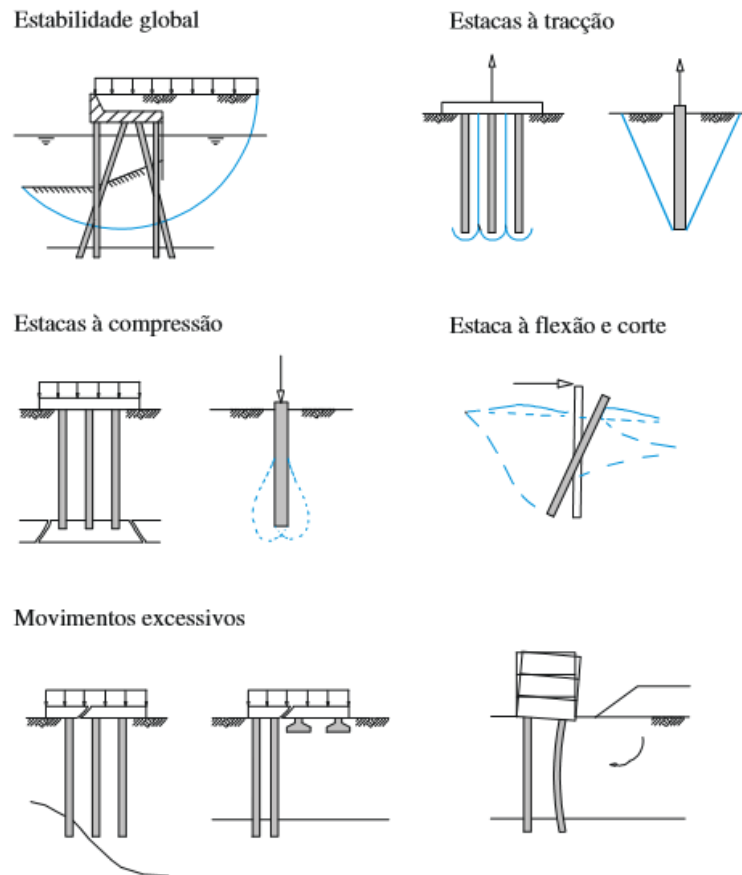


Figura 6.3 - Diferentes tipos de mecanismo. (Santos, 2008)

No dimensionamento, os efeitos induzidos pelo movimento do solo podem ser traduzidos no projeto como uma ação ou introduzindo ações que representem a força transmitida pelo terreno à estaca. Atualmente utiliza-se para análise destas duas situações a interação solo-estrutura, no primeiro caso pode realizar-se a modelação baseada no coeficiente de reação do terreno (modelo de Winkler) e no segundo caso por meio de curvas de transferência de cargas, usualmente designadas por curvas p-y.

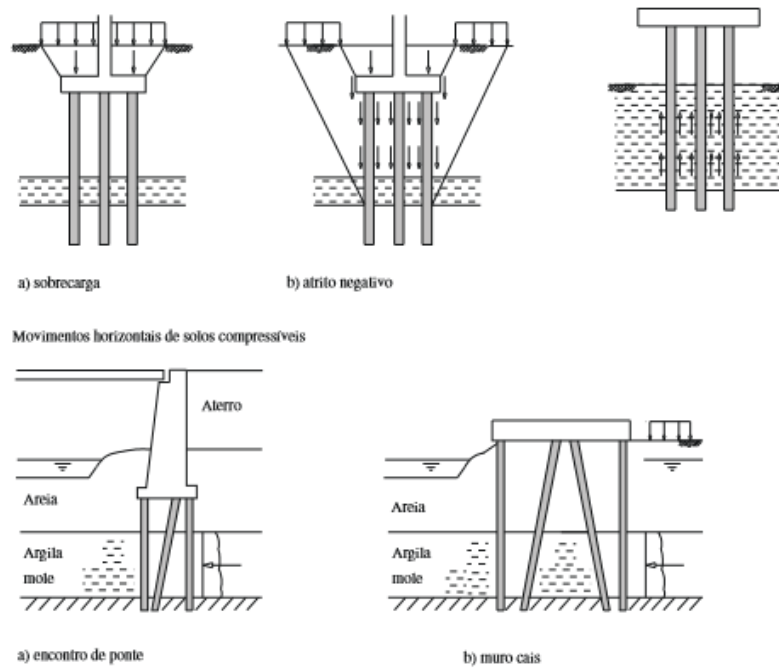


Figura 6.4 - Ações induzidas pelo movimento dos solos. (Santos, 2008)

O dimensionamento das estacas sujeitas a ações verticais deve basear-se num dos seguintes procedimentos:

- utilização de resultados de ensaios de carga estática para obtenção de parâmetros de projeto, devendo ser realizados de forma a permitir a obtenção de informação relativa ao comportamento da estaca para o ELU e ELUt;
- utilização de métodos de cálculo empíricos ou analíticos que tenham sido validados por ensaios de carga estática em situações comparáveis, ou seja, o mesmo processo construtivo, o mesmo material constituinte e o mesmo tipo de terreno;
- utilização de resultados de ensaios de carga dinâmica validados por resultados de ensaios de carga estática em situações comparáveis;
- consideração do comportamento observado de uma fundação por estacas comparável à fundação a projetar, desde que a metodologia de projeto seja sustentada por resultados da prospeção geotécnica e de ensaios de caracterização do terreno.

### 6.1.2.1 Limitações dos métodos de dimensionamento

A correta previsão do comportamento de uma fundação profunda é extremamente complicada, requer alguma prudência devendo-se ter presente as limitações dos métodos de dimensionamento, resultado das numerosas variáveis envolvidas, tais como (Cardoso, 1990):

- as dificuldades inerentes à determinação das propriedades do solo;
- as características do solo serem afetadas durante a instalação das estacas;
- os vários aspetos relacionados com os mecanismos de interação solo-estrutura e a dificuldades de serem traduzidas matematicamente;
- eventuais desvios em relação à posição definida em projeto, dando origem a cargas excêntricas, e conseqüentemente o surgimento de sobretensões nas estacas;
- dificuldade de ser efetuada a inspeção e reparação em estacas;
- condições difíceis relacionadas com a betonagem implicando por vezes uma diminuição da qualidade dos betões (segregação ou “lavagem” do betão devido presença de água no solo) e por consequência a obtenção de resistências inferiores às especificadas.

Na prática em casos correntes, para traduzir algumas destas incertezas é usual dimensionar as estacas sujeitas a esforços axiais de compressão, limitando a tensão do betão a valores da ordem dos 4 a 5MPa. Existem autores que defendem que a referida limitação deverá estar compreendida entre  $0,25$  e  $0,3f_{ck}$ .

### 6.1.2.2 Dimensionamento em relação aos estados limites

No dimensionamento deve ser demonstrado que é suficientemente improvável que sejam excedidos os seguintes estados limites:

- estados limites últimos de rotura por insuficiência de capacidade resistente, à compressão ou à tração, de uma estaca isolada;
- estados limites últimos de rotura por insuficiência de capacidade resistente, à compressão ou à tração, de um grupo de estacas;
- estados limites últimos de colapso ou de danos severos da estrutura suportada, causados por deslocamentos excessivos, globais ou diferenciais, da fundação por estacas;
- estados limites de utilização da estrutura suportada causados por deslocamentos das estacas.

### 6.1.2.3 Modos de rotura de estacas solicitadas axialmente

Em fundações a grande profundidade o assentamento realiza-se sem o levantamento da superfície do terreno. O modo de rotura depende sobretudo da estratificação e da resistência ao corte das várias camadas que constituem o terreno. A superfície de rotura tem uma configuração vertical ou ligeiramente inclinada, contorna o perímetro da base sem alcançar a superfície do terreno. Neste caso não é possível definir uma carga de rotura precisa, porque a força que se mobiliza na ponta aumenta à medida que se processa o assentamento, pois este provoca a densificação da areia localizada sob a base e faz aumentar

a sobrecarga atuante no plano da base. Neste caso diz-se que a ruptura ocorre por punçoamento. (Cardoso,1990)

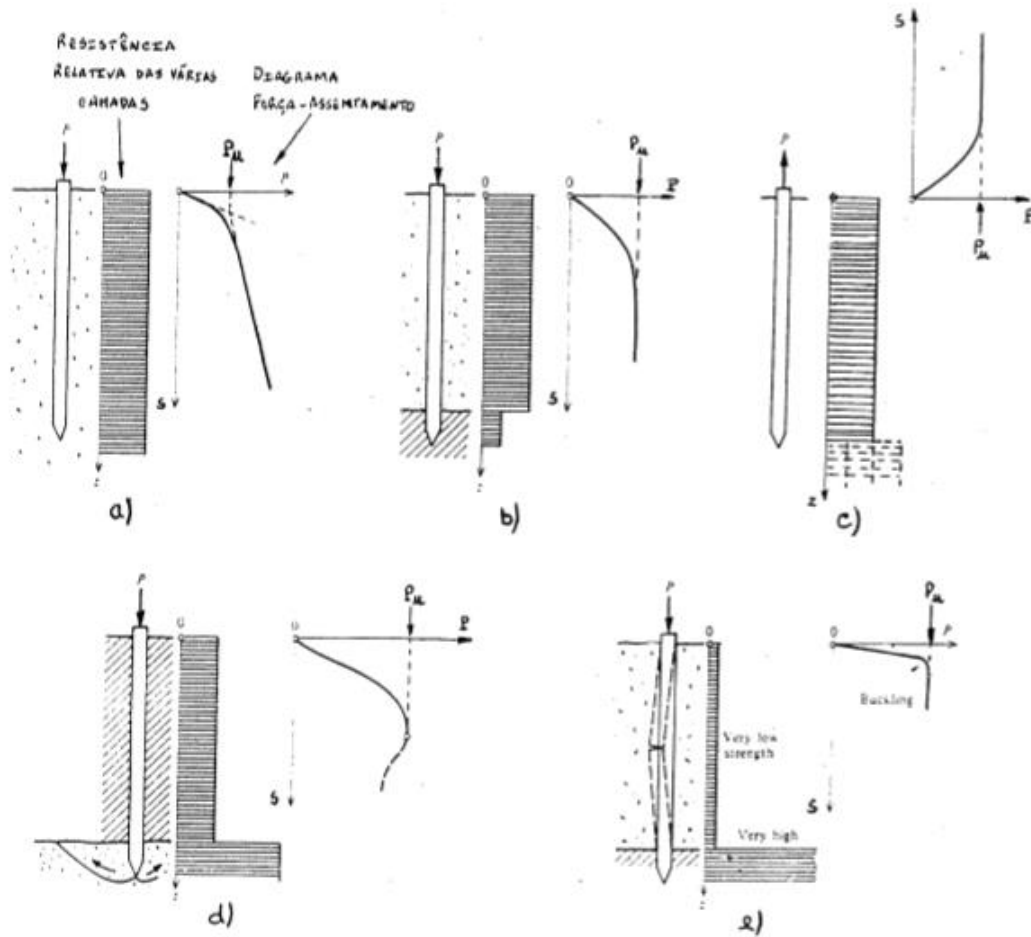


Figura 6.5 - Modos de ruptura de estacas solicitadas axialmente. (Cardoso, 1990)

A figura 6.5a representa a solicitação vertical que é equilibrada pelas contribuições das resistências lateral (definida) e de ponta (indefinida).

Na figura 6.5b mostra-se uma situação atípica: o solo imediatamente sob a base da estaca é muito menos resistente do que o sobrejacente. Neste caso a solicitação é principalmente equilibrada pelo atrito/adesão lateral e o diagrama força-assentamento permite definir uma carga de ruptura que corresponde à mobilização de toda a resistência lateral. (Cardoso, 1990)

Se a força for de tração a resistência de ponta é também nula (estacas sem base alargada) sejam quais forem as características resistentes do terreno sob a base das estacas (figura 6.5c). Tal como no caso anterior a carga de ruptura é igual à totalidade da resistência lateral. (Cardoso, 1990)

A aplicação mais típica de estacas como elemento de fundação está representada na figura 6.5d, a estaca atravessa uma camada com fracas características mecânicas, penetrando a sua ponta num estrato de elevada resistência. Caso não exista uma camada mais fraca sob a base da estaca, um aumento sucessivo da carga  $P$  produzirá uma rotura geral por corte do estrato inferior uma vez que o estrato superior não evita a formação de cunhas de rotura. Antes da ocorrência desta rotura o efeito do atrito/adessão ao longo do fuste é pouco relevante porque a rigidez da camada inferior impede que os assentamentos sejam significativos. O digrama força-assentamento apresenta um máximo bem definido. (Cardoso, 1990)

Se as camadas que envolvem o fuste forem de tal modo fracas (geralmente argilas ou lodos muito moles) que não são capazes de conferir um certo confinante à estaca (figura 6.5e), o risco de ocorrência de rotura do sistema por causa da encurvadura da estaca torna-se elevado. Neste caso existirá uma carga de rotura bem definida. (Cardoso, 1990)

#### 6.1.2.4 Dimensionamento em relação aos estados limites últimos

Na verificação de segurança em relação ao ELU de estacas à compressão é necessário ter em conta dois mecanismos de rotura, a rotura por insuficiência de capacidade resistente das estacas consideradas individualmente e a rotura por insuficiência de capacidade resistente do conjunto formado pelas estacas e pelo solo contido entre elas, considerado como um bloco.

A fim de demonstrar que uma fundação por estacas tem capacidade de suportar uma carga de cálculo com adequada segurança a uma rotura por compressão, deve verificar-se a seguinte desigualdade para todos os casos de carga e combinações de ações respeitantes ao ELU:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (6.7)$$

em que:

$F_{c;d}$  Valor de cálculo da componente vertical da ação correspondente ao ELU, incluindo o peso próprio da estaca e determinado de acordo com EC0;

$R_{c;d}$  Valor de cálculo da resistência limite da estaca relativamente às ações verticais, incluindo a pressão do terreno sobrejacente ao nível da base da fundação.

O peso próprio da estaca pode ser desprezado se os seus valores forem semelhantes ao peso do terreno substituído.

A capacidade resistente à compressão de um grupo de estacas atuando como um bloco poderá ser calculada, considerando o bloco como uma estaca isolada de grande diâmetro.

Na avaliação da capacidade resistente de estacas ou grupo de estacas é importante ter atenção à resistência dos estratos envolventes na zona da ponta da estaca. A existência de estratos de baixa resistência acima ou abaixo da ponta da estaca tem uma grande influência na sua capacidade resistente.

A capacidade resistente de uma estaca está essencialmente dependente das propriedades mecânicas do solo, mas também das propriedades físicas e mecânicas da própria estaca (dimensões geométricas, resistência, rugosidade) e do processo construtivo adotado (com ou sem extração de terreno).

Na determinação teórica da capacidade resistente de uma estaca à compressão deve ser considerado duas componentes, uma na base da estaca e outra na superfície lateral resultante do atrito desenvolvido entre a estaca e o solo.

O valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca com base em ensaios do terreno,  $R_{c;d}$ , deve ser obtido através de:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} \quad (6.8)$$

Para cada estaca,  $R_{b;d}$  e  $R_{s;d}$  devem ser obtidos através de:

$$R_{b;d} = R_{b;k} / \gamma_b \quad (6.9)$$

$$R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s \quad (6.10)$$

Os valores característicos de  $R_{b;k}$  e  $R_{s;k}$  devem ser determinados através da expressão:

$$\begin{aligned} R_{c;k} &= (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} \\ &= \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \end{aligned} \quad (6.11)$$

em que  $\xi_3$  e  $\xi_4$  são coeficientes de correlação que dependem do número  $n$  de perfis de ensaios e são aplicados, respetivamente:

$$\text{aos valores médios: } (R_{c;cal})_{mean} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{mean} = (R_{b;cal})_{mean} + (R_{s;cal})_{min}$$

$$\text{aos valores mínimos: } (R_{c;cal})_{min} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{min}$$

Os valores característicos poderão ser obtidos calculando:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \quad (6.12)$$

$$R_{s;k} = \sum_i A_{s;i} q_{s;i;k} \quad (6.13)$$

em que  $q_{b;k}$  e  $q_{s;i;k}$  designam os valores característicos respetivamente da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral nos vários estratos, por unidade de área, obtidos de valores de parâmetros do terreno.

### 6.1.2.5 Capacidade resistente última à tração com base em ensaios do terreno

As indicações apresentadas para estacas à compressão são válidas para estacas à tração, sempre que aplicáveis.

Na verificação de segurança em relação ao ELU de estacas à tração devem ser considerados dois tipos de mecanismos de rotura, o arrancamento das estacas relativamente ao terreno e o levantamento global do bloco do terreno que contém as estacas.

A fim de demonstrar que uma fundação por estacas tem capacidade de suportar uma carga de cálculo com adequada segurança a uma rotura por tração, deve verificar-se a seguinte desigualdade para todos os casos de carga e combinações de ações respeitantes ELU:

$$F_{t;d} \leq R_{t;d} \quad (6.14)$$

em que:

$F_{t;d}$  Valor de cálculo da componente vertical da ação de tração, numa estaca ou num grupo de estacas;

$R_{t;d}$  Valor de cálculo da resistência limite da estaca relativamente às ações verticais de tração, de uma estaca ou num grupo de estacas.

Na determinação teórica da capacidade resistente de uma estaca à tração deve ser considerado apenas a componente resultante do atrito, desenvolvido entre a estaca e o solo na superfície lateral da mesma.

O valor de cálculo da capacidade resistente à tração de uma estaca com base em ensaios do terreno,  $R_{t;d}$ , deve ser obtido através de:

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;k} \quad (6.15)$$

em que:

$$R_{t;k} = R_{s;k} \quad (6.16)$$

O valor característico de  $R_{t;k}$  deve ser determinado através da expressão:

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}, \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.17)$$

em que  $\xi_3$  e  $\xi_4$  são coeficientes de correlação que dependem do número  $n$  de perfis de ensaios e são aplicados, respetivamente, ao valor médio  $(R_{c;cal})_{mean}$  e ao valor mínimo  $(R_{c;cal})_{min}$ .

O valor característico da capacidade resistente à tração poderá ser obtido calculando:

$$R_{t;k} = \sum_i A_{s;i} q_{s;i;k} \quad (6.18)$$

em que  $q_{s;i;k}$  designa os valores característicos da capacidade resistente lateral nos vários estratos, por unidade de área, obtidos de valores de propriedades do terreno.

#### 6.1.2.6 Estacas carregadas transversalmente

O dimensionamento de estacas carregadas transversalmente deve obedecer às disposições elencadas para o dimensionamento de estacas sujeitas a ações verticais e ao ensaio de carga que eventualmente se ajuste a essa configuração.

Na verificação de segurança em relação ao ELU deverá ser considerado um dos seguintes mecanismos de rotura, para as estacas curtas, rotação ou translação de corpo rígido, para estacas longas e esbeltas, rotura da estaca por flexão acompanhada de cedência localizada e deslocamento do solo junto ao topo da estaca.

Com a finalidade de demonstrar que uma fundação por estacas tem capacidade de suportar uma carga transversal de cálculo com adequada segurança à rotura, deve verificar-se a seguinte desigualdade para todos os casos de carga e combinações de ações respeitantes ao ELU:

$$F_{tr;d} \leq R_{tr;d} \quad (6.19)$$

em que:

- $F_{tr;d}$  Valor de cálculo da carga transversal numa estaca ou num grupo de estacas;
- $R_{tr;d}$  Valor de cálculo da resistência limite em relação a cargas transversais de uma estaca ou de um grupo de estacas;

O  $R_{tr;d}$  pode ser obtido através de ensaios de carga estática, por meio de ensaios de caracterização geotécnica do terreno e parâmetros resistentes da estaca.

Deve ser considerado o efeito de grupo na determinação da capacidade resistente de estacas sujeitas a um carregamento transversal.

### **6.1.2.7 Deslocamentos de fundações por estacas**

É necessário efetuar a avaliação dos deslocamentos verticais das estacas, de forma individual ou em grupo, para verificar que não ocorre qualquer estado limite na estrutura suportada. Nesta avaliação deve ser tida em conta a influência do atrito negativo, se existir a probabilidade da sua ocorrência.

Tal como referido para as fundações superficiais, os resultados são apenas estimativas aproximadas dos deslocamentos, em resultado das dificuldades de modelação do problema e da determinação das propriedades de deformabilidade do solo.

O EC7 considera que as estacas à tração e as estacas à compressão inseridas em solos de média a elevada compacidade, ou cuja ponta esteja apoiada num estrato médio a duro sobrejacente a um estrato de maior rigidez, os coeficientes parciais de segurança associados ao ELU garantem que não são excedidos os ELU na estrutura suportada.

Os assentamentos podem ser enquadráveis dentro dos limites de utilização requeridos, desde que seja mobilizável uma fração reduzida da capacidade resistente da estaca. Esta metodologia é aplicável quando existe experiência comparável e não é necessário o cálculo explícito do valor do assentamento.

A avaliação dos deslocamentos transversais de uma fundação por estacas deve ser obtida tomando em consideração: i) a rigidez do terreno e a sua variação com o nível de deformações; ii) a rigidez à flexão das estacas consideradas individualmente; iii) a rigidez de encastramento na ligação das estacas com a estrutura; iv) o efeito de grupo; v) a influência de inversão da carga ou de carregamentos cíclicos.

## **6.2 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS RECORRENDO AO CÁLCULO**

O dimensionamento de uma fundação superficial recorrendo ao cálculo, pode ser executado utilizando um dos seguintes métodos: i) método direto; ii) método indireto; iii) método prescritivo.

### **6.2.1 Método direto**

Neste trabalho a aplicação do método direto consistirá em efetuar a verificação da segurança relativa à capacidade resistente do terreno ao carregamento e ao deslizamento pela base, para o ELU e a verificação de que o assentamento expectável está dentro de limites aceitáveis, para o ELU.

A verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento é efetuada para as combinações 1 e 2, de acordo com a seguinte desigualdade:

$$\frac{V_d}{A'} \leq \frac{R_d}{A'} \quad (6.7)$$

em que  $V_d$  é o valor de cálculo da carga normal à base da fundação, incluindo o peso próprio da sapata e é obtido a partir da combinação de ações para as várias situações de projeto, de acordo com o estabelecido no ECO. O  $R_d$  é o valor de cálculo da capacidade resistente da fundação.

Para as situações que existe uma ação horizontal a verificação da segurança ao deslizamento de uma fundação com base horizontal deve ser executada considerando as combinações 1 e 2 do ELU, garantindo a condição seguinte.

$$H_d \leq R_d \quad (6.8)$$

em que  $H_d$  é o valor de cálculo da componente horizontal da ação, incluindo os impulsos ativos de terras impostos à fundação e  $R_d$  é o valor de cálculo da resistência ao deslizamento, entre o terreno e a base da fundação.

Na verificação do ELU é efetuado o controlo dos assentamentos, considerando a combinação quase permanente.

$$S_i \leq S_{adm} \quad (6.9)$$

### 6.2.2 Método indireto

O método indireto corresponde a uma abordagem clássica do dimensionamento de fundações, na qual é efetuada uma limitação drástica do valor das tensões no terreno, através da aplicação de fatores de segurança globais de valor elevado. O fator de segurança global é definido geralmente através da seguinte expressão:

$$FSG = \frac{Q_{ult}}{Q} \quad (6.10)$$

em que  $Q$  corresponde à carga máxima normal à base da fundação incluindo o peso próprio da sapata, obtido através da combinação característica das ações, ou seja, correspondendo a um cálculo estrutural sem o uso de coeficientes de majoração das ações. O  $Q_{ult}$  traduz a capacidade resistente da fundação sem a minoração dos parâmetros do terreno.

A aplicação do método indireto impõe algumas limitações, nomeadamente, a necessidade de ser garantido que é mobilizada uma fração muito reduzida da capacidade resistente do terreno, de modo que as deformações associadas se mantenham dentro dos limites de utilização aceitáveis.

Os valores mínimos adotados para o fator segurança global (tabela 6.3) estão intrinsecamente ligados aos seguintes aspetos: i) qualidade e amplitude da caracterização geotécnica do terreno; ii) importância da

estrutura que é medida pelas consequências de uma eventual rotura; iii) probabilidade de ocorrência da carga máxima durante a vida útil da construção; iv) capacidade da estrutura redistribuir as cargas transmitidas às fundações, no caso de rotura ou de deficiente comportamento do terreno. (Fernandes, 1995)

Deve ser aplicada quando existe experiência comparável para o mesmo tipo de estrutura, para o mesmo tipo de terreno e quando não seja exigível nenhum cálculo explícito dos assentamentos. Trata-se de uma metodologia semi-empírica que permite satisfazer de forma simultânea a segurança relativamente ao ELU e ao ELUt.

Esta metodologia é aplicada usualmente em estruturas classificadas com a categoria geotécnica 2, onde as condições das fundações não sejam particularmente difíceis.

Tabela 6.3 - Coeficientes de segurança globais para a capacidade de carga de fundações superficiais.  
(Fernandes, 1995)

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

É possível utilizar valores superiores aos indicados na tabela 6.3, no caso de existir a necessidade de limitar os assentamentos a valores muito pequenos.

### 6.2.3 Método prescritivo

A determinação da capacidade resistente pode ser obtida através de um método simplificado, em que é usada uma capacidade resistente presumida do terreno e que limita os assentamentos a valores razoáveis. No caso de fundações superficiais, para a consideração da capacidade resistente presumida é adotada a vulgarmente designada tensão admissível.

Na figura 6.6 é apresentado um ábaco proposto por Peck, Hanson e Thornburn (1974) a partir de uma proposta de Terzaghi e Peck (1948), que relaciona a tensão admissível com os resultados obtidos através do ensaio SPT (valores  $N$  não corrigidos). Aos valores obtidos da tensão admissível através desta metodologia está associado um assentamento máximo da ordem de 25 mm.

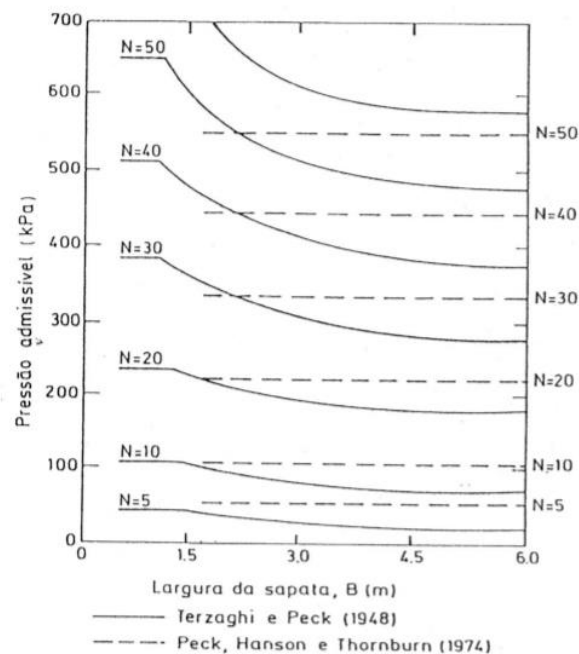


Figura 6.6 - Correlação entre os resultados do ensaio SPT e a tensão admissível de sapatas sobre solos arenosos. (Fernandes, 1995)

O dimensionamento em planta através do método prescritivo deve ser efetuado considerando a combinação característica para as ações, incluindo o peso próprio da sapata, a partir da seguinte desigualdade:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} \quad (6.11)$$

Verifica-se desta forma que a tensão instalada na base da fundação não excede a capacidade resistente presumida do terreno (tensão admissível)

## CAPÍTULO 7

# MÉTODOS ANALÍTICOS PARA A DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE AO CARREGAMENTO

### 7.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS OU DIRETAS

#### 7.1.1 Introdução

A avaliação da capacidade resistente ao carregamento vertical doravante designado por capacidade resistente, consiste em determinar a carga que um determinado solo é capaz de suportar sem entrar em rotura ou sofrer um assentamento excessivo. Geralmente a capacidade resistente de um terreno é condicionada pelo assentamento que ele experimenta, quando sujeito a esforços que são transmitidos pela estrutura.

Existem diferentes teorias para determinar a capacidade resistente de um solo, destacam-se neste trabalho as de Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Vesíć, que foram desenvolvidas em função das propriedades do solo e das características da fundação.

#### 7.1.2 Modos de rotura

A figura 7.1a representa uma fundação submetida a uma carga vertical centrada crescente, assente sobre a superfície de um maciço terroso. O diagrama simplificado da relação carga vertical-assentamento é apresentado na figura 7.1b. Da análise ao diagrama podemos constatar que a parte inicial é aproximadamente linear com um pequeno declive, representando a deformação do maciço em regime essencialmente elástico.

O diagrama a partir de uma determinada carga começa a exibir uma curvatura, denotando o início da rotura localizada por corte do maciço carregado e o surgimento de deslizamentos limitados. O ramo final aproximadamente linear e com uma inclinação mais acentuada representa a rotura geral por corte do solo.

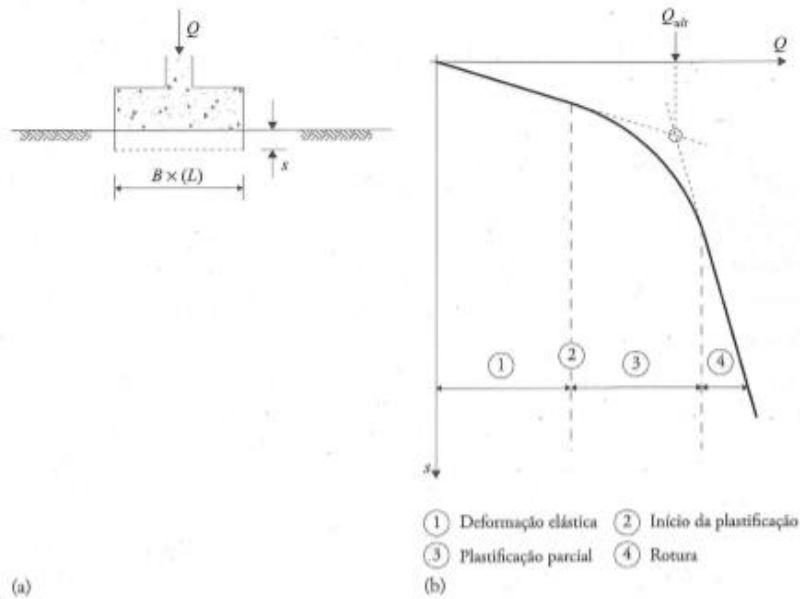


Figura 7.1 - Capacidade resistente ao carregamento vertical de sapatas: a) esquema-tipo; b) diagrama genérico carga-assentamento. (Fernandes, 2011)

A interseção das tangentes dos dois ramos aproximadamente retilíneos permite-nos determinar o ponto correspondente à carga de rotura teórica,  $Q_{ult}$ .

A capacidade resistente ao carregamento vertical de uma fundação é definida pela razão da carga de rotura teórica pela área da base:

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{B \times L} \tag{7.1}$$

em que  $B$  é a largura e  $L$  o comprimento da sapata.

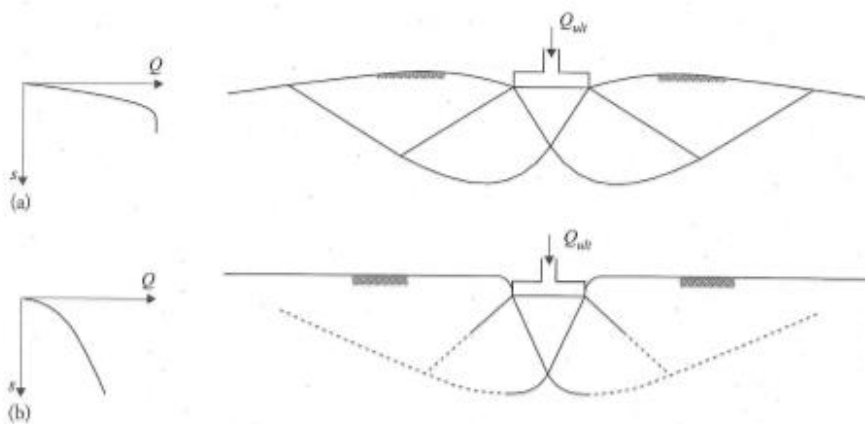


Figura 7.2 - Modos de rotura típicos de sapatas (adaptado de Vesić,1963): a) rotura geral; b) rotura local ou parcial. (Fernandes, 2011)

O declive e a extensão do último ramo dependem de diversos fatores, com particular incidência do tipo de solo. O ramo é aproximadamente vertical e relativamente curto para os solos arenosos compactos e para as argilas carregadas em condições não drenadas. Nestes casos a rotura do solo ocorre de forma súbita, com levantamento do terreno envolvente à fundação, conforme está esquematizado na figura 7.2a.

Para os solos arenosos soltos e argilas carregadas em condições drenadas, o ramo final caracteriza-se por ter uma inclinação acentuada mais ou menos afastada da vertical de acordo com a figura 7.2b. Nestes casos é possível atingir assentamentos muito elevados sem atingir uma rotura generalizada.

### **7.1.3 Expressão geral da capacidade resistente ao carregamento vertical**

Atualmente não existe nenhum método que permita obter um valor exato da capacidade resistente final de fundações superficiais, os valores obtidos pelas diversas teorias desenvolvidas essencialmente na segunda metade do século XX devem ser analisados apenas como estimativas.

#### **7.1.3.1 Teoria de Terzaghi**

Para avaliação do problema da resistência ao carregamento vertical de uma fundação superficial admite-se que:

- a sapata é contínua, sendo o comprimento muito superior à largura (desenvolvimento infinito);
- o solo tem um comportamento similar a um material rígido-plástico (deformações antes da rotura não são consideradas);
- o solo obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb;
- a resistência ao corte do solo acima da base da sapata é nula, pelo que este solo atua apenas como uma sobrecarga uniformemente distribuída sobre a superfície ao nível da base da sapata;
- o atrito e a adesão são nulos entre a sapata e o solo de fundação;
- o solo sob a base da sapata é compacto, isto é, trata-se de um caso de rotura geral.

A rotura por corte do solo tem como consequência mais visível o surgimento de três cunhas plastificadas, como ilustra a figura 7.3. A cunha I desce juntamente com a sapata encontrando-se num estado limite ativo de Rankine, obrigando a cunha II a deslocar-se lateralmente em “corte radial” e por sua vez provoca um deslocamento lateral ascendente da cunha III, que se encontra em estado passivo de Rankine.

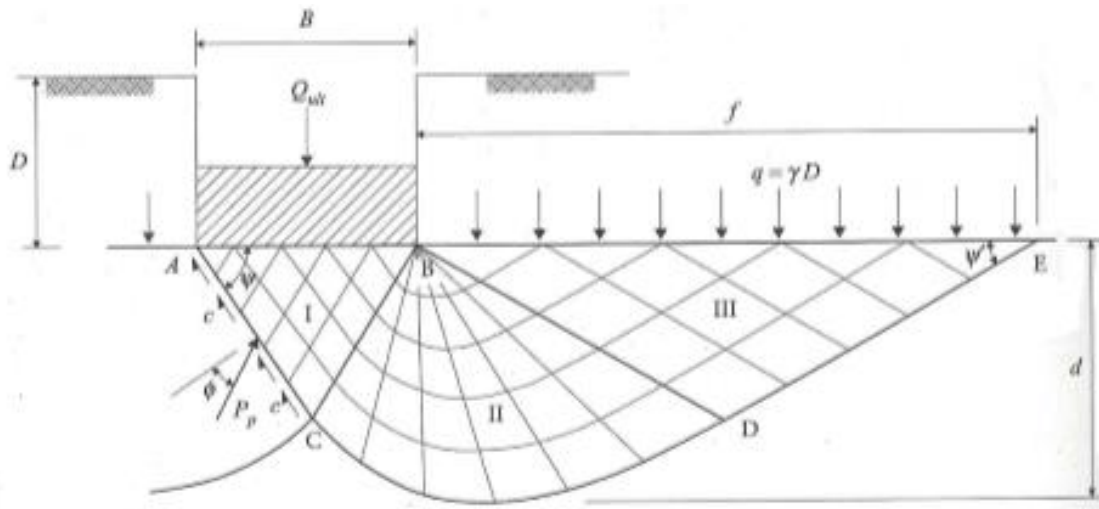


Figura 7.3 - Capacidade resistente ao carregamento de uma sapata: zonas de corte e forças que se opõem à rotura. (Fernandes, 1995)

Para desenvolver uma teoria de capacidade de carga (vertical) de um sistema sapata-solo (horizontal), Terzaghi (1943) considerou as seguintes hipóteses básicas: i) a superfície potencial de rotura é composta por dois treços retos AC e DE e por um treço curvo; ii) os treços retos formam ângulos  $\Psi$  e  $\Psi'$  com a horizontal de  $\pi/4 + \phi/2$  e  $\pi/4 - \phi/2$  respetivamente; iii) para os solos com ângulo de atrito nulo o treço curvilíneo é um arco de circunferência, para os restantes casos este treço aproxima-se de uma espiral logarítmica.

Em face da existência de uma solidariedade mecânica e geométrica entre a cunha I e a sapata, podemos efetuar a análise do equilíbrio da sapata através do estudo do equilíbrio da referida cunha. Na cunha I atuam para além do seu próprio peso, as forças  $P_p$  e as forças de coesão.

Considerando o equilíbrio das forças na direção vertical obtemos a equação que nos permite determinar carga de rotura teórica.

$$Q_{ult} = 2 P_p \cos(\Psi - \phi) + B c \operatorname{tg} \Psi - \frac{\gamma B^2}{4} \operatorname{tg} \Psi \quad (7.2)$$

Dividindo a equação 7.2 pela largura da fundação,  $B$ , obtemos a seguinte equação:

$$q_{ult} = \frac{2 P_p}{B} \cos(\Psi - \phi) + c \operatorname{tg} \Psi - \frac{\gamma B}{4} \operatorname{tg} \Psi \quad (7.3)$$

Analisando a equação 7.3 verificamos que a única grandeza que é desconhecida é a força  $P_p$ , residindo na sua determinação a dificuldade do problema em estudo.

No caso de materiais sem peso ( $\gamma=0$ ) é possível determinar uma solução matemática exata. Esta solução foi desenvolvida por Prandtl (1921) e Reissner (1924) aquando do estudo da rotura de metais e mais tarde adaptada à Mecânica dos Solos por Caquot (1934), traduzida pela seguinte equação (Fernandes, 2011):

$$q_{ult} = c N_c + q N_q \quad (7.4)$$

em que  $q$  é o valor da sobrecarga aplicada à superfície, lateralmente à fundação e corresponde à seguinte equação:

$$q = \gamma D \quad (7.5)$$

$N_c$  e  $N_q$  são coeficientes adimensionais dependentes apenas do ângulo de atrito, referentes à coesão e à sobrecarga respetivamente, com as seguintes expressões:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi \quad (7.6)$$

para uma fundação de base rugosa:

$$N_q = \frac{e^{(3/2\pi - \phi) \operatorname{tg} \phi}}{1 - \sin \phi} \quad (7.7)$$

para uma fundação de base lisa:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7.8)$$

Até aos dias de hoje não foi encontrada uma solução exata para a determinação da capacidade resistente ao carregamento de solos com peso. Este problema foi analisado pela primeira vez por Buisman (1940) e logo de seguida por Terzaghi (1943), considerando que a coesão era nula e a sapata estava à superfície do terreno, pelo que a sobrecarga lateral era nula ( $q = 0$ ) (Fernandes, 2011). A expressão proposta é a seguinte:

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (7.9)$$

O coeficiente adimensional  $N_\gamma$  referente ao peso do solo, era obtido por Terzaghi através da seguinte expressão:

$$N_\gamma = \frac{tg\phi}{2} \left( \frac{k_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \quad (7.10)$$

Segundo Bowles (1996) a metodologia de cálculo preconizada por Terzaghi para a obtenção dos valores de  $k_{p\gamma}$  nunca foram muito bem explicados. Inicialmente este autor forneceu uma curva em pequena escala que relacionava o ângulo de atrito e  $N_\gamma$  para três valores específicos,  $\phi=0^\circ$ ,  $34^\circ$ ,  $48^\circ$ .

Para o caso de um solo com coesão, sobrecarga lateral e peso, Terzaghi (1943) propôs conjugar as equações 7.4 e 7.9, correspondendo à expressão geral da resistência ao carregamento de uma sapata, também conhecida pela equação de Buisman-Terzaghi.

$$q_{ult} = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (7.11)$$

Existem diversos estudos que demonstram que esta junção não é rigorosamente correta do ponto de vista matemático, porém o erro está do lado da segurança, sendo este perfeitamente aceitável sempre que seja aplicável a fundações onde estejam envolvidos todos os parâmetros incluídos na expressão 7.11 (Lundegren & Mortensen, 1953; Barreiros Martins, 1965; Brinch Hansen & Christensen, 1969). (Fernandes, 2011)

De acordo com Fernandes (2011) o segundo membro da equação 7.11 pode ser interpretado da seguinte forma:

- a primeira parcela representa a capacidade resistente ao carregamento de um material com resistência friccional combinada com a coesão, mas sem peso e sem sobrecarga lateral;
- a segunda parcela representa a resistência ao carregamento de um material com resistência friccional combinada com a sobrecarga lateral, mas sem coesão e sem peso;
- a terceira parcela representa a resistência ao carregamento de um material com resistência friccional combinada com o peso, mas sem coesão e sem sobrecarga lateral.

Relativamente ao coeficiente adimensional  $N_\gamma$ , sabe-se que não existe uma solução analítica exata para o seu cálculo e que este é muito dependente do ângulo  $\psi$  o ângulo que define a geometria da cunha I, que está sob a sapata.

A expressão mais generalizada para o seu cálculo e adotada pelo EC7 deriva de uma aproximação aos valores obtidos por Caquot & Kérisel (1953), é a seguinte:

$$N_{\gamma} = 2 (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi \quad (7.12)$$

Como vimos anteriormente os solos arenosos soltos e as argilas em condições drenadas não apresentam uma rotura conforme o esquema apresentado na figura 7.3. A sapata penetra significativamente no terreno antes do estado de equilíbrio plástico ser atingido ao longo de toda a superfície de rotura e corresponde à curva tensão versus deformação apresentada na figura 7.2b (rotura local ou parcial).

Face às dificuldades encontradas para obter teoricamente a capacidade resistente de solos soltos ou moles (rotura localizada), Terzaghi (1943) propõe a utilização de valores reduzidos ( $c^*$  e  $\phi^*$ ) nos parâmetros de resistência do solo (Cintra, 2010), de modo que:

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (7.13)$$

e

$$\operatorname{tg} \phi^* = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \phi \quad (7.14)$$

Os valores dos fatores de capacidade de caga podem ser obtidos pelas expressões anteriormente indicadas (7.6, 7.8 e 7.12) substituindo  $\phi$  por  $\phi^*$ .

A expressão geral da resistência ao carregamento de uma sapata nestas condições é dada por:

$$q_{ult} = c^* N_c^* + q N_q^* + \frac{1}{2} \gamma B N_q^* \quad (7.15)$$

Para calcular a capacidade resistente de sapatas com base quadrada e circular, Terzaghi e Peck (1967) apresentam com base em alguns procedimentos numéricos e em resultados de ensaios experimentais, as equações semi-empíricas a seguir indicadas (Cintra, 2010):

Para sapata circular com diâmetro  $B$  a uma dada profundidade num solo compacto, temos:

$$q_{ult} = 1,2 c N_c + q N_q + 0,6 \frac{\gamma}{2} B N_{\gamma} \quad (7.16)$$

Para sapata quadrada de lado  $B$  a uma dada profundidade num solo compacto, temos:

$$q_{ult} = 1,2 c N_c + q N_q + 0,8 \frac{\gamma}{2} B N_{\gamma} \quad (7.17)$$

O fator 1,2 aplicado nas duas expressões era considerado por Terzaghi (1943) como sendo 1,3.

Posteriormente estas expressões foram substituídas por uma equação geral de capacidade resistente, que tem em conta a forma da sapata.

$$q_{ult} = c N_c S_c + q N_q + \frac{\gamma}{2} B N_\gamma S_\gamma \quad (7.18)$$

em que  $S_c$  e  $S_\gamma$  são denominados fatores de forma, cujos valores adotados estão apresentados na tabela 7.1.

Tabela 7.1 - Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica da capacidade resistente proposta por Terzaghi.

Efeito	1.ª Parcela (coesão)	2.ª Parcela (sobrecarga)	3.ª Parcela (peso)
Capacidade de carga (sapata de base rugosa)	$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi$	$N_q = \frac{e^{(3/2\pi - \phi) \operatorname{tg} \phi}}{1 - \sin \phi}$	$N_\gamma = \frac{\operatorname{tg} \phi}{2} \left( \frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$
Capacidade de carga (sapata de base lisa)	$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi$	$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$N_\gamma = \frac{\operatorname{tg} \phi}{2} \left( \frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$
Forma da sapata (sapata continua)	$S_c = 1,0$	$S_q = 1,0$	$S_\gamma = 1,0$
Forma da sapata (sapata circular)	$S_c = 1,2$	$S_q = 1,0$	$S_\gamma = 0,6$
Forma da sapata (sapata quadrada)	$S_c = 1,2$	$S_q = 1,0$	$S_\gamma = 0,8$

### 7.1.3.2 Teoria de Meyerhof

A teoria desenvolvida por Meyerhof (1951 e 1963) é apontada como um aperfeiçoamento relativamente à teoria desenvolvida por Terzaghi (Velloso, 2010). Meyerhof considera que a superfície de rotura se prolonga pela camada superficial, acima da base da sapata até à superfície do terreno, existindo assim para além da sobrecarga  $q$  uma contribuição da resistência ao corte do solo nessa camada, conforme ilustra a figura 7.4.

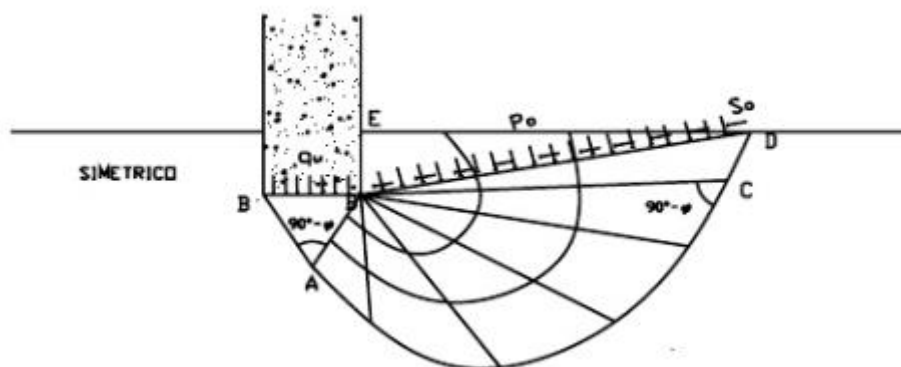


Figura 7.4 - Primeiro mecanismo de rotura de uma fundação superficial, com desenvolvimento infinito, Meyerhof. (Mendrano, 2008)

Como já foi descrito anteriormente, o mecanismo de rotura do solo numa fundação superficial implica a formação de três cunhas plasticadas. A cunha  $ABB'$  de esforços uniformes considerada em estado ativo de Rankine, a segunda cunha  $ABC$  é limitada por uma espiral logarítmica correspondendo à zona de corte radial e em terceiro a cunha  $BCDE$  que se encontra em estado passivo de Rankine. A linha  $BD$  é designada por linha de Meyerhof onde atuam tensões normais  $p_0$  e tensões tangenciais  $s_0$  resultante da cunha  $BDE$ . (Mendrano, 2008).

Meyerhof segue os mesmos passos de Terzaghi resolvendo o problema em duas etapas, a primeira recorrendo aos trabalhos desenvolvidos por Prandtl (1921) e Reissner (1924) para um material sem peso e numa segunda fase utiliza o trabalho de Ohde (1938) para ter em conta o peso do solo. (Velloso, 2010)

Meyerhof chega à seguinte fórmula para determinar a capacidade resistente do solo para uma fundação com desenvolvimento infinito:

$$q_{ult} = c N_c + p_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (7.19)$$

Posteriormente o autor muda a fórmula de determinação da capacidade resistente, ficando muito semelhante à equação de Terzaghi.

$$q_{ult} = c N_c + \gamma_q D N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (7.20)$$

Este autor introduz novos fatores na equação da capacidade resistente, o fator de forma  $s_q$ , os fatores de profundidade ( $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$ ) e os fatores associados à inclinação da carga aplicada em relação à vertical ( $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$ ) (tabela 7.2).

Para determinar a capacidade resistente para fundações retangulares podemos obter através de uma interpolação dos resultados obtidos para fundações corridas e quadradas, ou em alternativa através da aplicação dos fatores de forma. Os fatores de forma devem ser multiplicados pelos fatores de capacidade de carga correspondentes a fundações superficiais corridas. O ângulo de atrito deve ser corrigido para as fundações com configuração retangular através da seguinte expressão:

$$\phi_r = \left( 1,1 - 0,1 \frac{B}{L} \right) \phi \quad (7.21)$$

Para ter em conta a resistência oferecida pelo solo ao esforço de corte acima do nível da base de fundação (fundações em que  $D < B$ ), podemos considerar um incremento de capacidade de carga traduzida através da aplicação dos fatores de profundidade, que se multiplicam pelos respetivos fatores de carga.

De modo a considerar os efeitos de cargas inclinadas sobre as fundações superficiais, que geralmente tendem a diminuir a capacidade resistente das fundações, os fatores de inclinação permitem estimar a componente vertical da capacidade resistente, considerando um ângulo  $\alpha$  com a vertical. O ajustamento da capacidade resistente é obtido através da multiplicação dos fatores de inclinação com os respetivos fatores de carga.

Até uma profundidade de  $D$  semelhante a  $B$  a proposta de Meyerhof não é muito diferente da de Terzaghi, a diferença torna-se mais pronunciada com o aumento da razão entre a profundidade e largura da sapata ( $D/B$ ).

Para o caso da existência de carga vertical excêntrica, Meyerhof (1963) propõe que as dimensões reais da base da fundação ( $B$ ,  $L$ ) sejam substituídas nos cálculos para a determinação da capacidade resistente por valores fictícios ( $B'$ ,  $L'$ ) obtidos a partir das seguintes equações:

$$B' = B - 2 e_x \quad (7.22)$$

$$L' = L - 2 e_y \quad (7.23)$$

onde  $e_x$  e  $e_y$  são as excentricidades da carga nas direções dos lados  $B$  e  $L$  da sapata respetivamente.

Tabela 7.2 - Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica da capacidade resistente proposta por Meyerhof.

Efeito	1.ª Parcela (coesão)	2.ª Parcela (sobrecarga)	3.ª Parcela (peso)
Capacidade de carga	$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi$	$N_q = e^{\pi tg \phi} tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$N_\gamma = (N_q - 1) tg(1,4 \phi)$
Forma da sapata (qualquer $\phi$ )	$S_c = 1 + 0,2 tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{B}{L}$		
Forma da sapata (para $\phi > 10^\circ$ )	$S_q = 1 + 0,1 tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{B}{L}$ $S_\gamma = 1 + 0,1 tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{B}{L}$		
Forma da sapata (para $\phi = 0^\circ$ )	$S_q = 1$		$S_\gamma = 1$
Profundidade da sapata (qualquer $\phi$ )	$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{D}{B}}$		
Profundidade da sapata (para $\phi > 10^\circ$ )	$d_q = 1 + 0,1 \sqrt{tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{D}{B}}$ $d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \frac{D}{B}}$		
Profundidade da sapata (para $\phi = 0^\circ$ )	$d_q = 1$		$d_\gamma = 1$
Inclinação da carga (qualquer $\phi$ )	$i_c = \left( 1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2$	$i_q = \left( 1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2$	
Inclinação da carga (para $\phi > 0^\circ$ )	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{\theta^\circ}{\phi} \right)^2$		
Inclinação da carga (para $\phi = 0^\circ$ e $\alpha > 0^\circ$ )	$i_\gamma = 0$		

Esta simplificação pelo lado da segurança, significa considerar uma área efetiva de apoio cujo centro de gravidade coincide com o ponto de aplicação da carga, ponto P (figura 7.5).

$$A_{ef} = (B - 2e_x)(L - 2e_y) = B'L' \quad (7.24)$$

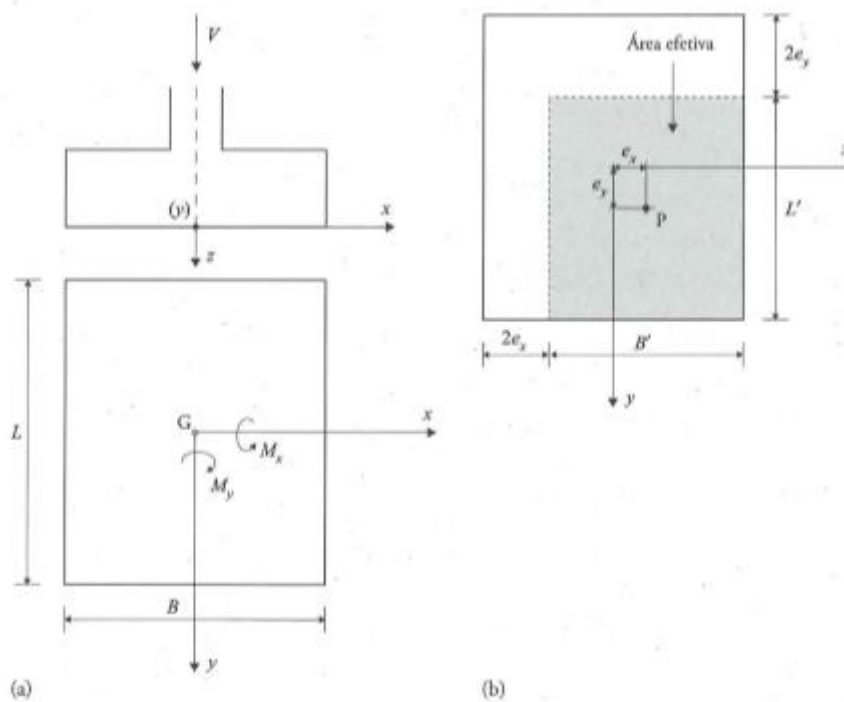


Figura 7.5 - Sapata retangular solicitada por carga vertical e momentos: a) sistema de forças no baricentro da fundação; b) área efetiva da sapata. (Fernandes, 2011)

A equação da capacidade resistente passa a ter a seguinte configuração:

$$\begin{aligned}
 q_{ult} &= \frac{Q_{ult}}{B' \times L'} = \frac{Q_{ult}}{A'} \\
 &= c N_c S_c d_c i_c + \gamma_q D N_q S_q d_q i_q \\
 &\quad + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma
 \end{aligned}
 \tag{7.25}$$

### 7.1.3.3 Teoria de Brinch Hansen

O trabalho de Brinch Hansen (1970) é visto como uma extensão dos estudos desenvolvidos por Meyerhof (Cintra,2011). Este autor propõe que os fatores de capacidade resistente sejam de uma forma geral os mesmos que foram definidos por Meyerhof com exceção dos valores de  $N_\gamma$ . Introduce ainda na equação de capacidade resistente novos fatores de correção para ter em conta os seguintes aspetos (tabela 7.3):

- a inclinação da base da sapata em relação à direção horizontal ( $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$ );
- a inclinação da superfície do terreno ( $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$ ).

Tabela 7.3 - Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica da capacidade resistente proposta por Brinch Hansen.

Efeito	1.ª Parcela (coesão)	2.ª Parcela (sobrecarga)	3.ª Parcela (peso)
Capacidade de carga	$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi$	$N_q = e^{\pi tg \phi} tg^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$N_\gamma = 1,50 (N_q - 1) tg \phi$
Forma da sapata	$S_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$	$S_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \phi$	$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \geq 0,6$
Profundidade da sapata (para $\phi=0$ e $D \leq B$ )	$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B}$	$d_q = 1 + 2 tg \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B}$	$d_\gamma = 1$
Profundidade da sapata (para $D > B$ )	$d_c = 1 + 0,4 \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right)_{(rad)}$	$d_q = 1 + 2 tg \phi (1 - \sin \phi)^2 \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right)_{(rad)}$	$d_\gamma = 1$
Inclinação da carga (para $\phi = 0$ e $2 \leq \eta_1 \leq 5$ )	$i_c = 0,5 - \sqrt{1 - \frac{H}{A c}}$	$i_q = \left( 1 - \frac{0,5 H}{V + A c \cotg \phi} \right)^{\alpha_1}$	$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{\left( 0,7 - \frac{\theta^{\circ}}{450^{\circ}} \right) H}{V + A c \cotg \phi} \right]^{\eta_1}$
Inclinação da carga (para $\phi > 0$ e $2 \leq \eta_1 \leq 5$ )	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$i_q = \left( 1 - \frac{0,5 H}{V + A c \cotg \phi} \right)^{\alpha_1}$	$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{\left( 0,7 - \frac{\theta^{\circ}}{450^{\circ}} \right) H}{V + A c \cotg \phi} \right]^{\eta_1}$
Inclinação da base da sapata ( $\alpha$ em radianos)	$b_c = 1 - \frac{\alpha^{\rho}}{147^{\circ}}$	$b_q = e^{-2 \alpha tg \phi}$	$b_\gamma = e^{-2,7 \alpha tg \phi}$
Inclinação da superfície do terreno ( $\beta$ em graus)	$g_c = 1 - \frac{\beta^{\rho}}{147^{\circ}}$	$g_q = (1 - 0,5 tg \beta^{\circ})^5 \beta < \phi$	$g_\gamma = (1 - 0,5 tg \beta^{\circ})^5 \beta < \phi$

A equação da capacidade resistente tem a seguinte configuração:

$$\begin{aligned}
 q_{ult} &= \frac{Q_{ult}}{B' \times L'} = \frac{Q_{ult}}{A'} \\
 &= c N_c S_c d_c i_c b_c g_c + q N_q S_q d_q i_q b_q g_q \\
 &\quad + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma
 \end{aligned} \tag{7.26}$$

#### 7.1.3.4 Teoria de Vesíć

Vesíć (1975) propõe para solos mais rígidos passíveis de rotura geral que se mantenha a equação geral desenvolvida por Buisman-Terzaghi, mas com a utilização do fator de capacidade de carga  $N_\gamma$  obtido por Caquot & Kérisel (1953). Adota ainda os fatores de forma propostos por De Beer (1967) que dependem da forma da sapata e do ângulo de atrito interno do solo  $\phi$  (Cintra, 2011). As expressões para a determinação dos coeficientes corretivos estão descritas na tabela 7.4.

A equação da capacidade resistente tem a seguinte configuração:

$$q_{ult} = c N_c S_c d_c i_c b_c g_c + q N_q S_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (7.27)$$

Tabela 7.4 - Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica da capacidade resistente proposta por Vesic.

Efeito	1.ª Parcela (coesão)	2.ª Parcela (sobrecarga)	3.ª Parcela (peso)
Capacidade de carga	$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi$	$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$	$N_\gamma = 2,0 (N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$
Forma da sapata	$S_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$	$S_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$	$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \geq 0,6$
Profundidade da sapata (para $\phi=0$ e $D \leq B$ )	$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B}$	$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B}$	$d_\gamma = 1$
Profundidade da sapata (para $D > B$ )	$d_c = 1 + 0,4 \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \text{ (rad)}$	$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 \operatorname{tg}^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \text{ (rad)}$	$d_\gamma = 1$
Inclinação da carga (para $\phi = 0$ )	$i_c = 1 - \frac{m H}{A c N_c}$	$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + A c \cotg \phi} \right)^m$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + A c \cotg \phi} \right)^{m+1}$
Inclinação da carga (para $\phi > 0$ )	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + A c \cotg \phi} \right)^m$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + A c \cotg \phi} \right)^{m+1}$
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 (para $\phi = 0$ e $\alpha$ em radianos)	$b_c = 1 - \frac{\alpha}{5,14}$	$b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg} \phi)^2$	$b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \phi)^2$
Inclinação da base da fundação (para $\phi > 0$ e $\alpha$ em radianos)	$b_c = 1 - \frac{\alpha}{5,14}$	$b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg} \phi)^2$	$b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \phi)^2$
Inclinação da superfície do terreno (para $\phi = 0$ e $\beta$ em graus)	$g_c = 1 - \frac{\beta}{5,14}$	$g_q = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$	$g_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$
Inclinação da superfície do terreno (para $\phi > 0$ e $\beta$ em graus)	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{5,14 \operatorname{tg} \phi}$	$g_q = (1 - \operatorname{tg} \beta^\circ)^2$	$g_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \beta^\circ)^2$

### 7.1.3.5 Eurocódigo 7

O valor de cálculo da capacidade resistente vertical do terreno pode ser obtido através da aplicação de expressões aproximadas, deduzidas a partir da teoria da plasticidade e de resultados experimentais.

No cálculo da capacidade resistente do terreno deve ser tido em conta os seguintes fatores:

- a resistência do terreno (valores da resistência ao corte não drenada, coesão e ângulo de atrito interno em tesões efetivas);
- a excentricidade e a inclinação das cargas de cálculo;
- a forma, a profundidade e a inclinação da fundação;
- a inclinação da superfície do terreno;
- as pressões na água do terreno e os gradientes hidráulicos;
- a variação do terreno, principalmente a estratificação.

O valor de cálculo da capacidade resistente do terreno ao carregamento em condições drenadas poderá ser determinado através da seguinte equação:

$$q_{ult} = c' N_c b_c S_c i_c + q' N_q b_q S_q i_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma b_\gamma S_\gamma i_\gamma \quad (7.28)$$

A tabela 7.5 apresenta de uma forma resumida as expressões que permitem determinar os coeficientes corretivos, a aplicar na expressão geral para o cálculo da capacidade resistente ao carregamento em condições drenadas, que hoje em dia são mais ou menos consensuais e que foram incluídas no EC7.

Tal como foi descrito anteriormente estas expressões resultam de propostas de Vesic (1975), baseadas em trabalhos desenvolvidos pelo próprio e de investigações efetuadas por outros autores como Meyerhof (1963), De Beer (1967) e Brinch Hansen (1970).

Tabela 7.5- Expressões dos coeficientes corretivos da solução teórica simplificada da capacidade resistente do terreno ao carregamento proposto pelo EC7.

Efeito	1.ª Parcela (coesão)	2.ª Parcela (sobrecarga)	3.ª Parcela (peso)
Capacidade de carga	$N_c = (N_q - 1) \cotg \phi'$	$N_q = e^{\pi tg \phi'} tg^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)$	$N_\gamma = 2,0 (N_q - 1) tg \phi'$
Forma da sapata (retangular)	$S_c = \frac{(s_q N_q - 1)}{N_q - 1}$	$S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi'$	$S_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$
Forma da sapata (quadrada ou circular)	$S_c = \frac{(s_q N_q - 1)}{N_q - 1}$	$S_q = 1 + \sin \phi'$	$S_\gamma = 0,7$
Inclinação da carga	$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c tg \phi'}$	$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + A' c' \cotg \phi'} \right)^m$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + A' c' \cotg \phi'} \right)^{m+1}$
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	$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{(N_c tg \phi')}$	$b_q = (1 - \alpha tg \phi')^2$	$b_\gamma = (1 - \alpha tg \phi')^2$

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

$$m = m_\theta = m_L (\cos \theta)^2 + m_B (\sin \theta)^2 \tag{7.29}$$

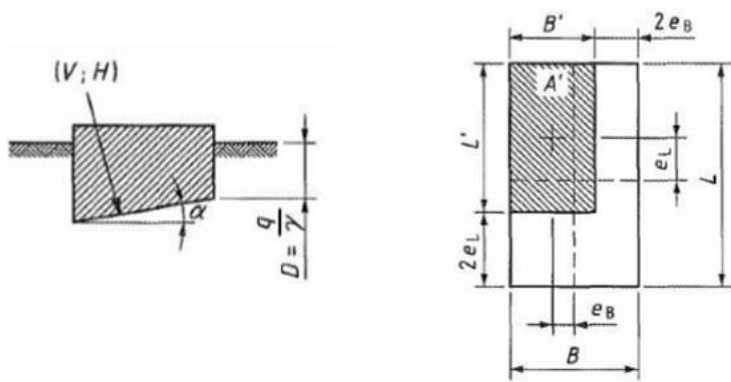
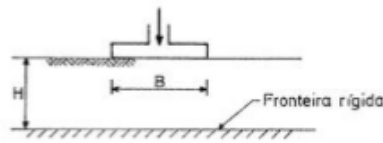


Figura 7.6 - Notações (EC7)

Podem ainda ser considerados novos coeficientes corretivos para atender à não horizontalidade da superfície e a proximidade de uma fronteira rígida (o firme rochoso). No caso da superfície do terreno não ser horizontal aplicam-se os coeficientes baseados nos estudos de Vesíć ( $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$ ).

Os coeficientes corretivos indicados na tabela 7.6 resultam de estudos desenvolvidos por Mandel & Salençon (1969, 1972) baseados na Teoria da Plasticidade, de forma a ter em conta o efeito da fronteira inferior da camada portante, no caso de ser considerada uma fronteira rígida.

Tabela 7.6 - Fatores corretivos  $f_c$ ,  $f_q$  e  $f_\gamma$  da capacidade resistente para ter em conta a presença do firme a profundidade H abaixo da base da fundação. (Fernandes, 1995)



Valores de  $f_c$

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

Valores de  $f_q$

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

Valores de  $f_\gamma$

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

\* - valores superiores a 100.

Da análise à tabela 7.6 podemos constatar que os fatores corretivos dependem da relação entre a largura da fundação,  $B$ , da espessura da camada portante,  $H$ , e do ângulo de atrito interno.

Num caso geral em que todas as situações ocorram em simultâneo, a expressão da capacidade resistente ao carregamento será:

$$q_{ult} = c' N_c b_c S_c i_c g_c f_c + q' N_q b_q S_q i_q g_q f_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma b_\gamma S_\gamma i_\gamma g_\gamma f_\gamma \quad (7.30)$$

## 7.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS OU INDIRETAS

### 7.2.1 Métodos teóricos – estacas sujeitas a ações verticais

Os métodos teóricos para a determinação da capacidade resistente de uma estaca estão descritos neste projeto com base na informação retirada dos trabalhos de Santos (2008) e Velloso (2010).

#### 7.2.1.1 Introdução

Os métodos para a determinação da capacidade resistente de uma estaca dividem-se em: i) métodos teóricos que utilizam soluções analíticas de capacidade resistente e os parâmetros do terreno; ii) métodos semi-empíricos que se baseiam em ensaios de penetração (CPT, SPT, DMT).

Com base na teoria da plasticidade é possível determinar a resistência de ponta por unidade de área a partir da seguinte expressão:

$$q_b = c' N_c + \sigma'_0 N_q + \gamma b N_\gamma \quad (7.31)$$

em que:

$c'$	Coessão efetiva do solo;
$\sigma'_0$	Tensão vertical efetiva ao nível da base da estaca;
$\gamma$	Peso volúmico do solo;
$b$	Diâmetro da estaca;
$N_c, N_q$ e $N_\gamma$	Fatores de capacidade de carga dependentes do ângulo de atrito interno do solo, da rugosidade da base da estaca e incluem o efeito da profundidade e da forma da estaca.

Geralmente a componente  $\gamma b N_\gamma$  é desprezada porque a sua contribuição é muito reduzida. Para os solos não coesivos ( $c' = 0$ ) a expressão geral pode ser apresentada da seguinte forma:

$$q_b = \sigma'_0 N_q \quad (7.32)$$

Para determinar a resistência lateral por unidade de área aplica-se a seguinte expressão:

$$q_s = (\alpha c' + k \operatorname{tg} \delta' \sigma'_v) \quad (7.33)$$

em que:

- $\alpha$  Coeficiente de adesão;
- $k$  Coeficiente de impulso;
- $\sigma'_v$  Tensão vertical efetiva média ao longo do fuste da estaca;
- $\delta'$  Ângulo de atrito entre o solo e a estaca.

$$\sigma'_v = \gamma' z \quad (7.34)$$

A resistência lateral por unidade de área obtida a partir da expressão 7.34 baseia-se no pressuposto que a tensão vertical cresce linearmente em profundidade.

### 7.2.1.2 Profundidade crítica

Existem diversas observações experimentais (Vesić, Kérisel) onde indicam que a resistência lateral unitária e de ponta crescem até uma certa profundidade crítica, a partir da qual se mantém praticamente constante (figura 7.7). Concluíram que profundidade crítica depende sobretudo da compacidade do solo, do diâmetro da estaca e da metodologia construtiva (Cardoso, 1990).

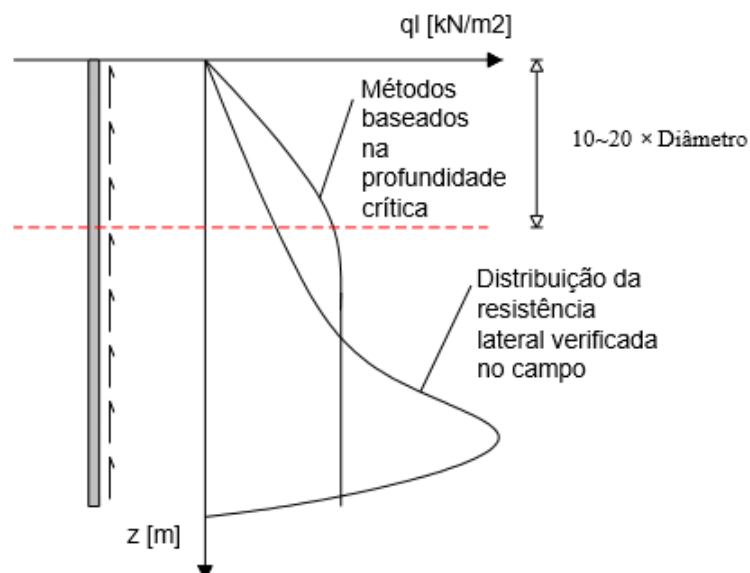


Figura 7.7 - Resistência lateral de estacas num maciço homogêneo – distribuição real e consideração da profundidade crítica. (Pereira, 2008)

A justificação para considerarem a existência de uma profundidade critica a partir da análise dos resultados obtidos sobre estacas instrumentadas, resulta da obtenção de uma maior resistência lateral na parte superior da estaca. A partir de uma certa profundidade registou-se a diminuição da resistência conforme demonstra a figura 7.8.

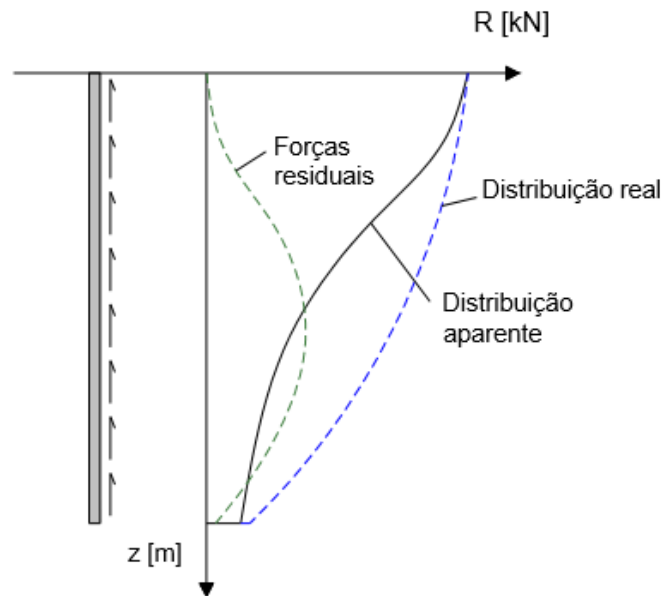


Figura 7.8 - Típica medição da distribuição da carga instalada na estaca. (Pereira, 2008)

Esta dedução é feita com base nas medições dos esforços instalados na estaca ao longo do fuste, a partir dos quais foram definidos os diagramas de transferência de carga.

Existem autores que rejeitam a existência de uma profundidade critica. Segundo Fellenius e Altae (1995) a diminuição da resistência lateral unitária verificada nos ensaios de estacas, deriva da existência de forças residuais devido ao processo de instalação, de natureza semelhante ao atrito negativo. A não consideração deste tipo de forças levou a uma sobrestimação da resistência lateral na zona superior da estaca e uma subestimação da resistência lateral na zona inferior, assim como da resistência de ponta. (Pereira,2008)

Segundo Fioravante et al. (1995) o cálculo da resistência lateral da estaca está associado a elevadas incertezas, dado que os parâmetros são muito influenciados pelo processo construtivo e podem apresentar uma variabilidade significativa ao longo do fuste. (Santos, 2008)

Os estudos apresentados por diversos autores variam essencialmente na configuração da superfície de rotura e no critério em que é contabilizada a contribuição do solo acima da base da estaca. Estes estudos demonstram que o fator de carga  $N_q$  é muito dependente da configuração da superfície de rotura, enquanto que o fator  $N_c$  apresenta uma variação reduzida, sendo usualmente considerado igual a 9. (Santos, 2008)

As diversas propostas teóricas apresentam essencialmente dois modos de rotura: i) mecanismo de rotura associado à formação de superfícies de deslizamento, ao longo das quais a resistência ao corte de solo é atingida; ii) mecanismo de rotura associado à expansão plástica de uma cavidade esférica na ponta da estaca.

Atualmente o segundo mecanismo de rotura indicado é o que reúne maior consenso entre os especialistas. O modo de rotura é confinado e muito dependente da rigidez do solo, sendo um parâmetro essencial na definição da resistência da base da estaca.

Sob a base da estaca, admite-se a mobilização de um cone de solo rígido, a superfície do qual constitui uma superfície de rotura (figura 7.9), cujo ângulo  $\alpha$  com o plano de tensão normal máxima (maior tensão principal) é o obtido com a seguinte expressão:

$$\alpha = 45 + \frac{\phi'}{2} \quad (7.35)$$

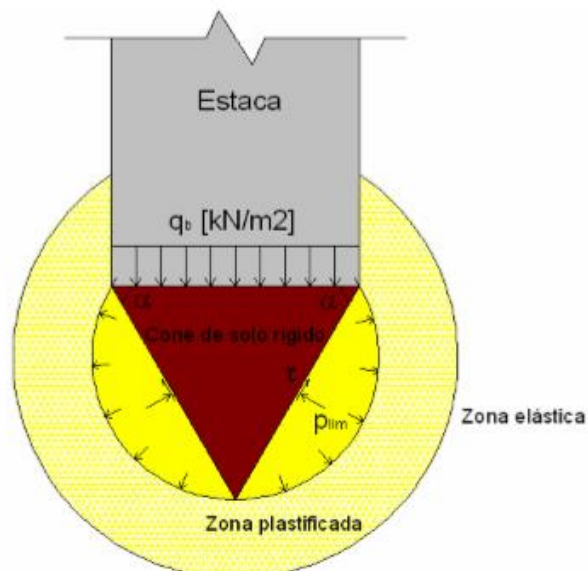


Figura 7.9 - Mecanismo de expansão de uma cavidade esférica associada à carga máxima na base de uma estaca (adaptado de Randolph et al, 1993). (Pereira, 2008)

### 7.2.1.3 Proposta de Terzaghi

A superfície de rotura de uma estaca proposta por Terzaghi (1943) deriva da teoria geral desenvolvida pelo mesmo autor para fundações superficiais, admitindo que o solo obedece ao critério de rotura de Mohr-Coulomb e a resistência ao corte do solo é nula acima da base da estaca, ou seja, o solo atua sobre a superfície ao nível da base da estaca como uma sobrecarga uniformemente distribuída (figura 7.10). A adaptação efetuada para uma fundação profunda diz respeito essencialmente à metodologia de cálculo da tensão vertical ao nível da base da estaca ( $\sigma'_0$ ), não havendo alteração do  $N_q$  (ver expressões 7.7 e 7.8). Para fundações de secção circular é necessário utilizar um fator de forma, que em relação a  $N_q$  é igual à unidade.

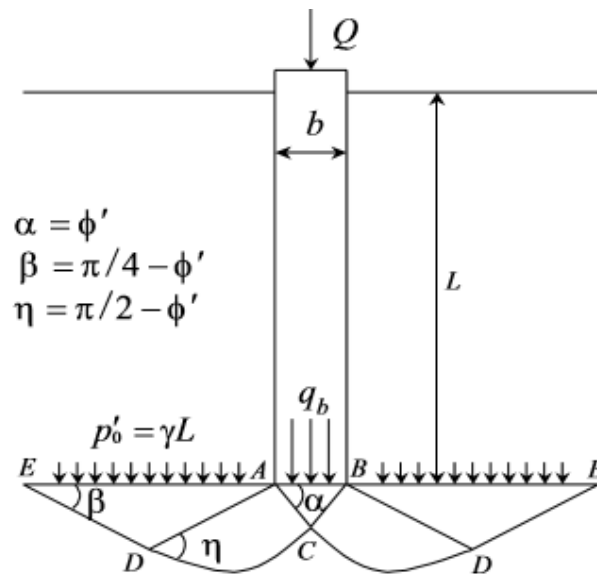


Figura 7.10 - Superfície de rotura definida por Terzaghi, Sokolovski, Caquot e Kérisel. (Santos, 2008)

Com base nas mesmas superfícies de rotura definidas por Terzaghi, Sokolovski (1960) define para uma fundação de base lisa o parâmetro  $N_q$  através da expressão seguinte (Martins, 2002):

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi tg \phi'} \quad (7.36)$$

Por sua vez Caquot e Kérisel (1956) propõem que o cálculo de  $N_q$  seja obtido pela expressão (Martins, 2002):

$$N_q = \frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \operatorname{tg}(\pi/4 + \phi'/2) e^{\pi \operatorname{tg} \phi'} \quad (7.37)$$

#### 7.2.1.4 Proposta de Meyerhof

A superfície de rotura definida por Meyerhof (1951) desenvolve-se acima do nível da base da estaca até uma altura  $d$ , conforme descrito na figura 7.11. Podemos concluir que existe para além da sobrecarga  $p'_0$  uma contribuição da resistência ao corte do solo nessa camada. Estão incluídos em  $N_q$  os fatores de forma, de profundidade e de inclinação da superfície do terreno.

Do lado esquerdo da figura está representada a superfície de rotura definida para uma estaca longa, a superfície de rotura não atinge a superfície do terreno ( $L/b > d/b$ ). Do lado direito é possível constatar que a superfície de rotura atinge a superfície do terreno, no caso de uma estaca curta ( $L/b < d/b$ ).

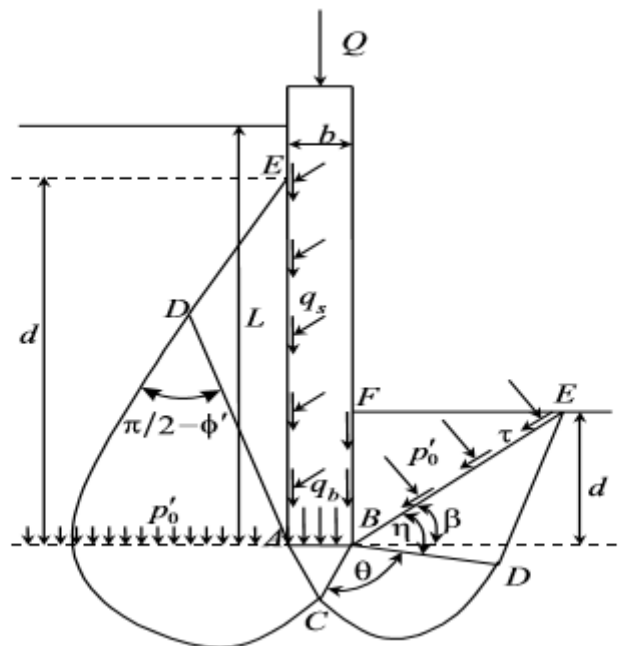


Figura 7.11 - Superfície de rotura assumida por Meyerhof, para estacas longas (à esquerda) e curtas (à direita). (Santos, 2008)

O mecanismo de rotura do solo nesta situação implica a formação de três cunhas plastificadas. A cunha ABC de esforços uniformes considerada em estado ativo de Rankine, a segunda cunha BCD é limitada por uma espiral logarítmica correspondendo à zona de corte radial e em terceiro a cunha BDE que se encontra em estado passivo de Rankine.

Para estacas curtas a cunha de solo BEF é substituída pelas componentes da tensão normal ( $p'_0$ ) e tangencial ( $\tau$ ), que estão uniformemente distribuídas na superfície livre equivalente BE. O fator de carga  $N_q$  é obtido em função dos parâmetros  $\beta$ ,  $p'_0$ ,  $\tau$ . No caso da estaca longa a superfície BE é vertical e está sujeita às tensões da superfície livre equivalente  $p'_0$  e  $\tau$ , normais e tangenciais respetivamente e o  $\beta = \pi/2$ .

Considerando que não existe mobilização de tensões de corte na superfície e  $\beta = 0^\circ$  temos:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{2(\pi/2) tg \phi'} \quad (7.38)$$

No caso de existir mobilização de tensões de corte na superfície e  $\beta = 0^\circ$  temos:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin^2 \phi'} e^{2(3\pi/4 - \phi'/2) tg \phi'} \quad (7.39)$$

Considerando que não existe mobilização de tensões de corte na superfície e  $\beta = \pi/2$  temos:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{2\pi tg \phi'} \quad (7.40)$$

No caso de existir mobilização de tensões de corte na superfície e  $\beta = \pi/2$  temos:

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin^2 \phi'} e^{2(5/4\pi - \phi'/2) tg \phi'} \quad (7.41)$$

Meyerhof em 1963 apresenta uma expressão equivalente à proposta de Terzaghi para o cálculo do fator  $N_q$ , após as diversas expressões sugeridas em função dos parâmetros  $\beta$ ,  $p'_0$ ,  $\tau$ . terem sido muito criticadas por apresentarem valores muito elevados.

$$N_q = e^{\pi tg \phi} tg^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (7.42)$$

### 7.2.1.5 Proposta de Skempton, Yassin e Gibson

Skempton, Yassin e Gibson (1953) com base na teoria da expansão de uma cavidade esférica, num meio elástico perfeitamente plástico (figura 7.12) e admitindo que o ângulo de atrito solo-estaca  $\delta' = \phi'$ , obtiveram a seguinte expressão para o cálculo do parâmetro  $N_q$ . É necessário aplicar fatores de correção em profundidade no cálculo da resistência de ponta.

$$N_q = \frac{q_a}{\gamma L} (1 + \cotg \Psi \operatorname{tg} \phi') \quad (7.43)$$

em que:

$$\frac{q_a}{\gamma L} = \frac{3}{1 + 2K_a} \left[ \frac{E}{3p_0(1 + \nu_s)} \frac{1 + 2k_a}{1 - k_a} \right]^{2/3(1-k_a)} \quad (7.44)$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (7.45)$$

- $q_a$  Pressão crítica;
- $p_0 = \gamma L$  Tensão ao nível da base da estaca;
- $E$  Módulo de deformabilidade do solo;
- $\nu_s$  Coeficiente de Poisson do solo;
- $\Psi \approx 30^\circ$ .

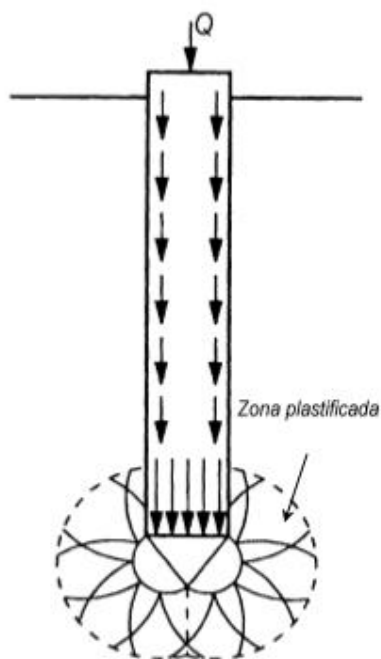


Figura 7.12 - Superfície de rotura definida por Skempton, Yassin e Gibson. (Santos, 2008)

### 7.2.1.6 Proposta de Zeevaert

Zeevaert (1972) define a superfície de rotura com uma forma de espiral logarítmica, que se desenvolve a partir do ponto C até atingir uma tangente vertical, conforme indicado na figura 7.13.

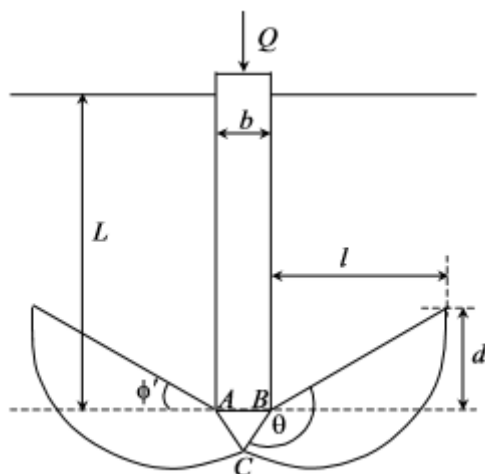


Figura 7.13 - Superfície de rotura assumida por Zeevaert (1972). (Santos, 2008)

O fator de capacidade de carga,  $N_q$ , é obtido a partir da expressão:

$$N_q = \frac{\cos^2 \phi'}{2 \cos^2(\pi/4 + \phi'/2)} e^{(3\pi/2 + \phi') \operatorname{tg}(\phi')} \quad (7.46)$$

### 7.2.1.7 Proposta de Vesíć

Vesíć (1975) considera que a resistência de ponta de uma estaca é equivalente à pressão necessária para expandir de forma plástica uma cavidade esférica no interior do solo, pelo que em torno da ponta da estaca existe uma zona de solo que plastifica e que a existir rotura ocorrerá pela superfície apresentada na figura 7.14.

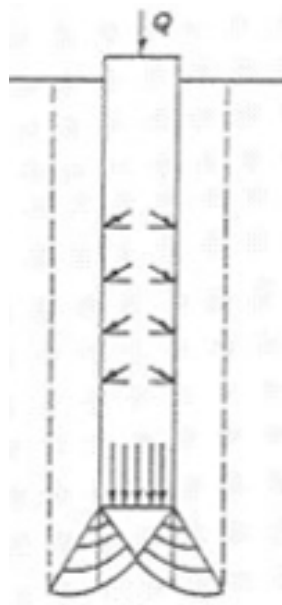


Figura 7.14 - Superfície de rotura definida por Vesíć. (Velloso, 2010)

Este autor propõe que  $N_q$  seja obtido através da expressão:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi'} e^{(\pi/2 - \phi') \operatorname{tg} \phi'} \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) I_{rr}^{\frac{4 \sin \phi'}{3(1 + \sin \phi')}} \quad (7.47)$$

em que:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \epsilon_v} \quad (7.48)$$

$$I_r = \frac{G_s}{c + \sigma_{med} \operatorname{tg} \phi} \quad (7.49)$$

- $I_{rr}$  Índice de rigidez reduzido do solo;
- $I_r$  Índice de rigidez do solo;
- $\epsilon_v$  Deformação volumétrica média na zona plastificada do solo em torno da ponta da estaca.
- $G_s$  Módulo de distorção do solo;

Para areias em que  $c = c' = 0$  pode-se determinar o índice de rigidez do solo a partir da expressão:

$$I_r = \frac{G_s}{\sigma'_{med} \operatorname{tg} \phi'} \quad (7.50)$$

$\sigma'_{med}$  tensão efetiva média

$$\sigma'_{med} = \frac{\gamma L}{3} (3 - 2 \sin \phi') \quad (7.51)$$

Para areias Vesic (1977) propõe que o  $I_r$  tome valores entre 70 e 150, correspondendo respectivamente a areias soltas e densas.

No cálculo da resistência de ponta é necessário aplicar fatores de correção em profundidade.

### 7.2.1.8 Proposta de Jambu

A superfície de rotura definida por Jambu (1976) tem uma configuração conforme ilustrado na figura 7.15.

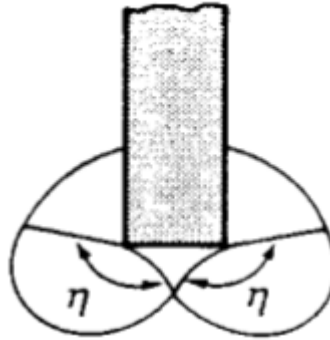


Figura 7.15 - Superfície de ruptura definida por Jambu. (Santos, 2008)

O valor do fator de capacidade de carga,  $N_q$ , proposto por este autor é obtido a partir da expressão:

$$N_q = \left( \operatorname{tg} \phi' + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \phi'} \right)^2 e^{2\eta \operatorname{tg} \phi'} \quad (7.52)$$

em que  $\eta$  corresponde ao ângulo referente à superfície de corte, considerando 70° para argilas moles e 105° para areias densas. No cálculo da resistência de ponta é necessário aplicar fatores de correção em profundidade.

## 7.2.2 Métodos semi-empíricos com base no ensaio SPT – estacas sujeitas a ações verticais

Os métodos semi-empíricos para a determinação da capacidade resistente de uma estaca estão descritos neste projeto essencialmente com base na informação obtida dos trabalhos de Santos (2008) e Cintra (2010).

A falta de fiabilidade nos resultados obtidos na previsão da capacidade resistente para estacas através dos métodos teóricos, levou a que muitos autores tenham vindo a apresentar ao longo do tempo métodos semi-empíricos baseados em correlações obtidas a partir de ensaios de campo e ajustados com ensaios de carga. Alguns dos métodos mais utilizados são os de Meyerhof, Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma e Teixeira, que serão apresentados neste trabalho.

### 7.2.2.1 Método de Meyerhof

Meyerhof (1956 e 1976) propõe um método para a determinação da capacidade resistente de uma estaca cravada a partir dos resultados obtidos do ensaio SPT, aplicando a seguinte expressão:

$$R = 400N A_b + 2N_{med} A_s \quad (7.53)$$

em que:

$R$  Capacidade resistente da estaca em KN;

$N$	Número de pancadas obtido no ensaio SPT;
$A_b$	Área da ponta da estaca em m <sup>2</sup> ;
$N_{med}$	Valor médio de $N$ ao longo do comprimento da estaca;
$A_s$	Área lateral da estaca em m <sup>2</sup> .

Para estacas cravadas que não provoquem deslocamento do terreno significativos, a capacidade resistente pode ser obtida pela expressão:

$$R = 400NA_b + N_{med}A_s \quad (7.54)$$

Este autor impõe um limite máximo à resistência lateral por unidade de área de 100KPa quando é aplicada a expressão 7.53 e de 50KPa quando se utiliza a expressão 7.54.

Para estacas que têm uma relação  $L/b < 10$  o autor propõe que a resistência de ponta por unidade de área seja reduzida, sendo expressa por:

$$q_b = \frac{40NL}{b} \text{ [KPa]} \quad (7.55)$$

Meyerhof (1976) refere que a capacidade resistente de uma estaca cravada em areias aumenta com a profundidade de penetração, até uma profundidade crítica ( $L_c$ ), ao contrário do que poderia ser previsto através das expressões teóricas. A partir dessa profundidade crítica a resistência de ponta e a resistência lateral da estaca permanecem praticamente constantes.

O autor propõe que a resistência de ponta unitária de uma estaca cravada seja determinada aplicando a expressão:

$$q_b = \frac{40NL}{b} \leq 400N \text{ [KPa]} \quad (7.56)$$

e a resistência lateral por unidade de área por:

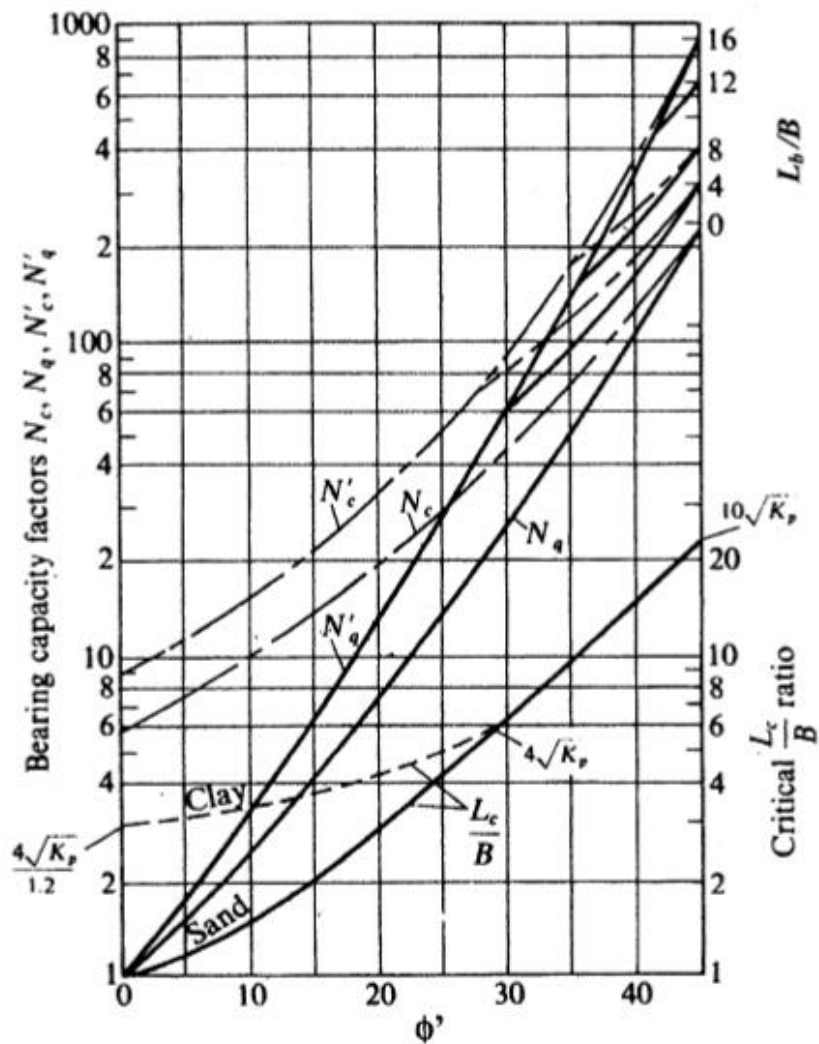
$$q_s \leq q_s^{lim} = 2N_{med} \text{ [KPa]} \quad (7.57)$$

Se as profundidades de penetração ultrapassar a profundidade crítica, devem ser aplicados os valores limites definidos nas expressões 7.56 e 7.57.

Em alternativa às expressões anteriormente indicadas, é possível determinar a capacidade resistente de uma estaca cravada utilizando o ábaco ilustrado na figura 7.16. Esta metodologia de cálculo está descrita no capítulo 10.

O referido ábaco permite obter os fatores de capacidade de carga e o comprimento crítico em função do ângulo de atrito do solo,  $\phi'$ . É possível utilizar o mesmo ábaco para estacas moldadas, aplicando aos resultados obtidos um coeficiente corretivo que varia entre 1/3 e 1/2.

- factores de capacidade de carga ( $N'_c, N'_q$ ) para estacas cravadas:



- para estacas moldadas:  $(N'_c, N'_q)_{\text{mold}} \approx 1/3$  a  $1/2$  dos valores para  $(N'_c, N'_q)_{\text{crav}}$ .

Figura 7.16 - Fatores de capacidade de carga e comprimento crítico em função do ângulo de atrito,  $\phi'$ .

(Bowles, 1988)

### 7.2.2.2 Método Aoki e Velloso

Aoki e Velloso (1975) propõem um método para a determinação da capacidade resistente de uma estaca com base nos resultados do ensaio de penetração estática CPT. Posteriormente este método foi adaptado de forma a possibilitar a utilização de dados resultantes do ensaio de penetração SPT, através da aplicação de um fator de conversão,  $k$ . Os autores introduziram ainda um coeficiente  $\alpha$  que traduz a relação entre a resistência lateral e a resistência de ponta.

A capacidade resistente última de uma estaca pode ser avaliada através da seguinte expressão:

$$R = A_b \frac{KN_{SPT}^L}{F_1} + P \sum \frac{\alpha KN_{SPT}^m}{F_2} \Delta L \quad (7.58)$$

em que:

- $P$  Perímetro da estaca [m];
- $\Delta L$  Espessura da camada de solo [m];
- $N_{SPT}^L$   $N_{SPT}$  obtido próximo da ponta da estaca;
- $N_{SPT}^m$   $N_{SPT}$  médio para cada  $\Delta L$ ;
- $F_1$  e  $F_2$  Coeficientes de correção das resistências de ponta e lateral, que têm em consideração o efeito de escala entre a estaca e o cone do CPT, cujos valores são apresentados na tabela 7.7 e ainda a influência do método construtivo da estaca;
- $K$  e  $\alpha$  Fatores que dependem do tipo de solo e das suas características granulométricas de acordo com tabela 7.8.

Tabela 7.7 - Valores propostos para  $F_1$  e  $F_2$  (Aoki e Velloso, 1975).

Tipo de estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,5	5
Metálica	1,75	3,5
Cravada (*)	1+D/0,80	2F1
Moldada (**)	3,0	6,0

(\*) Proposta de Aoki (1985) - D diâmetro da estaca [m];  
(\*\*) Proposta de Aoki e Alonso (1991).

Tabela 7.8 - Valores atribuídos a  $K$  e  $\alpha$  (Aoki e Velloso, 1975).

Tipo de solo	k [MPa]	$\alpha$ (%)
Areia	1,00	1,4
areia siltosa	0,80	2,0
areia silto-argilosa	0,70	2,4
areia argilosa	0,60	3,0
areia argilosa-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
silte arenoso	0,55	2,2
silte areno-argiloso	0,45	2,8
silte argiloso	0,23	3,4
silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
argila arenosa	0,35	2,4
argila areno-siltosa	0,30	2,8
argila siltosa	0,22	4,0
argila silto-arenosa	0,33	3,0

### 7.2.2.3 Método de Décourt e Quaresma

O método proposto por Décourt e Quaresma (1978) é um método expedito para a determinação da capacidade resistente de uma estaca a partir dos resultados do ensaio SPT (valores de  $N$  não corrigidos). Esta metodologia foi desenvolvida para estacas prefabricadas de betão e posteriormente estendida para outros tipos de estacas executadas in-situ.

A capacidade resistente da estaca é determinada através da aplicação da seguinte expressão:

$$R = A_b C_1 C_2 N_{SPT}^L + P C_3 \sum 10 \left( \frac{N_{SPT}^m}{3} + 1 \right) \Delta L \quad (7.59)$$

em que:

$C_2$  Coeficiente que depende do tipo de solo e que relaciona a resistência de ponta com o valor de  $N_{SPT}^L$ . Os valores de  $C_2$  apresentados na tabela 7.9 foram obtidos experimentalmente a partir de ensaios de carga em estacas moldadas.

$C_1$  e  $C_3$  Coeficientes que dependem do tipo de estaca. Os valores propostos por Décourt (1996) podem ser obtidos diretamente das tabelas 7.10 e 7.11, respetivamente.

O valor de  $N_{SPT}^m$  deve estar compreendido num intervalo entre 3 e 15 inclusivé, podendo ser estendido o limite superior até 50, no caso de estacas cravadas e estacas moldadas que utilizam lamas bentoníticas para estabilizar as paredes do furo.

Tabela 7.9 - Valores atribuídos ao coeficiente  $C_2$  (Décourt e Quaresma, 1978).

Tipo de solo	$C_2$ [KPa]
Argilas	120
Siltes argilosos (solos residuais)	200
Siltes arenosos (solos residuais)	250
Areias	400

Tabela 7.10 - Valores de  $C_1$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996).

		Tipo de estaca					
		Cravada	Moldada (em geral)	Moldada (com bentonite)	Hélice contínua	Raíz	Injetadas (alta pressão)
Tipo de solo	Argilas	1,0 (*)	0,85	0,85	0,30 (**)	0,85 (**)	1,0 (**)
	Solos intermédios	1,0 (*)	0,60	0,60	0,30 (**)	0,60 (**)	1,0 (**)
	Areias	1,0 (*)	0,50	0,50	0,30 (**)	0,50 (**)	1,0 (**)
(*) universo para o qual a correlação original foi desenvolvida; (**) valores apenas orientativos a partir dum número reduzido de dados disponíveis.							

Tabela 7.11 - Valores de  $C_3$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo (Décourt, 1996).

		Tipo de estaca					
		Cravada	Moldada (em geral)	Moldada (com bentonite)	Hélice contínua	Raíz	Injetadas (alta pressão)
Tipo de solo	Argilas	1,0 (*)	0,85	0,9 (**)	1,0 (**)	1,5 (**)	3,0 (**)
	Solos intermédios	1,0 (*)	0,65	0,75 (**)	1,0 (**)	1,5 (**)	3,0 (**)
	Areias	1,0 (*)	0,50	0,60 (**)	1,0 (**)	1,5 (**)	3,0 (**)
(*) universo para o qual a correlação original foi desenvolvida; (**) valores apenas orientativos a partir dum número reduzido de dados disponíveis.							

### 7.2.2.4 Método de Teixeira

Baseado no ensaio SPT Teixeira (1996) propõe uma expressão para a determinação da capacidade resistente, em função de dois parâmetros,  $\alpha$  e  $\beta$ , com a seguinte configuração:

$$R = \alpha N_{SPT}^L A_b + \beta N_{SPT}^m P \Delta L \quad (7.60)$$

em que:

- $P$  Perímetro da estaca [m];
- $\Delta L$  Espessura da camada de solo [m];
- $N_{SPT}^L$   $N_{SPT}$  médio obtido para o intervalo compreendido entre 4 diâmetros acima da base da estaca e 1 diâmetro abaixo;
- $N_{SPT}^m$   $N_{SPT}$  médio para cada  $\Delta L$  ao longo do fuste da estaca.

Os valores definidos para o parâmetro  $\alpha$  associados à resistência de ponta estão apresentados na tabela 7.12, dependem do tipo de solo e do tipo de estaca.

Os valores definidos para o parâmetro  $\beta$  associado à resistência por atrito lateral estão descritos na tabela 7.13, e estão em função do tipo de estaca

Tabela 7.12 - Valores do parâmetro  $\alpha$  (Teixeira, 1996).

Solo ( $4 < N_{SPT} < 40$ )	$\alpha$ [KPa]			
	Cravada	Franki	Moldada	Raiz
Areia siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Tabela 7.13 - Valores do parâmetro  $\beta$  (Teixeira, 1996).

Tipo de estaca	$\beta$ [KPa]
Cravada	4
Franki	5
Moldada	4
Raiz	6

**7.2.3 Método analítico – estacas sujeitas a ações horizontais e a momentos fletores**

A metodologia apresentada relativa ao dimensionamento de estacas sujeitas a ações transversais e a momentos fletores baseia-se nos elementos desenvolvidos por Santos (2008).

**7.2.3.1 Introdução**

As ações horizontais e os momentos concentrados atuantes provocadas pela estrutura são geralmente suportadas pela reação lateral do solo que se opõem ao movimento da estaca, surgindo desta forma esforços de interação.

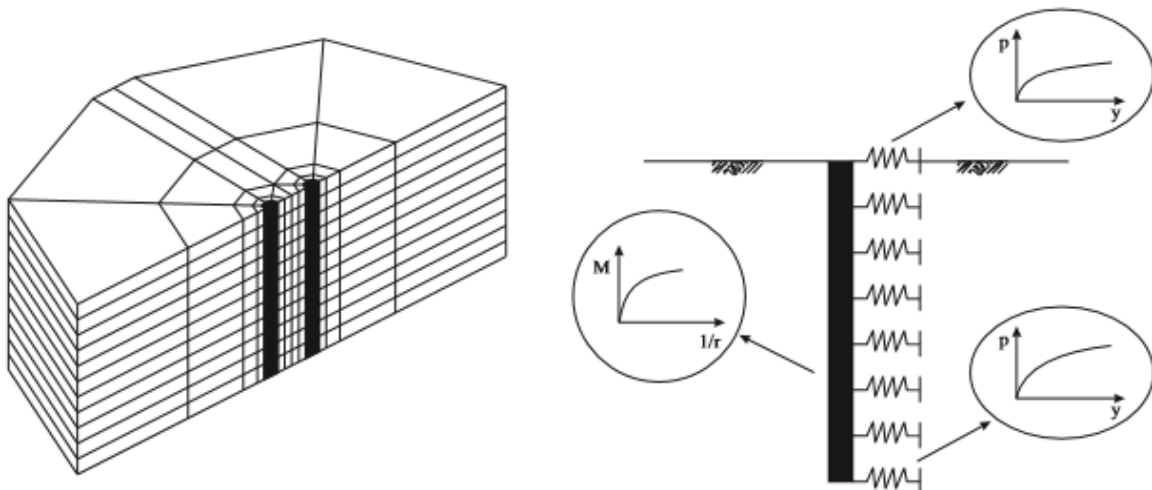


Figura 7.17 - Modelos de interação solo-estaca (Gomes Correia e Santos, 1994). (Santos, 2008)

Os métodos de dimensionamento para estacas sujeitas a ações horizontais assemelham a estaca a uma peça linear, com uma rigidez à flexão dada por  $EI$ . As diversas metodologias de cálculo divergem na modelação do solo que envolve a estaca, podem ser efetuadas através de modelos do meio contínuo e de modelo do meio discreto (figura 7.17).

Nos modelos do meio contínuo o solo é normalmente considerado como um meio elástico contínuo. Nos modelos do meio discreto em que o solo é considerado semelhante a um conjunto de molas independentes com comportamento elástico linear (modelo de Winkler) ou elástico não linear, através das curvas p-y. Este modelo permite simular a estratificação do terreno, fazendo variar as características das curvas p-y em profundidade.

### 7.2.3.2 Modelo de Winkler

No modelo proposto por Winkler em meio discreto baseado no conceito do coeficiente de reação, o solo assemelha-se a um conjunto de molas independentes com comportamento elástico linear. Define-se a rigidez dessas molas através de uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo, constante usualmente designada por coeficiente de reação horizontal ( $k_h$ ).

O coeficiente de reação horizontal pode-se descrever como sendo a pressão necessária para provocar o aparecimento no solo de um deslocamento unitário. A partir deste coeficiente podemos obter outra grandeza designada por módulo de reação do solo ( $k_s$ ). O módulo de reação do solo é o produto de  $k_h$  pela dimensão transversal da estaca,  $B$ .

O modelo de cálculo é desenvolvido considerando a estaca uma peça linear apoiado num meio elástico (próximo do comportamento de uma viga), sendo o esforço axial geralmente desprezando.

### 7.2.3.3 Classificação das estacas quanto ao seu comportamento estrutural

No que se refere ao seu comportamento estrutural as estacas sujeitas a ações horizontais são divididas em três grupos:

- ✓ estacas flexíveis;
- ✓ estacas semi-flexíveis;
- ✓ estacas rígidas.

A classificação apresentada resulta da rigidez relativa entre a estaca e o solo envolvente, das condições de fronteira e de carregamento da estaca.

Na figura 7.18 está representada uma estaca com uma rigidez à flexão constante  $EI$ , inserida num solo homogéneo, sujeita a uma ação transversal ( $V_0$ ) e um momento fletor ( $M_0$ ). Verifica-se que a partir de uma dada profundidade crítica,  $l_c$ , o aumento do comprimento da estaca não tem influência nos deslocamentos e nos esforços na zona da estaca acima da profundidade crítica.

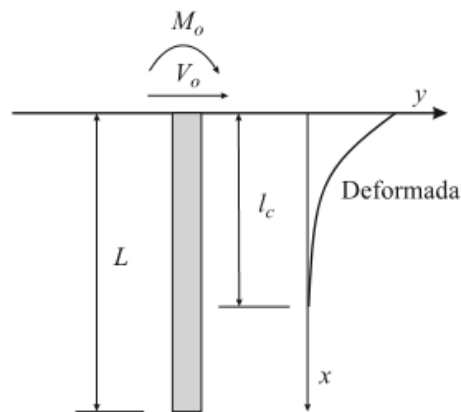


Figura 7.18 - Comportamento flexível das estacas. (Santos, 2008)

No caso de o módulo de reação ser constante em profundidade podemos considerar que:

$$l_c = \frac{3}{\lambda} = 3 \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{k_s}} \quad (7.61)$$

As estacas com um comprimento superior a  $l_c$ , têm um comportamento como estacas flexíveis infinitamente longas, onde os deslocamentos e os esforços deixam de ser dependentes do comprimento total da estaca.

Para estacas curtas com uma rigidez muito superior à do solo que a envolve, a flexão da estaca é desprezável e esta tem um comportamento de elemento rígido. Isto significa que a estaca se desloca como um corpo rígido no meio envolvente e a solução deste problema obtém-se através das condições de equilíbrio estático. As estacas semi-flexíveis têm um comportamento intermédio e não é possível efetuar as simplificações indicadas para os outros tipos de estacas.

As soluções apresentadas referem-se a situações em que módulo de reação,  $k_s$ , é constante ou cresce linearmente em profundidade,  $k_s = n_h x$ , para as seguintes hipóteses de carregamento:

Hipótese 1: Estaca com cabeça livre. Força horizontal concentrada aplicada na cabeça.

Hipótese 2: Estaca com cabeça livre. Momento concentrada aplicado na cabeça.

Hipótese 3: Estaca com rotação impedida na cabeça. Força horizontal concentrada aplicada na cabeça.

Para um terreno homogéneo com módulo de reação constante ( $k_s = \text{constante}$ ), a solução vem expressa em função do parâmetro de rigidez relativa,  $\lambda$ , definido por:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s}{4E_p I_p}} \quad (7.62)$$

Na situação de um terreno com módulo de reação crescendo linearmente em profundidade ( $k_s = n_h x$ ), a solução vem em função do parâmetro de rigidez relativa,  $\eta$ , dado por:

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{E_p I_p}} \quad (7.63)$$

em que:

$E_p$  Módulo de elasticidade da estaca;

$I_p$  Momento de inércia da estaca;

Para aplicar as expressões analíticas referidas anteriormente é necessário definir os limites de comportamento flexível e rígido das estacas. Santos e Gomes Correia (1992) estabeleceu o domínio de validade das soluções analíticas, conforme indicado na tabela 7.14. (Santos, 2008)

Vesic (1961) estabeleceu uma expressão para a determinação do módulo de reação,  $k_s$ , que mais aproxima as soluções em modelo do meio elástico contínuo e em modelo do meio discreto (em deslocamentos e em momentos fletores máximos), que é dada por:

$$k_s = 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}} \times \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (7.64)$$

Tabela 7.14 - Limites de comportamento flexível, semi-flexível e rígido. (Santos, 2008)

Módulo de reação constante em profundidade ( $k = \text{const.}$ ); $\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s}{4E_p I_p}}$		
Comportamento da estaca	Hipóteses de carregamento 1 e 2	Hipóteses de carregamento 3
flexível	$\lambda L \geq 3$	$\lambda L \geq 3$
semi-flexível	$1 < \lambda L < 3$	$0,5 < \lambda L < 3$
rígida	$\lambda L \leq 1$	$\lambda L \leq 0,5$
Módulo de reação crescendo linearmente em profundidade, ( $k = n_h x$ ) $\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{EI}}$		
Comportamento da estaca	Hipóteses de carregamento 1 e 2	Hipóteses de carregamento 3
flexível	$\eta L \geq 4$	$\eta L \geq 4$
semi-flexível	$1,5 < \eta L < 4$	$1 < \eta L < 4$
rígida	$\eta L \leq 1,5$	$\eta L \leq 1$

Na tabela 7.15 estão indicados os valores definidos por Terzaghi (1955) para o módulo de reação crescente em profundidade  $k_s = n_h x$ , em solos arenosos.

Tabela 7.15 - Módulo de reação crescente em profundidade  $k_s = n_h x$ . (Santos, 2008)

Compacidade da areia	$n_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	
	Seca ou húmida	Submersa
Solta	2300	1300
Média	6800	4500
Compacta	18000	11000

Poulos (1980) comparou os dois modelos referidos e concluiu que o modelo de Winkler permite obter valores de deslocamentos e de momentos fletores do lado da segurança, tanto para estacas rígidas como para estacas flexíveis.

Santos (1983) comparou a solução de Winkler com a solução do meio elástico contínuo de Randolph (1981) aplicado a estacas flexíveis, concluindo que a equação 7.67 afetada de um coeficiente igual a 2, conduz a valores de  $k_s$  do lado da segurança.

## CAPÍTULO 8

### DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

#### 8.1 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

Grosseiramente, o dimensionamento geotécnico de uma fundação superficial fixa as suas dimensões em planta e o dimensionamento estrutural define a sua altura e as armaduras de tração necessárias.

No dimensionamento geotécnico de fundações superficiais, as ações transmitidas pela estrutura não devem ser majoradas e deve-se considerar o peso próprio da sapata.

##### 8.1.1 Sapata centrada

Considerando uma sapata rígida sujeita a uma ação vertical  $V$  e um momento fletor  $M$ , admitindo uma distribuição linear simplificada de tensões no solo de acordo com a figura 8.1, a resultante das ações localiza-se no interior ou no limite do núcleo central quando:

$$e = \frac{M}{V + P} \leq \frac{B}{6} \quad (8.1)$$

então:

$$\sigma_{g1} = \frac{V + P}{A \times B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (8.2)$$

$$\sigma_{g2} = \frac{V + P}{A \times B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (8.3)$$

A resultante das ações situa-se no exterior do núcleo central quando:

$$e = \frac{M}{V + P} > \frac{B}{6} \quad (8.4)$$

então:

$$\sigma_{g1} = \frac{2(V + P)}{A \times y} \quad (8.5)$$

$$\sigma_{g2} = 1,5(B - 2 e) \quad (8.6)$$

em que:

$e$  Excentricidade da carga normal na base da fundação;

$B$  Largura da fundação;

$P$  Peso próprio da fundação;

$\sigma_{g1}, \sigma_{g2}$  Tensões na extremidade da base da fundação.

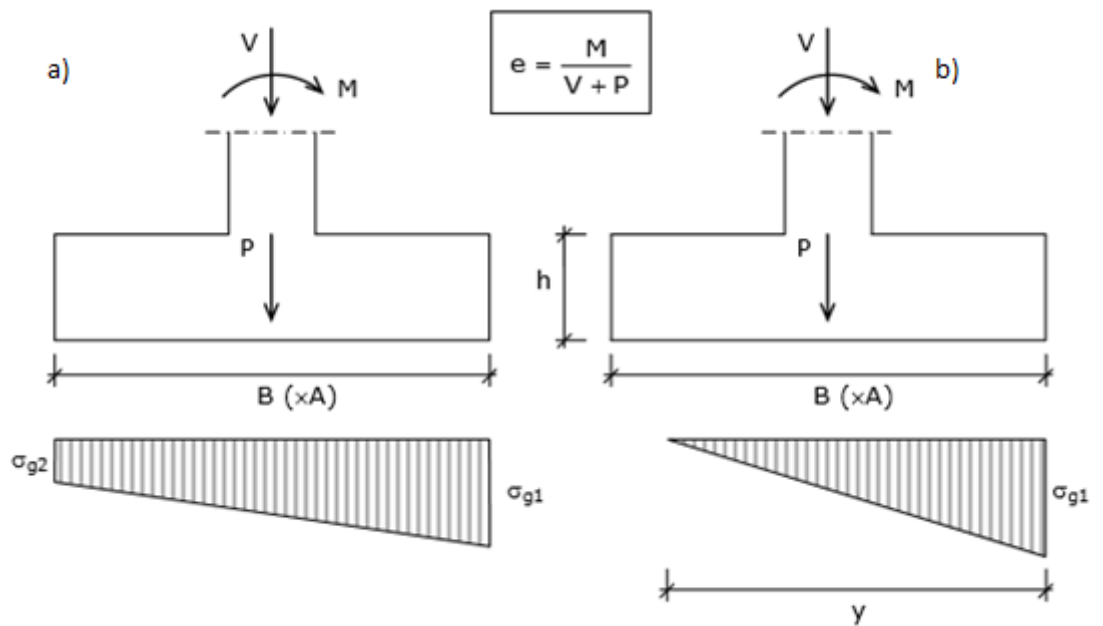


Figura 8.1 - Distribuição linear de tensões na base da sapata em flexão composta. a) Resultante dentro do núcleo central ( $e \leq B/6$ ); b) resultante fora do núcleo central  $e > B/6$ . (Félix, 2014)

Quando o diagrama das tensões instalado no solo de fundação é linear, usa-se a chamada tensão de referência,  $\sigma_{g3/4}$ , sendo necessário garantir as seguintes desigualdades:

$$\sigma_{ref} = \sigma_{g3/4} = \frac{3\sigma_{g1} + \sigma_{g2}}{4} \leq \sigma_{adm}, \text{ para } e \leq \frac{B}{6} \quad (8.7)$$

$$\sigma_{ref} = \sigma_{g3/4} = \frac{3}{4}\sigma_1 \leq \sigma_{adm}, \text{ para } e > \frac{B}{6} \quad (8.8)$$

A tensão admissível,  $\sigma_{adm}$ , consiste no valor limite da tensão a que um determinado solo pode estar sujeito sem sofrer rotura ou deformações excessivas.

### 8.1.2 Sapata excêntrica

A ação transmitida do elemento vertical para a fundação é excêntrica relativamente ao centro de gravidade da área definida pela sapata. Existem dois modelos de cálculo possíveis para este tipo de situações, a sua adoção depende essencialmente da grandeza da ação, da excentricidade e da capacidade resistente do terreno. O primeiro modelo prevê uma tensão no solo com uma configuração triangular, que só será viável quando a largura do elemento vertical for elevada, a carga transmitida pela estrutura for reduzida e a  $\sigma_{adm}$  for significativa.

No segundo caso o modelo idealizado admite uma distribuição uniforme de tensões no solo, de acordo com a figura 8.2

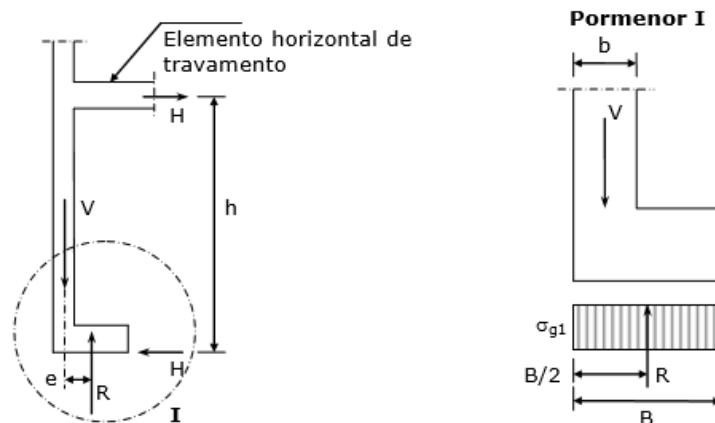


Figura 8.2 - Sapata excêntrica com elemento horizontal de travamento. (Félix, 2014)

A excentricidade em relação à carga transmitida pelo elemento vertical, resultante da distribuição uniforme de tensões é dada por:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} \quad (8.9)$$

O modelo definido implica o surgimento de um binário cujo momento é dado por:

$$M = \frac{V}{2}(B - b) \quad (8.10)$$

Este momento deve ser equilibrado por outro que está associado a um par de forças horizontais, uma mobilizada ao nível da primeira laje e a outra ao nível da base sapata. A força  $H$  ao nível da base da sapata resulta das forças tangenciais mobilizadas por atrito na interface da sapata com o terreno. As forças  $H$  podem ser expressas da seguinte forma:

$$H = \frac{V}{2h}(B - b) \quad (8.11)$$

em que:

- $b$            Largura do pilar;
- $h$            Distância entre o par de forças horizontais,  $H$ ;

## 8.2 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

### 8.2.1 Sapata isolada

#### 8.2.1.1 Condição de rigidez

As sapatas consideradas rígidas apresentam uma distribuição de pressões no terreno aproximadamente uniforme, e, portanto, o cálculo do diagrama de pressões é mais simples e reproduz de forma mais aproximada o digrama que se instala no terreno de fundação. A consideração de sapatas rígidas permite uma rápida aproximação do valor da altura da sapata, que verifica a segurança relativamente ao esforço transversal e ao punçoamento.

A figura 8.3 identifica as dimensões em planta de uma sapata centrada e o respetivo pilar associado.

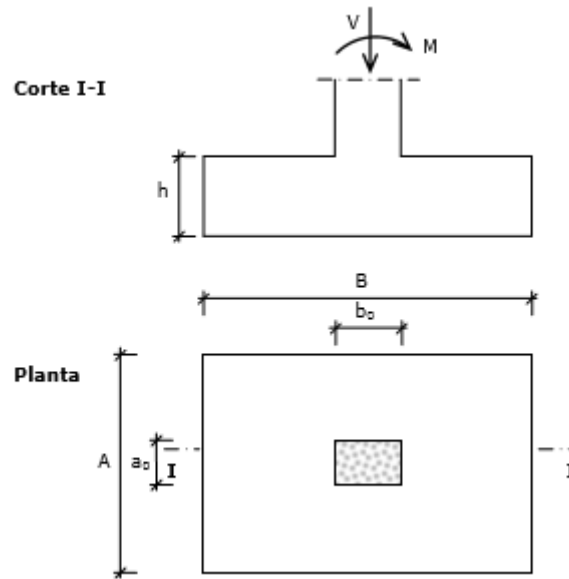


Figura 8.3 - Sapata centrada. (Félix, 2014)

A condição de rigidez de uma sapata isolada é dada através do cálculo da altura útil,  $d$ , aplicando as seguintes equações:

$$d \geq \frac{A - a_0}{4} \quad (8.12)$$

$$d \geq \frac{B - b_0}{4} \quad (8.13)$$

Numa fase de pré-dimensionamento podemos determinar a altura da sapata,  $h$ , a partir do valor obtido da altura útil acrescido de um recobrimento, que geralmente, é considerado igual a 0,06m.

$$d \geq h - 0,06 \quad (8.14)$$

### 8.2.1.2 Verificação da segurança à flexão

O dimensionamento das armaduras em sapatas pode ser realizado idealizando que cada uma das abas da sapata funciona em consola. Esta metodologia é designada por modelo de flexão.

De acordo com diversos autores, na avaliação da área da secção transversal das armaduras longitudinais de tração a aplicar numa dada direção da sapata, o vão teórico a considerar deve ser igual ao vão livre da maior consola acrescida de 15% da dimensão do elemento vertical (pilar ou parede) na mesma direção.

Na figura 8.4 estão representadas as ações que devem ser consideradas nas consolas encastradas nas duas direções (y-y, z-z), quando o pilar está sujeito a um esforço axial  $V_d$  e um momento fletor  $M_d$  em torno do eixo Z-Z.

O cálculo das tensões  $\sigma_{gd1}$  e  $\sigma_{gd2}$  é efetuado considerando as ações transmitidas pelo pilar e adequadamente combinadas para o ELU (combinação fundamental), não considerando o peso próprio da sapata.

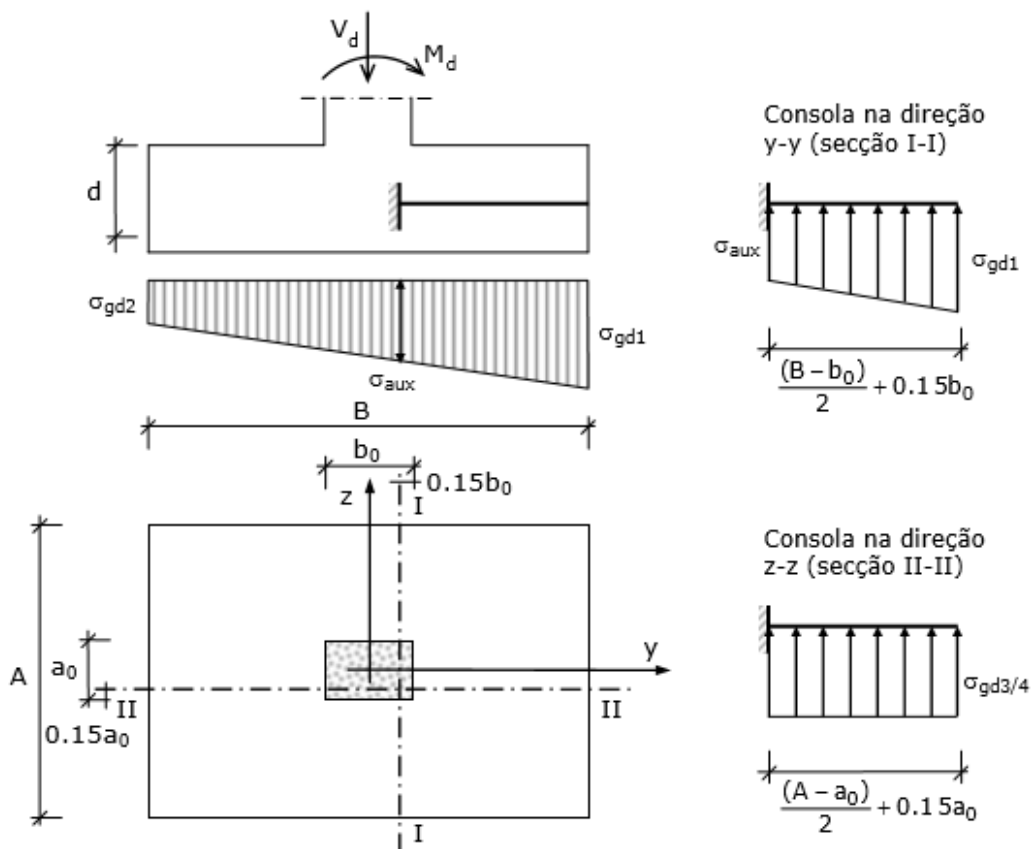


Figura 8.4 - Secções de encastramento das abas de uma sapata. (Félix, 2014)

O cálculo das armaduras em cada uma das direções efetua-se através da aplicação das tabelas de flexão aplicadas a estruturas de betão armado, de acordo com os passos a seguir discriminados:

Direção YY

$$M_{Ed} = \sigma_{gd^{3/4}} \times \frac{\left(\frac{A - a_0}{2} + 0,15 \times a_0\right)^2}{2} \quad (8.15)$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (8.16)$$

$$w = \mu \times (1 + \mu) \quad (8.17)$$

$$A_s = \frac{w \times b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (8.18)$$

em que:

$M_{Ed}$	Momento fletor atuante;
$A_s$	Área de armadura de flexão;
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado;
$\mu$	Momento reduzido;
$\omega$	Taxa mecânica de armaduras;
$b$	Largura da fundação (considerada uma faixa de 1m);
$d$	Altura útil da secção transversal da sapata;

Para a direção ZZ procede-se de modo análogo à direção YY.

### 8.2.1.3 Verificação da segurança ao esforço transversal

As sapatas são elementos estruturais que estão predominantemente sujeitas a ações uniformemente distribuídas, nestas situações não é necessário efetuar a verificação do valor de cálculo do esforço transversal para uma distância inferior à altura útil,  $d$ , medida da face do apoio (pilar, parede).

Para uma dada secção a uma distância  $d$  da face do apoio, as armaduras de esforço transversal não são necessárias quando a seguinte desigualdade é verificada:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (8.19)$$

em que:

- $V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transversal atuante;
- $V_{Rd,c}$  Valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal.

A figura 8.5 apresenta duas secções I-I e II-II a uma distância  $d$  da face do pilar, onde serão efetuadas as avaliações necessárias do esforço transversal atuante, neste caso para uma sapata sujeita à flexão composta. Nas referidas secções deve ser efetuado o cálculo da resultante das tensões geradas na base da sapata. Tal como referido no método de flexão, o cálculo destas tensões é efetuado considerando as ações transmitidas pelo pilar e combinadas de forma conveniente para o ELU (combinação fundamental), não considerando o peso próprio da sapata.

$$V_{Ed}^I \leq \sigma_g \left[ \frac{(B - b_0)}{2} - d \right] \times A \quad (8.20)$$

$$V_{Ed}^{II} \leq \sigma_g \left[ \frac{(A - a_0)}{2} - d \right] \times B \quad (8.21)$$

O valor de cálculo do esforço transversal resistente para os casos em que não existe necessidade de armadura de esforço transversal, é dado pela seguinte equação:

$$V_{Rd,c} = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad (8.22)$$

O valor de  $V_{Rd,c}$  não deve ser inferior a:

$$V_{Rd,c} \geq \nu_{min} b_w d \quad (8.23)$$

$$\nu_{min} = 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (8.24)$$

em que:

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (8.25)$$

- $A_{st}$  Área da armadura de tração;
- $b_w$  Menor largura da secção transversal na área tracionada;
- $\rho_l$  Taxa de armadura longitudinal.

O valor de  $f_{ck}$  e  $d$  são expressos em MPa e mm, respetivamente.

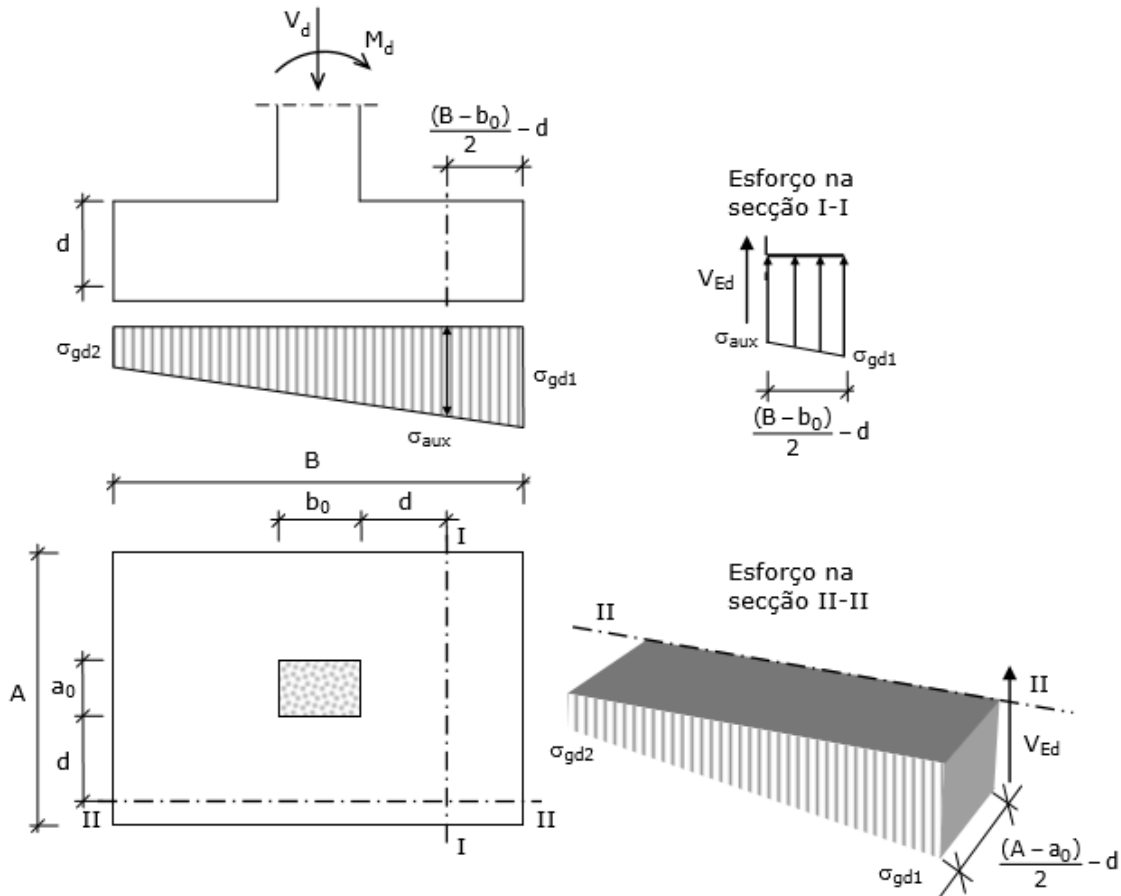


Figura 8.5 - Secções de avaliação da segurança ao esforço transversal. (Félix, 2014)

Para elementos que necessitam de armadura de esforço transversal é necessário que a seguinte desigualdade seja verificada:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (8.26)$$

em que:

- $V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transverso atuante;
- $V_{Rd,s}$  Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência.

No caso de elementos com armaduras de esforço transverso constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente,  $V_{Rd}$ , é o menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (8.27)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w \nu_1 z f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (8.28)$$

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (8.29)$$

$$z = 0,9 d \quad (8.30)$$

em que:

- $V_{Rd,max}$  Valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas;
- $A_{sw}$  Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso;
- $s$  Espaçamento dos estribos;
- $f_{ywd}$  Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;
- $\nu_1$  Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;
- $\alpha_{cw}$  Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. O valor recomendado é 1 para estruturas não pré-esforçadas.

O ângulo  $\theta$  deverá ser limitado, sendo o valor geralmente aplicado 2.5. O valor de  $f_{ck}$  deve ser expresso em MPa.

### 8.2.1.4 Verificação da segurança ao punçoamento

O EC2 define a verificação da segurança ao punçoamento através da comparação dos valores de cálculo de tensões atuantes e das tensões resistentes, que se desenvolvem em secções de controlo a uma distância da face do pilar inferior ao dobro da altura útil da sapata,  $2d$ .

O primeiro passo para a verificação da segurança ao punçoamento é efetuada de modo a garantir que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão. Esta verificação é executada no perímetro do pilar, aplicando a seguinte equação:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \Delta V_{Ed}) \times \beta}{u_0 \times d} \leq \vartheta_{Rd,max} \quad (8.31)$$

em que:

- $\vartheta_{Ed}$  Valor de cálculo da tensão de punçoamento resultante das ações exteriores;
- $\vartheta_{Rd,c}$  Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de uma sapata sem armadura de punçoamento.
- $\vartheta_{Rd,max}$  Valor de cálculo da máxima tensão resistente ao punçoamento;
- $\Delta V_{Ed}$  valor de cálculo da reação vertical útil no interior do perímetro de controlo considerado, ou seja, a reação do terreno deduzida do peso próprio da sapata, dada por:

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} \times A_{cont} \quad (8.32)$$

- $A_{cont}$  Representa a área definida pelo perímetro de controlo considerado (neste caso o perímetro do pilar);
- $u_0$  Valor do perímetro do pilar;
- $\beta$  Coeficiente que tem em atenção uma eventual excentricidade de aplicação da carga;
- $d$  Altura útil da sapata.

O valor de cálculo da máxima tensão resistente ao punçoamento é dado pela seguinte equação:

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} \quad (8.33)$$

onde o  $\nu$  é dado por:

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (8.34)$$

No EC2 são apresentadas diversas expressões para determinar o valor de  $\beta$ , o coeficiente que tem em conta a excentricidade de aplicação da carga. No caso de o pilar ser retangular interior em que a carga é excêntrica em relação aos dois eixos ortogonais, a expressão que permite determinar o valor de  $\beta$  é a seguinte:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (8.35)$$

em que:

$$e_y = \frac{M_{Ed,z}}{V_d} \quad (8.36)$$

$$e_z = \frac{M_{Ed,y}}{V_d} \quad (8.37)$$

$$b_y = b_{y,0} + 2a \quad (8.38)$$

$$b_z = b_{z,0} + 2a \quad (8.39)$$

$e_y$  e  $e_z$  Excentricidades segundo os eixos  $y$  e  $z$  respetivamente;

$b_y$  e  $b_z$  Dimensões em planta do perímetro de controlo.

Para as situações de pilares retangulares associados a sapatas excêntricas o valor de  $\beta$  é dado pela seguinte relação:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (8.40)$$

em que:

$u_1$  Perímetro do primeiro perímetro de controlo;

$u_1^*$  Perímetro do primeiro perímetro de controlo reduzido.

A segunda fase da verificação de segurança ao punçoamento deve ser executada em perímetros de controlo a uma distância  $a$  da face do pilar, inferior ou igual a  $2d$  ( $0 < a \leq 2d$ ), garantindo que:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{V_{Ed} \times \beta}{u_i \times d} \leq \vartheta_{Rd,c} \quad (8.41)$$

O valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de uma sapata sem armadura de punçoamento, para uma dada secção de controlo  $i$  é dado por:

$$\vartheta_{Rd,c} = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} \quad (8.42)$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq \nu_{min} \frac{2d}{a_i} \quad (8.43)$$

$$\nu_{min} = 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (8.44)$$

em que:

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (8.45)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02 \quad (8.46)$$

O valor de  $f_{ck}$  e  $d$  são expressos em MPa e mm respetivamente.

Nas situações em que não se verifique as condições apresentadas anteriormente, deve-se adotar uma armadura de punçoamento ou em alternativa aumentar a altura da sapata.

### 8.2.1.5 Disposições construtivas relativas às armaduras

A área mínima da armadura longitudinal de tração é dada através da seguinte equação:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (8.47)$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d \quad (8.48)$$

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c \quad (8.49)$$

em que:

- $b_t$       Largura média da zona tracionada;
- $A_c$       Área da secção transversal de betão.

O diâmetro mínimo a considerar para a armadura principal em sapatas é de 10mm.

O espaçamento mínimo entre varões,  $S_{min}$ , é obtido a partir da seguinte condição:

$$S_{min} \geq \max\{> \varnothing \text{ varão longitudinal}; D_{max} + 5mm; 20 \text{ mm}\} \quad (8.50)$$

O espaçamento máximo entre varões deve respeitar as condições a seguir apresentadas, para armaduras principais e de distribuição:

Armaduras principais

$$s_{max} = 2 h \leq 250 \text{ mm} \quad (8.51)$$

Armaduras de distribuição

$$s_{max} = 3 h \leq 400 \text{ mm} \quad (8.52)$$

A armadura principal de tração deve ser colocada de extremidade a extremidade ininterruptamente e disposta paralelamente aos lados da sapata. A armadura principal das sapatas que possuem abas com dimensões inferiores a  $2d$ , devem ser amarradas a partir da sua extremidade com um comprimento de amarração  $l_{bd}$ .

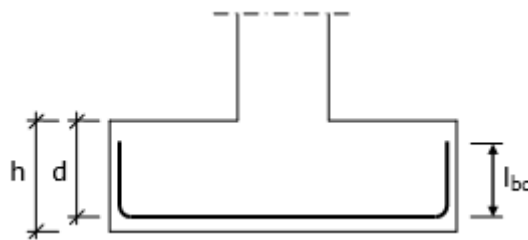


Figura 8.6 - Amarração da armadura principal em sapatas. (Félix, 2014)

A armadura a colocar na face superior da sapata deve ser capaz de equilibrar eventuais esforços de tração que aí surjam, resultante da transmissão à sapata de momentos fletores através do pilar. Usualmente considera-se uma área de armadura de pelo menos 20% da área da armadura principal na correspondente direção e que respeite as condições de espaçamento definido para as armaduras de distribuição. Esta armadura deve ser contínua e sobreposta à armadura inferior de pelo menos  $l_{b,min}$ .

O EC2 define para as amarrações retas o comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$ , é dado por:

$$l_{bd} = l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.53)$$

No caso de não existir outra limitação, o comprimento de amarração mínimo,  $l_{b,min}$ , é dado por:

- amarrações de varões tracionados

$$l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \quad (8.54)$$

- amarrações de varões comprimidos

$$l_{b,min} \geq \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\} \quad (8.55)$$

Tabela 8.1 - Valores do comprimento de amarração de referência,  $l_{b,rqd}$ . (Félix, 2010)

$f_{yk}$ [Mpa]	(*)	$f_{ck}$ [MPa]								
		12	16	20	25	30	35	40	34	50
400	A	55 $\phi$	45 $\phi$	35 $\phi$	30 $\phi$	30 $\phi$	25 $\phi$	25 $\phi$	20 $\phi$	20 $\phi$
	B	75 $\phi$	60 $\phi$	55 $\phi$	45 $\phi$	40 $\phi$	35 $\phi$	35 $\phi$	30 $\phi$	30 $\phi$
500	A	65 $\phi$	55 $\phi$	45 $\phi$	40 $\phi$	35 $\phi$	30 $\phi$	30 $\phi$	25 $\phi$	25 $\phi$
	B	95 $\phi$	80 $\phi$	65 $\phi$	60 $\phi$	50 $\phi$	45 $\phi$	40 $\phi$	40 $\phi$	35 $\phi$
600	A	80 $\phi$	65 $\phi$	55 $\phi$	50 $\phi$	45 $\phi$	40 $\phi$	35 $\phi$	35 $\phi$	30 $\phi$
	B	115 $\phi$	95 $\phi$	80 $\phi$	70 $\phi$	60 $\phi$	55 $\phi$	50 $\phi$	45 $\phi$	45 $\phi$

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

Para a situação em que temos varões dobrados, o comprimento de amarração de referência,  $l_{b,rqd}$ , e o comprimento de cálculo,  $l_{bd}$ , deverão ser medidos ao longo do eixo do varão.

O recobrimento nominal deve ser especificado no desenho e é definido como o somatório do recobrimento mínimo,  $c_{min}$ , e de uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução,  $\Delta c_{dev}$ :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (8.56)$$

O valor de  $c_{min}$  é definido para ter em conta uma adequada transmissão das forças de aderência, de durabilidade e de resistência ao fogo. Para os casos gerais o  $\Delta c_{dev}$  pode ser considerado igual a 10mm.

Os valores de recobrimento mínimo e nominal a adotar em Portugal para períodos de vida das estruturas de 50 anos e 100 anos, estão definidos nas informações complementares do Anexo Nacional do EC2 e que se reproduzem na tabela 8.2.

Tabela 8. 2 - Recobrimentos mínimos e nominais para período de vida de 50 anos e de 100 anos.

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

## 8.2.2 Viga de equilíbrio

### 8.2.2.1 Armaduras principais de flexão

O dimensionamento da viga de equilíbrio solicitada por um momento fletor  $M$  é efetuado considerando que esta fica encastrada na sapata central e articulada na sapata excêntrica, conforme ilustrado na figura 8.5.

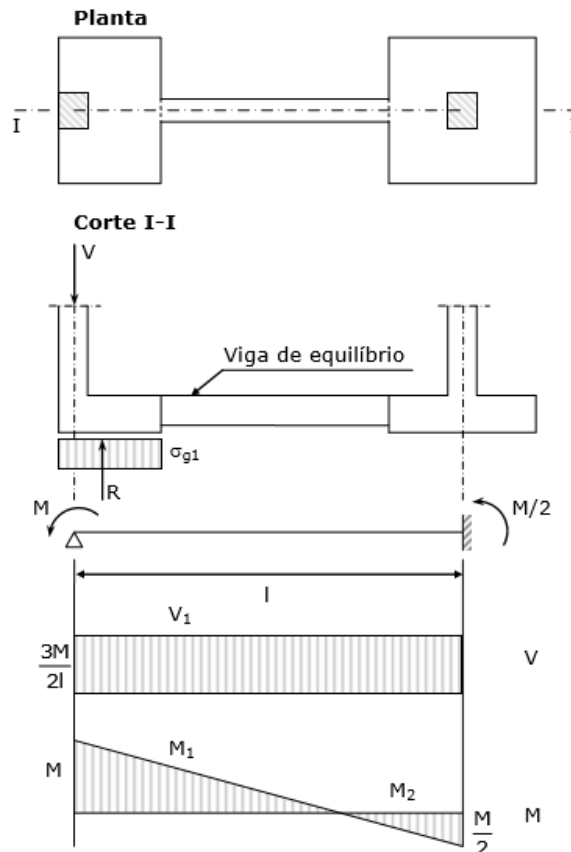


Figura 8.7 - Viga de equilíbrio encastrada na sapata interior. (Félix, 2014)

Os momentos fletores  $M_1$  e  $M_2$  nos extremos da viga de equilíbrio são determinados a partir da relação entre o momento fletor atuante,  $M$ , e as distâncias  $X_1$  e  $X_2$  (anexo 3).

Com os valores do momento fletor  $M_1$  e  $M_2$  determina-se a armadura superior e inferior da viga de equilíbrio, aplicando as seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (8.57)$$

$$w = \mu \times (1 + \mu) \quad (8.58)$$

$$w = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (8.59)$$

### 8.2.2.2 Verificação da segurança ao esforço transversal

As armaduras de esforço transversal não são necessárias quando a seguinte desigualdade é verificada:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (8.60)$$

O valor de cálculo do esforço transversal resistente para os casos em que não existe necessidade de armadura de esforço transversal, é dado pela seguinte equação:

$$V_{Rd,c} = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad (8.61)$$

O valor de  $V_{Rd,c}$  não deve ser inferior a:

$$V_{Rd,c} \geq \nu_{min} b_w d \quad (8.62)$$

$$\nu_{min} = 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (8.63)$$

em que:

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (8.64)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02 \quad (8.65)$$

em que:

- $A_{sl}$  Área da armadura de tração;  
 $b_w$  Menor largura da secção transversal na área tracionada;  
 $\rho_l$  Taxa de armadura longitudinal;

O valor de  $f_{ck}$  e  $d$  são expressos em MPa e mm respetivamente.

Para elementos que necessitam de armadura de esforço transverso, no caso das vigas de equilíbrio, é necessário que a seguinte desigualdade seja verificada:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (8.66)$$

em que:

- $V_{Ed}$  Valor de cálculo do esforço transverso atuante;  
 $V_{Rd,s}$  Valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência.

No caso de elementos com armaduras de esforço transverso constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente,  $V_{Rd}$ , é o menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (8.67)$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w \nu_1 z f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (8.68)$$

em que:

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (8.69)$$

$$z = 0,9 d \quad (8.70)$$

$V_{Rd,max}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas;
$A_{sw}$	Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
$s$	Espaçamento dos estribos;
$f_{ywd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;
$\nu_1$	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
$\alpha_{cw}$	Coefficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. O valor recomendado é 1 para estruturas não pré-esforçadas.

O ângulo  $\theta$  deverá ser limitado, sendo o valor geralmente aplicado 2.5. O valor de  $f_{ck}$  deve ser expresso em MPa.

### 8.2.2.3 Disposições construtivas relativas às armaduras

A área mínima da armadura longitudinal é dada através da seguinte equação:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (8.71)$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d \quad (8.72)$$

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c \quad (8.73)$$

em que:

$b_t$	Largura média da zona tracionada;
$A_c$	Área da secção transversal de betão.

A área mínima de armadura de esforço transversal vertical para vigas é dada por:

$$\frac{A_{sw}}{s}, min = \rho_{w,min} \times b_w \quad (8.74)$$

A taxa de armadura de esforço transversal para vigas é obtida a partir da equação seguinte:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (8.75)$$

O diâmetro mínimo a considerar para as armaduras de flexão em vigas de equilíbrio é de 10mm.

A distância livre entre armadura longitudinal,  $d_{livre}$ , deverá ser maior ou igual ao espaçamento mínimo definido pela expressão 8.55. O espaçamento máximo entre varões deve respeitar as condições definidas pela expressão 8.56.

O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal constituída por estribos verticais não deve ser superior a  $s_{l,max}$ .

$$s_{l,max} \leq 0,75 d \quad (8.76)$$

O espaçamento transversal entre os ramos de estribos não deverá ser superior a  $s_{t,max}$ .

$$s_{t,max} = 0,75 d \leq 600 \text{ mm} \quad (8.77)$$

Os requisitos para a determinação do comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$  são os mesmos enunciados para sapatas. A figura 8.8 identifica armadura e os diversos comprimentos de amarração a considerar numa viga de equilíbrio.

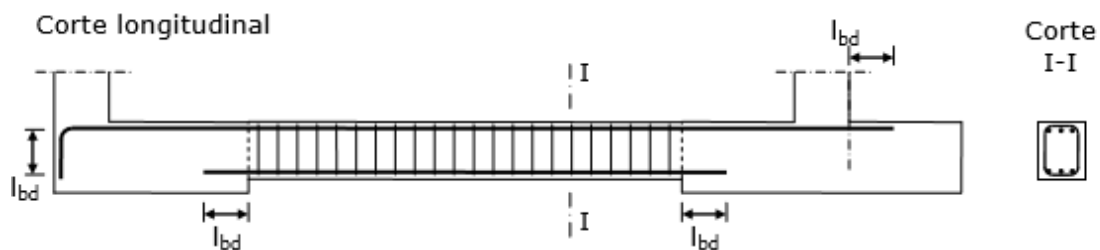


Figura 8.8 - Armadura de uma viga de equilíbrio. (Félix, 2014)

## CAPÍTULO 9

### DIMENSIONAMENTO DE ENSOLEIRAMENTO GERAL

#### 9.1 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

No dimensionamento geotécnico as ações transmitidas pela estrutura não devem ser majoradas e deve incluir o peso próprio do ensoleiramento geral. A tensão instalada no solo,  $\sigma_g$ , deve obedecer à seguinte condição:

$$\sigma_g = \frac{N + P}{L \times B} \leq \sigma_{adm} \quad (9.1)$$

em que:

$B$	Largura da fundação;
$L$	Comprimento da fundação;
$N$	Componente normal da força aplicada;
$P$	Peso próprio da fundação;
$\sigma_{adm}$	Tensão admissível.

#### 9.2 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

##### 9.2.1 Laje armada nas duas direções – armaduras principais de flexão

A armadura superior e inferior do ensoleiramento geral é determinada aplicando as seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (9.2)$$

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) \quad (9.3)$$

$$A_s = \frac{w \times b \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad (9.4)$$

em que:

$M_{Ed}$	Momento fletor atuante;
$A_s$	Área de armadura de flexão;
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado;
$\mu$	Momento reduzido;
$\omega$	Taxa mecânica de armaduras;
$b$	Largura da fundação (considerada uma faixa de 1m);
$d$	Altura útil da secção transversal do ensoleiramento geral;

### 9.2.2 Disposições construtivas relativas às armaduras

A área mínima da armadura longitudinal de tração é dada através da seguinte equação:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (9.5)$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d \quad (9.6)$$

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c \quad (9.7)$$

em que:

$b_t$	Largura média da zona tracionada;
$A_c$	Área da secção transversal de betão.

O espaçamento mínimo entre varões,  $S_{min}$ , é obtido a partir da seguinte condição:

$$S_{min} \geq \max\{> \phi \text{ varão longitudinal}; D_{max} + 5mm; 20 mm\} \quad (9.8)$$

O espaçamento máximo entre varões deve respeitar as condições a seguir apresentadas, para armaduras principais e de distribuição:

Armaduras principais

$$s_{max} = 2 h \leq 250 \text{ mm} \quad (9.9)$$

Armaduras de distribuição

$$s_{max} = 3 h \leq 400 \text{ mm} \quad (9.10)$$

### 9.2.3 Verificação da segurança ao punçoamento

O EC 2 define uma metodologia para a verificação da segurança ao punçoamento através de uma comparação entre os valores de cálculo das tensões atuantes e das tensões resistentes, que se desenvolvem para uma ou mais secções de controlo.

A primeira verificação de segurança ao punçoamento é efetuada através de uma averiguação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão. Esta verificação é efetuada no perímetro do pilar ou no perímetro da superfície carregada, de acordo com a seguinte desigualdade:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,máx} \quad (9.11)$$

em que:

- $v_{Ed}$  Valor de cálculo da tensão de punçoamento resultante das ações exteriores;
- $v_{Rd,máx}$  Valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento;
- $V_{Ed}$  Esforço de punçoamento (reação de apoio);
- $\beta$  Fator de agravamento da resultante do esforço de punçoamento para ter em conta o efeito desfavorável de eventuais momentos fletores (pilar de canto  $\beta = 1,5$ ; pilar de bordo  $\beta = 1,4$ ; pilar interior  $\beta = 1,15$ ; sem excentricidade da carga  $\beta = 1,0$ );
- $u_0$  Coeficiente para o valor frequente da ação variável;
- $d$  Coeficiente para o valor quase permanente da ação variável.

O perímetro de controlo na vizinhança do pilar ou área carregada,  $u_0$ , é determinado de acordo com as condições indicadas na figura 9.1, para o caso de um pilar interior, de um pilar junto de um bordo e de um pilar de canto.

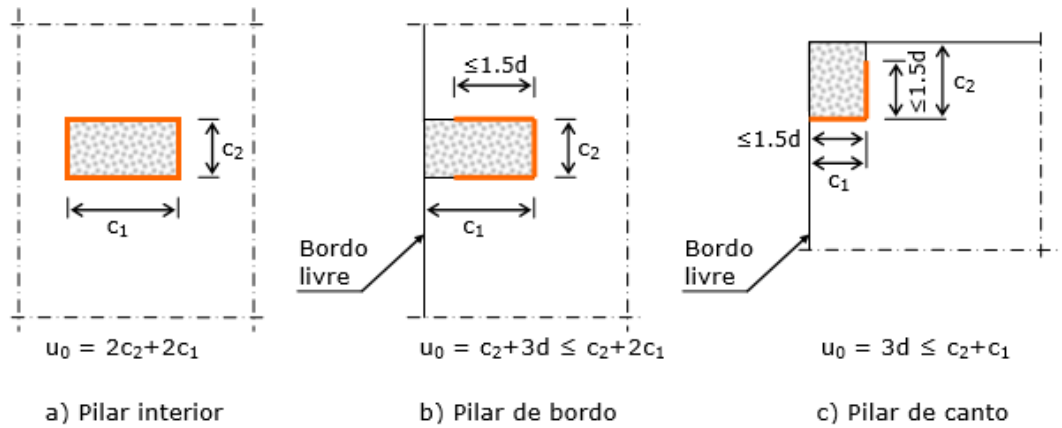


Figura 9.1 - Perímetros de controlo  $u_0$  junto da área carregada. (Félix, 2014)

A máxima tensão resistente ao punçoamento é dada por:

$$v_{Rd,máx} = 0,5 \nu f_{cd} \quad (9.12)$$

em que  $\nu$  é dado por:

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (9.13)$$

com  $f_{ck}$  em MPa.

Numa segunda fase é verificada a necessidade de armadura de punçoamento. No caso de se verificar a desigualdade a seguir indicada não é necessário proceder-se ao cálculo da armadura de punçoamento.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (9.14)$$

É necessário o cálculo da armadura de punçoamento quando se verifique a seguinte condição:

$$v_{Ed} > v_{Rd,c} \quad (9.15)$$

O valor de cálculo da tensão de punçoamento resultante das ações exteriores associado ao primeiro perímetro de controlo é dado por:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{\mu_1 d} \quad (9.16)$$

em que:

$v_{Rd,c}$  Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento;

$\mu_1$  Primeiro perímetro de controlo considerado.

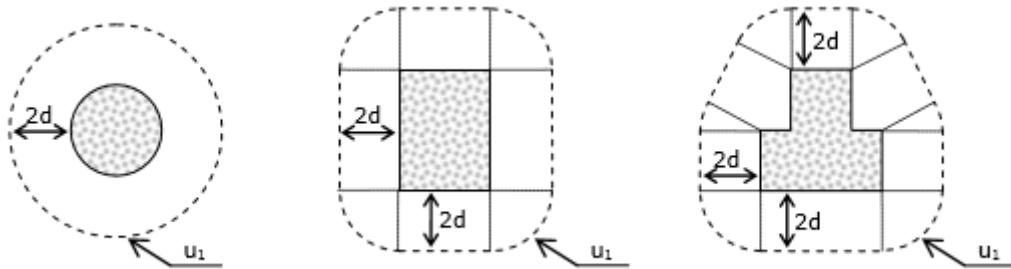


Figura 9.2 - Primeiros perímetros de controlo de áreas carregadas correntes. (Félix, 2014)

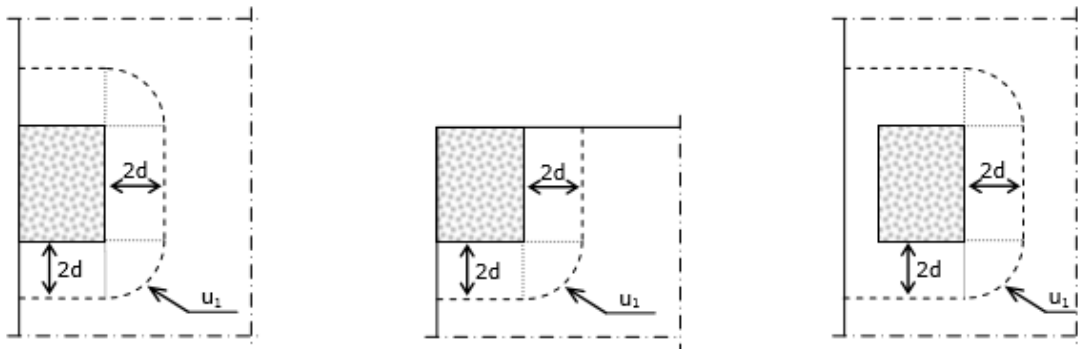


Figura 9.3 - Primeiros perímetros de controlo de áreas carregadas junto dos bordos. (Félix, 2014)

A resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, na secção correspondente ao primeiro perímetro de controlo é obtida através da expressão:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (9.17)$$

$$v_{Rd,c} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp} \quad (9.18)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (9.19)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (9.20)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} \leq 0,02 \quad (9.21)$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cx} + \sigma_{cy})^2 \quad (9.22)$$

em que:

$\rho_{lx}, \rho_{ly}$  Percentagens de armaduras de tração nas direções  $x$  e  $y$ , calculados com valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de  $3d$  para cada lado;

$\sigma_{cx}, \sigma_{cy}$  Tensões normais no betão na secção crítica nas direções  $x$  e  $y$  (em MPa, positivas se de compressão).

Os valores recomendados para  $C_{Rd,c}$  e  $k_1$  é 0,12 e 0,10 respetivamente. O valor de  $f_{ck}$  em MPa.

No caso de ser necessária armadura de punçoamento esta deve ser constituída por varões verticais ou inclinados a 45º, dispostos radialmente em torno da zona carregada.

O valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de uma laje com armadura de punçoamento é determinado impondo a condição:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs} \quad (9.23)$$

e

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) A_{sw,ef} f_{ywd,ef} \left( \frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha \quad (9.24)$$

em que:

$v_{Rd,cs}$  Valor de cálculo da tensão resistente ao punçoamento de uma laje com armadura de punçoamento;

$A_{sw,ef}$  Área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar em  $\text{mm}^2$ ;

$s_r$  Espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento em mm;

$f_{ywd,ef}$  Valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento, dada por:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd} \text{ [MPa];}$$

$d$  Média das alturas úteis nas direções ortogonais em mm;

$\alpha$  Ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje.

Obtida uma solução de armadura de punçoamento deve-se verificar a desigualdade indicada através da expressão 9.4, em que o  $u_1$  é substituído por  $u_{out}$  ou  $u_{out,ef}$ , conforme a armadura seja disposta radialmente ou em cruz.

$$\frac{\beta V_{Ed}}{u_{out} d} \leq v_{Rd,c} \quad (9.25)$$

$$\frac{\beta V_{Ed}}{u_{out,ef} d} \leq v_{Rd,c} \quad (9.26)$$

O valor de  $u_{out}$  ou  $u_{out,ef}$  é obtido através da expressão:

$$u_{out} = 2\pi r_{out} \quad (9.27)$$

$$r_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{2\pi v_{Rd,c} d} \quad (9.28)$$

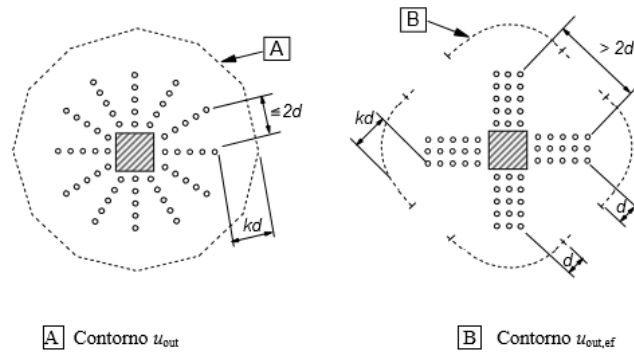


Figura 9.4 - Perímetros de controle para pilares interiores.

No caso da armadura de punçoamento ser constituída por estribos, esta deve obedecer às seguintes disposições regulamentares:

- o primeiro perímetro de controlo de armaduras deve estar compreendido entre  $0,5d$  e  $0,3d$  a partir da face do pilar ou da área carregada;
- o último perímetro de armadura deve situar-se a menos de  $1,5d$  do perímetro  $u_{out}$ ;
- devem ser dispostos pelos menos dois perímetros de armaduras;
- o espaçamento máximo entre perímetros sucessivos de armaduras (espaçamento radial) não deve ser superior a  $0,75d$ ;
- o espaçamento máximo entre ramos de estribos de um mesmo perímetro não deve ser superior a  $1,5d$  para perímetros interiores ao primeiro perímetro de controlo ( $u_1$ ) nem superior a  $2d$  para perímetros exteriores a  $u_1$ .

Tabela 9.1 - Espaçamentos máximos e mínimos para estribos.

Espaçamento radial entre estribos ( $s_r$ )		$s_r \leq 0,75d$
Espaçamento tangencial entre ramos do estribo ( $s_t$ )	$u_i \leq u_1$	$s_t \leq 1,5d$
	$u_1 < u_i < u_{out}$	$s_t \leq 2,0d$

A área mínima de cada estribo é obtida a partir da expressão:

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 (s_r s_t)}{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.29)$$

em que:

- $s_r$             Espaçamento dos estribos medido na direção radial;
- $s_t$             Espaçamento dos estribos medido na direção tangencial;
- $\alpha$             Ângulo formado entre a armadura de punçoamento e a armadura principal;

$f_{ck}$  e  $f_{yk}$  são expressos em MPa.

# CAPÍTULO 10

## DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

### 10.1 DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

A metodologia aplicada para determinar a capacidade resistente última à compressão de uma estaca moldada em solos arenosos aplicando o método semi-empírico de Meyerhof, envolve os seguintes passos:

1. Determinar o valor médio do ângulo de atrito interno do solo ao longo do fuste e na ponta da estaca;
2. Determinar o comprimento crítico a partir do abaco ilustrado na figura 7.16. Do referido abaco obter uma relação entre o comprimento crítico e o diâmetro da estaca a partir do ângulo de atrito interno do solo;
3. Determinar o coeficiente de impulso,  $k$ , em função do coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$  e do coeficiente de impulso ativo,  $K_a$ ;

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (10.1)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (10.2)$$

$$K = \frac{\frac{K_a + K_0}{2} + K_0}{2} \quad (10.3)$$

4. Determinar o valor do fator de carga,  $N'_q$ , a partir da leitura do abaco da figura 7.16, em função do ângulo de atrito interno do solo e da relação  $L_b/B$ ;

5. Determinar o valor medido da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral nos vários estratos, por unidade de área;

$$R_{b,m} = A_b q_b \quad (10.4)$$

$$R_{s,m} = \sum_i A_{s,i} q_s \quad (10.5)$$

em que:

$$q_b = q' N'_q \quad (10.6)$$

$$q_s = k \operatorname{tg} \delta' \sigma'_v \quad (10.7)$$

6. Determinar o valor característico da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral nos vários estratos, por unidade de área;

$$R_{b;k} = \frac{R_{b,m}}{\xi_3} \quad (10.8)$$

$$R_{s;k} = \frac{R_{s,m}}{\xi_4} \quad (10.9)$$

7. Determinar o valor de cálculo da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral nos vários estratos, por unidade de área;

$$R_{b;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} \quad (10.10)$$

$$R_{s;d} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (10.11)$$

8. Determinar o valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada com base em ensaios do terreno;

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} \quad (10.12)$$

9. Verificar adicionalmente que não existe a possibilidade de esmagamento do betão da estaca, a partir da seguinte condição:

$$\frac{F_{ck}}{A_b} \leq 0,25 \text{ a } 0,33 f_{ck} \quad (10.13)$$

em que o  $F_{ck}$  é o valor das ações verticais, permanentes e variáveis, obtidas da combinação característica.

## 10.2 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE ESTACAS

No dimensionamento estrutural devem ser tidos em conta as tolerâncias de construção especificadas para o tipo de estaca, as componentes das ações e o comportamento da fundação.

No dimensionamento estrutural das estacas deve-se limitar a tensão do betão para as cargas axiais de serviço (compressão) a valores da ordem de 4 a 5MPa. Esta tensão relativamente baixa resulta da necessidade de ter em conta a possibilidade de uma deficiente qualidade do betão e eventuais desvios de implantação ou deficiente verticalidade da estaca dando origem a cargas excêntricas.

### 10.2.1 Armadura longitudinal

O dimensionamento das armaduras longitudinais das estacas foi efetuado utilizando as expressões a seguir elencadas:

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{2\pi r^3 f_{cd}} \quad (10.14)$$

$$\nu = \frac{N_{Rd}}{\pi r^2 f_{cd}} \quad (10.15)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (10.16)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} \quad (10.17)$$

O valor da percentagem mecânica de armadura,  $\omega$ , é obtido a partir do ábaco de flexão composta para secções circulares, ilustrado na figura 10.1.

$$A_s = \omega \pi r^2 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (10.18)$$

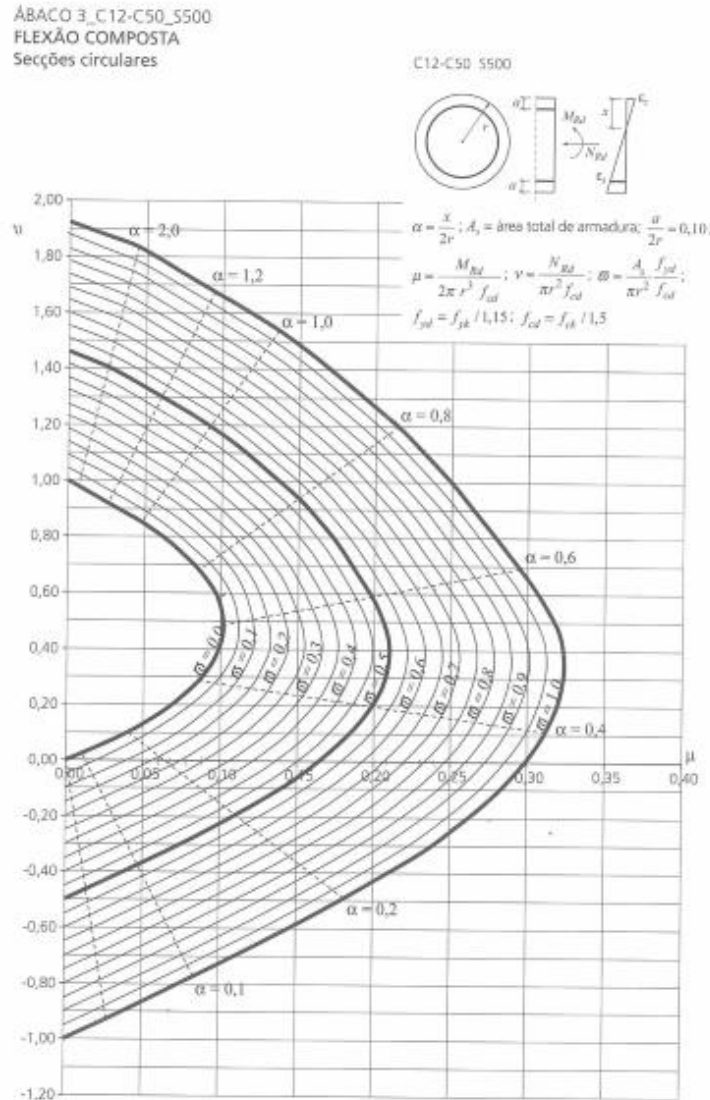


Figura 10.1 - Ábaco 3\_C12-C50\_S500 – Flexão composta – secções circulares. (Barros, 2012)

### 10.2.2 Armadura transversal

As disposições elencadas para a determinação da armadura de esforço transversal para vigas de equilíbrio são aplicáveis no caso de estacas, aplicando as expressões da 8.65 a 8.80. Deve existir o cuidado de determinar uma secção retangular equivalente à área de secção circular da estaca.

### 10.2.3 Disposições construtivas

A fim de permitir uma boa betonagem em torno das armaduras, é importante que a armadura, as gaiolas e quaisquer peças embebidas sejam pormenorizadas de forma a não prejudicar a colocação do betão.

As estacas moldadas deverão ter uma área mínima de armaduras longitudinais  $A_{s,bp\ min}$  relacionada com secção transversal da estaca  $A_c$ , de acordo com a tabela 10.1. Esta armadura deverá ser distribuída ao longo da periferia da secção.

O diâmetro mínimo dos varões longitudinais não deverá ser inferior a 16 mm. As estacas deverão ter, pelo menos, 6 varões longitudinais. A distância livre entre varões não deverá ser superior a 200 mm, medida ao longo da periferia da estaca.

Os requisitos elencados para recobrimento de fundações superficiais são replicáveis para fundações por estacas, no entanto é recomendado um recobrimento mínimo de 4,0 cm para estacas cravadas e de 6,0 cm para estacas moldadas.

Tabela 10.1 - Área mínima de armaduras longitudinais recomendada em estacas moldadas.

Secção da estaca $A_c$	Área mínima de armaduras longitudinais $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 A_c$

### 10.3 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE MACIÇOS DE ENCABEÇAMENTO DE ESTACAS

A descrição do dimensionamento estrutural de maciços de encabeçamento de estacas efetuada neste trabalho baseia-se essencialmente nos apontamentos da FEUP, elaborados Vila Pouca, N. (2016).

#### 10.3.1 Maciço de uma estaca

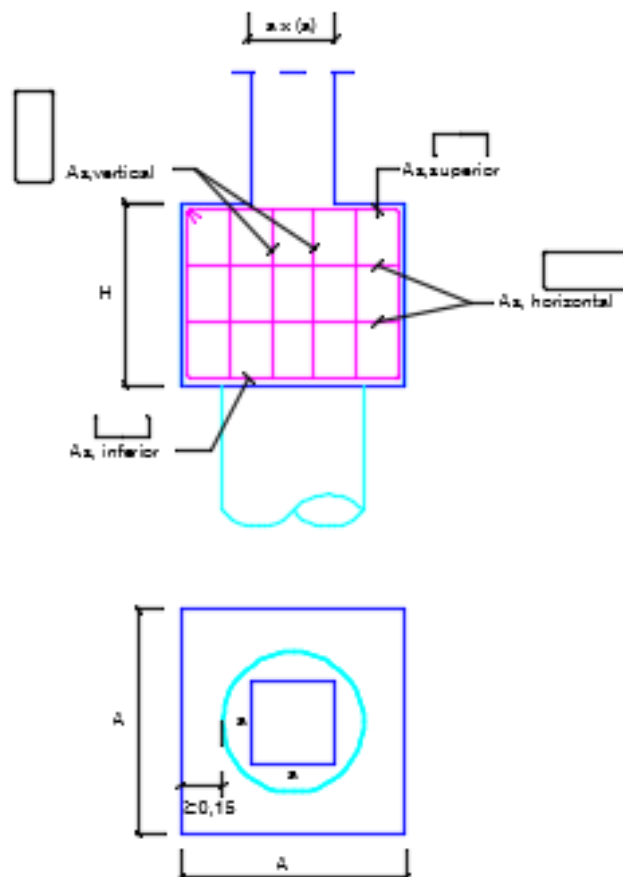


Figura 10.2 - Maciço de encabeçamento de uma estaca.

#### 10.3.2 Maciço de duas estacas

##### 10.3.2.1 Geometria

$$A \geq 4D + 0,30 \quad (10.19)$$

$$B \geq D + 0,30 \quad (10.20)$$

$$e \geq 3D \tag{10.21}$$

$$H \geq \frac{e}{2} \geq 1,5D \tag{10.22}$$

Para maciços rígidos:

$$\theta = 45^\circ \text{ a } 55^\circ \tag{10.23}$$

$$H = 0,7 \left( e - \frac{a}{2} \right) \tag{10.24}$$

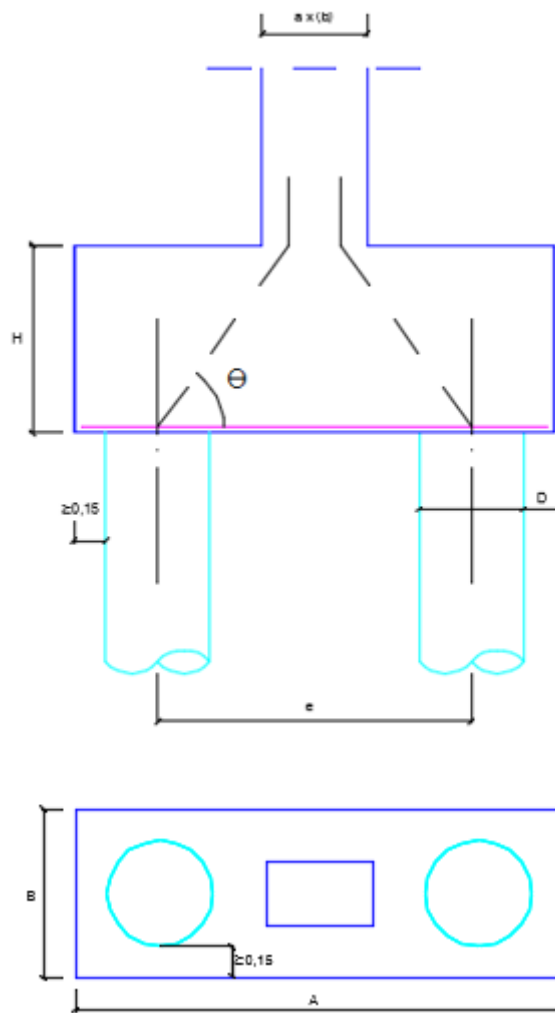


Figura 10.3 - Maciço de encabeçamento de duas estacas. (Pouca, 2016)

### 10.3.2.2 Armadura de flexão

Dimensionamento da armadura de flexão aplicando o método das bielas é executado com a metodologia a seguir descrita.

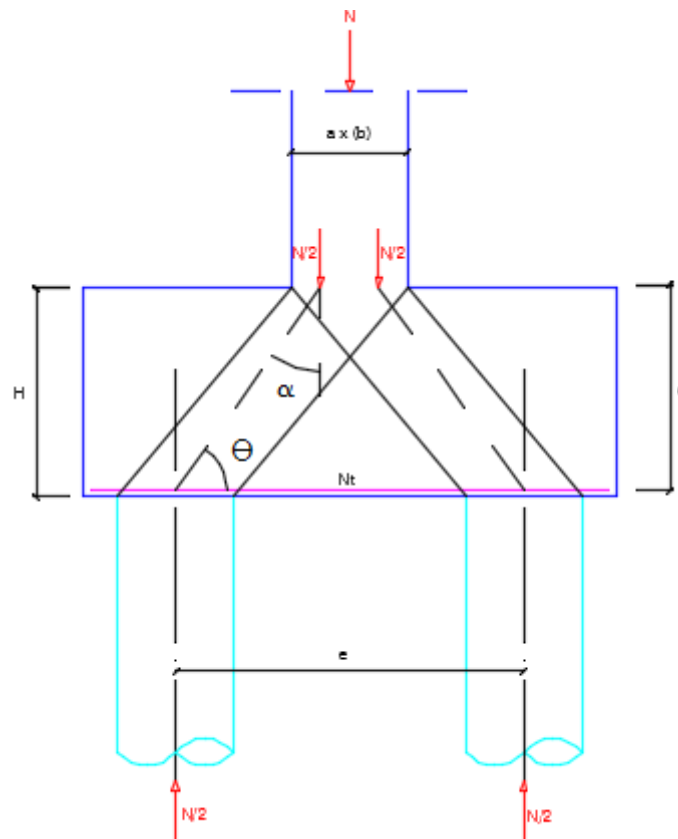


Figura 10.4 - Modelo de escoras e tirantes. (Pouca, 2016)

$$d \approx H - 0,10 \quad (10.25)$$

$$N_{Ed,t} = \frac{(2e - a) N}{8d} \quad (10.26)$$

$$A_s = \frac{N_{Ed,t}}{f_{yd}} \quad (10.27)$$

### 10.3.2.3 Armaduras suplementares

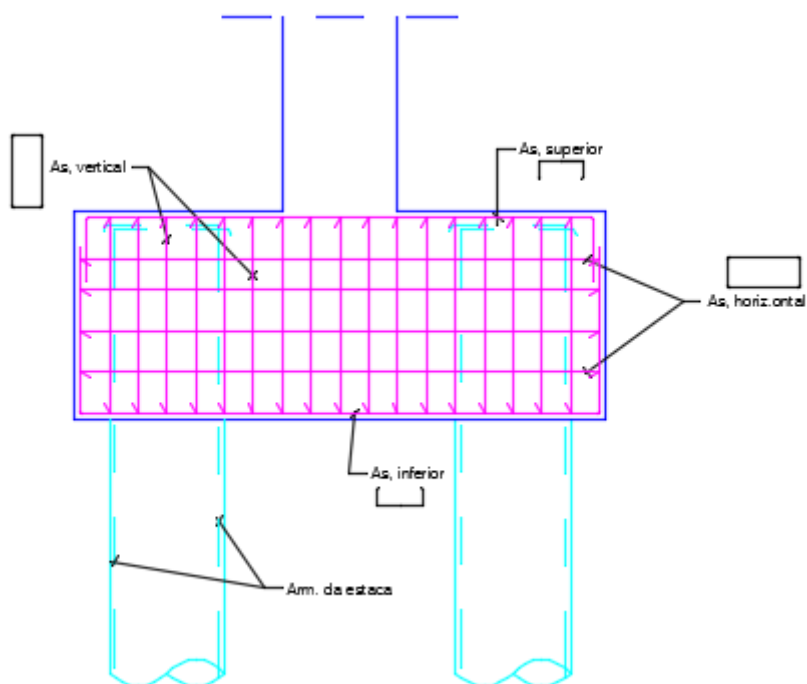


Figura 10.5 - Disposição construtiva das armaduras. (Pouca, 2016)

Armadura superior:

$$A_{s,sup} \geq 0,20 A_s \quad (10.28)$$

Estribos verticais:

$$\frac{A_{s,w}}{s} \geq 20 \times B \quad (10.29)$$

Os estribos horizontais em geral são  $\varnothing 10//0,20$ .

### 10.3.2.4 Controlo das tensões na biela de compressão

É necessário efetuar o controlo das tensões nas escoras no nó junto ao pilar (nó comprimido) e no nó junto à estaca (nó sujeito a compressão e tração com armadura numa direção).

- Nó comprimido junto ao pilar

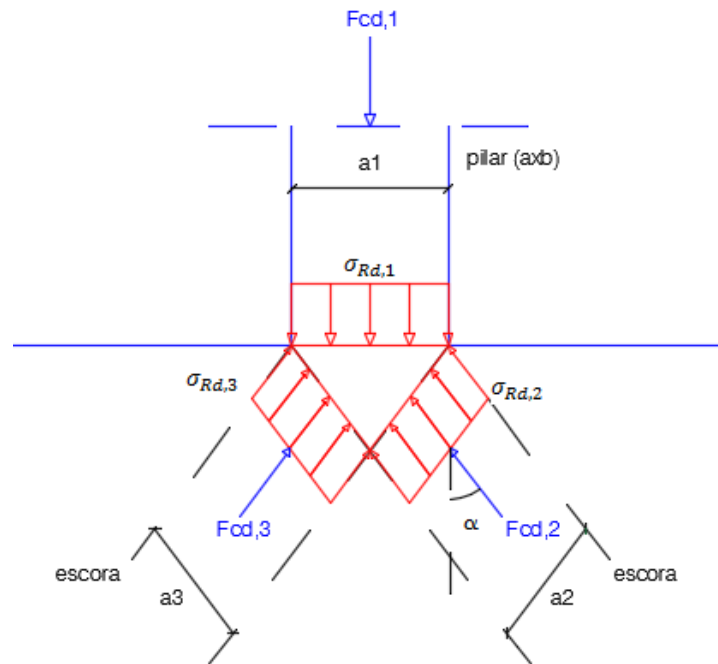


Figura 10.6 - Nó junto ao pilar. (Pouca, 2016)

$$\sigma_{Rd1,max} = k_1 \nu f_{cd} \quad (10.30)$$

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (10.31)$$

$$k_1 = 1,0 \quad (10.32)$$

$$\sigma_{Ed,1} = \sigma_{Ed,2} = \sigma_{Ed,3} = \frac{N_{Ed,c}}{A_{pilar}} \quad (10.33)$$

$$N_{Ed,s} = A_s \times f_{yd} \quad (10.34)$$

$$N_{Ed,c} = N_{Ed} - N_{Ed,s} \quad (10.35)$$

- Nó sujeito a compressão e tração com armadura numa direção

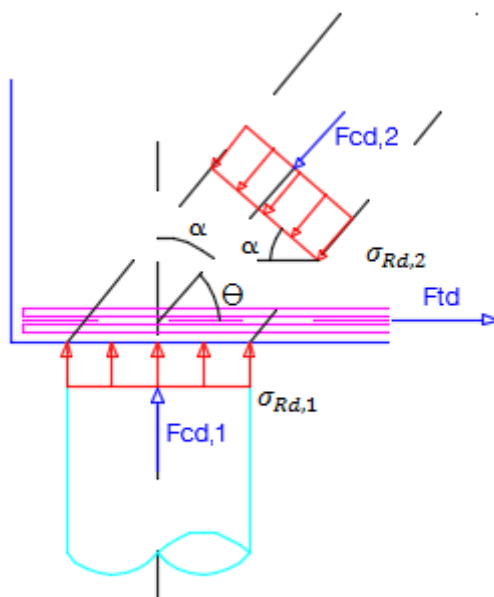


Figura 10.7 - Nó junto à estaca. (Pouca, 2016)

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \nu f_{cd} \quad (10.36)$$

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (10.37)$$

$$k_1 = 0,85 \quad (10.38)$$

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{N_{Ed,est}}{A_{est}} \quad (10.39)$$

$$\sigma_{Ed,2} = \frac{N_{Ed,est}}{A_{est} \times \cos^2 \alpha} \quad (10.40)$$

### 10.3.3 Maciço de três estacas

#### 10.3.3.1 Geometria

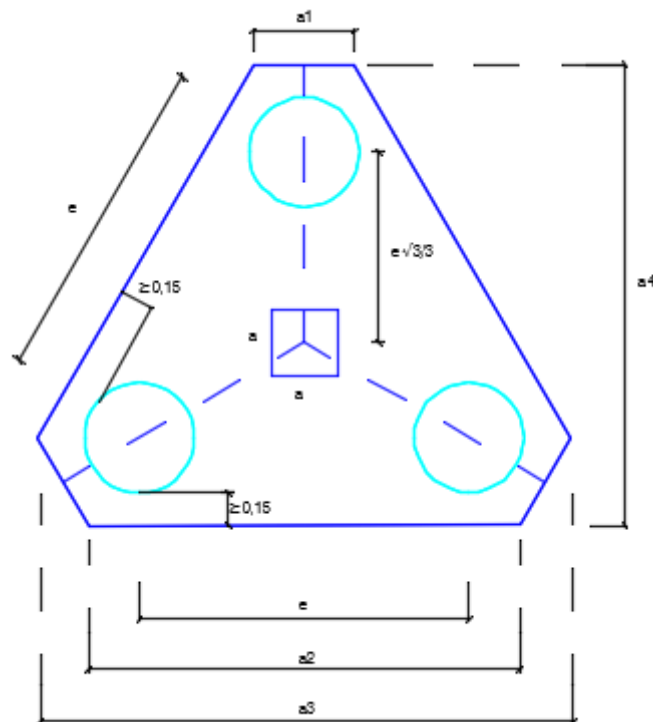


Figura 10.8 - Maciço de três estacas. (Pouca, 2016)

$$e \geq 3D \quad (10.41)$$

$$a_1 = (D + 0,30) \times \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (10.42)$$

$$a_2 = e + (D + 0,30) \times \frac{\sqrt{3}}{3} \quad (10.43)$$

$$a_3 = e + (D + 0,30) \times \frac{2\sqrt{3}}{3} \quad (10.44)$$

$$a_4 = e \times \frac{\sqrt{3}}{2} + D + 0,30 \quad (10.45)$$

Para maciços rígidos:

$$\theta = 45^\circ \text{ a } 55^\circ \quad (10.46)$$

$$H \approx \frac{2}{3}e \quad (10.47)$$

### 10.3.3.2 Armadura de flexão

Dimensionamento da armadura de flexão aplicando o método das bielas é executado com a metodologia a seguir descrita.

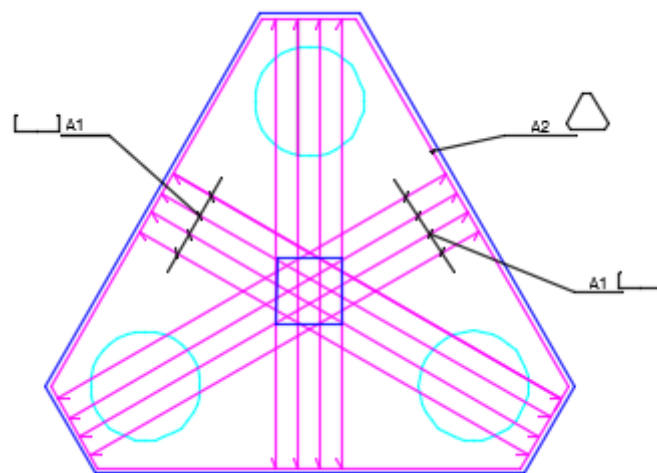


Figura 10.9 - Armaduras com disposição mista. (Pouca, 2016)

$$\text{tg } \theta = \frac{d}{\left(\frac{e\sqrt{3}}{3} - \frac{a\sqrt{2}}{6}\right)} \quad (10.48)$$

$$A_1 = \frac{e \sqrt{3}}{36 d} \left( 1 - \frac{a^2}{3e^2} \right) \times \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (10.49)$$

$$A_2 = \sqrt{3} A_1 \quad (10.50)$$

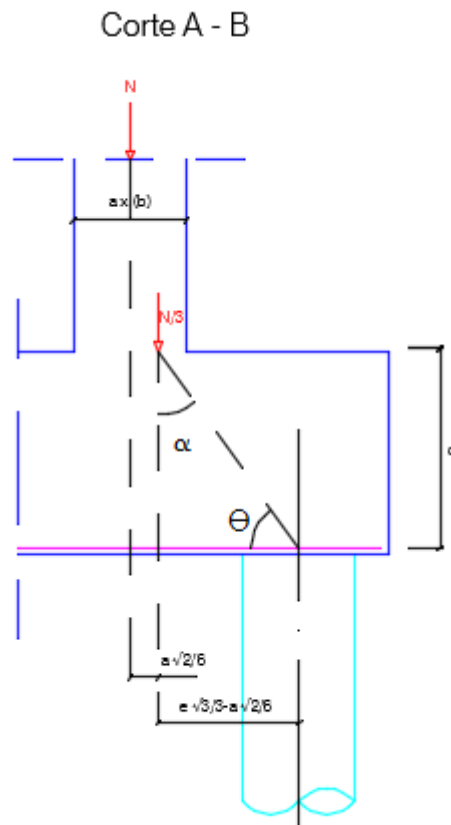


Figura 10.10 - Modelo de escoras e tirantes. (Pouca, 2016)

### 10.3.4 Maciço de quatro estacas

#### 10.3.4.1 Geometria

$$e \geq 3D \quad (10.51)$$

$$e \geq 4D + 0,30 \quad (10.52)$$

$$H = e + \frac{a}{2} \tag{10.53}$$

$$\theta = 45^\circ \text{ a } 55^\circ \tag{10.54}$$

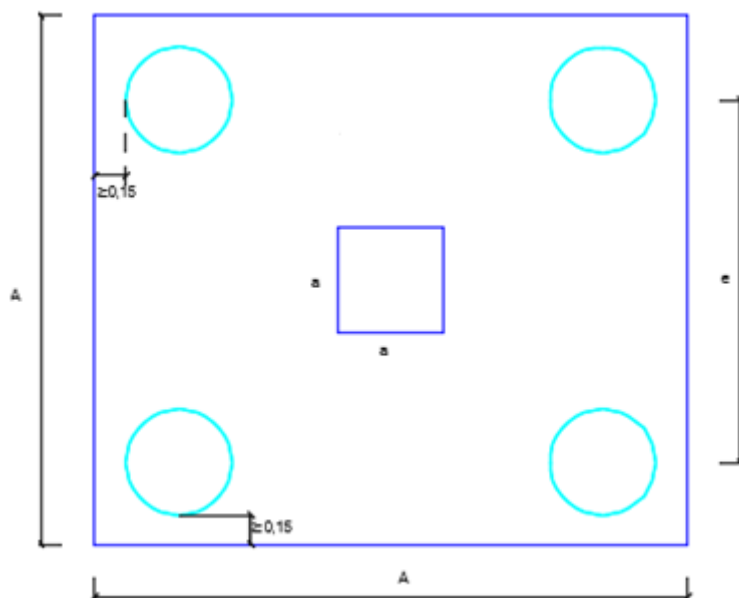


Figura 10.11 - Planta do maciço de quatro estacas. (Pouca, 2016)

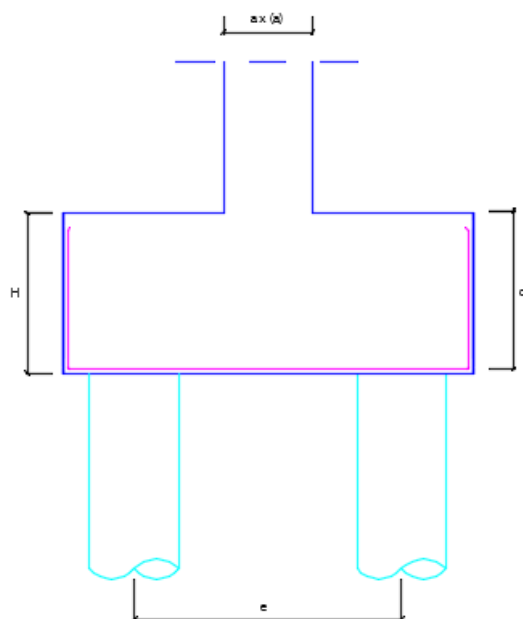


Figura 10.12 - Corte do maciço de quatro estacas. (Pouca, 2016)

### 10.3.4.2 Armadura de flexão

Dimensionamento da armadura de flexão aplicando o método das bielas é executado com a metodologia a seguir descrita.

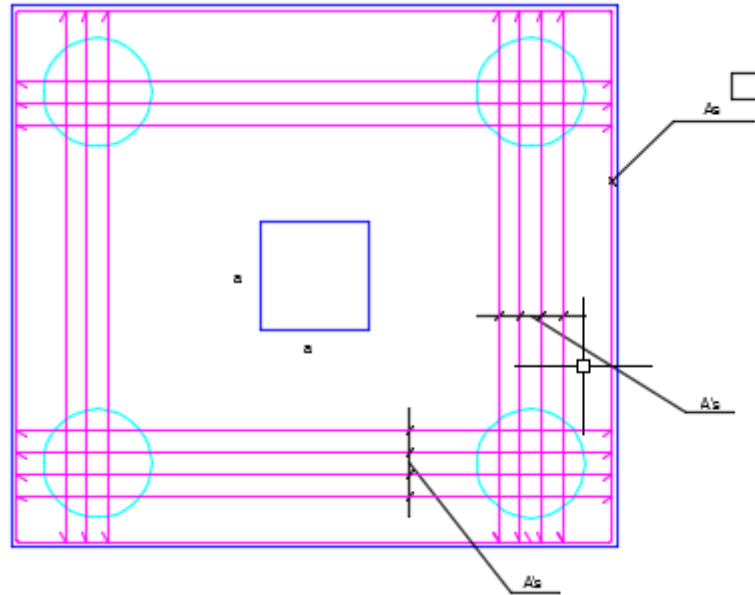


Figura 10.13 - Disposição da armadura segundo os lados. (Pouca, 2016)

$$N'_t = \frac{2e - a}{16d} N_{pilar} \quad (10.55)$$

$$A'_s = \frac{N'_{t,Ed}}{f_{yd}} \quad (10.56)$$

### 10.3.5 Disposições construtivas

O diâmetro mínimo a considerar para a armadura principal em sapatas é de 10mm.

O espaçamento mínimo entre varões,  $S_{min}$ , é obtido a partir da seguinte condição:

$$S_{min} \geq \max\{> \phi \text{ varão longitudinal}; D_{max} + 5mm; 20 \text{ mm}\} \quad (10.57)$$

## CAPÍTULO 10

O espaçamento máximo entre varões deve respeitar as condições a seguir apresentadas, para armaduras principais e de distribuição:

Armaduras principais:

$$s_{max} = 2 h \leq 250 \text{ mm} \quad (10.58)$$

Armaduras de distribuição:

$$s_{max} = 3 h \leq 400 \text{ mm} \quad (10.59)$$

# CAPÍTULO 11

## INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

### 11.1 INTRODUÇÃO

Uma análise de interação solo-estrutura tem como objetivo determinar os deslocamentos reais associados às fundações e obter os esforços da estrutura. A modelação do conjunto estrutura/maciço de fundação é complexo porque intervêm diversos fatores como as propriedades do solo, o nível freático, o tipo de estrutura (número pisos, grandeza das ações e distribuição de elementos em planta), a influência do processo construtivo, a rigidez relativa fundação/solo.

Existem dois modelos principais para representar o solo numa análise de interação solo-estrutura, a hipótese de Winker (abordado neste trabalho) e o meio contínuo (figura 11.1).

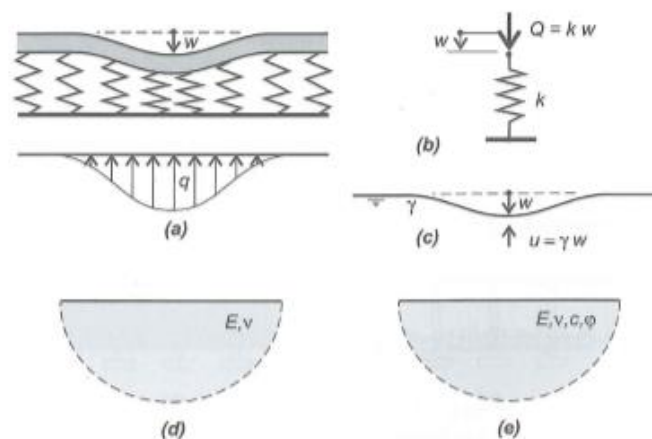


Figura 11.1 - a) c) Modelo de Winkler; d) e) modelo de meio contínuo. (Velloso, 2010)

Há várias décadas que o dimensionamento estrutural é efetuado com base numa hipótese simplificada, no pressuposto que os edifícios estão assentes sobre apoios rígidos, onde todos os graus de liberdade estão impedidos. No passado esta metodologia simplista era a única forma aplicável para o dimensionamento de elementos estruturais de um edifício. Caso fosse considerada a deformabilidade do terreno, implicaria um volume enorme de cálculos impossíveis de executar manualmente.

Hoje em dia é consensual que a hipótese de apoios rígidos conduz a soluções afastadas da realidade física. (Sousa,2008)

Se analisarmos duas estruturas semelhantes sujeitas às mesmas ações através desta metodologia, iremos obter os mesmos esforços independentemente das características do terreno de fundação.

Com o aparecimento de programas de cálculo numérico com base no método dos elementos finitos, aliado à elevada capacidade de processamento dos computadores atuais, é possível o dimensionamento das fundações considerando as características físicas e mecânicas do terreno, sendo este tipo de análise vulgarmente designado por interação solo-estrutura.

Atualmente os Engenheiros ainda continuam a dimensionar quase sempre as fundações de forma simplificada, pois a caracterização geotécnica, em particular a avaliação da resistência e da deformabilidade do terreno, não é um processo simples e rigoroso.

Existem variadas pesquisas a demonstrar que a adoção de apoios elásticos simulando a deformabilidade do terreno através da interação solo-estrutura, conduz a esforços diferentes daqueles que seriam obtidos com apoios rígidos (solo rígido indeformável). Entre essas pesquisas podemos destacar os estudos efetuados por Gusmão Filho (1995), Holanda Júnior et al.(1999), Reis (2000) e Antunes e Iwamoto (2000), citados por Sousa (2008).

Gusmão Filho (1995) ao efetuar a monitorização dos assentamentos de edifícios com fundações superficiais na cidade de Recife, verificou diferenças médias de 30% no esforço normal dos pilares periféricos.

Holanda et al. (1999) através da aplicação de ações verticais em dois edifícios com fundações superficiais, concluíram que os pilares com maiores assentamentos tendem a ceder parte das suas cargas para pilares adjacentes com menores assentamentos, no entanto não se verificando mudanças importantes nas reações de apoio (diferenças de 7,5%). As alterações mais significativas verificaram-se no diagrama de momentos fletores dos pilares, chegando em certos casos a detetar-se a inversão de sinal.

Reis (2000) ao analisar três edifícios de 12 pisos na cidade de Santos no Estado de São Paulo, efetuou uma simulação da distribuição dos esforços nos elementos estruturais ao longo do tempo e concluiu que essa diferença era de 25% nos andares inferiores e 15% nos andares superiores.

Antunes e Iwamoto (2000) analisaram um edifício de 15 pisos assente sobre uma fundação profunda, solicitada pela ação do vento (vertical e horizontal), concluíram que os assentamentos são menores quando é efetuada a interação solo-estrutura. Observaram ainda ampliações e reduções nos momentos fletores dos pilares do edifício.

## 11.2 AVALIAÇÃO DA DEFORMABILIDADE DO TERRENO

Para efetuar a avaliação da deformabilidade do terreno é recorrente utilizar um procedimento baseado no modelo de comportamento de solo sugerido por Winkler. Este modelo admite que as tensões são proporcionais ao deslocamento ( $s$ ) em qualquer ponto da superfície de solo carregado, considerando que este é um material elástico e homogéneo.

Para o caso de deformação vertical, a hipótese é dada pela seguinte equação:

$$\sigma = k_s^v s \quad (11.1)$$

em que:

- $\sigma$  Tensão de contacto médio na base da sapata;
- $k_s^v$  Módulo de reação vertical definido em função do tipo de solo que compõem o maciço de fundação, expresso em KN/m;
- $s$  Deslocamento vertical (assentamento).

O conjunto de molas a aplicar na base da sapata pode ser substituído por três molas no centro da fundação, sempre que a base da sapata permanece rígida após a deformação elástica do solo, admitindo-se assim uma variação linear de tensões.

A partir dos coeficientes de mola é possível determinar os deslocamentos com base na hipótese de Winkler, de acordo com as equações seguintes:

$$s = \frac{V_d}{k_s^v A} \quad (11.2)$$

$$v = \frac{H_d}{k_s^h A} \quad (11.3)$$

$$\phi = \frac{M_{Ed}}{k_s^\theta A} \quad (11.4)$$

em que:

- $V_d$  Valor de cálculo da carga normal à base da fundação;
- $H_d$  Valor de cálculo da carga horizontal;
- $A$  Área de implantação da sapata;

$k_s^v$	Coeficiente de mola para deslocamentos verticais;
$k_s^h$	Coeficiente de mola para deslocamentos horizontais;
$k_s^\theta$	Coeficiente de mola para as rotações;

Usualmente considera-se  $k_s = k_s^v = k_s^h = k_s^\theta$ , no entanto diversos ensaios demonstraram que estes valores são diferentes porque o módulo de reação não depende apenas do solo, mas também da forma e dimensões da fundação, tipo de estrutura e da variação das ações. (Sousa,2008)

O valor do módulo de reação vertical pode ser determinado através do ensaio de placa, por meio de tabelas com valores típicos para cada tipo de solo ou por meio de correlações com as propriedades elásticas do maciço de fundação e através do cálculo do assentamento da fundação real.

### 11.3 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE REAÇÃO POR MEIO DE TABELAS COM VALORES TÍPICOS

Na falta de valores apropriados para o cálculo do módulo de reação ou o cálculo rigoroso é dispensável, pode-se utilizar valores típicos como por exemplo os indicados na tabela 11.1.

Tabela 11.1 - Gama de valores do módulo reação  $K_s$  para diferentes tipos de solos. (Bowles, 1988)

Tipo de solo	$K_s$ (KN/m <sup>3</sup> )
Areia solta	4800-16000
Areia mediantemente compacta	9600-80000
Areia compacta	64000-128000
Areia argilosa mediantemente compacta	32000-80000
Areia siltosa mediantemente compacta	24000-48000
Argila $q_u \leq 200$ KPa	12000-24000
Argila de $200 < q_u \leq 800$ KPa	24000-48000
Argila $q_u > 800$ KPa	>48000

## 11.4 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE REAÇÃO VERTICAL POR MEIO DE CORRELAÇÕES COM AS PROPRIEDADES ELÁSTICAS DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

É possível correlacionar diretamente o coeficiente de reação vertical com as propriedades elásticas do maciço de fundação (meio elástico homogêneo) baseado na Teoria da Elasticidade, tendo em conta a forma, a dimensão e a rigidez da sapata, traduzida pela seguinte equação proposta por Perloff (1975).

$$k_s^v = \frac{E_m}{1 - \nu^2} \frac{1}{I_s} \frac{1}{B} \quad (11.5)$$

em que:

$B$	Menor dimensão da base da sapata;
$\nu$	Coefficiente de Poisson;
$I_s$	Coefficiente que depende da forma da sapata e do ponto onde se pretende avaliar o assentamento (tabelas 6.1 e 6.2);
$E_m$	Módulo de deformabilidade do solo.

## 11.5 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE REAÇÃO VERTICAL A PARTIR DOS ASSENTAMENTOS

O cálculo do módulo de reação vertical,  $k_s^v$ , tendo em conta a interação solo-estrutura pode ser efetuado envolvendo os seguintes passos:

1. Cálculo das reações de apoio da estrutura considerando apoios rígidos;
2. Determinação do assentamento associado a cada sapata com base nas reações obtidas em 1. O assentamento é obtido aplicando a equação 6.5;
3. Determinação da primeira aproximação do módulo de reação vertical,  $k_s^v$ , através da equação 11.1 de forma a simular uma situação de solo elástico;
4. Cálculo das reações de apoio da estrutura considerando apoios elásticos e os respetivos assentamentos (ajustar o modelo Robot Structural Analysis);
5. Determinação da segunda aproximação do módulo de reação,  $k_s^v$ , as reações de apoio e os assentamentos de acordo com o descrito nos itens 3, 4 e 5;
6. Este processo iterativo termina quando se verifica uma convergência de deslocamentos (assentamentos) ou de forças (reações de apoio).



## CAPÍTULO 12

### CARATERIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

#### 12.1 DADOS GERAIS

O terreno em análise localiza-se no centro da cidade de Matosinhos, inserido num conjunto urbano (figura 12.1), possui uma forma retangular, apresenta uma área de 386 m<sup>2</sup> e está orientado segundo o eixo Nascente/Poente. O terreno possui uma morfologia aproximadamente plana, em que as variações de cota não são relevantes.



Figura 12.1 - Localização geográfica do terreno. (Iperforma, 2012)

A proposta de intervenção consiste na construção de um edifício de habitação coletiva estabelecendo a concordância altimétrica com os edifícios adjacentes.

O edifício é constituído por rés-do-chão e quatro pisos, apresenta dimensões retangulares em planta com cerca de 19,25x11,80 m<sup>2</sup> e uma altura total da ordem dos 15 m, totalizando uma área bruta de construção de 1073 m<sup>2</sup>, incluindo 69 m<sup>2</sup> de anexo destinado a garagens (figuras 12.2 e 12.3).

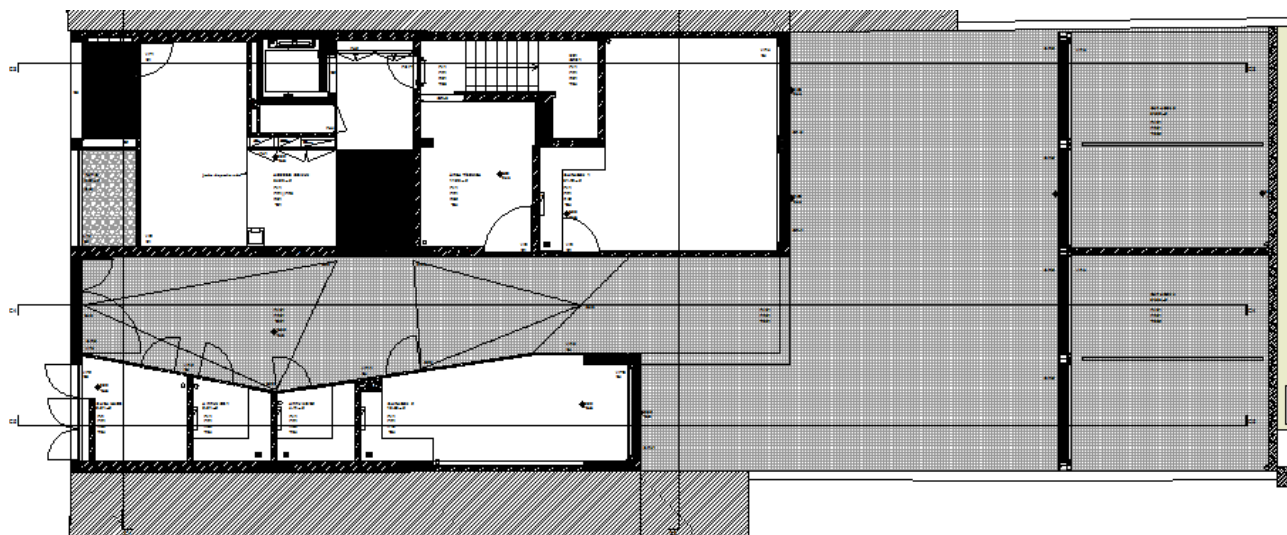


Figura 12.2 - Planta do rés-do-chão. (Iperforma, 2012)

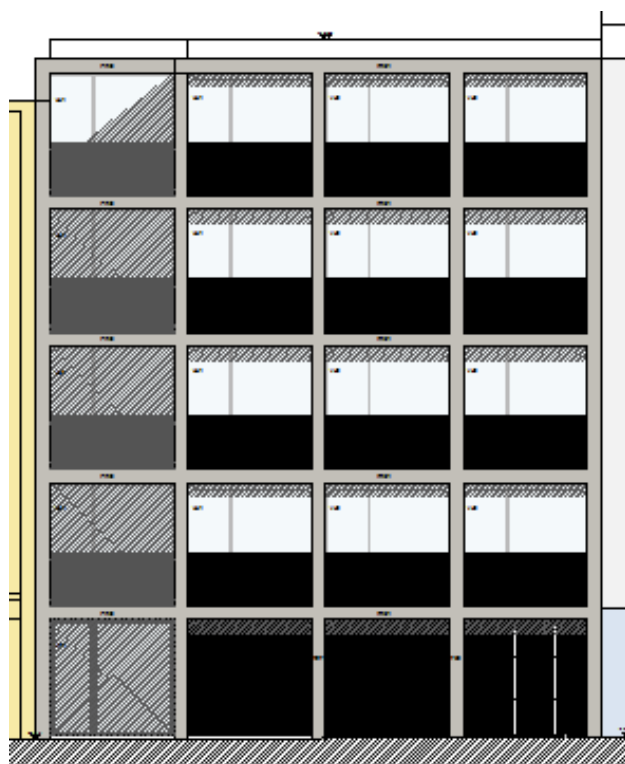


Figura 12.3 - Alçado principal. (Iperforma, 2012)

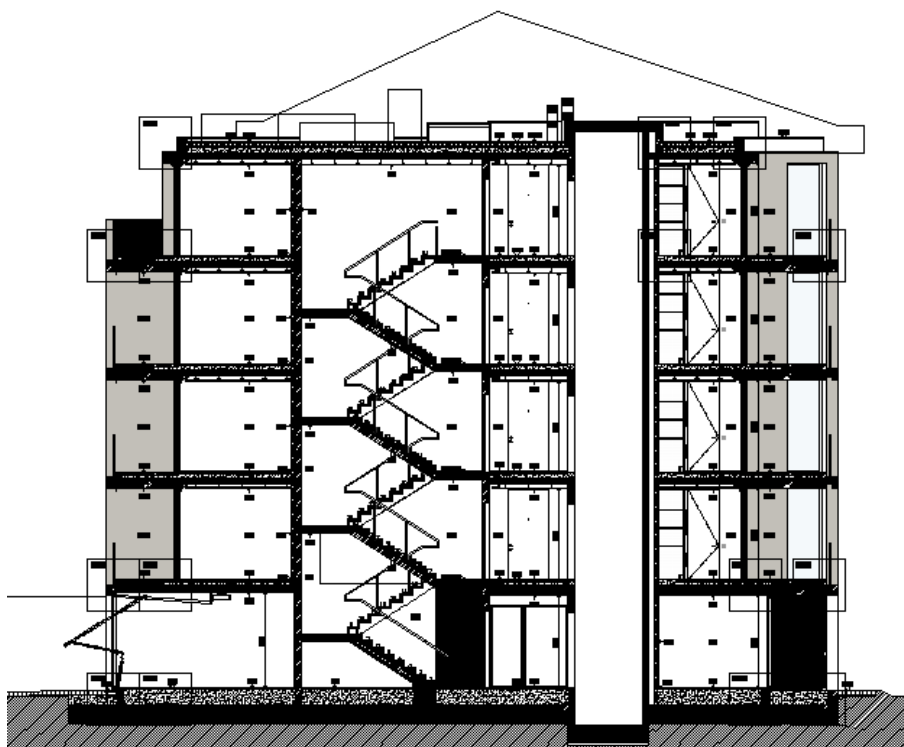


Figura 12.4 - Corte longitudinal. (Iperforma, 2012)

O edifício tem cinco lajes estruturais, a saber, lajes do piso 1 a 4 e a cobertura, sendo o sistema estrutural adotado baseado em lajes maciças de betão armado de reduzida espessura, com um funcionamento fungiforme. As lajes com espessuras de 0,16m apoiam-se na periferia do edifício, na caixa de elevador, na caixa de escada e em dois pilares centrais com importante função estrutural (figura 12.4).

De modo a resistir melhor às ações atuantes e para permitir uma redução das deformações, na periferia dos dois pilares referidos a espessura da laje é aumentada para 0,25m, formando deste modo um capitel com 1,5x1,5 m<sup>2</sup>.

As vigas previstas na periferia do edifício têm vãos relativamente curtos, os espaçamentos entre pilares das duas fachadas estão de acordo com os pressupostos definidos pela arquitetura.

Na parte posterior do edifício existe uma zona com uma laje em consola com cerca de 4m numa direção e 2.5m na outra. Para reduzir ao máximo a deformação e a fendilhação na fachada, inclui-se uma parede com 15cm de espessura em todo o comprimento da consola do piso 1 à cobertura.

Na figura 12.5 está representada uma imagem em 3D do modelo de cálculo usado para a simulação estrutural.

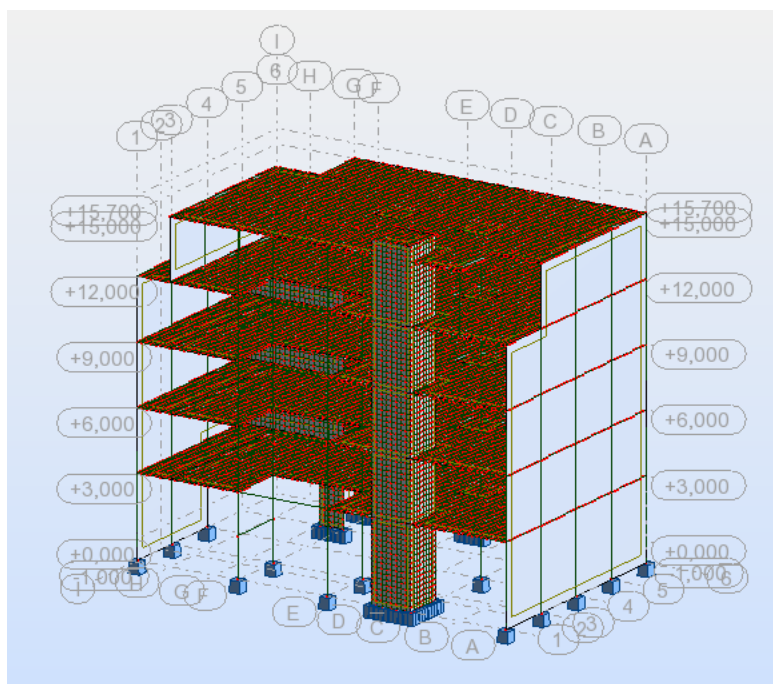


Figura 12.5 - Esquema estrutural 3D simplificado.

As solicitações permanentes e as sobrecargas foram adotadas de acordo com os regulamentos em vigor, nomeadamente o RSA e o EC1 parte 1-1.

Para além do peso próprio dos elementos estruturais foram considerados os seguintes valores:

Laje de piso:

Revestimentos e paredes divisórias – 3,5 KN/m<sup>2</sup>;

Sobrecarga – 2,0 KN/m<sup>2</sup>.

Laje da cobertura:

Revestimentos – 2 KN/m<sup>2</sup>;

Sobrecarga – 1KN/m<sup>2</sup>.

No dimensionamento estrutural foram tidas em conta as diversas combinações de ações preconizadas no RSA e no ECO.

Os esforços para o dimensionamento estrutural foram obtidos com recurso a um meio de cálculo automático, o Robot Structural Analysis, baseado no método dos elementos finitos.

Os materiais a utilizar são o betão C25/30 com classe de exposição XC4, o diâmetro máximo do agregado ( $d_{max}$ ) é igual a 20mm e a armadura a aplicar corresponde ao aço A500 NR.

O recobrimento mínimo para fundações superficiais, maciços de encabeçamento de estacas e estacas são 6cm, 10cm e 7cm, respetivamente.

A parede resistente presente na caixa de elevadores do edifício materializa o único elemento de contraventamento presente na estrutura, sendo por isso da maior importância na absorção dos efeitos das ações horizontais, nomeadamente da ação do vento e da ação do sismo.

## **12.2 PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA**

Para cada tipo de fundação estudado neste projeto está associado um estudo geotécnico diferente. Para fundações superficiais ou diretas é apresentado no anexo I os dados de quatro ensaios SPT (S3, S4, S5 e S6). Para o ensoleiramento geral é apresentado também no anexo I os valores obtidos em quatro ensaios DPM. Para fundações profundas é apresentado ainda no mesmo anexo os dados obtidos em um ensaio SPT (S3).

### **12.2.1 Fundações superficiais ou diretas**

A prospeção geotécnica efetuada é constituída por quatro ensaios SPT que atingiram cerca de 9m de profundidade (anexo I). Os perfis estratigráficos resultantes dos ensaios realizados mostram a presença de um depósito de aterro nos primeiros 2m, composto por siltes de cor castanha clara, com fragmentos de cerâmica dispersos. Uma segunda camada compreendida entre os 2m e os 6,5m de profundidade, correspondendo a depósitos do quaternário, composto por areias de grão fino a médio, com a presença de seixos de quartzo rolados dispersos, de cor amarelada, mediantemente compactos a compactos. A partir dos 6,5m deteta-se a existência de uma camada composta por argilas arenosas de cor avermelhada, com consistência muito dura.

Verifica-se uma uniformidade em extensão e em profundidade, no entanto é visível uma queda na resistência do solo a uma profundidade de 4,50m nos ensaios S3, S4 e S5, que indiciam intercalações mais brandas. No que diz respeito às características hidrogeológicas do maciço, o nível freático foi detetado aos 5,50m de profundidade.

A figura 12.6 identifica em planta a localização dos quatro ensaios SPT efetuados.



Figura 12.6 - Localização dos ensaios SPT no terreno.

Na tabela 12.1 estão apresentados os valores de  $N_{SPT}$  obtidos para as diferentes profundidades, em cada uma das quatro sondagens realizadas.

Tabela 12.1 - Valores de  $N_{SPT}$  para diferentes profundidades retirados dos logs de sondagem.

Profundidade (m)	Camadas	S3	S4	S5	S6
1,50	Camada 1	26	24	24	20
3,00	Camada 2	33	33	32	27
4,50		20	23	22	30
6,00		56	43	60 (21 cm)	60 (19 cm)
7,50	Camada 3	60 (23 cm)	60	60 (15 cm)	60 (10 cm)
9,00		60 (5 cm)	60 (4 cm)	60 (4 cm)	60 (6 cm)

### 12.2.2 Fundação por ensoleiramento geral

Na campanha de prospeção foram executados quatro ensaios com o cone penetrómetro dinâmico médio automático MAGERIT III que executa a prova DPM (anexo I). Atingiram o limite da máxima capacidade de penetração do referido equipamento, alcançando profundidades que variaram entre 5,20m e 6,60m.

A figura 12.7 identifica em planta a localização dos quatro ensaios DPM efetuados.



Figura 12.7 - Localização dos ensaios DPM no terreno. (Iperforma, 2012)

Os perfis dos ensaios realizados demonstram a presença de solos arenosos de compactidade solta a média com uma extensão de cerca de 3,00m, que evoluem para compactos e assentam na formação residual granítica que ganha muita compactidade com o avanço em profundidade.

Verificam-se quedas de resistência de ponta de forma heterogênea em possança e em extensão, entre os 3,50m nos ensaios 01, 02 e 03 e os 5,20m no ensaio 04, que indiciam intercalações mais brandas argilizadas em contraposição a estratos menos alterados e que, no caso, se poderá dever à presença de água em abundância no solo e a uma eventual influência das marés, dada a sua proximidade com o mar. Foi possível identificar o nível freático a 1,5 metros de profundidade.

Os ensaios penetrométricos permitem caraterizar o solo em termos de resistência dinâmica aparente ( $R_d$ ), sendo posteriormente determinada a tensão instalada no terreno através de correlações empíricas.

Admitindo a extrapolação dos resultados dos ensaios realizados e que a futura obra encontra os terrenos em condições semelhantes às que foram observadas, podemos concluir que, onde se verificaram valores de  $R_d \geq 35 \text{Kgf/cm}^2$  ( $\geq 3,43 \text{MPa}$ ),  $R_d \geq 65 \text{Kgf/cm}^2$  ( $\geq 6,4 \text{MPa}$ ) e  $R_d \geq 90 \text{Kgf/cm}^2$  ( $\geq 8,82 \text{MPa}$ ), podem utilizar-se tensões de segurança de 100kPa, 200kPa e 300kPa, respetivamente. Onde se verificaram valores de  $R_d \geq 300 \text{Kgf/cm}^2$  ( $\geq 29,4 \text{MPa}$ ) ao que corresponde a “nega” do ensaio, podem utilizar-se tensões de segurança de 500kPa.

As tabelas 12.2 a 12.5 indicam as profundidades mínimas para a utilização de uma tensão de segurança de 100kPa, 200kPa, 300kPa e 400kPa respetivamente, para cada um dos quatro ensaios.

Tabela 12.2 - Profundidades mínimas para a utilização de uma tensão de segurança de 100KPa.  
(Iperforma, 2012)

Ensaio	01	02	03	04
Profundidade (m)	3,00	2,20	2,20	2,80

Tabela 12.3 - Profundidades mínimas para a utilização de uma tensão de segurança de 200KPa.  
(Iperforma, 2012)

Ensaio	01	02	03	04
Profundidade (m)	4,40	3,20	3,60	3,80

Tabela 12.4 - Profundidades mínimas para a utilização de uma tensão de segurança de 300KPa.  
(Iperforma, 2012)

Ensaio	01	02	03	04
Profundidade (m)	4,60	3,40	4,40	4,40

Tabela 12.5 - Profundidades mínimas para a utilização de uma tensão de segurança de 500KPa.  
(Iperforma, 2012)

Ensaio	01	02	03	04
Profundidade (m)	5,20	5,40	6,60	6,60

### 12.2.3 Fundações por estacas

A prospeção geotécnica efetuada é constituída apenas por um ensaio SPT que atingiu cerca de 16,5m de profundidade (anexo I). O perfil estratigráfico resultante do ensaio realizado mostra a existência de uma camada de argamassa até à profundidade de 1m, uma segunda camada com uma espessura de 1m constituída por areia fina a grosseira, muito solta a solta, amarelada e com fragmentos de conchas. A camada existente entre os 2m e os 4,5m de profundidade é composta por areia fina siltosa, muito solta a mediamente compacta acinzentada. No extrato existente à profundidade compreendida entre os 4,5m e os 10,5m deteta-se a existência de areia fina a média, solta a mediamente compacta, amarelo-acinzentada, com pontuais fragmentos de conchas. A última camada prospetada é constituída por areia fina a média siltosa, mediamente compacta a muito compacta, amarelada com laivos esbranquiçados e alaranjados.

Relativamente às características hidrogeológicas do maciço, o nível freático foi detetado à superfície do terreno.

Na tabela 12.6 estão apresentados os valores de  $N$  obtidos nas diferentes camadas do terreno, relativo ao único ensaio SPT efetuado.

Tabela 12.6 - Valores de  $N$  para diferentes profundidades retirados do log de sondagem.

Profundidade (m)	Camadas	$N$	Compacidade
1,50	Camada 1	3	solta
3,00	Camada 2	8	mediamente compacta
4,50		14	mediamente compacta
6,00	Camada 3	16	mediamente compacta
7,50		7	mediamente compacta
9,00		11	mediamente compacta
10,50		31	compacta ou densa
12,00	Camada 4	26	compacta ou densa
13,50		60	muito compacta ou muito densa
15,00		60	muito compacta ou muito densa
16,50	Camada 5	60	muito compacta ou muito densa

## CAPÍTULO 13

# APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

### 13.1 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL OU DIRETA

As sapatas foram dimensionadas considerando que a sua base ficará assente num extrato a uma profundidade mínima de 2m. Na definição da profundidade da fundação superficial teve-se em atenção a posição do nível freático (5,50m de profundidade) e a localização da camada com adequada capacidade resistente, ao mesmo tempo que se evitou o assentamento da referida fundação sobre o aterro composto por siltes e fragmentos cerâmicos dispersos.

Regista-se a falta de informação relativa às fundações dos edifícios vizinhos, pelo que o dimensionamento não reflete nenhum eventual condicionalismo associado às fundações dos edifícios adjacentes.

#### 13.1.1 Avaliação dos parâmetros de resistência do solo

A avaliação da capacidade resistente de fundações superficiais apresentado no capítulo 7 baseia-se essencialmente no pressuposto que o maciço subjacente à sapata ser homogéneo, composto por uma única camada com uma espessura suficientemente grande, para que a capacidade resistente da fundação em causa dependa exclusivamente das características mecânicas dessa mesma camada.

Da análise à figura 7.3 podemos concluir que as superfícies de deslizamento que se desenvolvem na rotura não interessam a outra camada senão aquela que está imediatamente subjacente à fundação. (Fernandes, 2011)

É possível estimar através do ábaco apresentado na figura 13.1 a profundidade ( $d$ ) e a largura ( $f$ ) que delimitam a zona plastificada e que é responsável pelo equilíbrio da sapata.

Da análise ao ábaco apresentado na figura 13.1 verifica-se que a profundidade e a largura máxima atingida pelas superfícies de rotura dependem do ângulo de atrito interno do solo,  $\phi$ , e das dimensões da fundação,  $B$ .

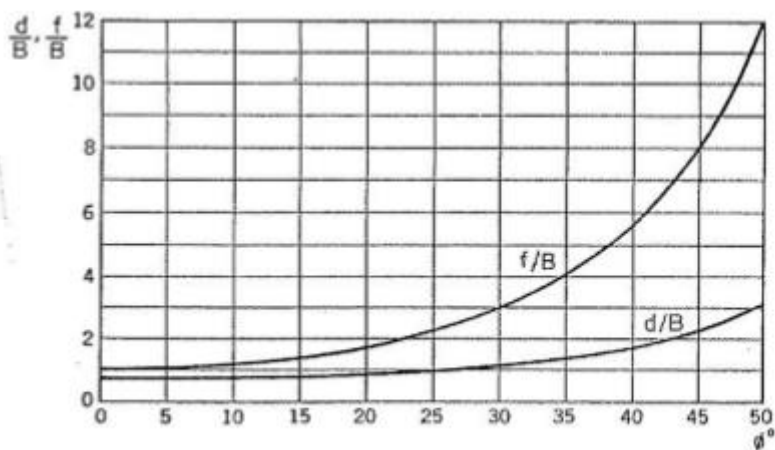


Figura 13.1 - Dimensões da zona plastificada sob a sapata (Meyerhof, 1948). (Fernandes, 1995)

Para obter uma estimativa da largura ( $f$ ) e da profundidade ( $d$ ) para o caso em estudo, considerou-se um valor de  $37^\circ$  para o ângulo de atrito interno, baseado nos dados da tabela 13.3, e os valores considerados para a largura da sapata,  $B$ , foram obtidos a partir do método prescritivo considerando uma tensão admissível de 220KPa.

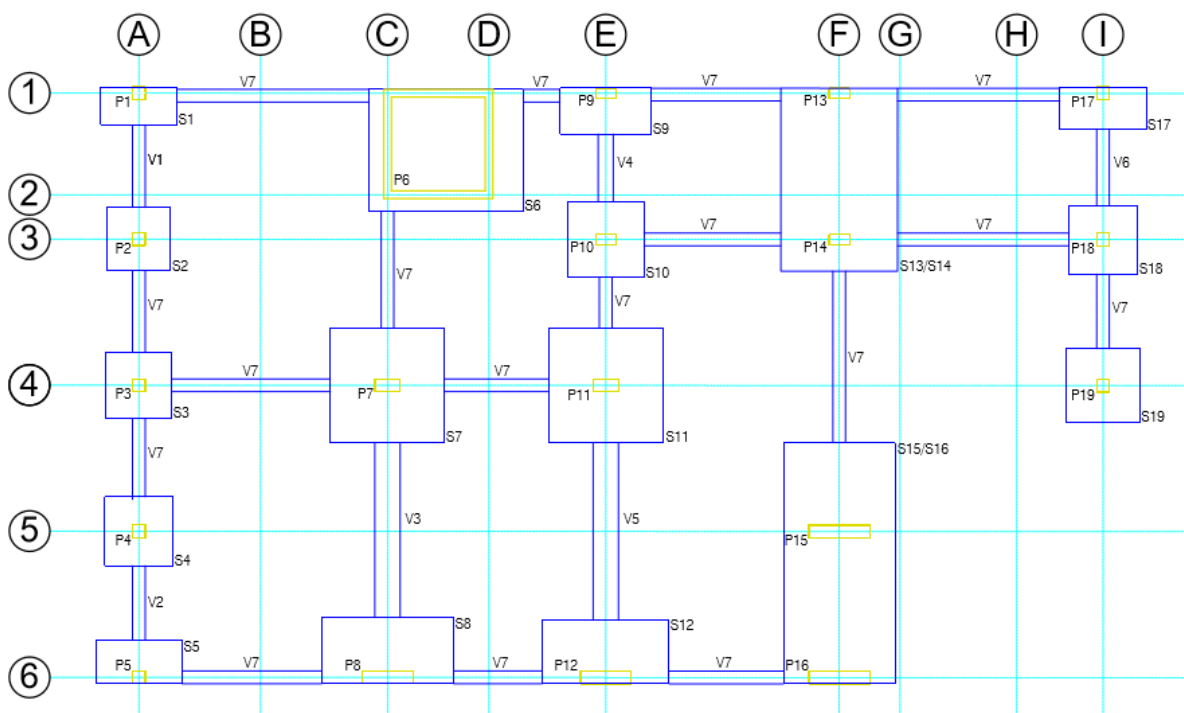


Figura 13.2 – Planta de fundações superficiais.

Tabela 13.1 - Valores da largura e da profundidade máximas,  $f$  e  $d$ , respetivamente.

Identificação da sapata	Tipo de sapata	Dimensões em planta		Relação $d/B$	$d$ [m]	Relação $f/B$	$f$ [m]
		Comprimento (L) [m]	Largura (B) [m]				
S1	Excentrica	1,60	0,80	1,50	1,2	4,65	3,7
S2	Quadrada	1,35	1,35		2,0		6,3
S3	Quadrada	1,40	1,40		2,1		6,5
S4	Quadrada	1,50	1,50		2,3		7,0
S5	Excentrica	1,80	0,90		1,4		4,2
S6	Excentrica	3,45	2,30		3,5		10,7
S7	Quadrada	2,45	2,45		3,7		11,4
S8	Excentrica	2,80	1,40		2,1		6,5
S9	Excentrica	2,00	1,00		1,5		4,7
S10	Quadrada	1,65	1,65		2,5		7,7
S11	Quadrada	2,45	2,45		3,7		11,4
S12	Excentrica	2,70	1,35		2,0		6,3
S13	Excentrica	2,70	1,35		2,0		6,3
S14	Quadrada	2,25	2,25		3,4		10,5
S15	Quadrada	2,65	2,65		4,0		12,3
S16	Excentrica	2,10	1,05		1,6		4,9
S17	Excentrica	1,80	0,90		1,4		4,2
S18	Quadrada	1,50	1,50		2,3		7,0
S19	Quadrada	1,60	1,60		2,4		7,4

Após análise à tabela 13.1 podemos concluir que a profundidade máxima ( $d$ ) é da ordem de 4,0 m, logo abrangendo apenas uma camada, como é possível constatar a partir da estratigrafia obtida do ensaio SPT (anexo 1). Assim, para a avaliação dos parâmetros de resistência do solo a aplicar no dimensionamento geotécnico de fundações superficiais, deve ter-se em consideração as características mecânicas da segunda camada.

### 13.1.2 Correções ao ensaio SPT

Os valores do resultado do ensaio normalizado e corrigido foram determinados aplicando a expressão 2.1 e considerando o peso volúmico do solo igual a 19KN/m<sup>3</sup>, indicados na tabela 13.2.

Tabela 13.2 - Valores do resultado do ensaio SPT normalizado e corrigido,  $(N_1)_{60}$ .

Sondagens	Profundidade (m)	N	$C_E$	$N_{60}$	$C_R$	$C_D$	$\sigma'_{v0}$	$C_N$	$(N_1)_{60}$
S3	1,50	26	1,00	26	0,75	1,05	28,50	1,87	38
	3,00	33	1,00	33	0,75	1,05	57,00	1,32	34
	4,50	20	1,00	20	0,85	1,05	85,50	1,08	19
	6,00	56	1,00	56	0,85	1,05	54,00	1,36	68
	7,50	60	1,00	60	0,95	1,05	67,50	1,22	73
	9,00	60	1,00	60	0,95	1,05	81,00	1,11	67
S4	1,50	24	1,00	24	0,75	1,05	28,50	1,87	35
	3,00	33	1,00	33	0,75	1,05	57,00	1,32	34
	4,50	23	1,00	23	0,85	1,05	85,50	1,08	22
	6,00	43	1,00	43	0,95	1,05	54,00	1,36	58
	7,50	60	1,00	60	0,95	1,05	67,50	1,22	73
	9,00	60	1,00	60	0,95	1,05	81,00	1,11	67
S5	1,50	24	1,00	24	0,75	1,05	28,50	1,87	35
	3,00	32	1,00	32	0,75	1,05	57,00	1,32	33
	4,50	22	1,00	22	0,85	1,05	85,50	1,08	21
	6,00	60	1,00	60	0,95	1,05	54,00	1,36	81
	7,50	60	1,00	60	0,95	1,05	67,50	1,22	73
	9,00	60	1,00	60	0,95	1,05	81,00	1,11	67
S6	1,50	20	1,00	20	0,75	1,05	28,50	1,87	30
	3,00	27	1,00	27	0,75	1,05	57,00	1,32	28
	4,50	30	1,00	30	0,85	1,05	85,50	1,08	29
	6,00	60	1,00	60	0,95	1,05	54,00	1,36	81
	7,50	60	1,00	60	0,95	1,05	67,50	1,22	73
	9,00	60	1,00	60	0,95	1,05	81,00	1,11	67

### 13.1.3 Parâmetros de resistência do solo

Os valores do ângulo de atrito foram determinados aplicando as propostas de Hatanaka & Uchida (1996) e Décourt (1989), obtidos através do ábaco da figura 2.5 e da equação 2.6 (válidos para areias), incluídos na tabela 13.3.

Tabela 13.3 - Valores do ângulo de atrito,  $\phi'$ , divididos por sondagem.

Sondagens	Profundidade (m)	$N_{60}$	$(N_1)_{60}$	Ângulo de atrito ( $\phi'$ )	
				Hatanaka & Uchida	Décourt
S3	1,50	26	38	44	41
	3,00	33	34	43	41
	4,50	20	19	37	37
	6,00	56	68	52	45
	7,50	60	73	53	45
	9,00	60	67	52	45
S4	1,50	24	35	43	41
	3,00	33	34	43	41
	4,50	23	22	38	38
	6,00	43	58	50	44
	7,50	60	73	53	45
	9,00	60	67	52	45
S5	1,50	24	35	43	41
	3,00	32	33	43	40
	4,50	22	21	38	37
	6,00	60	81	55	46
	7,50	60	73	53	45
	9,00	60	67	52	45
S6	1,50	20	30	41	40
	3,00	27	28	41	39
	4,50	30	29	41	39
	6,00	60	81	55	46
	7,50	60	73	53	45
	9,00	60	67	52	45

Da análise à tabela 13.3 constatamos que o valor do ângulo de atrito vai aumentado conforme vai crescendo o  $(N_1)_{60}$ , sendo a proposta de Décourt a mais conservativa, tal como já tinha sido mencionado no capítulo 2.

Os valores do módulo de distorção máximos,  $G_{max}$ , obtidos das propostas de Imai e Tanouchi (1982) / Stroud (1998) e Ohasaki e Iwasaki (1973), utilizando as expressões 2.7 e 2.8 respetivamente, estão indicados na tabela 13.4. Os valores do módulo de distorção,  $G$ , foram obtidos a partir da consulta do ábaco para areias ilustrado na figura 2.6, correspondente a uma abcissa igual a -1.

Tabela 13.4 - Valores do módulo de distorção dividido por sondagem.

Sondagens	Profundidade (m)	N <sub>60</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	Módulo distorção máximo (G <sub>max</sub> )		Módulo distorção - Curvas de Seed (G)	
				Imai e Tanouchi / Stroud [MPa]	Ohsaki e Iwasaki [MPa]	Imai e Tanouchi / Stroud [MPa]	Ohsaki e Iwasaki [MPa]
S3	1,50	26	38	151	141	35	32
	3,00	33	34	191	171	44	39
	4,50	20	19	116	114	27	26
	6,00	56	68	325	260	75	60
	7,50	60	73	348	275	80	63
	9,00	60	67	348	275	80	63
S4	1,50	24	35	139	132	32	30
	3,00	33	34	191	171	44	39
	4,50	23	22	133	128	31	29
	6,00	43	58	249	211	57	48
	7,50	60	73	348	275	80	63
	9,00	60	67	348	275	80	63
S5	1,50	24	35	139	132	32	30
	3,00	32	33	186	166	43	38
	4,50	22	21	128	123	29	28
	6,00	60	81	348	275	80	63
	7,50	60	73	348	275	80	63
	9,00	60	67	348	275	80	63
S6	1,50	20	30	116	114	27	26
	3,00	27	28	157	145	36	33
	4,50	30	29	174	158	40	36
	6,00	60	81	348	275	80	63
	7,50	60	73	348	275	80	63
	9,00	60	67	348	275	80	63

Os valores do módulo de deformabilidade do solo,  $E_s$  apresentados na tabela 13.5, foram obtidos aplicando a equação 2.9, atribuindo um valor de 0,3 para o coeficiente de Poisson, uma relação  $G/G_{max}$  igual a 0,23 correspondente ao valor mínimo da abcissa -1 para areias, obtido através do ábaco da figura 2.6.

Tabela 13.5 - Valores do módulo de deformabilidade,  $E_s$ , dividido por sondagem.

Sondagens	Profundidade (m)	$N_{60}$	$(N_1)_{60}$	Módulo deformabilidade ( $E_s$ )	
				Imai e Tanouchi / Stroud [MPa]	Ohsaki e Iwasaki [MPa]
S3	1,50	26	38	90	84
	3,00	33	34	114	102
	4,50	20	19	69	68
	6,00	56	68	194	156
	7,50	60	73	208	165
	9,00	60	67	208	165
S4	1,50	24	35	83	79
	3,00	33	34	114	102
	4,50	23	22	80	76
	6,00	43	58	149	126
	7,50	60	73	208	165
	9,00	60	67	208	165
S5	1,50	24	35	83	79
	3,00	32	33	111	100
	4,50	22	21	76	74
	6,00	60	81	208	165
	7,50	60	73	208	165
	9,00	60	67	208	165
S6	1,50	20	30	69	68
	3,00	27	28	94	87
	4,50	30	29	104	94
	6,00	60	81	208	165
	7,50	60	73	208	165
	9,00	60	67	208	165

Da análise à tabela 13.5 verificamos que o valor do módulo de deformabilidade vai aumentando conforme vai crescendo o  $(N_1)_{60}$  e que a proposta de Ohasaki e Iwasaki é a mais conservativa.

Como o módulo de deformabilidade é um parâmetro muito difícil de avaliar, optou-se por executar um novo cálculo, aplicando os seguintes passos:

- cálculo do valor médio dos resultados do ensaio SPT,  $N_{SPT}$  ponderado, aplicando a metodologia proposta por Parry (1971);
- cálculo da correlação entre o  $q_c$  e o  $N_{medio}$  a partir do gráfico representado na figura 2.7, aplicando a metodologia proposta por Burland & Burbidge e considerando um diâmetro médio das partículas compreendido entre 0,06 mm de 0,2 mm. Conhecido o valor da referida correlação foi possível obter o valor de  $q_c$ ;
- cálculo do módulo de deformabilidade,  $E_m$ , utilizando o gráfico da figura 2.8, adotando  $\alpha = 3$ , valor usual para as areias recentes normalmente consolidadas (linha nº 4 corresponde a  $\alpha = 3$ ).

Tabela 13.6 - Valores do módulo de deformabilidade,  $E_m$ , dividido por sondagem

Sondagens	Profundidade (m)	N	$N_{\text{médio}}$	$q_c$ (Kpa) / [N(SPT)*100]	$\alpha = E / q_c$	$q_c$ [KPa]	Módulo de deformabilidade ( $E_m$ ) [MPa]
S3	3,00	33	33	4	3	13 000	39,00
	4,50	20					
	6,00	56					
S4	3,00	33	31	4	3	12 533	37,60
	4,50	23					
	6,00	43					
S5	3,00	32	33	4	3	13 333	40,00
	4,50	22					
	6,00	60					
S6	3,00	27	34	4	3	13 400	40,20
	4,50	30					
	6,00	60					

No dimensionamento geotécnico das fundações superficiais foram adotados os valores mais conservativos para os parâmetros mecânicos do solo, isto é, os mais baixos. A coesão foi considerada nula. Admite-se para o ângulo de atrito interno  $\phi' = 37^\circ$  e o módulo de deformabilidade do solo igual  $E_m = 37,6 \text{ MPa}$  (tabela 13.6).

#### 13.1.4 Dimensionamento geotécnico

##### 13.1.4.1 Método prescritivo

As dimensões em planta de cada sapata são calculadas com base numa tensão admissível e na carga vertical aplicada.

A tensão admissível pode ser determinada através de um método simplificado que está descrito no capítulo 6. A partir do ábaco ilustrado na figura 6.6 e com o valor de  $N$  (não corrigido) obtido no ensaio SPT, determina-se a tensão admissível para cada camada. Os valores obtidos estão discriminados na tabela 13.7.

Tabela 13.7 - Valores de tensão admissível obtidos a partir do ábaco proposto por Peck, Hanson e Thornburn (1974).

Sondagens	Profundidade (m)	N	Tensão admissível [KPa]
S3	1,50	26	290
	3,00	33	365
	4,50	20	220
	6,00	56	600
S4	1,50	24	265
	3,00	33	365
	4,50	23	255
	6,00	43	475
S5	1,50	24	265
	3,00	32	355
	4,50	22	245
	6,00	60	660
S6	1,50	20	220
	3,00	27	300
	4,50	30	335
	6,00	60	660

Para a determinação das dimensões em planta das fundações superficiais aplicando o método prescritivo, considerou-se que a tensão admissível na área de implantação da edificação é de 220KPa, ou seja, o valor mais baixo apresentado na tabela 13.7.

As ações atuantes foram determinadas utilizando a combinação característica e incluindo o peso próprio da sapata. Foi considerado numa fase inicial do cálculo que o peso próprio seria equivalente a 10% do valor da carga vertical, tendo este valor sido posteriormente corrigido considerando as dimensões definitivas da sapata. As dimensões em planta obtidas para as sapatas por esta metodologia simplificada estão apresentadas na tabela 13.8. As sapatas excêntricas têm uma relação  $L = 2B$  com exceção da sapata S6.

Tabela 13.8 - Dimensões em planta das fundações obtidas através do método prescritivo para uma tensão admissível de 220KPa.

Identificação da sapata	Tipo de sapata	Acção vertical + P P sapata (10%) [KN]	Tensão admissível [KPa]	Dimensões em planta		Área [m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ [KPa]	$\sigma \leq \sigma_{admissivel}$
				Comprimento (L) [m]	Largura (B) [m]			
S1	Excentrica	275,30	220,00	1,60	0,80	1,28	215,07	OK
S2	Quadrada	378,12		1,35	1,35	1,82	207,47	OK
S3	Quadrada	416,41		1,40	1,40	1,96	212,45	OK
S4	Quadrada	467,73		1,50	1,50	2,25	207,88	OK
S5	Excentrica	333,76		1,80	0,90	1,62	206,02	OK
S6	Excentrica	1 712,79		3,15	2,50	7,88	217,50	OK
S7	Quadrada	1 297,54		2,45	2,45	6,00	216,17	OK
S8	Excentrica	821,24		2,80	1,40	3,92	209,50	OK
S9	Excentrica	407,81		2,00	1,00	2,00	203,91	OK
S10	Quadrada	571,32		1,65	1,65	2,72	209,85	OK
S11	Quadrada	1 289,24		2,45	2,45	6,00	214,78	OK
S12	Excentrica	751,09		2,70	1,35	3,65	206,06	OK
S13	Excentrica	758,86		2,70	1,35	3,65	208,19	OK
S14	Quadrada	1 097,64		2,25	2,25	5,06	216,82	OK
S15	Quadrada	1 518,90		2,65	2,65	7,02	216,29	OK
S16	Excentrica	466,66		2,10	1,05	2,21	211,64	OK
S17	Excentrica	327,06		1,80	0,90	1,62	201,89	OK
S18	Quadrada	466,11		1,50	1,50	2,25	207,16	OK
S19	Quadrada	532,43		1,60	1,60	2,56	207,98	OK

No caso de efetuar um dimensionamento de fundações menos conservativo, utilizando um valor médio para tensão admissível (média das tensões entre os 2m e os 4,50m de profundidade), as dimensões obtidas para as sapatas estão descritas na tabela 13.9. O valor médio obtido para a tensão admissível foi de aproximadamente 300KPa. Os esforços indicados na tabela 13.9 referem-se ao modelo de apoio rígido.

Tabela 13.9 - Dimensões em planta das fundações obtidas através do método prescritivo para uma tensão admissível de 300KPa.

Identificação da sapata	Tipo de sapata	Acção vertical+PP sapata (10%) [KN]	Tensão admissível [KPa]	Dimensões em planta		Área [m <sup>2</sup> ]	$\sigma$ [KPa]	$\sigma \leq \sigma_{\text{admissível}}$
				Comprimento (L) [m]	Largura (B) [m]			
S1	Excentrica	275,30	300,00	1,40	0,70	0,98	280,91	OK
S2	Quadrada	378,12		1,15	1,15	1,32	285,91	OK
S3	Quadrada	416,41		1,20	1,20	1,44	289,17	OK
S4	Quadrada	467,73		1,25	1,25	1,56	299,34	OK
S5	Excentrica	333,76		1,50	0,75	1,13	296,67	OK
S6	Excentrica	1 712,79		2,70	2,15	5,81	295,05	OK
S7	Quadrada	1 297,54		2,10	2,10	4,41	294,23	OK
S8	Excentrica	821,24		2,40	1,20	2,88	285,15	OK
S9	Excentrica	407,81		1,70	0,85	1,45	282,22	OK
S10	Quadrada	571,32		1,40	1,40	1,96	291,49	OK
S11	Quadrada	1 289,24		2,10	2,10	4,41	292,35	OK
S12	Excentrica	751,09		2,30	1,15	2,65	283,97	OK
S13	Excentrica	758,86		2,30	1,15	2,65	286,90	OK
S14	Quadrada	1 097,64		1,95	1,95	3,80	288,66	OK
S15	Quadrada	1 518,90		2,30	2,30	5,29	287,13	OK
S16	Excentrica	466,66		1,80	0,90	1,62	288,06	OK
S17	Excentrica	327,06		1,50	0,75	1,13	290,72	OK
S18	Quadrada	466,11		1,25	1,25	1,56	298,31	OK
S19	Quadrada	532,43		1,35	1,35	1,82	292,14	OK

### 13.1.4.2 Método direto

#### 13.1.4.2.1 Dimensionamento com base numa tensão comum a todas as fundações

As dimensões das sapatas obtidas no dimensionamento geotécnico aplicando o método direto estão apresentadas na tabela 13.10. A aplicação do método direto implica a necessidade de verificar a segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento e a verificação da segurança ao deslizamento pela base, para a combinação 1 e 2. É necessário ainda efetuar um controlo dos assentamentos para o ELU.

Tabela 13.10 - Dimensões em planta das sapatas obtidas através do método direto.

Identificação da sapata	Ação vertical ( $V_d$ ) [kN]	Dimensão sapata		Excentricidade		Dimensão efetiva sapata	
		Comprimento (L) [m]	Largura (B) [m]	$e_z$ [m]	$e_y$ [m]	Comprimento (L) [m]	Largura (B) [m]
S1	361,25	1,50	0,75	0,00	0,00	1,50	0,75
S2	499,72	1,25	1,25	0,00	0,00	1,25	1,25
S3	550,40	1,30	1,30	0,00	0,00	1,30	1,30
S4	617,09	1,35	1,35	0,00	0,00	1,35	1,35
S5	441,48	1,70	0,85	0,00	0,00	1,70	0,85
S6	2 262,83	3,05	2,40	0,00	0,00	3,05	2,40
S7	1 759,07	2,25	2,25	0,00	0,00	2,25	2,25
S8	1 107,01	2,60	1,30	0,00	0,00	2,60	1,30
S9	538,64	1,80	0,90	0,00	0,00	1,80	0,90
S10	755,86	1,50	1,50	0,00	0,00	1,50	1,50
S11	1 746,64	2,25	2,25	0,00	0,00	2,25	2,25
S12	1 012,26	2,50	1,25	0,00	0,00	2,50	1,25
S13	1 023,66	2,50	1,25	0,00	0,00	2,50	1,25
S14	1 479,33	2,10	2,10	0,00	0,00	2,10	2,10
S15	2 063,66	2,50	2,50	0,00	0,00	2,50	2,50
S16	617,06	2,00	1,00	0,00	0,00	2,00	1,00
S17	432,41	1,70	0,85	0,00	0,00	1,70	0,85
S18	613,70	1,35	1,35	0,00	0,00	1,35	1,35
S19	704,32	1,45	1,45	0,00	0,00	1,45	1,45

A verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento pelo método direto, é efetuada de acordo com o descrito no subcapítulo 6.2.1. Nesta verificação são consideradas apenas as cargas verticais e estas são determinadas para a combinação 1 e 2. Os momentos fletores têm valores muito reduzidos, que implicam excentricidades sem impacto no dimensionamento.

O valor de cálculo da carga normal à base da fundação,  $V_d$ , é obtido aplicando as combinações fundamentais e inclui o peso próprio da sapata. O valor de cálculo da capacidade resistente da fundação,  $R_d$ , obtido para cada sapata foi determinado aplicando a expressão 7.30 definida no EC7.

Esta expressão divide-se em três parcelas, a primeira parcela representa a coesão, a segunda representa a sobrecarga e a terceira o peso.

Tabela 13.11 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno para a combinação 1.

Combinação 1											
Identificação da sapata	Ângulo Atrito	Coesão	$V_{Ed}/A'$ [KPa]	$V_{Ed}$ [KN]	1ª parcela - coesão	2ª parcela - sobrecarga	3ª parcela - peso	$R_d/A'$ [KPa]	$R_d$ [KN]	$V_{Ed}/R_d$ (%)	$V_{Ed}$ [KN] $\leq R_d$ [KN]
	$\phi'_d$	$C'_d$									
S1	37,0	0,0	321,11	361,25	0,00	2 121,72	382,62	2 504,34	2 817,39	12,82%	OK
S2	37,0	0,0	319,82	499,72	0,00	2 612,49	525,17	3 137,66	4 902,59	10,19%	OK
S3	37,0	0,0	325,68	550,40	0,00	2 612,49	546,17	3 158,66	5 338,14	10,31%	OK
S4	37,0	0,0	338,59	617,09	0,00	2 612,49	567,18	3 179,67	5 794,95	10,65%	OK
S5	37,0	0,0	305,52	441,48	0,00	2 121,72	433,64	2 555,36	3 692,50	11,96%	OK
S6	37,0	0,0	309,13	2 262,83	0,00	2 403,31	1 100,41	3 503,72	25 647,26	8,82%	OK
S7	37,0	0,0	347,47	1 759,07	0,00	2 612,49	945,30	3 557,79	18 011,31	9,77%	OK
S8	37,0	0,0	327,52	1 107,01	0,00	2 121,72	663,21	2 784,93	9 413,07	11,76%	OK
S9	37,0	0,0	332,49	538,64	0,00	2 121,72	459,14	2 580,87	4 181,01	12,88%	OK
S10	37,0	0,0	335,94	755,86	0,00	2 612,49	630,20	3 242,69	7 296,05	10,36%	OK
S11	37,0	0,0	345,02	1 746,64	0,00	2 612,49	945,30	3 557,79	18 011,31	9,70%	OK
S12	37,0	0,0	323,92	1 012,26	0,00	2 121,72	637,70	2 759,43	8 623,20	11,74%	OK
S13	37,0	0,0	327,57	1 023,66	0,00	2 121,72	637,70	2 759,43	8 623,20	11,87%	OK
S14	37,0	0,0	335,45	1 479,33	0,00	2 612,49	882,28	3 494,77	15 411,93	9,60%	OK
S15	37,0	0,0	330,18	2 063,66	0,00	2 612,49	1 050,33	3 662,82	22 892,64	9,01%	OK
S16	37,0	0,0	308,53	617,06	0,00	2 121,72	510,16	2 631,88	5 263,77	11,72%	OK
S17	37,0	0,0	299,24	432,41	0,00	2 121,72	433,64	2 555,36	3 692,50	11,71%	OK
S18	37,0	0,0	336,74	613,70	0,00	2 612,49	567,18	3 179,67	5 794,95	10,59%	OK
S19	37,0	0,0	334,99	704,32	0,00	2 612,49	609,19	3 221,68	6 773,59	10,40%	OK

Analisando as tabelas 13.11 e 13.12 podemos retirar as seguintes indicações:

- a primeira parcela da expressão 7.30 não contribui para a capacidade resistente do terreno ao carregamento porque se trata de um solo granular, logo a sua coesão é praticamente nula;
- em média 80% da capacidade resistente do terreno ao carregamento advém da segunda parcela relativa à sobrecarga;
- a relação entre o valor de cálculo da carga normal à base da fundação e o valor de cálculo da capacidade resistente da fundação para a combinação 1, representa em média cerca de 11%.
- a relação entre o valor de cálculo da carga normal à base da fundação e o valor de cálculo da capacidade resistente da fundação para a combinação 2, representa em média aproximadamente 19%, sendo a mais desfavorável.

Tabela 13.12 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno para a combinação 2.

Combinação 2											
Identificação da sapata	Ângulo Atrito	Coesão	$V_{Ed} / A'$ [KPa]	$V_{Ed}$ [kN]	1ª parcela (coesão)	2ª parcela (sobrecarga)	3ª parcela (peso)	$R_d / A'$ [KPa]	$R_d$ [kN]	$V_{Ed} / R_d$ (%)	$V_{Ed} \leq R_d$ [kN]
	$\phi'_d$	$C'_d$									
S1	31,1	0,0	242,90	273,27	0,00	997,90	145,19	1 143,09	1 285,97	21,25%	OK
S2	31,1	0,0	243,37	380,26	0,00	1 202,72	199,28	1 402,00	2 190,62	17,36%	OK
S3	31,1	0,0	248,02	419,15	0,00	1 202,72	207,25	1 409,97	2 382,85	17,59%	OK
S4	31,1	0,0	257,83	469,89	0,00	1 202,72	215,22	1 417,94	2 584,20	18,18%	OK
S5	31,1	0,0	231,07	333,90	0,00	997,90	164,55	1 162,44	1 679,73	19,88%	OK
S6	31,1	0,0	234,07	1 713,36	0,00	1 115,42	417,56	1 532,98	11 221,39	15,27%	OK
S7	31,1	0,0	266,16	1 347,43	0,00	1 202,72	358,70	1 561,42	7 904,69	17,05%	OK
S8	31,1	0,0	248,89	841,26	0,00	997,90	251,66	1 249,56	4 223,50	19,92%	OK
S9	31,1	0,0	252,08	408,37	0,00	997,90	174,22	1 172,12	1 898,84	21,51%	OK
S10	31,1	0,0	256,33	576,74	0,00	1 202,72	239,13	1 441,85	3 244,17	17,78%	OK
S11	31,1	0,0	264,03	1 336,66	0,00	1 202,72	358,70	1 561,42	7 904,69	16,91%	OK
S12	31,1	0,0	245,97	768,65	0,00	997,90	241,98	1 239,88	3 874,61	19,84%	OK
S13	31,1	0,0	249,08	778,39	0,00	997,90	241,98	1 239,88	3 874,61	20,09%	OK
S14	31,1	0,0	256,39	1 130,68	0,00	1 202,72	334,78	1 537,51	6 780,41	16,68%	OK
S15	31,1	0,0	251,50	1 571,88	0,00	1 202,72	398,55	1 601,28	10 007,97	15,71%	OK
S16	31,1	0,0	233,38	466,76	0,00	997,90	193,58	1 191,48	2 382,96	19,59%	OK
S17	31,1	0,0	226,01	326,58	0,00	997,90	164,55	1 162,44	1 679,73	19,44%	OK
S18	31,1	0,0	255,92	466,41	0,00	1 202,72	215,22	1 417,94	2 584,20	18,05%	OK
S19	31,1	0,0	255,55	537,30	0,00	1 202,72	231,16	1 433,88	3 014,74	17,82%	OK

Os coeficientes corretivos aplicados na verificação da capacidade resistente do terreno ao carregamento estão indicados nas tabelas 13.13 e 13.14. Os valores obtidos resultam da aplicação das expressões apresentadas na tabela 7.5. Os fatores corretivos relativos à capacidade resistente do terreno e à forma da sapata têm impacto na referida verificação, os restantes fatores corretivos são iguais à unidade.

Tabela 13.13 - Coeficientes corretivos utilizados na verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno, para a combinação 1.

Identificação da sapata	Capacidade resistente do terreno			Forma da fundação			Inclinação da carga			Presença do firme		
	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>y</sub>	S <sub>q</sub>	S <sub>c</sub>	S <sub>y</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>y</sub>	f <sub>q</sub>	f <sub>c</sub>	f <sub>y</sub>
S1	42,920	55,630	63,178	1,301	1,308	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S2	42,920	55,630	63,178	1,602	1,616	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S3	42,920	55,630	63,178	1,602	1,616	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S4	42,920	55,630	63,178	1,602	1,616	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S5	42,920	55,630	63,178	1,301	1,308	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S6	42,920	55,630	63,178	1,474	1,485	0,764	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S7	42,920	55,630	63,178	1,602	1,616	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S8	42,920	55,630	63,178	1,301	1,308	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S9	42,920	55,630	63,178	1,301	1,308	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S10	42,920	55,630	63,178	1,602	1,616	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S11	42,920	55,630	63,178	1,602	1,616	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S12	42,920	55,630	63,178	1,301	1,308	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S13	42,920	55,630	63,178	1,301	1,308	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S14	42,920	55,630	63,178	1,602	1,616	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S15	42,920	55,630	63,178	1,602	1,616	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S16	42,920	55,630	63,178	1,301	1,308	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S17	42,920	55,630	63,178	1,301	1,308	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S18	42,920	55,630	63,178	1,602	1,616	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S19	42,920	55,630	63,178	1,602	1,616	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

Tabela 13.14 - Coeficientes corretivos utilizados na verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno, para a combinação 2.

Identificação da sapata	Capacidade resistente do terreno			Forma da fundação			Inclinação da carga			Presença do firme		
	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>y</sub>	S <sub>q</sub>	S <sub>c</sub>	S <sub>y</sub>	i <sub>q</sub>	i <sub>c</sub>	i <sub>y</sub>	f <sub>q</sub>	f <sub>c</sub>	f <sub>y</sub>
S1	20,870	32,939	23,973	1,258	1,271	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S2	20,870	32,939	23,973	1,517	1,543	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S3	20,870	32,939	23,973	1,517	1,543	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S4	20,870	32,939	23,973	1,517	1,543	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S5	20,870	32,939	23,973	1,258	1,271	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S6	20,870	32,939	23,973	1,406	1,427	0,764	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S7	20,870	32,939	23,973	1,517	1,543	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S8	20,870	32,939	23,973	1,258	1,271	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S9	20,870	32,939	23,973	1,258	1,271	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S10	20,870	32,939	23,973	1,517	1,543	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S11	20,870	32,939	23,973	1,517	1,543	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S12	20,870	32,939	23,973	1,258	1,271	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S13	20,870	32,939	23,973	1,258	1,271	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S14	20,870	32,939	23,973	1,517	1,543	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S15	20,870	32,939	23,973	1,517	1,543	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S16	20,870	32,939	23,973	1,258	1,271	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S17	20,870	32,939	23,973	1,258	1,271	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S18	20,870	32,939	23,973	1,517	1,543	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
S19	20,870	32,939	23,973	1,517	1,543	0,700	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000

A verificação da segurança relativamente ao deslizamento de uma fundação com base horizontal para ELU pelo método direto, é efetuada de acordo com o descrito no subcapítulo 6.2.1 (tabela 13.15 e 13.16). O valor de cálculo da componente horizontal da ação,  $V_d$ , é determinado aplicando as duas combinações fundamentais, combinação 1 e 2, considerando o peso próprio da sapata e desprezando as ações variáveis. O valor de cálculo da resistência ao deslizamento,  $R_d$ , é determinado através da aplicação da expressão 6.3, considerando o valor de cálculo do ângulo de atrito entre o solo e a fundação  $\delta_d = \frac{2}{3} \phi'_d$ .

Tabela 13.15 - Verificação da segurança relativamente ao deslizamento de uma fundação com base horizontal para ELU, para a combinação 1.

Combinação 1								
Identificação da sapata	Ângulo Atrito ( $\phi'_d$ ) [°]	Ângulo Atrito ( $\delta_d$ ) [°]	$V_d$ [KN]	Ação horizontal ( $H_d$ )		$R_d$ [KN]	$H_d$ [KN] $\leq$ $R_d$ [KN]	
				Direção X [KN]	Direção Y [KN]		Direção X [KN]	Direção Y [KN]
S1	37,00	24,70	234,20	1,62	3,34	107,72	OK	OK
S2	37,00	24,70	310,80	0,03	4,16	142,95	OK	OK
S3	37,00	24,70	340,34	0,18	5,03	156,54	OK	OK
S4	37,00	24,70	381,91	0,21	5,69	175,66	OK	OK
S5	37,00	24,70	286,60	2,60	3,98	131,82	OK	OK
S6	37,00	24,70	1 457,41	194,48	36,64	670,33	OK	OK
S7	37,00	24,70	1 041,76	5,46	3,30	479,15	OK	OK
S8	37,00	24,70	695,01	21,62	1,49	319,67	OK	OK
S9	37,00	24,70	343,83	1,50	2,51	158,14	OK	OK
S10	37,00	24,70	460,83	0,74	4,53	211,96	OK	OK
S11	37,00	24,70	1 041,74	5,96	6,17	479,15	OK	OK
S12	37,00	24,70	639,08	19,02	15,21	293,94	OK	OK
S13	37,00	24,70	639,93	12,17	5,98	294,33	OK	OK
S14	37,00	24,70	890,61	0,54	1,63	409,63	OK	OK
S15	37,00	24,70	1 274,24	2,73	39,37	586,09	OK	OK
S16	37,00	24,70	400,17	0,62	13,12	184,06	OK	OK
S17	37,00	24,70	283,37	3,03	1,82	130,33	OK	OK
S18	37,00	24,70	385,12	1,80	0,81	177,13	OK	OK
S19	37,00	24,70	430,05	2,76	3,15	197,80	OK	OK

Os cálculos discriminados da ação vertical ( $V_d$ ) e ação horizontal ( $H_d$ ) estão discriminados no anexo II.

Tabela 13.16 - Verificação da segurança relativamente ao deslizamento de uma fundação com base horizontal para ELU, para a combinação 2.

Combinação 2								
Identificação da sapata	Ângulo Atrito ( $\phi_d'$ ) [°]	Ângulo Atrito ( $\delta_d$ ) [°]	$V_d$ [KN]	Ação horizontal ( $H_d$ )		$R_d$ [KN]	$H_d$ [KN] $\leq$ $R_d$ [KN]	
				Direção X [KN]	Direção Y [KN]		Direção X [KN]	Direção Y [KN]
S1	31,10	20,70	234,20	1,26	2,56	88,50	OK	OK
S2	31,10	20,70	310,80	0,05	3,22	117,44	OK	OK
S3	31,10	20,70	340,34	0,17	3,90	128,60	OK	OK
S4	31,10	20,70	381,91	0,19	4,41	144,31	OK	OK
S5	31,10	20,70	286,60	1,97	3,09	108,30	OK	OK
S6	31,10	20,70	1 457,41	165,56	35,36	550,71	OK	OK
S7	31,10	20,70	1 041,76	4,29	2,39	393,65	OK	OK
S8	31,10	20,70	695,01	16,51	2,32	262,62	OK	OK
S9	31,10	20,70	343,83	1,21	1,97	129,92	OK	OK
S10	31,10	20,70	460,83	0,64	3,52	174,13	OK	OK
S11	31,10	20,70	1 041,74	4,71	4,89	393,64	OK	OK
S12	31,10	20,70	639,08	14,47	12,75	241,49	OK	OK
S13	31,10	20,70	639,93	9,66	4,65	241,81	OK	OK
S14	31,10	20,70	890,61	0,60	1,38	336,53	OK	OK
S15	31,10	20,70	1 274,24	2,00	30,98	481,50	OK	OK
S16	31,10	20,70	400,17	0,20	11,90	151,21	OK	OK
S17	31,10	20,70	283,37	2,44	1,12	107,08	OK	OK
S18	31,10	20,70	385,12	1,51	0,13	145,52	OK	OK
S19	31,10	20,70	430,05	2,24	2,15	162,50	OK	OK

O controlo do assentamento de cada sapata é executado para o ELU de acordo com o descrito no subcapítulo 6.2.1. O assentamento total imediato de uma sapata,  $s_i$ , foi avaliado através do método da elasticidade ajustada, aplicando a expressão 6.5. Para o cálculo da pressão de contacto foi utilizada a expressão 6.6, o valor de cálculo da carga normal à base de fundação,  $V_k$ , foi obtido através da combinação quase permanente. De forma conservativa, foi atribuído o valor igual à unidade ao coeficiente relativo à profundidade de instalação da sapata,  $I_F$ .

Tabela 13. 17 - Valores do assentamento total imediato aplicando o método da elasticidade ajustada.

Identificação da sapata	p [KPa]	B [m]	$\nu$	$E_m$ [KPa]	$I_s$	$I_F$	$S_i$ [mm]
S1	214,66	0,75	0,30	37 600	1,27	1,00	4,95
S2	208,74	1,25			0,92	1,00	5,81
S3	211,88	1,30			0,92	1,00	6,13
S4	220,45	1,35			0,92	1,00	6,63
S5	204,93	0,85			1,27	1,00	5,35
S6	206,19	2,40			1,13	1,00	13,53
S7	219,16	2,25			0,92	1,00	10,98
S8	215,28	1,30			1,27	1,00	8,60
S9	219,04	0,90			1,27	1,00	6,06
S10	215,19	1,50			0,92	1,00	7,19
S11	218,90	2,25			0,92	1,00	10,97
S12	213,88	1,25			1,27	1,00	8,22
S13	213,29	1,25			1,27	1,00	8,19
S14	213,53	2,10			0,92	1,00	9,98
S15	214,49	2,50			0,92	1,00	11,94
S16	205,90	1,00			1,27	1,00	6,33
S17	201,74	0,85			1,27	1,00	5,27
S18	221,39	1,35			0,92	1,00	6,65
S19	214,20	1,45			0,92	1,00	6,92

Da análise à tabela 13.17 verifica-se que o assentamento total imediato obtido para cada uma das sapatas é muito reduzido, se compararmos com o limite máximo definido no EC7, que é de 50mm.

Após as verificações efetuadas para o ELU e para o ELUt constata-se que: i) a combinação 2 revela-se mais condicionante; ii) para garantir assentamentos reduzidos é necessário que o valor de cálculo da carga normal à base da fundação,  $V_d$ , seja reduzido comparativamente com o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno de fundação,  $R_d$ .

#### 13.1.4.2.2 Dimensionamento com base num assentamento comum a todas as fundações

O dimensionamento de fundações baseado num assentamento comum tem como objetivo anular ou minimizar os assentamentos diferenciais,  $s_{dif}$ , através da limitação dos assentamentos totais,  $s_{tot}$ .

A metodologia aplicada para o dimensionamento das sapatas do edifício baseada num assentamento comum, envolve os seguintes passos (Fernandes,2011):

1. Adoção de uma distorção angular admissível,  $\alpha_{adm}$ , neste caso igual a 1/500, correspondente ao limite para a fissuração de revestimentos de edifícios (ver figura 5.6);
2. A partir da análise da implantação dos pilares determina-se o afastamento médio destes e calcula-se o assentamento diferencial admissível entre pontos de apoio contíguos, aplicando a seguinte equação:

$$s_{dif,adm} = \alpha_{adm} l = \frac{1}{500} \times 4,35 = 8,7 \text{ mm} \quad (13.1)$$

3. A partir do valor de assentamento diferencial admissível calcula-se o valor do assentamento total admissível,  $s_{tot,adm}$ , com base na seguinte razão aplicável a solos sedimentares:

$$s_{tot,adm} \approx 2 \times s_{dif,adm} = 17,4 \text{ mm} \quad (13.2)$$

4. Determina-se as dimensões da sapata ( $B$ ,  $L$ ) com base nas cargas aplicadas nesta, utilizando a expressão 13.3, admitindo que são apoios rígidos:

$$S_i = p \times B^{0,7} \times \frac{1 - \nu^2}{E_m} \times I_s \quad (13.3)$$

5. Verificação da capacidade resistente do terreno ao carregamento vertical aplicando as dimensões obtidas no ponto 4. Ajustar as dimensões da sapata sempre que não seja verificada a capacidade resistente do terreno para o carregamento em análise.

As dimensões em planta das sapatas com base num assentamento comum estão indicadas na tabela 13.18.

Tabela 13.18 - Dimensões das sapatas obtidas com base num assentamento comum.

Identificação da sapata	$V_d$ [KN]	$S_i$ [m]	$E_m$ [KPa]	$\nu$	$I_s$	$I_F$	Dimensão da sapata	
							L [m]	B [m]
S1	241,49	0,00174	37 600,00	0,30	1,27	1,00	0,70	0,35
S2	326,15				0,92	1,00	0,55	0,55
S3	358,07				0,92	1,00	0,55	0,55
S4	401,76				0,92	1,00	0,60	0,60
S5	296,12				1,27	1,00	0,80	0,40
S6	1 509,28				1,13	1,00	2,15	2,15
S7	1 109,50				0,92	1,00	1,35	1,35
S8	727,65				1,27	1,00	1,50	0,75
S9	354,85				1,27	1,00	0,90	0,45
S10	484,18				0,92	1,00	0,70	0,70
S11	1 108,18				0,92	1,00	1,35	1,35
S12	668,37				1,27	1,00	1,40	0,70
S13	666,52				1,27	1,00	1,40	0,70
S14	941,68				0,92	1,00	1,20	1,20
S15	1 340,57				0,92	1,00	1,55	1,55
S16	411,80				1,27	1,00	1,00	0,50
S17	291,51				1,27	1,00	0,80	0,40
S18	403,48				0,92	1,00	0,60	0,60
S19	450,36				0,92	1,00	0,70	0,70

O dimensionamento de fundações baseado num assentamento comum apresenta algumas vantagens como por exemplo, permite minimizar ou anular os assentamentos diferenciais e obter sapatas com dimensões menores, implicando, no entanto, que a pressão de contacto seja muito elevada.

### 13.1.4.3 Método indireto

Como referido anteriormente o método indireto aplica-se de forma a limitar as tensões no terreno, através de um fator de segurança global de valor elevado, no caso de edifícios de habitação o fator de segurança global é igual a 3 (considerado uma caracterização limitada).

A carga máxima normal à base da fundação,  $V_d$ , inclui o peso da sapata e o seu valor é obtido aplicando a combinação característica das ações. O valor respeitante à capacidade resistente,  $R_d$ , é determinado sem a minoração dos parâmetros do terreno.

As dimensões em planta das sapatas aplicando o método indireto estão indicadas na tabela 13.19.

Tabela 13.19 - Dimensões das sapatas obtidas através do método indireto.

Identificação da sapata	Ação vertical ( $V_d$ ) [KN]	Dimensão da sapata		Excentricidade		Dimensão efetiva da sapata		
		Comprimento (L)	Largura (B)	$e_y$ (m)	$e_z$ (m)	Comprimento (L')	Largura (B')	Área (A')
S1	256,20	0,80	0,40	0,00	0,00	0,80	0,40	0,32
S2	352,20	0,60	0,60	0,00	0,00	0,60	0,60	0,36
S3	387,66	0,60	0,60	0,00	0,00	0,60	0,60	0,36
S4	435,58	0,65	0,65	0,00	0,00	0,65	0,65	0,42
S5	311,28	0,90	0,45	0,00	0,00	0,90	0,45	0,41
S6	1 627,32	2,15	2,15	0,00	0,00	2,15	2,15	4,62
S7	1 220,79	1,15	1,15	0,00	0,00	1,15	1,15	1,32
S8	771,51	1,40	0,70	0,00	0,00	1,40	0,70	0,98
S9	379,81	0,90	0,45	0,00	0,00	0,90	0,45	0,41
S10	532,39	0,70	0,70	0,00	0,00	0,70	0,70	0,49
S11	1 212,50	1,15	1,15	0,00	0,00	1,15	1,15	1,32
S12	706,57	1,40	0,70	0,00	0,00	1,40	0,70	0,98
S13	714,26	1,40	0,70	0,00	0,00	1,40	0,70	0,98
S14	1 029,80	1,05	1,05	0,00	0,00	1,05	1,05	1,10
S15	1 427,02	1,25	1,25	0,00	0,00	1,25	1,25	1,56
S16	434,52	1,00	0,50	0,00	0,00	1,00	0,50	0,50
S17	304,91	0,90	0,45	0,00	0,00	0,90	0,45	0,41
S18	433,65	0,65	0,65	0,00	0,00	0,65	0,65	0,42
S19	496,42	0,70	0,70	0,00	0,00	0,70	0,70	0,49

Tabela 13.20 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno pelo método indireto.

Identificação da sapata	Ângulo Atrito	Coesão	Ação vertical ( $V_d$ ) [KN]	1ª parcela - coesão	2ª parcela - sobrecarga	3ª parcela - peso	Rd/A' [KPa]	Rd [KN]	$F_{SG}$
	$\phi'_d$	$C'_d$							
S1	37,00	0,0	256,20	0,000	2 121,72	204,06	2 325,79	744,25	3
S2	37,00	0,0	352,20	0,000	2 612,49	252,08	2 864,57	1 031,25	3
S3	37,00	0,0	387,66	0,000	2 612,49	252,08	2 864,57	1 031,25	3
S4	37,00	0,0	435,58	0,000	2 612,49	273,09	2 885,58	1 219,16	3
S5	37,00	0,0	311,28	0,000	2 121,72	229,57	2 351,30	952,27	3
S6	37,00	0,0	1 627,32	0,000	2 612,49	903,29	3 515,78	16 251,67	10
S7	37,00	0,0	1 220,79	0,000	2 612,49	483,15	3 095,64	4 093,99	3
S8	37,00	0,0	771,51	0,000	2 121,72	357,11	2 478,84	2 429,26	3
S9	37,00	0,0	379,81	0,000	2 121,72	229,57	2 351,30	952,27	3
S10	37,00	0,0	532,39	0,000	2 612,49	294,09	2 906,58	1 424,23	3
S11	37,00	0,0	1 212,50	0,000	2 612,49	483,15	3 095,64	4 093,99	3
S12	37,00	0,0	706,57	0,000	2 121,72	357,11	2 478,84	2 429,26	3
S13	37,00	0,0	714,26	0,000	2 121,72	357,11	2 478,84	2 429,26	3
S14	37,00	0,0	1 029,80	0,000	2 612,49	441,14	3 053,63	3 366,63	3
S15	37,00	0,0	1 427,02	0,000	2 612,49	525,17	3 137,66	4 902,59	3
S16	37,00	0,0	434,52	0,000	2 121,72	255,08	2 376,80	1 188,40	3
S17	37,00	0,0	304,91	0,000	2 121,72	229,57	2 351,30	952,27	3
S18	37,00	0,0	433,65	0,000	2 612,49	273,09	2 885,58	1 219,16	3
S19	37,00	0,0	496,42	0,000	2 612,49	294,09	2 906,58	1 424,23	3

### 13.1.5 Dimensionamento estrutural

O dimensionamento estrutural das sapatas e vigas de equilíbrio para o ELU de rotura por flexão (tabela 13.21), a verificação do ELU de rotura por esforço transverso e a verificação do ELU de rotura por punção estão apresentados de forma discriminada no anexo 3. O dimensionamento das armaduras e as respetivas verificações foram executadas de acordo com o descrito no subcapítulo 8.2.

Tabela 13.21 - Dimensionamento estrutural das vigas de equilíbrio para o ELU de rotura por flexão.

Identificação da viga	Dimensões da viga de equilíbrio			Armadura superior [mm]		Armadura inferior [mm]		Armadura transversal [mm]		Comprimento amarração		
	Lefeivo [m]	Largura (b) [m]	Altura (h) [m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	l <sub>bd1</sub> [cm]	l <sub>bd2</sub> [cm]	l <sub>bd3</sub> [cm]
V1	1,63	0,25	0,30	3 Ø 16	6,03	2 Ø 10	1,57	Ø 6 // 0,15	3,77	64,00	96,00	40,00
V2	1,48	0,25	0,35	3 Ø 20	9,42	3 Ø 10	2,36	Ø 6 // 0,20	2,83	80,00	120,00	40,00
V3	3,45	0,50	0,50	8 Ø 20	25,13	9 Ø 10	7,07	Ø 8 // 0,25	4,02	80,00	120,00	40,00
V4	1,35	0,30	0,35	3 Ø 20	9,42	3 Ø 10	2,36	Ø 6 // 0,15	3,77	80,00	120,00	40,00
V5	3,50	0,50	0,50	7 Ø 20	21,99	8 Ø 10	6,28	Ø 8 // 0,25	4,02	80,00	120,00	40,00
V6	1,48	0,25	0,35	3 Ø 20	9,42	2 Ø 10	1,57	Ø 6 // 0,20	2,83	80,00	120,00	40,00

Tabela 13.22 - Dimensionamento estrutural das sapatas para o ELU de rotura por flexão.

Identificação da sapata	Ação vertical (V <sub>d</sub> ) [KN]	Dimensões da sapata			Armadura inferior [mm]		Armadura superior [mm]		Comprimento amarração	
		Comprimento (A) [m]	Largura (B) [m]	h [m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	l <sub>bd</sub> [mm]	l <sub>b,min</sub> [mm]
S1	346,06	1,50	0,75	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S2	478,63	1,25	1,25	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S3	527,58	1,30	1,30	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S4	592,49	1,35	1,35	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S5	419,54	1,70	0,85	0,45	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S7	1 656,56	2,25	2,25	0,60	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S8	1 038,57	2,60	1,30	0,60	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 8 // 0,15	3,35	480,00	144
S9	514,04	1,80	0,90	0,45	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S10	725,48	1,50	1,50	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S11	1 644,12	2,25	2,25	0,60	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S12	948,98	2,50	1,25	0,60	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S13	960,38	2,50	1,25	0,60	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 8 // 0,15	3,35	480,00	144
S14	1 397,46	2,10	2,10	0,55	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S15	1 926,55	2,50	2,50	0,65	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 8 // 0,15	3,35	480,00	144
S16	586,69	2,00	1,00	0,45	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S17	410,46	1,70	0,85	0,45	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S18	589,10	1,35	1,35	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S19	675,93	1,45	1,45	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120

Tabela 13.23 - Dimensionamento estrutural da sapata da caixa de elevador e das sapatas associadas a dois elementos verticais para o ELU de rotura por flexão.

Identificação da sapata	Acção vertical ( $V_d$ ) [KN]	Dimensões da sapata			Orientação da armadura	Armadura inferior [mm]		Armadura superior [mm]	
		Comprimento (A) [m]	Largura (B) [m]	h [m]		Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
S6	2 164,01	3,05	2,40	0,40	Longitudinal	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 10 // 0,15	5,24
					Transversal	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 10 // 0,15	5,24
S13/S14	2 357,84	3,60	2,30	0,80	Longitudinal	Ø 16 // 0,20	10,05	Ø 16 // 0,20	10,05
					Transversal	Ø 16 // 0,20	10,05	Ø 8 // 0,25	2,01
S15/S16	2 513,23	4,75	2,20	0,95	Longitudinal	Ø 16 // 0,15	13,4	Ø 16 // 0,15	13,4
					Transversal	Ø 16 // 0,15	13,4	Ø 8 // 0,175	2,87

### 13.2 ENSOLEIRAMENTO GERAL

Foi elaborado um modelo com recurso a um programa de elemento finitos (figura 13.3) simulando a fundação como um ensoleiramento geral de espessura constante, com uma altura total de 45cm. Como o ensaio DPM utilizado para caracterizar o solo não permite a obtenção dos parâmetros mecânicos, o módulo de reação,  $k_s$ , foi analisado a partir da tabela 11.1 e estimado com um valor de 10.000KN/m<sup>3</sup>, considerando que estamos perante uma areia solta.

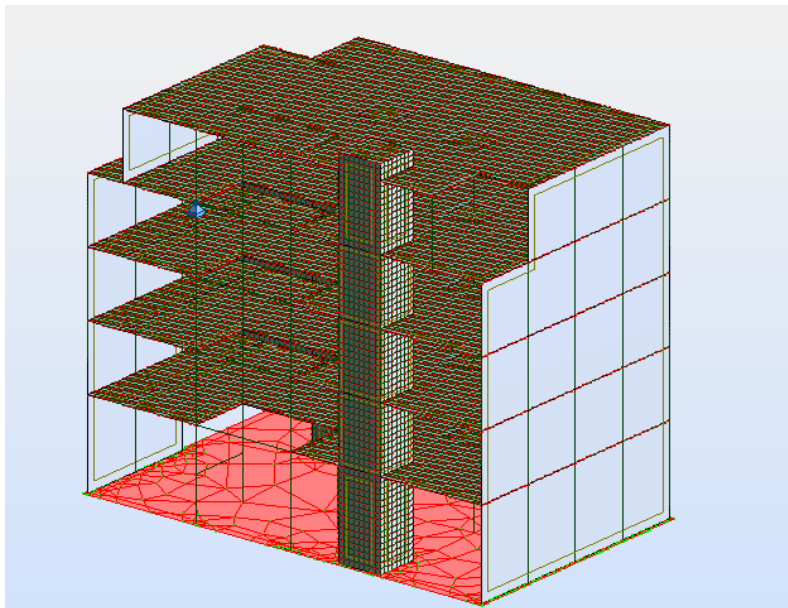


Figura 13.3 – Esquema estrutural 3D simplificado com ensoleiramento geral.

### 13.2.1 Dimensionamento geotécnico

A tensão de contacto foi determinada dividindo ações verticais obtidas a partir da combinação característica incluindo o peso próprio do ensoleiramento geral pela área do referido ensoleiramento geral.

Aplicando a expressão 13.4 a tensão obtida é de 98,57KPa. Analisando o estudo de caracterização geotécnica efetuado verifica-se que a 3m de profundidade a tensão de segurança é de 100KPa.

### 13.2.2 Dimensionamento estrutural

Tabela 13.24 - Dimensionamento estrutural do ensoleiramento geral para o ELU de rotura por flexão.

Identificação	Direção	w	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	A <sub>s,min</sub>		A <sub>s,max</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	S <sub>max</sub> [mm]	S <sub>min</sub> [mm]	Armadura longitudinal [mm]			
				1ª condição [cm <sup>2</sup> /m]	2ª condição [cm <sup>2</sup> /m]				Armadura superior		Armadura inferior	
									Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
Laje	Mxx(+)	0,10015	14,98	5,27	5,07	180,00	250,00	25,00	Ø16/0,125	16,08		
Laje	Myy(+)	0,10362	15,49	5,27	5,07				Ø16/0,125	16,08		
Laje	Mxx(-)										Ø16/0,125	16,08
Laje	Myy(-)										Ø16/0,125	16,08
Reforço P7	Mxx(-)	0,02061	3,08								Ø10/0,25	3,14
	Myy(-)	0,02858	4,27								Ø10/0,175	4,49
Reforço P11	Mxx(-)	0,02279	3,41								Ø10/0,20	3,93
	Myy(-)	0,04602	6,88								Ø12/0,15	7,54
Reforço P19	Mxx(-)	0,02418	3,62								Ø10/0,20	3,93

Tabela 13.25 - Pré-dimensionamento da altura do ensoleiramento geral.

Identificação do pilar / parede	V <sub>Ed</sub> [KN]	Dimensões elemento vertical			Pré-dimensionamento da altura do ensoleiramento geral ( $\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd,max}$ para $\mu_0$ )							
		Comprimento (L <sub>0</sub> ) [m]	Largura (B <sub>0</sub> ) [m]	Localização	$\beta$	u <sub>0</sub> [m]	$\nu$	$\sigma_{Rd,max}$ [KPa]	d [m]	h (m)	h (m)	d (m)
P1	346,06	0,25	0,25	Canto	1,50	0,50	0,54	4 500,90	0,23	0,29	0,45	0,39
P2	478,63	0,25	0,25	Bordo	1,40	0,75			0,20	0,26		
P3	527,58	0,25	0,25	Bordo	1,40	0,75			0,22	0,28		
P4	592,49	0,25	0,25	Bordo	1,40	0,75			0,25	0,31		
P5	419,54	0,25	0,25	Canto	1,50	0,50			0,28	0,34		
P6	1 701,76	2,15	2,15	Bordo	1,40	6,45			0,08	0,14		
P7	1 656,56	0,50	0,25	Interior	1,15	1,50			0,28	0,34		
P8	1 038,57	1,00	0,25	Bordo	1,40	1,50			0,22	0,28		
P9	514,04	0,40	0,20	Bordo	1,40	0,80			0,20	0,26		
P10	725,48	0,40	0,20	Interior	1,15	1,20			0,15	0,21		
P11	1 644,12	0,50	0,25	Interior	1,15	1,50			0,28	0,34		
P12	948,98	1,00	0,25	Bordo	1,40	1,50			0,20	0,26		
P13	960,38	0,40	0,20	Bordo	1,40	0,80			0,37	0,43		
P14	1 397,46	0,40	0,20	Interior	1,15	1,20			0,30	0,36		
P15	1 926,55	1,20	0,25	Interior	1,15	1,42			0,35	0,41		
P16	586,69	1,20	0,25	Bordo	1,40	0,84			0,22	0,28		
P17	410,46	0,25	0,25	Canto	1,50	0,50			0,27	0,33		
P18	589,10	0,25	0,25	Bordo	1,40	0,75			0,24	0,30		
P19	675,93	0,25	0,25	Bordo	1,40	0,75			0,28	0,34		

As armaduras principais de flexão indicadas na tabela 13.24 foram determinadas de acordo a descrição efetuada no subcapítulo 9.2 e a partir dos esforços indicados no anexo IV. Foi considerada uma armadura superior e inferior adequada para os momentos atuantes na generalidade da área do ensoleiramento e em casos pontuais procedeu-se ao seu reforço.

O pré-dimensionamento da altura do ensoleiramento geral foi executado a partir da verificação de segurança ao punçoamento, efetuando uma averiguação de que não era excedido o valor limite de esmagamento do betão. Analisando a tabela 13.25 verifica-se que a situação condicionante está associada ao pilar P13. Definiu-se assim uma altura total para o ensoleiramento geral de 45cm e uma altura útil de 39cm.

Tabela 13.26 - Verificação da necessidade de armadura de punçoamento para o ensoleiramento geral.

Identificação do pilar / parede	V <sub>Ed</sub> [KN]	Dimensões elemento vertical			$\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd,c}$ para $\mu_1$								
		Comprimento (L <sub>0</sub> ) [m]	Largura (B <sub>0</sub> ) [m]	Localização	$\mu_1$	k	$\rho_{sl,x}$	$\rho_{sl,y}$	$\rho_l$	$\sigma_{Rd,c}$ [KPa]	$\sigma_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\sigma_{Ed}$ [KPa]	Observação
P1	346,06	0,25	0,25	Canto	1,11	1,72	0,00412	0,00412	0,00412	448,18	393,42	1 196,28	KO
P2	478,63	0,25	0,25	Bordo	1,98							869,86	KO
P3	527,58	0,25	0,25	Bordo	1,98							958,82	KO
P4	592,49	0,25	0,25	Bordo	1,98							1 076,78	KO
P5	419,54	0,25	0,25	Canto	1,11							1 450,28	KO
P6	1 701,76	2,15	2,15	Bordo	7,68							795,92	KO
P7	1 656,56	0,50	0,25	Interior	3,95							1 236,50	KO
P8	1 038,57	1,00	0,25	Bordo	2,73							1 368,03	KO
P9	514,04	0,40	0,20	Bordo	2,03							911,14	KO
P10	725,48	0,40	0,20	Interior	3,65							586,02	KO
P11	1 644,12	0,50	0,25	Interior	3,95							1 227,22	KO
P12	948,98	1,00	0,25	Bordo	2,73							1 250,03	KO
P13	960,38	0,40	0,20	Bordo	2,03							1 702,29	KO
P14	1 397,46	0,40	0,20	Interior	3,65							1 128,83	KO
P15	1 926,55	1,20	0,25	Interior	5,35							1 061,75	KO
P16	586,69	1,20	0,25	Bordo	2,93							719,97	KO
P17	410,46	0,25	0,25	Canto	1,11							1 418,91	KO
P18	589,10	0,25	0,25	Bordo	1,98							1 070,62	KO
P19	675,93	0,25	0,25	Bordo	1,98							1 228,43	KO

A verificação do ELU de rotura por punçoamento para o ensoleiramento geral está apresentada na tabela 13.26, 13.27 e no anexo IV. A metodologia aplicada na referida verificação está descrita no item 9.2.

Tabela 13.27 - Solução da armadura de punçoamento para o ensoleiramento geral.

Identificação do pilar / parede	V <sub>Ed</sub> [KN]	Dimensões elemento vertical			ϑ <sub>Ed</sub> ≤ ϑ <sub>Rd,cs</sub> para μ <sub>1</sub>				Verificação da armadura mínima			
		Comprimento (L <sub>0</sub> ) [m]	Largura (B <sub>0</sub> ) [m]	Localização	α [°]	η <sub>p</sub>	S <sub>r</sub> [m]	A <sub>sw</sub> [cm <sup>2</sup> /perimetro]	A <sub>sw,min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Solução	A <sub>ef</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Observação
P1	346,06	0,25	0,25	Canto	90,00	4,00	0,28	5,14	0,62	1Ø10	0,79	OK
P2	478,63	0,25	0,25	Bordo		2,00	0,24	4,85	0,64	1Ø10	0,79	OK
P3	527,58	0,25	0,25	Bordo		3,00	0,18	4,25	0,57	1Ø10	0,79	OK
P4	592,49	0,25	0,25	Bordo		3,00	0,26	7,30	0,67	1Ø10	0,79	OK
P5	419,54	0,25	0,25	Canto		6,00	0,25	5,95	0,72	1Ø10	0,79	OK
P6	1 701,76	2,15	2,15	Bordo		7,00	0,26	17,60	1,03	1Ø12	1,13	OK
P7	1 656,56	0,50	0,25	Interior		4,00	0,25	17,06	0,64	1Ø10	0,79	OK
P8	1 038,57	1,00	0,25	Bordo		6,00	0,29	15,65	0,72	1Ø10	0,79	OK
P9	514,04	0,40	0,20	Bordo		3,00	0,16	3,57	0,66	1Ø10	0,79	OK
P10	725,48	0,40	0,20	Interior		1,00		17,50				OK
P11	1 644,12	0,50	0,25	Interior		4,00	0,25	16,88	0,64	1Ø10	0,79	OK
P12	948,98	1,00	0,25	Bordo		6,00	0,24	11,47	0,74	1Ø10	0,79	OK
P13	960,38	0,40	0,20	Bordo		6,00	0,29	15,39	0,65	1Ø10	0,79	OK
P14	1 397,46	0,40	0,20	Interior		3,00	0,26	14,43	0,58	1Ø10	0,79	OK
P15	1 926,55	1,20	0,25	Interior		4,00	0,27	20,11	0,72	1Ø10	0,79	OK
P16	586,69	1,20	0,25	Bordo		2,00	0,21	4,52	0,80	1Ø12	1,13	OK
P17	410,46	0,25	0,25	Canto		6,00	0,24	5,55	0,67	1Ø10	0,79	OK
P18	589,10	0,25	0,25	Bordo		3,00	0,26	7,24	0,67	1Ø10	0,79	OK
P19	675,93	0,25	0,25	Bordo		4,00	0,25	8,45	0,69	1Ø10	0,79	OK

Os assentamentos obtidos para a solução de ensoleiramento geral estão indicados na figura 13.4 e podem ser considerados aceitáveis, visto que o maior assentamento é de aproximadamente 10mm, sendo o valor do assentamento máximo definido EC7 é de 50mm.

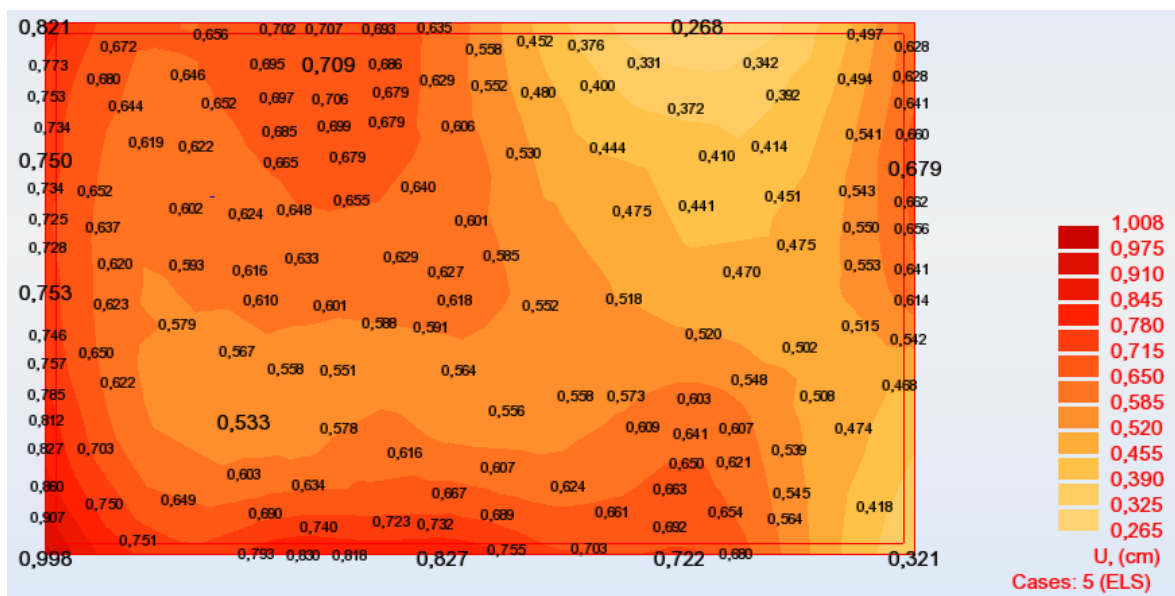


Figura 13.4 – Assentamentos obtidos na solução de ensoleiramento geral para o ELUt.

### 13.3 FUNDAÇÃO PROFUNDA OU INDIRETA

#### 13.3.1 Correções ao ensaio SPT

Os valores do resultado do ensaio normalizado e corrigido foram determinados aplicando a expressão 2.1, considerando o peso volúmico do solo igual a 19KN/m<sup>3</sup>, estando indicados na tabela 13.28.

Tabela 13.28 - Valor do resultado do ensaio SPT normalizado e corrigido,  $(N_1)_{60}$ .

Sondagem	Profundidade (m)	N	$C_E$	$N_{60}$	$C_R$	$C_D$	$\sigma'_{v0}$	$C_N$	$(N_1)_{60}$
S3	1,50	3	1,00	3	0,75	1,05	13,50	2,00	5
	3,00	8	1,00	8	0,75	1,05	27,00	1,92	12
	4,50	14	1,00	14	0,85	1,05	40,50	1,57	20
	6,00	16	1,00	16	0,85	1,05	54,00	1,36	19
	7,50	7	1,00	7	0,95	1,05	67,50	1,22	8
	9,00	11	1,00	11	0,95	1,05	81,00	1,11	12
	10,50	31	1,00	31	1,00	1,05	97,50	1,01	33
	12,00	26	1,00	26	1,00	1,05	114,00	0,94	26
	13,50	60	1,00	60	1,00	1,05	130,50	0,88	55
	15,00	60	1,00	60	1,00	1,05	147,00	0,82	52
	16,50	60	1,00	60	1,00	1,05	163,50	0,78	49

#### 13.3.2 Parâmetros de resistência do solo

Os valores do ângulo de atrito foram determinados aplicando as propostas de Hatanaka & Uchida (1996) e Décourt (1989), obtidos através do ábaco da figura 2.5 e da equação 2.6, incluídos na tabela 13.29. O ângulo de atrito foi determinado a partir do valor de  $N$  não corrigido.

Tabela 13. 29 - Valores do ângulo de atrito,  $\phi'$ , divididos por sondagem.

Sondagem	Profundidade (m)	N	Ângulo de atrito ( $\phi'_k$ ) [°]	
			Hatanaka & Uchida	Décourt
S3	1,50	3	27	25
	3,00	8	31	31
	4,50	14	35	35
	6,00	16	36	36
	7,50	7	30	30
	9,00	11	33	33
	10,50	31	42	40
	12,00	26	40	39
	13,50	60	50	44
	15,00	60	50	44
	16,50	60	50	44

Da análise à tabela 13.29 constata-se que o valor do ângulo de atrito vai aumentado conforme vai crescendo o  $(N_1)_{60}$ , sendo a proposta de Décourt a mais conservativa, tal como já tinha sido mencionado no capítulo 2.

### 13.3.3 Dimensionamento geotécnico de estacas

A solução preconizada baseia-se no estudo geológico-geotécnico efetuado, e passa pela execução de estacas moldadas “in situ” com tubo moldador recuperado.

A metodologia utilizada para determinar a capacidade resistente última à compressão de cada estaca moldada baseia-se no método semi-empírico de Meyerhof para estacas cravadas, cujos passos estão descritos no subcapítulo 10.1.

As estacas dimensionadas são de betão armado e têm uma secção circular de diâmetro 400mm e 500mm, devem penetrar no extrato de base pelo menos 4 diâmetros ( $4\varnothing$ ). O diâmetro das estacas foi estabelecido em função da profundidade a atingir, de forma a obter uma esbelteza inferior a 40.

Os valores medidos da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral por unidade de área para estacas de diâmetro de 400mm, 500mm e 600mm estão discriminados nas tabelas 13.30, 13.31 e 13.32 respetivamente.

O número de estacas necessárias e o respetivo diâmetro para a combinação 1 e 2, considerando a capacidade resistente de ponta e a capacidade resistente lateral nos vários estratos, estão discriminados nas tabelas 13.33 e 13.34. Em alternativa é apresentado nas tabelas 13.35 e 13.36 o número de estacas necessárias e o respetivo diâmetro para a combinação 1 e 2, para o caso de considerar a estaca a funcionar apenas por ponta, ou seja, desprezando-se a contribuição da resistência lateral para a capacidade resistente da estaca.

Tabela 13.30 - Valor medido da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral, por unidade de área, para estacas de  $\varnothing 400\text{mm}$ .

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 400mm												
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	$N_q'$	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,40	10,00	4,00	35	0,43	0,27	0,39					
				44	0,31	0,18	0,27	150,00	0,13	4	678,58	160,34

Tabela 13.31 - Valor medido da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral, por unidade de área, para estacas de Ø500mm.

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 500mm												
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	$N_q$	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,50	10,00	5,00	35	0,43	0,27	0,39					
				44	0,31	0,18	0,27	150,00	0,20	4	1 325,36	248,42

Tabela 13.32 - Valor medido da capacidade resistente de ponta e da capacidade resistente lateral, por unidade de área, para estacas de Ø600mm.

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 600mm												
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	$N_q$	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,60	10,00	6,00	35	0,43	0,27	0,39					
				44	0,31	0,18	0,27	150,00	0,28	4	2 290,22	354,69

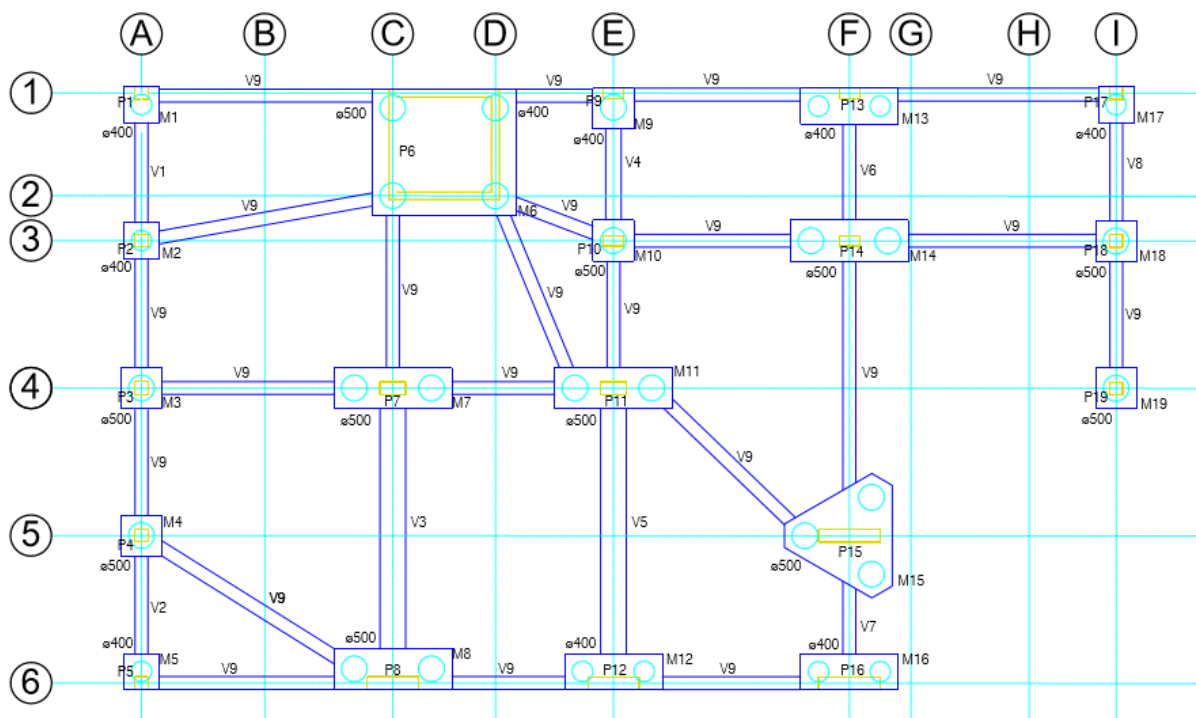


Figura 13.5 – Planta de fundações profundas.

Tabela 13.33 - Número e diâmetro de estacas obtidas no dimensionamento geotécnico para a combinação 1.

Identificação do maciço	N <sub>Ed</sub> [KN]	Nº de estacas	B [m]	F <sub>cd</sub> [KN]	R <sub>td</sub> [KN]	R <sub>cd</sub> [KN]	R <sub>cd</sub> [KN]	F <sub>cd</sub> ≤ R <sub>cd</sub>	Verificação adicional		
									F <sub>ck</sub> /A <sub>b</sub> [MPa]	0,25 f <sub>ck</sub> [MPa]	F <sub>ck</sub> /A <sub>b</sub> ≤ 0,25 f <sub>ck</sub>
M1	346,06	1	0,40	346,06	387,76	114,53	502,29	OK	2,04	6,25	OK
M2	478,63	1	0,40	478,63	387,76	114,53	502,29	OK	2,79	6,25	OK
M3	527,58	1	0,50	527,58	757,35	177,44	934,79	OK	1,96	6,25	OK
M4	592,49	1	0,50	592,49	757,35	177,44	934,79	OK	2,20	6,25	OK
M5	419,54	1	0,40	419,54	387,76	114,53	502,29	OK	2,47	6,25	OK
M6	2 542,40	4	0,50	635,60	757,35	177,44	934,79	OK	2,03	6,25	OK
M7	1 656,56	2	0,50	828,28	757,35	177,44	934,79	OK	3,07	6,25	OK
M8	1 038,57	2	0,50	519,28	757,35	177,44	934,79	OK	1,93	6,25	OK
M9	514,04	1	0,50	514,04	757,35	177,44	934,79	OK	1,95	6,25	OK
M10	725,48	1	0,50	725,48	757,35	177,44	934,79	OK	2,72	6,25	OK
M11	1 644,12	2	0,50	822,06	757,35	177,44	934,79	OK	3,05	6,25	OK
M12	948,98	2	0,40	474,49	387,76	114,53	502,29	OK	2,76	6,25	OK
M13	960,38	2	0,40	480,19	387,76	114,53	502,29	OK	2,83	6,25	OK
M14	1 397,46	2	0,50	698,73	757,35	177,44	934,79	OK	2,61	6,25	OK
M15	1 926,55	3	0,50	642,18	757,35	177,44	934,79	OK	2,39	6,25	OK
M16	586,69	2	0,40	293,34	387,76	114,53	502,29	OK	1,74	6,25	OK
M17	410,46	1	0,40	410,46	387,76	114,53	502,29	OK	2,42	6,25	OK
M18	589,10	1	0,50	589,10	757,35	177,44	934,79	OK	2,19	6,25	OK
M19	675,93	1	0,50	675,93	757,35	177,44	934,79	OK	2,55	6,25	OK

Tabela 13.34 - Número e diâmetro de estacas obtidas no dimensionamento geotécnico para a combinação 2.

Identificação da sapata	N <sub>Ed</sub> [kN]	Nº de estacas	B [m]	F <sub>cd</sub> [kN]	R <sub>b,cd</sub> [kN]	R <sub>s,cd</sub> [kN]	R <sub>cd</sub> [kN]	F <sub>cd</sub> ≤ R <sub>cd</sub>	Verificação adicional		
									F <sub>cd</sub> /A <sub>b</sub> [MPa]	0,25 f <sub>ck</sub> [MPa]	F <sub>cd</sub> /A <sub>b</sub> ≤ 0,25 f <sub>ck</sub>
M1	262,02	1	0,40	262,02	302,94	88,10	391,04	OK	2,04	6,25	OK
M2	364,63	1	0,40	364,63	302,94	88,10	391,04	OK	2,79	6,25	OK
M3	402,25	1	0,50	402,25	591,68	136,49	728,17	OK	1,96	6,25	OK
M4	451,66	1	0,50	451,66	591,68	136,49	728,17	OK	2,20	6,25	OK
M5	317,64	1	0,40	317,64	302,94	88,10	391,04	OK	2,47	6,25	OK
M6	1 911,80	4	0,50	477,95	591,68	136,49	728,17	OK	2,03	6,25	OK
M7	1 271,49	2	0,50	635,75	591,68	136,49	728,17	OK	3,07	6,25	OK
M8	790,56	2	0,50	395,28	591,68	136,49	728,17	OK	1,93	6,25	OK
M9	390,15	1	0,40	390,15	302,94	88,10	391,04	OK	3,05	6,25	OK
M10	554,24	1	0,50	554,24	591,68	136,49	728,17	OK	2,72	6,25	OK
M11	1 260,72	2	0,50	630,36	591,68	136,49	728,17	OK	3,05	6,25	OK
M12	721,78	2	0,40	360,89	302,94	88,10	391,04	OK	2,76	6,25	OK
M13	731,51	2	0,40	365,76	302,94	88,10	391,04	OK	2,83	6,25	OK
M14	1 070,04	2	0,50	535,02	591,68	136,49	728,17	OK	2,61	6,25	OK
M15	1 470,32	3	0,50	490,11	591,68	136,49	728,17	OK	2,39	6,25	OK
M16	444,26	2	0,40	222,13	302,94	88,10	391,04	OK	1,74	6,25	OK
M17	310,32	1	0,40	310,32	302,94	88,10	391,04	OK	2,42	6,25	OK
M18	448,18	1	0,50	448,18	591,68	136,49	728,17	OK	2,19	6,25	OK
M19	516,28	1	0,50	516,28	591,68	136,49	728,17	OK	2,55	6,25	OK

Tabela 13.35 - Número e diâmetro de estacas obtidas no dimensionamento geotécnico para a combinação 1, sem considerar a resistência lateral nos vários extratos.

Identificação do maciço	N <sub>Ed</sub> [kN]	Nº de estacas	B [m]	F <sub>cd</sub> [kN]	R <sub>b,cd</sub> [kN]	R <sub>s,cd</sub> [kN]	R <sub>cd</sub> [kN]	F <sub>cd</sub> ≤ R <sub>cd</sub>	Verificação adicional		
									F <sub>cd</sub> /A <sub>b</sub> [MPa]	0,25 f <sub>ck</sub> [MPa]	F <sub>cd</sub> /A <sub>b</sub> ≤ 0,25 f <sub>ck</sub>
M1	346,06	1	0,40	346,06	387,76	0,00	387,76	OK	2,04	6,25	OK
M2	478,63	1	0,50	478,63	757,35	0,00	757,35	OK	1,78	6,25	OK
M3	527,58	1	0,50	527,58	757,35	0,00	757,35	OK	1,96	6,25	OK
M4	592,49	1	0,50	592,49	757,35	0,00	757,35	OK	2,20	6,25	OK
M5	419,54	1	0,50	419,54	757,35	0,00	757,35	OK	1,58	6,25	OK
M6	2 542,40	4	0,50	635,60	757,35	0,00	757,35	OK	2,03	6,25	OK
M7	1 656,56	3	0,50	552,19	757,35	0,00	757,35	OK	2,05	6,25	OK
M8	1 038,57	2	0,50	519,28	757,35	0,00	757,35	OK	1,93	6,25	OK
M9	514,04	1	0,50	514,04	757,35	0,00	757,35	OK	1,95	6,25	OK
M10	725,48	1	0,50	725,48	757,35	0,00	757,35	OK	2,72	6,25	OK
M11	1 644,12	3	0,50	548,04	757,35	0,00	757,35	OK	2,03	6,25	OK
M12	948,98	2	0,50	474,49	757,35	0,00	757,35	OK	1,77	6,25	OK
M13	960,38	2	0,50	480,19	757,35	0,00	757,35	OK	1,81	6,25	OK
M14	1 397,46	2	0,50	698,73	757,35	0,00	757,35	OK	2,61	6,25	OK
M15	1 926,55	3	0,50	642,18	757,35	0,00	757,35	OK	2,39	6,25	OK
M16	586,69	2	0,40	293,34	387,76	0,00	387,76	OK	1,74	6,25	OK
M17	410,46	1	0,50	410,46	757,35	0,00	757,35	OK	1,55	6,25	OK
M18	589,10	1	0,50	589,10	757,35	0,00	757,35	OK	2,19	6,25	OK
M19	675,93	1	0,50	675,93	757,35	0,00	757,35	OK	2,55	6,25	OK

Tabela 13.36 - Número e diâmetro de estacas obtidas no dimensionamento geotécnico para a combinação 2, sem considerar a resistência lateral nos vários extratos.

Identificação da sapata	N <sub>Ed</sub> [KN]	Nº de estacas	B [m]	F <sub>cd</sub> [KN]	R <sub>bd</sub> [KN]	R <sub>srd</sub> [KN]	R <sub>cd</sub> [KN]	F <sub>cd</sub> ≤ R <sub>cd</sub>	Verificação adicional		
									F <sub>cd</sub> /A <sub>b</sub> [MPa]	0,25 f <sub>ck</sub> [MPa]	F <sub>cd</sub> /A <sub>b</sub> ≤ 0,25 f <sub>ck</sub>
M1	262,02	1	0,40	262,02	302,94	0,00	302,94	OK	2,04	6,25	OK
M2	364,63	1	0,50	364,63	591,68	0,00	591,68	OK	1,78	6,25	OK
M3	402,25	1	0,50	402,25	591,68	0,00	591,68	OK	1,96	6,25	OK
M4	451,66	1	0,50	451,66	591,68	0,00	591,68	OK	2,20	6,25	OK
M5	317,64	1	0,50	317,64	591,68	0,00	591,68	OK	1,58	6,25	OK
M6	1 911,80	4	0,50	477,95	591,68	0,00	591,68	OK	2,03	6,25	OK
M7	1 271,49	3	0,50	423,83	591,68	0,00	591,68	OK	2,05	6,25	OK
M8	790,56	2	0,50	395,28	591,68	0,00	591,68	OK	1,93	6,25	OK
M9	390,15	1	0,50	390,15	591,68	0,00	591,68	OK	1,95	6,25	OK
M10	554,24	1	0,50	554,24	591,68	0,00	591,68	OK	2,72	6,25	OK
M11	1 260,72	3	0,50	420,24	591,68	0,00	591,68	OK	2,03	6,25	OK
M12	721,78	2	0,50	360,89	591,68	0,00	591,68	OK	1,77	6,25	OK
M13	731,51	2	0,50	365,76	591,68	0,00	591,68	OK	1,81	6,25	OK
M14	1 070,04	2	0,50	535,02	591,68	0,00	591,68	OK	2,61	6,25	OK
M15	1 470,32	3	0,50	490,11	591,68	0,00	591,68	OK	2,39	6,25	OK
M16	444,26	2	0,40	222,13	302,94	0,00	302,94	OK	1,74	6,25	OK
M17	310,32	1	0,50	310,32	591,68	0,00	591,68	OK	1,55	6,25	OK
M18	448,18	1	0,50	448,18	591,68	0,00	591,68	OK	2,19	6,25	OK
M19	516,28	1	0,50	516,28	591,68	0,00	591,68	OK	2,55	6,25	OK

### 13.3.4 Dimensionamento estrutural de estacas

O dimensionamento estrutural foi executado considerando as estacas sujeitas a flexão composta e considerando uma excentricidade adicional de 15cm, para ter em conta possíveis desvios na implantação ou durante a execução das estacas.

A solução de armadura longitudinal e transversal obtida para cada uma das estacas está indicada na tabela 13.37.

Tabela 13.37 - Dimensionamento estrutural das estacas.

Identificação do maciço	Armadura longitudinal					Armadura longitudinal mínima				Armadura transversal (secção corrente)	
	Solução	Nº varões	Ø varões [mm]	Asl [cm <sup>2</sup> ]	d <sub>livre</sub> [mm]	nº varões	Ø [mm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	S <sub>max</sub> [mm]	Solução	A <sub>st</sub> [cm <sup>2</sup> ]
M1	7 Ø 16	7	16	14,07	190,77	6	16	12,06	200	Ø 8 // 0,15	6,70
M2	7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M3	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M4	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M5	7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M6	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M7	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M8	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M9	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M10	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M11	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M12	7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M13	7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M14	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M15	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M16	7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M17	7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M18	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M19	9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70

### 13.3.5 Dimensionamento dos maciços de encabeçamento de estacas

As estacas são encabeçadas por maciços de fundação em betão armado. As dimensões dos maciços de encabeçamento de estacas foram definidas para que possam ser considerados rígidos e atender a uma distância mínima entre estacas de 3 diâmetros (3Ø). São definidos neste trabalho maciços de uma estaca, de duas, três e quatro estacas. A metodologia de dimensionamento dos diversos tipos de maciços de encabeçamento de estacas está descrita no subcapítulo 10.2.

Neste trabalho não são avaliados os assentamentos em estacas porque prevê-se a sua execução até à camada resistente (cerca de 13,5m) e uma penetração nessa mesma camada de pelo menos 4Ø. O EC7 pressupõe para estes casos que, os coeficientes de segurança associados ao ELU garantem que não são excedidos os ELUt na estrutura suportada.

Nota:

$$\sigma = E \times \varepsilon \Leftrightarrow 5 = 31000 \times \varepsilon \Leftrightarrow \varepsilon = 0,000161$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \Leftrightarrow \Delta l = 0,000161 \times 13,5 \Leftrightarrow \Delta l = 0,0022m \approx 2,2mm \ll 50mm$$

Tabela 13.38 - Dimensionamento estrutural dos maciços de encabeçamento de duas estacas.

Identificação do maciço	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>max</sub> [mm]	S <sub>min</sub> [mm]	Armadura principal		Armadura superior			Estribos verticais			Estribos horizontais	
				Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	Área [cm <sup>2</sup> ]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	Área [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
M7	16,37	250,00	25,00	9Ø16	18,10	5,43	7Ø10	5,50	16,00	Ø12/0,125	18,10	Ø10/20	7,85
M8	12,63	250,00	25,00	7Ø16	14,07	4,22	6Ø10	4,71	16,00	Ø12/0,125	18,10	Ø10/20	7,85
M11	16,25	250,00	25,00	9Ø16	18,10	5,43	7Ø10	5,50	16,00	Ø12/0,125	18,10	Ø10/20	7,85
M12	11,73	250,00	25,00	6Ø16	12,06	3,62	5Ø10	3,93	14,00	Ø12/0,15	18,10	Ø10/20	7,85
M13	10,12	250,00	25,00	6Ø16	12,06	3,62	5Ø10	3,93	14,00	Ø12/0,15	18,10	Ø10/20	7,85
M14	13,23	250,00	25,00	7Ø16	14,07	4,22	6Ø10	4,71	16,00	Ø12/0,125	18,10	Ø10/20	7,85
M16	7,25	250,00	25,00	4Ø16	8,04	2,41	4Ø10	3,14	14,00	Ø12/0,15	15,08	Ø10/20	7,85

Tabela 13.39 - Dimensionamento estrutural dos maciços de encabeçamento de três estacas.

Identificação do maciço	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>max</sub> [mm]	S <sub>min</sub> [mm]	Armadura A <sub>1</sub>		Armadura A <sub>2</sub>		Armadura A <sub>3</sub> (≥30% A <sub>1</sub> )			Armadura A <sub>4</sub> (≥30% A <sub>1</sub> )		
					Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	Área [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Área [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
M15	3,52	6,10	250,00	25,00	4Ø12	4,52	6Ø12	6,79	1,36	Ø10/0,20	3,93	1,36	Ø10/0,20	3,93

Tabela 13.40 - Dimensionamento estrutural dos maciços de encabeçamento de quatro estacas.

Identificação do maciço	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>max</sub> [mm]	S <sub>min</sub> [mm]	Armadura A's		Armadura suplementar inferior			Armadura superior			Armadura horizontal	
				Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	Área [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Área [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
M6	7,85	250,00	25,00	4Ø16	8,04	2,41	Ø10/0,20	3,93	2,41	Ø10/0,20	3,93	Ø10/0,20	3,93

### 13.3.6 Dimensionamento de vigas de equilíbrio

A metodologia de dimensionamento da armadura longitudinal e transversal das vigas de equilíbrio está descrita no subcapítulo 8.2. As vigas de equilíbrio foram dimensionadas para equilibrar os momentos resultantes das excentricidades nos maciços implantados na periferia do edifício.

A armadura longitudinal e transversal obtida para as vigas de equilíbrio estão indicadas nas tabelas 13.41 e 13.42.

Tabela 13.41 - Solução da armadura longitudinal das vigas de equilíbrio.

Viga Equilíbrio	A <sub>s</sub> (armadura superior) [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> (armadura inferior) [cm <sup>2</sup> ]	Armadura longitudinal [mm]									
			Armadura superior					Armadura inferior				
			Solução	Nº varões Long.	Ø [mm]	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	d <sub>livre</sub> [mm]	Solução	Nº varões Long.	Ø [mm]	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	d <sub>livre</sub> [mm]
V1	6,39	2,34	3 Ø 20	3	20	9,42	27,00	3 Ø 10	3	10	2,36	42,00
V2	6,21	2,35	3 Ø 20	3	20	9,42	27,00	3 Ø 10	3	10	2,36	42,00
V3	19,76	8,54	7 Ø 20	7	20	21,99	37,33	8 Ø 12	8	12	9,05	38,29
V4	8,81	3,59	3 Ø 20	3	20	9,42	52,00	5 Ø 10	5	10	3,93	28,50
V5	17,75	7,74	6 Ø 20	6	20	18,85	48,80	7 Ø 12	7	12	7,92	46,67
V6	16,82	6,78	6 Ø 20	6	20	18,85	48,80	6 Ø 12	6	12	6,79	58,40
V7	8,90	0,00	3 Ø 20	3	20	9,42	52,00	2 Ø 10	2	10	1,57	144,00
V8	6,05	2,30	3 Ø 20	3	20	9,42	27,00	3 Ø 10	3	10	2,36	42,00

Tabela 13.42 - Solução da armadura transversal das vigas de equilíbrio.

Viga Equilíbrio	V <sub>Ed</sub> [KN]	V <sub>Rd,c</sub> [KN]			Z [m]	ν <sub>1</sub>	V <sub>Rd,max</sub> [KN]	V <sub>Ed</sub> [KN] ≤ v <sub>Rd,s</sub> [KN]					Armadura transversal [mm]	
		1ª condição [KN]	2ª condição [KN]	Observação				p <sub>w,min</sub>	A <sub>sw/s</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	A <sub>sw/s,min</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	S <sub>L,max</sub> [mm]	S <sub>T,max</sub> [mm]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
V1	40,62	29,51	27,78	KO	0,22	0,54	167,62	0,00080	1,73	2,00	180,00	180,00	Ø 6 // 0,175	3,23
V2	34,37	32,03	31,42	KO	0,26	0,54	202,54	0,00080	1,21	2,00	217,50	217,50	Ø 6 // 0,20	2,83
V3	74,51	85,42	69,88	KO	0,31	0,54	474,92	0,00080	2,24	4,00	255,00	255,00	Ø 8 // 0,25	4,02
V4	73,75	42,87	37,70	KO	0,26	0,54	243,05	0,00080	2,60	2,40	217,50	217,50	Ø 6 // 0,20	2,83
V5	68,08	81,71	69,88	OK	0,31	0,54	474,92	0,00080	2,05	4,00	255,00	255,00	Ø 8 // 0,25	4,02
V6	137,79	72,32	62,84	KO	0,26	0,54	405,08	0,00080	4,86	4,00	217,50	217,50	Ø 8 // 0,20	5,03
V7	68,81	31,58	37,70	KO	0,26	0,54	243,05	0,00080	2,43	2,40	217,50	217,50	Ø 6 // 0,20	2,83
V8	48,19	32,03	31,42	KO	0,26	0,54	202,54	0,00080	1,70	2,00	217,50	217,50	Ø 6 // 0,20	2,83

### 13.3.7 Dimensionamento estacas sujeitas a ações horizontais

Os deslocamentos e esforços obtidos ao longo do fuste das estacas associadas ao maciço M6, que está sujeito à maior ação horizontal, estão descritos na tabela 13.43.

Tabela 13.43 - Deslocamentos e esforços obtidos ao longo do fuste da estaca

Dimensionamento de estacas sujeitas a ações transversais													
			Módulo de reação constante em profundidade										
Identificação do maciço	N <sub>Ed</sub> [KN]	H <sub>Ed</sub> [KN]	L [m]	B [m]	ν	I <sub>e</sub> [m <sup>4</sup> ]	E <sub>m</sub> [MPa]	E <sub>c</sub> [MPa]	k <sub>s</sub> [KN/m <sup>3</sup> ]	λ	λL	l <sub>c</sub> [m]	Comportamento da estaca
M6	346,06	48,62	15,50	0,50	0,30	0,003068	33,00	31 000,00	34 258,19	0,55	8,53	5,48	Flexível

Maciço M6 (K=constante)						
x [m]	V <sub>0</sub> [KN]	y [m]	θ	V [KN]	M [KN.m]	M <sub>max</sub> [KN.m]
0,00	48,62	0,00156	-0,00086	48,62000	0,00000	28,29
1,00		0,00077	-0,00068	9,25236	26,65828	
2,00		0,00024	-0,00038	-7,08238	26,22449	
3,00		-0,00002	-0,00015	-10,04698	16,92399	
4,00		-0,00010	-0,00002	-7,52597	7,91922	
5,00		-0,00009	0,00003	-4,05916	2,15685	
6,00		-0,00006	0,00004	-1,48793	-0,51433	
7,00		-0,00003	0,00003	-0,11254	-1,22391	
8,00		-0,00001	0,00001	0,38458	-1,03279	
9,00		0,00000	0,00000	0,41578	-0,60858	
10,00		0,00000	0,00000	0,28100	-0,25489	
11,00		0,00000	0,00000	0,13803	-0,04816	
12,00		0,00000	0,00000	0,04224	0,03746	
13,00		0,00000	0,00000	-0,00439	0,05289	
14,00		0,00000	0,00000	-0,01838	0,03956	
15,00		0,00000	0,00000	-0,01662	0,02131	
15,50	0,00000	0,00000	-0,01356	0,01374		

Apresenta-se uma compilação de expressões que permitiram calcular os deslocamentos e os esforços ao longo do fuste, para estacas com comportamento flexível. (Santos,2008)

$$y = \frac{2 V_0 \lambda}{K} (e^{-\lambda x} \cos \lambda x) \tag{13.4}$$

$$\theta = -\frac{2V_0\lambda^2}{K} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) \tag{13.5}$$

$$V = V_0 e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \sin \lambda x) \tag{13.6}$$

$$M = \frac{V_0}{K} (e^{-\lambda x} \sin \lambda x) \quad (13.7)$$

$$M_{max} \left( x = \frac{0,79}{\lambda} \right) = 0,32 \frac{V_0}{K} \quad (13.8)$$

em que:

$x$	Profundidade;
$y$	Deslocamento transversal;
$L$	Comprimento;
$x'$	$L-x$ ;
$\theta$	Rotação;
$V$	Esforço transverso;
$M$	Momento fletor.

Verificação da segurança ao esforço transverso:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \\ &= 0,12 \times 1,823 \times (100 \times 0,01523 \times 25)^{1/3} \\ &\times 0,45 \times 295,4 = 108,7KN \end{aligned} \quad (13.9)$$

O valor de  $V_{Rd,c}$  não deve ser inferior a:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &\geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d \\ &= 0,035 \times 1,823^{3/2} \times 25^{1/2} \times 0,45 \times 295,4 \\ &= 57,26KN (OK!) \end{aligned} \quad (13.10)$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,823 \leq 2,0 \quad (13.11)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{18 \times 10^{-4}}{0,45 \times 0,2954} = 0,01523 \leq 0,02 \quad (13.12)$$

$$b_w = b_e = 0,90 \times \varnothing = 0,45m \quad (13.13)$$

$$d = d_e = 0,45 \times \varnothing + 0,64 \left( d - \frac{\varnothing}{2} \right) = 0,2954m \quad (13.14)$$

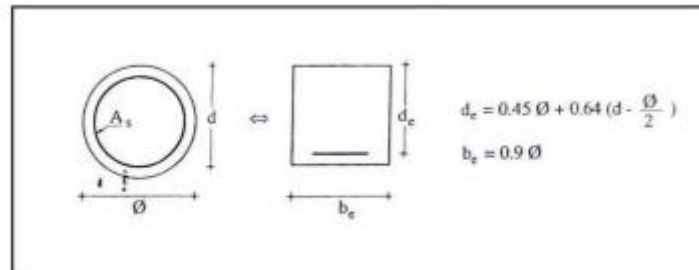


Figura 13.6 – Forma de cálculo de  $d_e$  e  $b_e$ .

A partir dos cálculos descritos pode observar-se que as estacas associadas ao maciço M6 com  $\varnothing 500\text{mm}$  não necessitam de armadura de esforço transverso, aplicando-se apenas a armadura mínima definida no EC2.

### 13.4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Este trabalho apresenta uma análise quantitativa dos efeitos da interação solo-estrutura sobre os pilares do rés-do-chão e as vigas periféricas ao nível do 1º piso, para a solução de fundações superficiais assentes em solo arenoso.

Esta análise foi efetuada com recurso a um programa de elemento finitos (Robot Structural Analysis), adotando-se uma solução de molas lineares e elásticas sob a base da fundação, de acordo com a hipótese de Winkler.

O módulo de reação vertical,  $k_s^v$ , foi determinado para cada elemento de fundação, em função das propriedades elásticas do maciço, da dimensão e forma da sapata, aplicando a expressão 11.5. O módulo de reação,  $k_s$ , foi determinado considerando que existe uma relação entre o módulo de reação vertical e a área carregada. Os valores obtidos do módulo de reação vertical para casa sapata estão descritos na tabela 13.44.

Para não tornar a análise de interação solo-estrutura demasiado complexa, optou-se por não aplicar neste trabalho o processo iterativo descrito no capítulo 11.

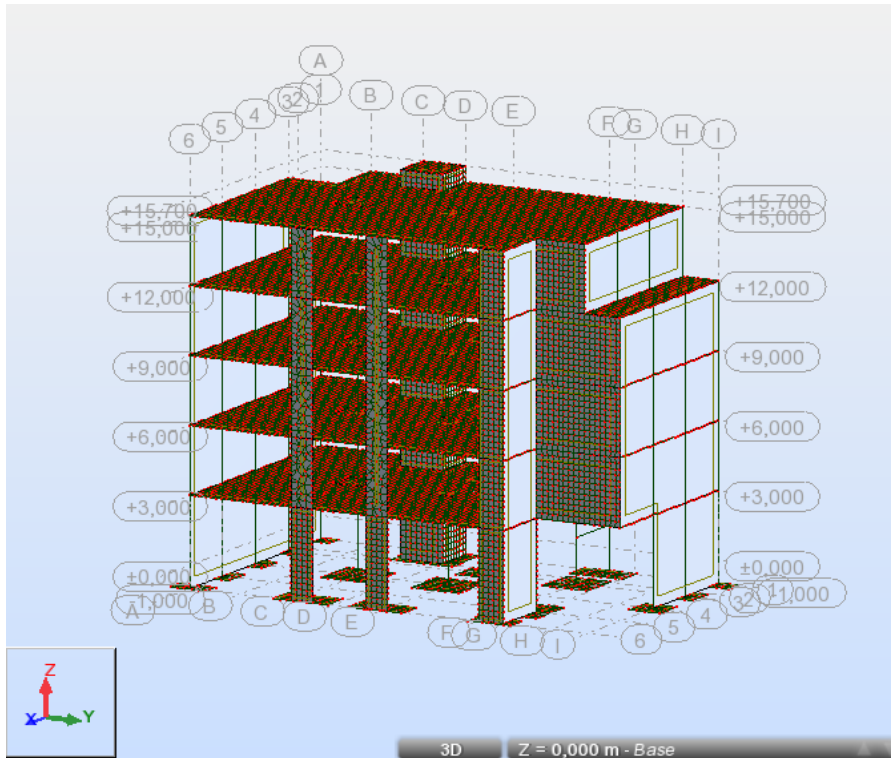


Figura 13.7 – Esquema estrutural 3D simplificado com apoios elásticos.

Tabela 13.44 - Valores do módulo de reação,  $k_s$ , e do módulo de reação vertical,  $k_s^v$ , para sapata flexível.

Identificação da sapata	Tipo de sapata	Ação vertical ( $V_d$ ) [KN]	p [KPa]	B [m]	$\nu$	$E_m$ [KPa]	$I_s$	$I_F$	$S_i$ [m]	$k_s^v$ [KN/m]	$k_s$ [KN/m <sup>3</sup> ]
S1	Excentrica	241,49	214,66	0,75	0,30	37 600,00	1,30	1,00	0,00507	42 378,13	47 675,40
S2	Quadrada	326,15	208,74	1,25			0,95	1,00	0,00600	34 794,68	54 366,69
S3	Quadrada	358,07	211,88	1,30			0,95	1,00	0,00633	33 456,42	56 541,35
S4	Quadrada	401,76	220,45	1,35			0,95	1,00	0,00684	32 217,30	58 716,02
S5	Excentrica	296,12	204,93	0,85			1,30	1,00	0,00548	37 392,47	54 032,12
S6	Retangular	1 509,28	206,19	2,40			1,15	1,00	0,01377	14 970,54	109 584,33
S7	Quadrada	1 109,50	219,16	2,25			0,95	1,00	0,01134	19 330,38	97 860,03
S8	Excentrica	727,65	215,28	1,30			1,30	1,00	0,00881	24 448,92	82 637,36
S9	Excentrica	354,85	219,04	0,90			1,30	1,00	0,00620	35 315,11	57 210,48
S10	Quadrada	484,18	215,19	1,50			0,95	1,00	0,00742	28 995,57	65 240,02
S11	Quadrada	1 108,18	218,90	2,25			0,95	1,00	0,01132	19 330,38	97 860,03
S12	Excentrica	668,37	213,88	1,25			1,30	1,00	0,00841	25 426,88	79 459,00
S13	Excentrica	666,52	213,29	1,25			1,30	1,00	0,00839	25 426,88	79 459,00
S14	Quadrada	941,68	213,53	2,10			0,95	1,00	0,01031	20 711,12	91 336,03
S15	Quadrada	1 340,57	214,49	2,50			0,95	1,00	0,01233	17 397,34	108 733,37
S16	Excentrica	411,80	205,90	1,00			1,30	1,00	0,00648	31 783,60	63 567,20
S17	Excentrica	291,51	201,74	0,85			1,30	1,00	0,00540	37 392,47	54 032,12
S18	Quadrada	403,48	221,39	1,35			0,95	1,00	0,00687	32 217,30	58 716,02
S19	Quadrada	450,36	214,20	1,45			0,95	1,00	0,00714	29 995,41	63 065,36

Nas tabelas 13.45 e 13.46 são apresentados os esforços obtidos nos pilares e vigas para o ELU e efetuada uma análise comparativa entre os esforços obtidos, considerando o modelo de apoios rígidos e de apoios elásticos respetivamente.

Tabela 13.45 - Esforços dos pilares do R/c e das vigas periféricas da laje do 1º piso (modelo de apoios rígidos).

Identificação do pilar	Nó inferior	Nó superior	Identificação da viga	Nó esquerda		Nó direita	
	FX [KN]	FX [KN]		FZ [KN]	MX [KN.m]	FZ [KN]	MX [KN.m]
P1	337,42	329,14	V1	14,41	2,41	-39,81	-7,85
P2	475,27	466,99	V2	29,22	10,48	-32,95	-10,11
P3	525,31	517,03	V3	30,59	12,97	-41,35	-14,04
P4	590,24	581,96	V4	37,45	11,19	-17,38	-4,70
P5	412,56	404,28	V5	69,44	15,66	-62,26	-13,23
P7	1 642,57	1 626,02	V6	32,66	15,59	-35,34	-15,40
P9	494,68	484,08	V7	54,31	10,99	-40,80	-12,26
P10	708,48	697,89	V8	-9,80	-4,00	5,73	-0,09
P11	1 636,05	1 619,49	V9	65,73	-7,25	26,86	3,92
P13	933,58	866,59	V10	28,62	-11,39	-24,91	11,75
P14	1 375,82	1 317,74	V11	13,41	-2,95	-30,14	8,41
P17	401,30	393,02	V12	88,72	-11,03	-74,31	8,45
P18	587,11	578,83	V13	25,06	0,22	-36,75	0,22
P19	653,74	645,46	V14	12,82	-0,81	-18,07	-0,90
			V15	67,44	-5,69	-13,26	1,93

Tabela 13.46 - Esforços dos pilares do R/c e das vigas periféricas da laje do 1º piso (modelo de apoios elásticos).

Identificação do pilar	Nó inferior	Nó superior	Identificação da viga	Nó esquerda		Nó direita	
	FX [KN]	FX [KN]		FZ [KN]	MX [KN.m]	FZ [KN]	MX [KN.m]
P1	373,76	365,48	V1	38,01	2,93	-7,24	-15,07
P2	573,83	565,55	V2	34,10	15,17	-32,84	-14,46
P3	589,43	581,15	V3	35,11	16,33	-34,37	-16,41
P4	675,88	667,60	V4	35,91	14,87	-24,47	-6,08
P5	433,49	425,22	V5	82,76	22,12	-57,89	-39,57
P7	1 605,30	1 588,74	V6	24,98	33,67	-32,31	-31,47
P9	479,92	469,32	V7	42,85	40,38	-39,27	-20,29
P10	1 003,90	993,30	V8	-19,26	-3,60	21,25	-0,99
P11	1 606,23	1 589,68	V9	92,12	-6,78	53,22	5,15
P13	626,26	537,94	V10	22,18	-12,46	-21,97	13,72
P14	1 466,09	1 429,34	V11	-35,12	11,89	22,18	-12,46
P17	414,51	406,23	V12	65,76	-4,89	-80,24	18,94
P18	700,05	691,77	V13	37,37	0,17	-24,44	0,17
P19	789,87	781,59	V14	17,38	2,46	-14,49	5,12
			V15	108,52	-11,32	-65,11	11,60

Tabela 13.47 - Diferenças em percentagem dos esforços obtidos entre o modelo apoios rígidos e elásticos nos pilares do R/c e das vigas periféricas da laje do 1º piso.

Identificação do pilar	Nó inferior	Nó superior	Identificação da viga	Nó esquerda		Nó direita	
	FX [KN]	FX [KN]		FZ [KN]	MX [KN.m]	FZ [KN]	MX [KN.m]
P1	9,72%	9,94%	V1	62,09%	17,75%	-449,86%	47,91%
P2	17,18%	17,43%	V2	14,31%	30,92%	-0,33%	30,08%
P3	10,88%	11,03%	V3	12,87%	20,58%	-20,31%	14,44%
P4	12,67%	12,83%	V4	-4,29%	24,75%	28,97%	22,70%
P5	4,83%	4,92%	V5	16,09%	29,20%	-7,55%	66,57%
P7	-2,32%	-2,35%	V6	-30,74%	53,70%	-9,38%	51,06%
P9	-3,08%	-3,14%	V7	-26,74%	72,78%	-3,90%	39,58%
P10	29,43%	29,74%	V8	49,12%	-11,11%	73,04%	90,91%
P11	-1,86%	-1,88%	V9	28,65%	-6,93%	49,53%	23,88%
P13	-49,07%	-61,09%	V10	-29,04%	8,59%	-13,38%	14,36%
P14	6,16%	7,81%	V11	138,18%	124,81%	235,89%	167,50%
P17	3,19%	3,25%	V12	-34,91%	-125,56%	7,39%	55,39%
P18	16,13%	16,33%	V13	32,94%	-29,41%	-50,37%	-29,41%
P19	17,23%	17,42%	V14	26,24%	132,93%	-24,71%	117,58%
			V15	37,85%	49,73%	79,63%	83,36%

Da análise à tabela 13.47 constata-se que os esforços obtidos através dos modelos com apoios rígidos e elásticos respetivamente são diferentes, existindo uma variação média de 4,8% em pilares e de aproximadamente 22,9% nas vigas.

Em todos os casos analisados ocorreu a modificação dos esforços atuantes com aumento, diminuição e mesmo inversão de sentido de aplicação dos esforços.

No modelo de apoios elásticos verifica-se um acréscimo dos esforços nos pilares periféricos e um decréscimo em alguns pilares interiores. Como a variação global dos esforços axiais é reduzida, podemos concluir que houve apenas uma transferência de esforços dos pilares interiores para os pilares da periferia.

Da análise aos valores dos esforços obtidos para as vigas periféricas constata-se variações em percentagem significativas, entre o modelo de apoios rígidos e apoios elásticos. Como os valores dos esforços atuantes nas vigas são reduzidos comparativamente com o valor dos esforços nos pilares, estas diferenças podem ser consideradas normais e aceitáveis. Existe inversão de sinal do esforço de corte na viga V11 e de momento fletor nas vigas V11 e V14. É indiscutível que os efeitos de redistribuição dos esforços são mais acentuados nas extremidades das vigas do que nos pilares, em resultado de uma maior rigidez dos elementos horizontais e porque a transferência dos esforços faz-se através desses elementos.

As figuras 13.6 e 13.7 indicam os valores dos assentamentos obtidos ao nível das fundações e as deformações da laje do 1º piso respetivamente, com apoios elásticos e para o ELUt.

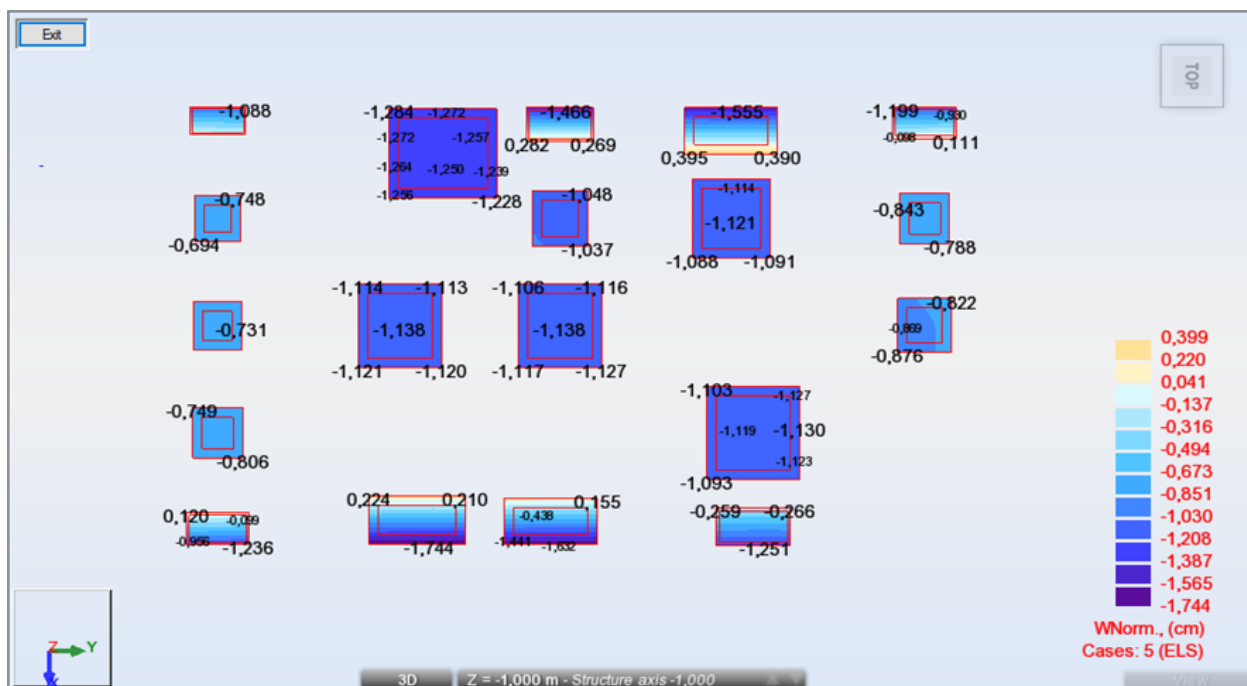


Figura 13.8 – Valores dos assentamentos ao nível das fundações com apoios elásticos para ELUt.

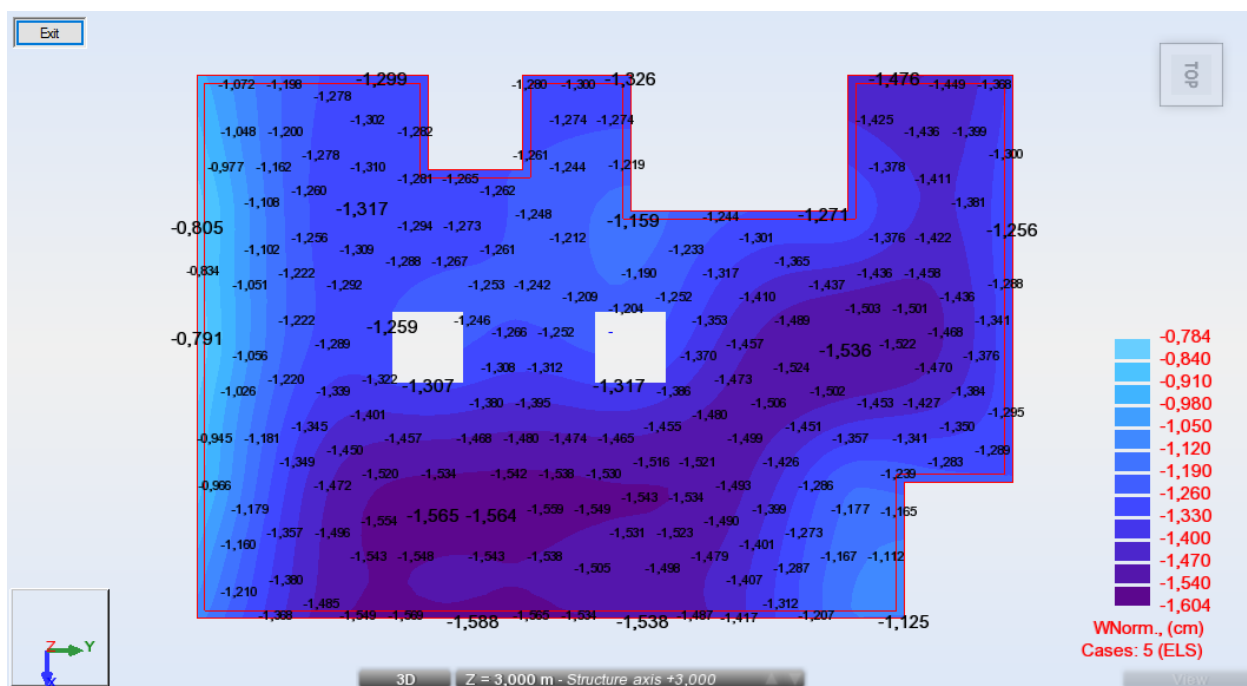


Figura 13.9 – Valores das deformações obtidas na laje do 1º piso com apoios elásticos para ELUt.



## CAPÍTULO 14

### APRECIÇÕES CONCLUSIVAS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

#### 14.1 APRECIÇÕES CONCLUSIVAS

##### 14.1.1 Fundações superficiais ou diretas

###### 14.1.1.1 Método prescritivo versus método direto

Analisando as dimensões das sapatas obtidas a partir do método prescritivo e pelo método direto (ver tabelas 13.8 e 13.10), constata-se que os valores obtidos no método prescritivo são superiores. O método prescritivo pressupõe um assentamento máximo de 25mm. O valor médio de assentamento total imediato obtido aplicando o método direto foi de 8mm. Podemos concluir que o método prescritivo é conservativo, porque obtêm-se dimensões maiores para as fundações, para um assentamento significativamente superior.

###### 14.1.1.2 Método indireto versus método direto

A tabela 14.1 apresenta o fator de segurança global associado a cada sapata utilizando as dimensões obtidas no método direto (pressão de contacto uniforme), para a combinação característica das ações e sem a minoração dos parâmetros resistentes. Os valores obtidos para o fator global de segurança são muito superiores aos indicados na tabela 6.3 para edifícios de habitação ( $FSG = 3$ ).

Tabela 14.1 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno pelo método indireto (pressão de contacto uniforme).

Identificação da sapata	Ângulo Atrito	Coesão	Ação vertical ( $V_d$ ) [KN]	1ª parcela - coesão	2ª parcela - sobrecarga	3ª parcela - peso	Rd/A' [KPa]	Rd [KN]	$F_{SG}$
	$\phi'_d$	$C'_d$							
S1	37,00	0,0	264,25	0,000	2 121,724	382,621	2 504,345	2 817,39	11
S2	37,00	0,0	364,23	0,000	2 612,491	525,166	3 137,657	4 902,59	13
S3	37,00	0,0	400,96	0,000	2 612,491	546,172	3 158,663	5 338,14	13
S4	37,00	0,0	449,58	0,000	2 612,491	567,179	3 179,670	5 794,95	13
S5	37,00	0,0	322,98	0,000	2 121,724	433,637	2 555,361	3 692,50	11
S6	37,00	0,0	1 654,29	0,000	2 403,311	1 100,413	3 503,724	25 647,26	16
S7	37,00	0,0	1 276,89	0,000	2 612,491	945,298	3 557,789	18 011,31	14
S8	37,00	0,0	807,51	0,000	2 121,724	663,209	2 784,933	9 413,07	12
S9	37,00	0,0	393,48	0,000	2 121,724	459,145	2 580,869	4 181,01	11
S10	37,00	0,0	549,99	0,000	2 612,491	630,199	3 242,690	7 296,05	13
S11	37,00	0,0	1 268,60	0,000	2 612,491	945,298	3 557,789	18 011,31	14
S12	37,00	0,0	738,75	0,000	2 121,724	637,701	2 759,425	8 623,20	12
S13	37,00	0,0	746,43	0,000	2 121,724	637,701	2 759,425	8 623,20	12
S14	37,00	0,0	1 075,28	0,000	2 612,491	882,279	3 494,769	15 411,93	14
S15	37,00	0,0	1 503,19	0,000	2 612,491	1 050,332	3 662,822	22 892,64	15
S16	37,00	0,0	451,39	0,000	2 121,724	510,161	2 631,885	5 263,77	12
S17	37,00	0,0	316,61	0,000	2 121,724	433,637	2 555,361	3 692,50	12
S18	37,00	0,0	447,65	0,000	2 612,491	567,179	3 179,670	5 794,95	13
S19	37,00	0,0	512,55	0,000	2 612,491	609,192	3 221,683	6 773,59	13

No aplicar o método direto para as sapatas obtidas no dimensionamento baseado num assentamento comum, teria sapatas com um fator de segurança global inferior ao valor mínimo recomendado para edifícios de habitação, conforme se constata na tabela 14.2, ou seja, não verificando a segurança.

Tabela 14.2 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno pelo método indireto (dimensionamento com um assentamento comum).

Identificação da sapata	Ângulo Atrito	Coesão	Ação vertical ( $V_d$ ) [KN]	1ª parcela - coesão	2ª parcela - sobrecarga	3ª parcela - peso	Rd/A' [KPa]	Rd [KN]	$F_{SG}$
	$\phi'_d$	$C'_d$							
S1	37,00	0,0	255,45	0,000	2 121,724	178,556	2 300,280	563,57	2
S2	37,00	0,0	351,63	0,000	2 612,491	231,073	2 843,564	860,18	2
S3	37,00	0,0	387,09	0,000	2 612,491	231,073	2 843,564	860,18	2
S4	37,00	0,0	434,96	0,000	2 612,491	252,080	2 864,570	1 031,25	2
S5	37,00	0,0	310,32	0,000	2 121,724	204,064	2 325,788	744,25	2
S6	37,00	0,0	1 627,32	0,000	2 612,491	903,285	3 515,776	16 251,67	10
S7	37,00	0,0	1 228,29	0,000	2 612,491	567,179	3 179,670	5 794,95	5
S8	37,00	0,0	773,69	0,000	2 121,724	382,621	2 504,345	2 817,39	4
S9	37,00	0,0	379,81	0,000	2 121,724	229,572	2 351,296	952,27	3
S10	37,00	0,0	532,39	0,000	2 612,491	294,093	2 906,584	1 424,23	3
S11	37,00	0,0	1 220,00	0,000	2 612,491	567,179	3 179,670	5 794,95	5
S12	37,00	0,0	706,57	0,000	2 121,724	357,113	2 478,836	2 429,26	3
S13	37,00	0,0	714,26	0,000	2 121,724	357,113	2 478,836	2 429,26	3
S14	37,00	0,0	1 034,44	0,000	2 612,491	504,159	3 116,650	4 487,98	4
S15	37,00	0,0	1 440,67	0,000	2 612,491	651,206	3 263,696	7 841,03	5
S16	37,00	0,0	434,52	0,000	2 121,724	255,081	2 376,804	1 188,40	3
S17	37,00	0,0	303,95	0,000	2 121,724	204,064	2 325,788	744,25	2
S18	37,00	0,0	433,02	0,000	2 612,491	252,080	2 864,570	1 031,25	2
S19	37,00	0,0	496,42	0,000	2 612,491	294,093	2 906,584	1 424,23	3

Se se considerasse as dimensões das sapatas obtidas pelo método direto (pressão de contacto uniforme) e um ângulo de atrito de  $27^\circ$  (definido no cálculo do método direto  $37^\circ$ ), o valor do fator de segurança global iria variar entre 3 e 4.

Podemos concluir a partir da tabela 14.3 que, a opção por limitar as tensões de contacto a 220KPa foi demasiadamente conservativo, era possível obter sapatas com dimensões inferiores e verificando a segurança.

Tabela 14.3 - Valores do FSG obtidos no método indireto considerando um ângulo de atrito de 27°.

Identificação da sapata	Ângulo Atrito	Coesão	Ação vertical ( $V_d$ ) [KN]	1ª parcela - coesão	2ª parcela - sobrecarga	3ª parcela - peso	Rd/A' [KPa]	Rd [KN]	F <sub>SG</sub>
	$\phi'_d$	$C'_d$							
S1	27,00	0,0	264,25	0,000	615,421	75,289	690,710	777,05	3
S2	27,00	0,0	364,23	0,000	729,274	103,337	832,612	1 300,96	4
S3	27,00	0,0	400,96	0,000	729,274	107,471	836,745	1 414,10	4
S4	27,00	0,0	449,58	0,000	729,274	111,604	840,879	1 532,50	3
S5	27,00	0,0	322,98	0,000	615,421	85,327	700,748	1 012,58	3
S6	27,00	0,0	1 654,29	0,000	680,747	216,529	897,276	6 568,06	4
S7	27,00	0,0	1 276,89	0,000	729,274	186,007	915,282	4 633,61	4
S8	27,00	0,0	807,51	0,000	615,421	130,500	745,921	2 521,21	3
S9	27,00	0,0	393,48	0,000	615,421	90,346	705,767	1 143,34	3
S10	27,00	0,0	549,99	0,000	729,274	124,005	853,279	1 919,88	3
S11	27,00	0,0	1 268,60	0,000	729,274	186,007	915,282	4 633,61	4
S12	27,00	0,0	738,75	0,000	615,421	125,481	740,902	2 315,32	3
S13	27,00	0,0	746,43	0,000	615,421	125,481	740,902	2 315,32	3
S14	27,00	0,0	1 075,28	0,000	729,274	173,607	902,881	3 981,71	4
S15	27,00	0,0	1 503,19	0,000	729,274	206,675	935,949	5 849,68	4
S16	27,00	0,0	451,39	0,000	615,421	100,385	715,806	1 431,61	3
S17	27,00	0,0	316,61	0,000	615,421	85,327	700,748	1 012,58	3
S18	27,00	0,0	447,65	0,000	729,274	111,604	840,879	1 532,50	3
S19	27,00	0,0	512,55	0,000	729,274	119,871	849,146	1 785,33	3

#### 14.1.1.3 Verificação da segurança relativa insuficiência capacidade resistente do terreno

Da avaliação efetuada às propostas de Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Vesic e o EC7 (tabelas 14.6, 14.7, 14.8 e 14.9) pode tirar-se as seguintes conclusões:

- em todas as propostas referidas os fatores corretivos de capacidade resistente dependem estritamente do ângulo de atrito interno do solo, crescem rapidamente com aumento deste parâmetro mecânico do solo.
- as expressões para a determinação dos fatores corretivos  $N_c$  e  $N_q$  são consensuais, existindo divergência na forma como se determina o valor relativo a  $N_\gamma$ , como se pode constatar das tabelas 14.4 e 14.5;

Tabela 14.4 - Fatores corretivos de capacidade de carga obtidos para a combinação 1.

Combinação 1			
Propostas	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
Terzaghi	42,92	55,63	42,43
Meyerhof	42,92	55,63	53,27
Brinch Hansen	42,92	55,63	47,38
Vesic	42,92	55,63	66,19
EC7	42,92	55,63	63,18

Tabela 14.5 - Fatores corretivos de capacidade de carga obtidos para a combinação 2.

Combinação 2			
Propostas	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
Terzaghi	20,87	32,94	19,73
Meyerhof	20,87	32,94	18,88
Brinch Hansen	20,87	32,94	17,98
Vesic	20,87	32,94	26,39
EC7	20,87	32,94	23,97

- aplicando as dimensões das sapatas obtidas pelo método direto constata-se que, qualquer das propostas referidas verifica a segurança relativamente à insuficiência de capacidade resistente do terreno. Os valores médios em percentagem da razão  $V_d/R_d$  obtidos para cada proposta são muito próximos, sendo a proposta de Meyerhof a mais conservativa para a combinação 1 e a de Vesic para a combinação 2;
- os valores de  $R_d$  são elevados comparativamente a  $V_d$  em todas as propostas, logo o que condiciona o dimensionamento geotécnico das sapatas não é a capacidade resistente do maciço de fundação, mas os assentamentos.

Tabela 14.6 - Valores obtidos das propostas de Terzaghi, Meyerhof e Brinch Hansen para a verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente para a combinação 1.

Combinação 1														
Identificação da sapata	Comprimento (L)	Largura (B)	Proposta de Terzaghi				Proposta de Meyerhof				Proposta de Brinch Hansen			
			Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	Vd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)	Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	Vd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)	Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	Vd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)
S1	1,50	0,75	1 872,83	2 106,93	17,15%	15,60%	3 706,52	4 169,83	8,66%	8,07%	3 006,30	3 382,09	10,68%	9,66%
S2	1,25	1,25	2 034,08	3 178,25	15,72%		4 192,73	6 551,15	7,63%		3 581,98	5 596,84	8,93%	
S3	1,30	1,30	2 050,20	3 464,84	15,89%		4 199,99	7 097,98	7,75%		3 584,38	6 057,61	9,09%	
S4	1,35	1,35	2 066,33	3 765,88	16,39%		4 209,33	7 671,51	8,04%		3 587,04	6 537,38	9,44%	
S5	1,70	0,85	1 905,08	2 752,84	16,04%		3 644,03	5 265,63	8,38%		3 020,46	4 364,56	10,12%	
S6	3,05	2,40	2 404,95	17 604,24	12,85%		4 974,99	36 416,96	6,21%		3 622,18	26 514,34	8,53%	
S7	2,25	2,25	2 356,58	11 930,17	14,74%		4 576,19	23 166,97	7,59%		3 775,08	19 111,37	9,20%	
S8	2,60	1,30	2 050,20	6 929,69	15,97%		3 597,55	12 159,72	9,10%		3 094,04	10 457,85	10,59%	
S9	1,80	0,90	1 921,20	3 112,35	17,31%		3 623,07	5 869,37	9,18%		3 027,83	4 905,08	10,98%	
S10	1,50	1,50	2 114,70	4 758,08	15,89%		4 247,82	9 557,60	7,91%		3 596,50	8 092,12	9,34%	
S11	2,25	2,25	2 356,58	11 930,17	14,64%		4 576,19	23 166,97	7,54%		3 775,08	19 111,37	9,14%	
S12	2,50	1,25	2 034,08	6 356,50	15,92%		3 591,34	11 222,93	9,02%		3 085,04	9 640,76	10,50%	
S13	2,50	1,25	2 034,08	6 356,50	16,10%		3 591,34	11 222,93	9,12%		3 085,04	9 640,76	10,62%	
S14	2,10	2,10	2 308,20	10 179,17	14,53%		4 498,87	19 840,01	7,46%		3 774,21	16 644,26	8,89%	
S15	2,50	2,50	2 437,20	15 232,51	13,55%		4 712,83	29 455,19	7,01%		3 787,12	23 669,47	8,72%	
S16	2,00	1,00	1 953,45	3 906,91	15,79%		3 596,54	7 193,08	8,58%		3 043,16	6 086,31	10,14%	
S17	1,70	0,85	1 905,08	2 752,84	15,71%		3 644,03	5 265,63	8,21%		3 020,46	4 364,56	9,91%	
S18	1,35	1,35	2 066,33	3 765,88	16,30%		4 209,33	7 671,51	8,00%		3 587,04	6 537,38	9,39%	
S19	1,45	1,45	2 098,58	4 412,26	15,96%		4 233,43	8 900,79	7,91%		3 593,10	7 554,49	9,32%	

Tabela 14.7 - Valores obtidos das propostas de Vesic e EC7 para a verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente para a combinação 1.

Combinação 1										
Identificação da sapata	Comprimento (L)	Largura (B)	Proposta de Vesic				EC7			
			Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	Vd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)	Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	Vd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)
S1	1,50	0,75	3 273,09	3 682,22	9,81%	8,64%	2 504,34	2 817,39	12,82%	10,84%
S2	1,25	1,25	4 023,33	6 286,45	7,95%		3 137,66	4 902,59	10,19%	
S3	1,30	1,30	4 030,04	6 810,77	8,08%		3 158,66	5 338,14	10,31%	
S4	1,35	1,35	4 037,03	7 357,49	8,39%		3 179,67	5 794,95	10,65%	
S5	1,70	0,85	3 300,27	4 768,88	9,26%		2 555,36	3 692,50	11,96%	
S6	3,05	2,40	4 149,55	30 374,73	7,45%		3 503,72	25 647,26	8,82%	
S7	2,25	2,25	4 316,35	21 851,53	8,05%		3 557,79	18 011,31	9,77%	
S8	2,60	1,30	3 433,01	11 603,57	9,54%		2 784,93	9 413,07	11,76%	
S9	1,80	0,90	3 314,16	5 368,94	10,03%		2 580,87	4 181,01	12,88%	
S10	1,50	1,50	4 059,63	9 134,16	8,28%		3 242,69	7 296,05	10,36%	
S11	2,25	2,25	4 316,35	21 851,53	7,99%		3 557,79	18 011,31	9,70%	
S12	2,50	1,25	3 417,39	10 679,36	9,48%		2 759,43	8 623,20	11,74%	
S13	2,50	1,25	3 417,39	10 679,36	9,59%		2 759,43	8 623,20	11,87%	
S14	2,10	2,10	4 303,15	18 976,88	7,80%		3 494,77	15 411,93	9,60%	
S15	2,50	2,50	4 349,93	27 187,05	7,59%		3 662,82	22 892,64	9,01%	
S16	2,00	1,00	3 342,58	6 685,16	9,23%		2 631,88	5 263,77	11,72%	
S17	1,70	0,85	3 300,27	4 768,88	9,07%		2 555,36	3 692,50	11,71%	
S18	1,35	1,35	4 037,03	7 357,49	8,34%		3 179,67	5 794,95	10,59%	
S19	1,45	1,45	4 051,83	8 518,97	8,27%		3 221,68	6 773,59	10,40%	

Tabela 14.8 - Valores obtidos das propostas de Terzaghi, Meyerhof e Brinch Hansen para a verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente para a combinação 2.

Combinação 2														
Identificação da sapata	Comprimento (L)	Largura (B)	Proposta de Terzaghi				Proposta de Meyerhof				Proposta de Brinch Hansen			
			Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	Vd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)	Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	Vd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)	Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	Vd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)
S1	1,50	0,75	905,51	1 018,70	26,82%	24,63%	1 579,92	1 777,40	15,37%	14,97%	1 441,46	1 621,64	16,85%	15,68%
S2	1,25	1,25	980,47	1 531,99	24,82%		1 715,12	2 679,87	14,19%		1 674,14	2 615,84	14,54%	
S3	1,30	1,30	987,97	1 669,67	25,10%		1 715,55	2 899,27	14,46%		1 673,23	2 827,76	14,82%	
S4	1,35	1,35	995,46	1 814,23	25,90%		1 716,82	3 128,90	15,02%		1 672,46	3 048,06	15,42%	
S5	1,70	0,85	920,50	1 330,13	25,10%		1 549,69	2 239,30	14,91%		1 442,99	2 085,13	16,01%	
S6	3,05	2,40	1 152,88	8 439,07	20,30%		1 750,79	12 815,75	13,37%		1 658,46	12 139,90	14,11%	
S7	2,25	2,25	1 130,39	5 722,60	23,55%		1 819,56	9 211,52	14,63%		1 734,80	8 782,42	15,34%	
S8	2,60	1,30	987,97	3 339,33	25,19%		1 510,73	5 106,26	16,48%		1 455,38	4 919,18	17,10%	
S9	1,80	0,90	928,00	1 503,36	27,16%		1 538,83	2 492,90	16,38%		1 443,92	2 339,15	17,46%	
S10	1,50	1,50	1 017,95	2 290,39	25,18%		1 724,83	3 880,86	14,86%		1 670,96	3 759,66	15,34%	
S11	2,25	2,25	1 130,39	5 722,60	23,36%		1 819,56	9 211,52	14,51%		1 734,80	8 782,42	15,22%	
S12	2,50	1,25	980,47	3 063,97	25,09%		1 510,35	4 719,85	16,29%		1 453,55	4 542,34	16,92%	
S13	2,50	1,25	980,47	3 063,97	25,40%		1 510,35	4 719,85	16,49%		1 453,55	4 542,34	17,14%	
S14	2,10	2,10	1 107,90	4 885,85	23,14%		1 795,93	7 920,03	14,28%		1 740,96	7 677,64	14,73%	
S15	2,50	2,50	1 167,87	7 299,19	21,53%		1 862,07	11 637,94	13,51%		1 730,27	10 814,20	14,54%	
S16	2,00	1,00	942,99	1 885,98	24,75%		1 523,47	3 046,94	15,32%		1 446,11	2 892,21	16,14%	
S17	1,70	0,85	920,50	1 330,13	24,55%		1 549,69	2 239,30	14,58%		1 442,99	2 085,13	15,66%	
S18	1,35	1,35	995,46	1 814,23	25,71%		1 716,82	3 128,90	14,91%		1 672,46	3 048,06	15,30%	
S19	1,45	1,45	1 010,46	2 124,48	25,29%		1 721,53	3 619,51	14,84%		1 671,33	3 513,97	15,29%	

Tabela 14.9 - Valores obtidos das propostas de Vesic e EC7 para a verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente para a combinação 2.

Combinação 2										
Identificação da sapata	Comprimento (L)	Largura (B)	Proposta de Vesic				EC7			
			Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	Vd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)	Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	Vd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)
S1	1,50	0,75	1 535,51	1 727,45	15,82%	14,39%	1 143,09	1 285,97	21,25%	18,42%
S2	1,25	1,25	1 822,42	2 847,53	13,35%		1 402,00	2 190,62	17,36%	
S3	1,30	1,30	1 823,57	3 081,83	13,60%		1 409,97	2 382,85	17,59%	
S4	1,35	1,35	1 824,86	3 325,80	14,13%		1 417,94	2 584,20	18,18%	
S5	1,70	0,85	1 543,01	2 229,66	14,98%		1 162,44	1 679,73	19,88%	
S6	3,05	2,40	1 856,62	13 590,43	12,61%		1 532,98	11 221,39	15,27%	
S7	2,25	2,25	1 928,61	9 763,58	13,80%		1 561,42	7 904,69	17,05%	
S8	2,60	1,30	1 582,46	5 348,70	15,73%		1 249,56	4 223,50	19,92%	
S9	1,80	0,90	1 546,93	2 506,03	16,30%		1 172,12	1 898,84	21,51%	
S10	1,50	1,50	1 829,58	4 116,55	14,01%		1 441,85	3 244,17	17,78%	
S11	2,25	2,25	1 928,61	9 763,58	13,69%		1 561,42	7 904,69	16,91%	
S12	2,50	1,25	1 577,60	4 930,01	15,59%		1 239,88	3 874,61	19,84%	
S13	2,50	1,25	1 577,60	4 930,01	15,79%		1 239,88	3 874,61	20,09%	
S14	2,10	2,10	1 928,81	8 506,07	13,29%		1 537,51	6 780,41	16,68%	
S15	2,50	2,50	1 934,34	12 089,61	13,00%		1 601,28	10 007,97	15,71%	
S16	2,00	1,00	1 555,11	3 110,22	15,01%		1 191,48	2 382,96	19,59%	
S17	1,70	0,85	1 543,01	2 229,66	14,65%		1 162,44	1 679,73	19,44%	
S18	1,35	1,35	1 824,86	3 325,80	14,02%		1 417,94	2 584,20	18,05%	
S19	1,45	1,45	1 827,87	3 843,09	13,98%		1 433,88	3 014,74	17,82%	

Analisando a expressão geral da capacidade resistente ao carregamento constata-se que a segunda e a terceira parcelas são muito sensíveis à variação do peso volúmico do solo. Uma variação da posição do nível freático tem impacto significativo na capacidade resistente do terreno.

Numa análise em tensões efetivas, se a posição do nível freático estiver localizada próximo da superfície do terreno (acima da cota da base da fundação), pode implicar uma redução da segunda e terceira parcelas para cerca de metade.

Se considerarmos que o nível freático está à superfície do terreno, alterando o  $\gamma' = 19\text{KN}/\text{m}^3$  para um  $\gamma' = 9\text{KN}/\text{m}^3$ , verifica-se que os valores obtidos para o valor de cálculo da capacidade resistente ao carregamento,  $R_d$ , reduzem-se para menos de metade (tabelas 14.10 e 14.11).

Tabela 14.10 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno para a combinação 1. ( $\gamma'=9\text{KN}/\text{m}^3$ ).

Combinação 1											
Identificação da sapata	Ângulo Atrito	Coesão	$V_{Ed}/A'$ [KPa]	$V_{Ed}$ [KN]	1ª parcela - coesão	2ª parcela - sobrecarga	3ª parcela - peso	$R_d/A'$ [KPa]	$R_d$ [KN]	$V_{Ed}/R_d$ (%)	$V_{Ed}$ [KN] $\leq R_d$ [KN]
	$\phi'_d$	$C'_d$									
S1	37,0	0,0	321,11	361,25	0,00	1 005,03	181,24	1 186,27	1 334,55	27,07%	OK
S2	37,0	0,0	319,82	499,72	0,00	1 237,50	248,76	1 486,26	2 322,28	21,52%	OK
S3	37,0	0,0	325,68	550,40	0,00	1 237,50	258,71	1 496,21	2 528,59	21,77%	OK
S4	37,0	0,0	338,59	617,09	0,00	1 237,50	268,66	1 506,16	2 744,98	22,48%	OK
S5	37,0	0,0	305,52	441,48	0,00	1 005,03	205,41	1 210,43	1 749,08	25,24%	OK
S6	37,0	0,0	309,13	2 262,83	0,00	1 138,41	521,25	1 659,66	12 148,70	18,63%	OK
S7	37,0	0,0	347,47	1 759,07	0,00	1 237,50	447,77	1 685,27	8 531,67	20,62%	OK
S8	37,0	0,0	327,52	1 107,01	0,00	1 005,03	314,15	1 319,18	4 458,82	24,83%	OK
S9	37,0	0,0	332,49	538,64	0,00	1 005,03	217,49	1 222,52	1 980,48	27,20%	OK
S10	37,0	0,0	335,94	755,86	0,00	1 237,50	298,52	1 536,01	3 456,02	21,87%	OK
S11	37,0	0,0	345,02	1 746,64	0,00	1 237,50	447,77	1 685,27	8 531,67	20,47%	OK
S12	37,0	0,0	323,92	1 012,26	0,00	1 005,03	302,07	1 307,10	4 084,68	24,78%	OK
S13	37,0	0,0	327,57	1 023,66	0,00	1 005,03	302,07	1 307,10	4 084,68	25,06%	OK
S14	37,0	0,0	335,45	1 479,33	0,00	1 237,50	417,92	1 655,42	7 300,39	20,26%	OK
S15	37,0	0,0	330,18	2 063,66	0,00	1 237,50	497,53	1 735,02	10 843,88	19,03%	OK
S16	37,0	0,0	308,53	617,06	0,00	1 005,03	241,66	1 246,68	2 493,36	24,75%	OK
S17	37,0	0,0	299,24	432,41	0,00	1 005,03	205,41	1 210,43	1 749,08	24,72%	OK
S18	37,0	0,0	336,74	613,70	0,00	1 237,50	268,66	1 506,16	2 744,98	22,36%	OK
S19	37,0	0,0	334,99	704,32	0,00	1 237,50	288,56	1 526,06	3 208,54	21,95%	OK

Tabela 14.11 - Verificação da segurança relativamente ao ELU por insuficiência de capacidade resistente do terreno para a combinação 2. ( $\gamma' = 9 \text{KN/m}^3$ ).

Combinação 2											
Identificação da sapata	Ângulo Atrito	Coesão	$V_{Ed} / A'$ [KPa]	$V_{Ed}$ [KN]	1ª parcela (coesão)	2ª parcela (sobrecarga)	3ª parcela (peso)	Rd/A' [KPa]	Rd [KN]	$V_{Ed} / R_d$ (%)	$V_{Ed}$ [KN] $\leq R_d$ [KN]
	$\phi'_d$	$C'_d$									
S1	31,1	0,0	242,90	273,27	0,00	472,69	68,77	541,46	609,14	44,86%	OK
S2	31,1	0,0	243,37	380,26	0,00	569,71	94,39	664,10	1 037,66	36,65%	OK
S3	31,1	0,0	248,02	419,15	0,00	569,71	98,17	667,88	1 128,72	37,14%	OK
S4	31,1	0,0	257,83	469,89	0,00	569,71	101,95	671,66	1 224,09	38,39%	OK
S5	31,1	0,0	231,07	333,90	0,00	472,69	77,94	550,63	795,66	41,96%	OK
S6	31,1	0,0	234,07	1 713,36	0,00	528,36	197,79	726,15	5 315,40	32,23%	OK
S7	31,1	0,0	266,16	1 347,43	0,00	569,71	169,91	739,62	3 744,33	35,99%	OK
S8	31,1	0,0	248,89	841,26	0,00	472,69	119,21	591,89	2 000,60	42,05%	OK
S9	31,1	0,0	252,08	408,37	0,00	472,69	82,53	555,22	899,45	45,40%	OK
S10	31,1	0,0	256,33	576,74	0,00	569,71	113,27	682,98	1 536,71	37,53%	OK
S11	31,1	0,0	264,03	1 336,66	0,00	569,71	169,91	739,62	3 744,33	35,70%	OK
S12	31,1	0,0	245,97	768,65	0,00	472,69	114,62	587,31	1 835,34	41,88%	OK
S13	31,1	0,0	249,08	778,39	0,00	472,69	114,62	587,31	1 835,34	42,41%	OK
S14	31,1	0,0	256,39	1 130,68	0,00	569,71	158,58	728,29	3 211,77	35,20%	OK
S15	31,1	0,0	251,50	1 571,88	0,00	569,71	188,79	758,50	4 740,62	33,16%	OK
S16	31,1	0,0	233,38	466,76	0,00	472,69	91,70	564,39	1 128,77	41,35%	OK
S17	31,1	0,0	226,01	326,58	0,00	472,69	77,94	550,63	795,66	41,05%	OK
S18	31,1	0,0	255,92	466,41	0,00	569,71	101,95	671,66	1 224,09	38,10%	OK
S19	31,1	0,0	255,55	537,30	0,00	569,71	109,50	679,21	1 428,03	37,63%	OK

### 14.1.2 Ensoleiramento geral

Neste capítulo relativo ao ensoleiramento geral é efetuada uma análise de sensibilidade associado a alguns dos parâmetros mais influentes no seu dimensionamento, a altura total e o módulo de reação ( $k_s$ ).

Os valores apresentados nas tabelas 13.47 e 13.48 foram retirados do modelo elaborado no Robot Structural Analysis, para o ELU.

Fazendo variar a espessura total do ensoleiramento geral concluímos que a tensão de contacto máxima e o assentamento total máximo diminuem até o ensoleiramento atingir cerca de 70cm, a partir dai estes parâmetros voltam a crescer (tabela 14.12).

Tabela 14.12 - Valores da tensão de contacto máxima e do assentamento máximo para diferentes espessuras do ensoleiramento.

Análise de sensibilidade para a variação da espessura do ensoleiramento geral		
Espessura do ensoleiramento geral	Tensão de contacto [KPa]	Assentamento total máximo [cm]
40 cm	104,91	1,064
45 cm	98,57	1,008
50 cm	94,78	0,959
60 cm	91,21	0,918
70 cm	88,64	0,918
80 cm	88,74	0,928
90 cm	90,00	0,950
100 cm	92,92	0,979

O ensoleiramento geral com uma altura menor é mais flexível, logo os assentamentos totais máximos são maiores.

Podemos ainda concluir que o aumento da altura do ensoleiramento não provoca sempre uma diminuição da tensão contacto e dos assentamentos totais máximos. Esta situação pode estar diretamente relacionada com o aumento significativo do peso próprio do ensoleiramento geral (figura 14.1 e 14.2).

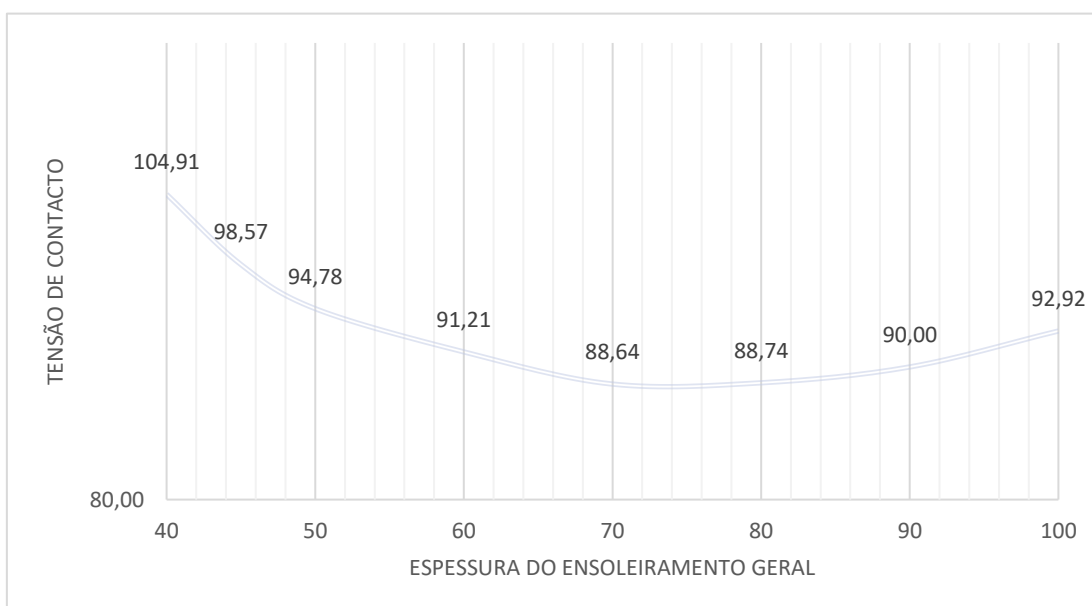


Figura 14.1 - Relação entre a espessura do ensoleiramento geral e a tensão de contacto fundação/maciço de fundação.

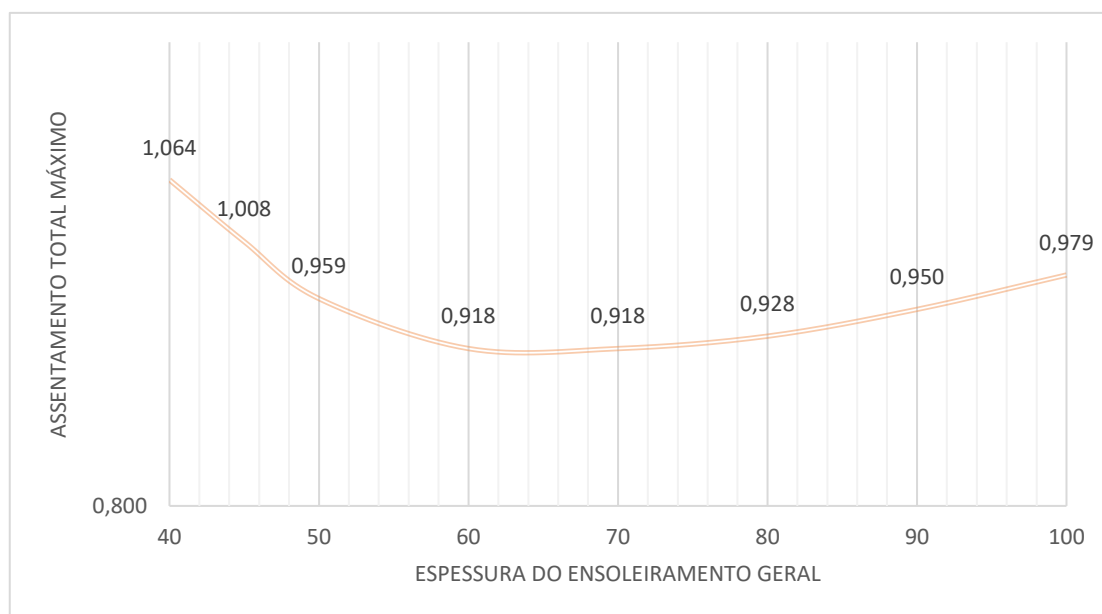


Figura 14.2 - Relação entre a espessura do ensoleiramento geral e o assentamento total máximo.

Se se fizer variar o módulo de reação mantendo a mesma espessura do ensoleiramento, neste caso 45 cm, o valor do assentamento total máximo vai diminuindo à medida que aumenta o valor do módulo de reação (tabela 14.13). Isto significa que, quanto maior é a compacidade do solo menor o assentamento total máximo. Esta conclusão já era possível obter analisando a tabela 11.1, que relaciona o módulo de reação com o tipo de solo.

Tabela 14.13 - Valores do assentamento total máximo para diferentes módulos de reação.

Módulo de reação [KN/m <sup>3</sup> ]	Assentamento total máximo [cm]
9000	1,090
9500	1,041
10000	1,008
10500	0,968
11000	0,923
11500	0,891
12000	0,862
12500	0,835

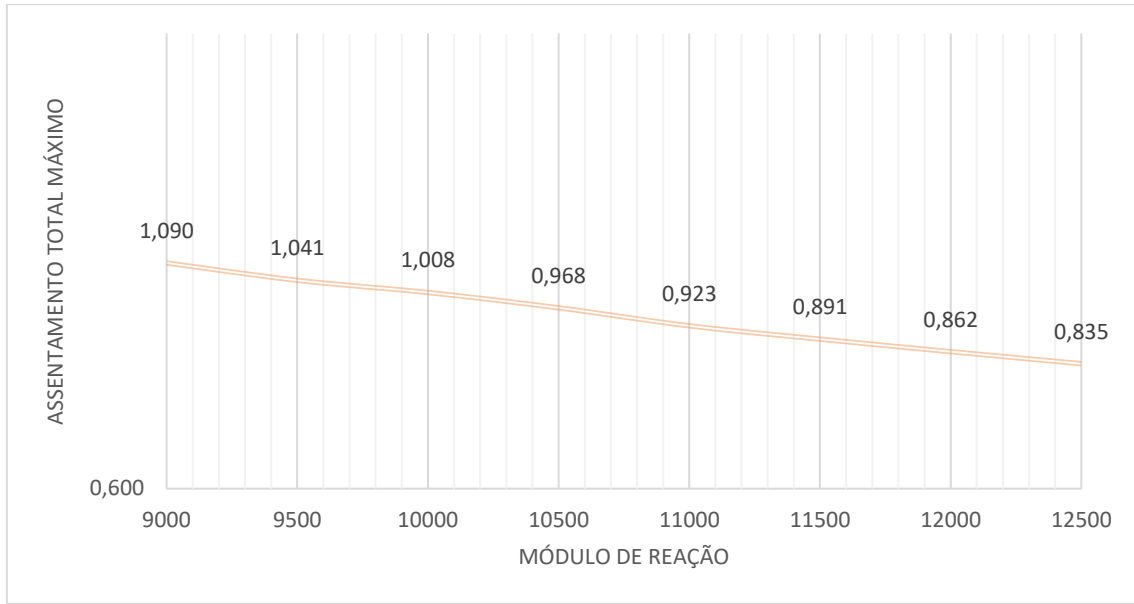


Figura 14.3 - Relação entre o módulo de reação e o assentamento total máximo.

### 14.1.3 Fundações profundas ou indiretas

Os diversos métodos teóricos desenvolvidos ao longo de várias décadas apresentam elevadas discrepâncias relativamente ao fator de carga  $N_q$ , sendo este fator muito dependente da configuração geométrica da superfície de rotura.

Na figura 14.4 é apresentada a evolução dos valores relativos ao coeficiente de capacidade de carga,  $N_q$ , em função da variação do ângulo de atrito do solo, aplicando as expressões desenvolvidas por diversos autores tais como, Terzaghi, Caquot, Kérisel, Meyerhof, Sokolovski, Zeevaert, Janbu e Vesíć.

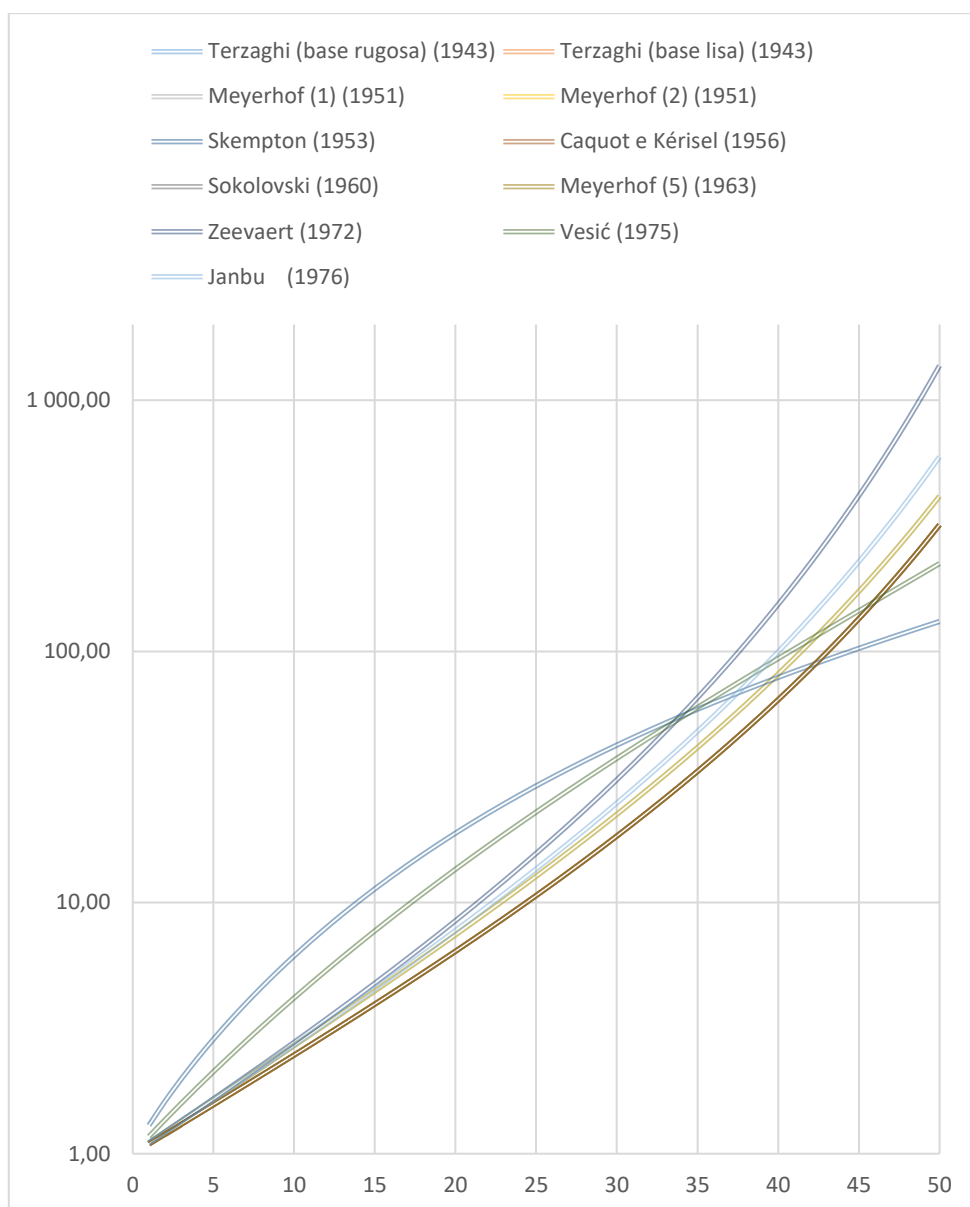


Figura 14.4 - Valores de  $N_q$  obtidos aplicando as expressões desenvolvidas pelos autores mencionados.

Tabela 14.14 - Valores do fator corretivo de capacidade de carga  $N_q$  obtido por diversos autores.

Ângulo Atrito $\phi$ [°]	Terzaghi (base rugosa) (1943)	Terzaghi (base lisa) (1943)	Meyerhof (1) (1951)	Meyerhof (2) (1951)	Skempton (1953)	Caquot e Kérisel (1956)	Sokolovski (1960)	Meyerhof (5) (1963)	Zeevaert (1972)	Vesic (1975)	Janbu (1976)
1	1,10	1,09	1,09	1,10	1,30	1,09	1,09	1,09	1,11	1,17	1,10
2	1,22	1,20	1,20	1,22	1,62	1,20	1,20	1,20	1,22	1,36	1,22
3	1,35	1,31	1,31	1,35	1,98	1,31	1,31	1,31	1,35	1,59	1,35
4	1,49	1,43	1,43	1,49	2,39	1,43	1,43	1,43	1,49	1,84	1,49
5	1,64	1,57	1,57	1,64	2,86	1,57	1,57	1,57	1,65	2,12	1,64
6	1,81	1,72	1,72	1,81	3,38	1,72	1,72	1,72	1,83	2,44	1,81
7	2,00	1,88	1,88	2,00	3,97	1,88	1,88	1,88	2,03	2,80	2,00
8	2,21	2,06	2,06	2,21	4,62	2,06	2,06	2,06	2,25	3,21	2,22
9	2,44	2,25	2,25	2,44	5,34	2,25	2,25	2,25	2,50	3,66	2,45
10	2,69	2,47	2,47	2,69	6,13	2,47	2,47	2,47	2,78	4,17	2,71
11	2,98	2,71	2,71	2,98	7,00	2,71	2,71	2,71	3,09	4,74	3,00
12	3,29	2,97	2,97	3,29	7,96	2,97	2,97	2,97	3,44	5,37	3,32
13	3,63	3,26	3,26	3,63	8,99	3,26	3,26	3,26	3,83	6,07	3,68
14	4,02	3,59	3,59	4,02	10,12	3,59	3,59	3,59	4,27	6,85	4,09
15	4,45	3,94	3,94	4,45	11,34	3,94	3,94	3,94	4,77	7,71	4,53
16	4,92	4,34	4,34	4,92	12,65	4,34	4,34	4,34	5,34	8,67	5,04
17	5,45	4,77	4,77	5,45	14,06	4,77	4,77	4,77	5,98	9,72	5,60
18	6,04	5,26	5,26	6,04	15,56	5,26	5,26	5,26	6,70	10,88	6,23
19	6,70	5,80	5,80	6,70	17,18	5,80	5,80	5,80	7,53	12,16	6,94
20	7,44	6,40	6,40	7,44	18,89	6,40	6,40	6,40	8,47	13,57	7,74
21	8,26	7,07	7,07	8,26	20,72	7,07	7,07	7,07	9,54	15,11	8,64
22	9,19	7,82	7,82	9,19	22,65	7,82	7,82	7,82	10,78	16,81	9,66
23	10,23	8,66	8,66	10,23	24,70	8,66	8,66	8,66	12,19	18,67	10,82
24	11,40	9,60	9,60	11,40	26,86	9,60	9,60	9,60	13,82	20,70	12,12
25	12,72	10,66	10,66	12,72	29,14	10,66	10,66	10,66	15,70	22,92	13,61
26	14,21	11,85	11,85	14,21	31,54	11,85	11,85	11,85	17,87	25,35	15,30
27	15,90	13,20	13,20	15,90	34,06	13,20	13,20	13,20	20,40	28,01	17,23
28	17,81	14,72	14,72	17,81	36,70	14,72	14,72	14,72	23,34	30,90	19,45
29	19,98	16,44	16,44	19,98	39,46	16,44	16,44	16,44	26,79	34,06	21,98
30	22,46	18,40	18,40	22,46	42,36	18,40	18,40	18,40	30,83	37,50	24,90
31	25,28	20,63	20,63	25,28	45,38	20,63	20,63	20,63	35,59	41,24	28,26
32	28,52	23,18	23,18	28,52	48,54	23,18	23,18	23,18	41,22	45,32	32,15
33	32,23	26,09	26,09	32,23	51,82	26,09	26,09	26,09	47,90	49,75	36,66
34	36,50	29,44	29,44	36,50	55,25	29,44	29,44	29,44	55,87	54,57	41,91
35	41,44	33,30	33,30	41,44	58,81	33,30	33,30	33,30	65,41	59,82	48,04
36	47,16	37,75	37,75	47,16	62,52	37,75	37,75	37,75	76,91	65,52	55,23
37	53,80	42,92	42,92	53,80	66,36	42,92	42,92	42,92	90,81	71,71	63,68
38	61,55	48,93	48,93	61,55	70,36	48,93	48,93	48,93	107,73	78,44	73,67
39	70,61	55,96	55,96	70,61	74,51	55,96	55,96	55,96	128,43	85,76	85,51
40	81,27	64,20	64,20	81,27	78,81	64,20	64,20	64,20	153,91	93,70	99,61
41	93,85	73,90	73,90	93,85	83,27	73,90	73,90	73,90	185,47	102,34	116,49
42	108,75	85,37	85,37	108,75	87,90	85,37	85,37	85,37	224,84	111,73	136,80
43	126,50	99,01	99,01	126,50	92,69	99,01	99,01	99,01	274,29	121,93	161,34
44	147,74	115,31	115,31	147,74	97,66	115,31	115,31	115,31	336,90	133,03	191,18
<b>45</b>	<b>173,29</b>	<b>134,87</b>	<b>134,87</b>	<b>173,29</b>	<b>102,81</b>	<b>134,87</b>	<b>134,87</b>	<b>134,87</b>	<b>416,79</b>	<b>145,11</b>	<b>227,68</b>
46	204,19	158,50	158,50	204,19	108,15	158,50	158,50	158,50	519,64	158,26	272,59
47	241,80	187,21	187,21	241,80	113,69	187,21	187,21	187,21	653,27	172,58	328,23
48	287,85	222,30	222,30	287,85	119,43	222,30	222,30	222,30	828,61	188,18	397,64
49	344,64	265,50	265,50	344,64	125,38	265,50	265,50	265,50	1 061,14	205,21	484,90
50	415,15	319,06	319,06	415,15	131,57	319,06	319,06	319,06	1 373,00	223,79	595,48

Da análise à tabela 14.14 podemos constatar que existem variações apreciáveis nas diferentes propostas para  $N_q$ . Analisando para um ângulo de atrito de  $45^\circ$  o valor de  $N_q$  varia entre aproximadamente 100 e 400, dependendo do autor. Este tipo de discrepâncias retira credibilidade às formulações teóricas na determinação da capacidade resistente de uma fundação por estacas.

O valor de cálculo da capacidade resistente de ponta de uma estaca obtido pelos métodos teóricos foi efetuado considerando que a tensão efetiva cresce linearmente em profundidade, não sendo considerada a existência de um comprimento crítico.

Tabela 14.15 - Valores de cálculo da capacidade resistente de ponta,  $R_{b,d}$ , obtidos aplicando diversas metodologias.

Valor de cálculo da capacidade resistente de ponta, $R_{b,d}$												
Diâmetro da estaca [mm]	Métodos teóricos									Métodos semi-empíricos		
	Terzaghi (base rugosa) (1943)	Terzaghi (base lisa) (1943)	Skempton (1953)	Caquot e Kérisel (1956)	Sokolovski (1960)	Meyerhof (5) (1963)	Zeevaert (1972)	Vesic (1975)	Janbu (1976)	Método de Aoki e Vellos (1975)	Método de Décourt e Quaresma (1978)	Método de Teixeira (1996)
400	1 762,09	1 375,31	1 164,81	1 375,31	1 375,31	1 375,31	4 018,27	1 586,73	2 280,31	1 148,93	861,69	1 034,03
500	2 826,21	2 205,85	1 868,23	2 205,85	2 205,85	2 205,85	6 444,86	2 544,93	3 657,37	1 795,20	1 346,40	1 615,68
600	4 174,76	3 258,39	2 759,68	3 258,39	3 258,39	3 258,39	9 520,10	3 759,28	5 402,53	2 585,08	1 938,81	2 326,57

Da análise aos valores constantes na tabela 14.15 podemos concluir que não existem ainda soluções satisfatórias e consensuais para avaliar a capacidade resistente última de uma estaca à compressão. A dificuldade de criar um modelo que represente as várias variáveis em jogo nomeadamente, as características do maciço de fundação, os efeitos decorrentes do processo construtivo na interface estaca/solo, o tipo e importância das ações atuantes, pode ser uma das causas para uma divergência tão grande de valores.

Constata-se ainda que os modelos teóricos baseados nas propriedades resistentes do solo apresentam valores muito elevados, logo podemos concluir que sobrestimam a resistência de ponta das estacas, porque dependem essencialmente do ângulo de atrito, e neste caso este parâmetro tem um valor elevado. Nestas situações é necessária alguma prudência e efetuar uma análise a outros parâmetros do solo, como por exemplo o módulo de deformabilidade.

#### **14.1.4 Interação solo-estrutura**

Da análise interação solo-estrutura podemos concluir que dependendo do nível de deformação do terreno (maior ou menores assentamentos) e da rigidez da estrutura, pode existir uma alteração significativa dos esforços atuantes na estrutura (redistribuição dos esforços) para a qual o edifício pode não estar dimensionado, pelo que a sua não consideração resulta invariavelmente no surgimento de variadas anomalias durante o período de vida útil do edifício.

A execução do dimensionamento estrutural com base na interação solo-estrutura permite obter uma construção mais próxima da realidade, com a finalidade de assegurar o cumprimento dos requisitos técnicos de estabilidade, funcionalidade e durabilidade.

### **14.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Monitorizar os assentamentos que ocorrem em casos reais durante a fase de construção e/ou nos primeiros anos de vida útil e comparar com os assentamentos estimados em projeto, nomeadamente para os casos onde foi considerada a interação solo-estrutura.

Simular o comportamento de um ensoleiramento geral de altura variável num programa de elementos finitos e comparar com o ensoleiramento de altura constante.

Avaliar os métodos teóricos e semi-empíricos atualmente existentes na determinação da capacidade última de uma estaca isolada submetida a carga estática vertical de compressão e na avaliação dos assentamentos a partir de ensaios estáticos sobre estacas executadas por diversas metodologias construtivas, em vários tipos de solos usuais em Portugal e para diferentes diâmetros.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, Urbano Rodriguez – Dimensionamento de Fundações Profundas. 2ª edição. São Paulo: Blucher, 2012. ISBN 978-85-212-0661-3.

Appleton, Júlio – Estruturas de betão: volume I. 1ª edição. Amadora: Edições Orion, 2013. ISBN 978-972-8620-21-9.

Appleton, Júlio – Estruturas de betão: volume II. 1ª edição. Amadora: Edições Orion, 2013. ISBN 972-8620-22-6.

Barros, Helena; Figueiras, Joaquim – Tabelas e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2. 1ª edição. Porto: FEUP edições, 2010. ISBN 978-972-752-121-0.

Bowles, Joseph E. - Foundation Analysis and Design. 5ª edição. New York: McGraw-Hill International Editions, 1996. ISBN 0-07-912247-7.

Bowles, Joseph E. - Foundation Analysis and Design. 4ª edição. Singapore: McGraw-Hill International Editions, 1988. ISBN 0-07-006776-7.

Brito, Jorge – Estacas Cravadas. Lisboa: IST, 1999.

Brito Jorge; Santos, José R. – Ensoleiramentos Gerais e Grelhas de Fundação. Lisboa: IST, 2000.

Brito, Jorge – Fundações diretas correntes. Lisboa: IST, 2003.

Brito, Jorge – Curso de Execução de Estacas: Tipologia das Estacas. Lisboa: IST, 2016.

Cardoso, António S. - Estacas solicitadas axialmente isoladas e grupos: tipos e dimensionamento. Porto: FEUP, 1990.

Cintra, José Carlos A.; Aoki, Nelson - Fundações por estacas: projeto geotécnico. 1ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. ISBN 978-85-7975-004-5.

Cintra, José Carlos A.; Aoki, Nelson; Albiero, José Henrique - Fundações diretas: projeto geotécnico. 1ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. ISBN 978-85-7975-035-9.

Cintra, José C. A.; Aoki, Nelson; Tshua, Cristina de H.C.; Giacheti, Heraldo L. - Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos. 1ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2013. ISBN 978-85-7975-161-5.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Coelho, Silvério A. - Tecnologia de Fundações. 1ª edição. Lisboa: E. P. Gustavo Eiffel, 1996. ISBN 972-8326-22-X.

Domingues, Tiago – Apontamentos das aulas de Mecânica dos Solos Aplicada. ISEP, 2015.

Félix, Carlos; Trigo, José F. – Dimensionamento de Fundações Superficiais. Porto: ISEP, 2014.

Félix, Carlos – Punçoamento. Porto: ISEP, 2014.

Félix, Carlos; Guedes, Paulo; Neves, M. Trigo – Disposições construtivas relativas a elementos estruturais. Porto: ISEP, 2014.

Fernandes, M. Matos - Mecânica dos Solos, II volume. Porto: FEUP, 1995.

Fernandes, Manuel de Matos - Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica. 1ª edição. Porto: FEUP edições, 2011. ISBN 978-972-752-136-4.

Folque, José - Introdução à Mecânica dos solos. 1ª edição. Lisboa: LNEC, 1987. ISBN 978-972-49-166-4.

Folque, José – Fundações em Terrenos Não Rochosos. 6ª edição. Lisboa: LNEC, 2007. ISBN 972-49-1195-0.

Folque, José – Fundações: Recomendações Gerais. 8ª edição. Lisboa: LNEC, 2010. ISBN 978-972-49-1438-1.

Fonseca, António Viana da – Apontamentos das aulas de Reabilitação do Património Edificado. FEUP, 2005.

ISSMFE – Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16 with Reference Test Procedures, CPT-SPT-DP-WST. Swedish Geotechnical Society, Information 7, Stockholm, 1989.

Logeais, Louis – Patologias das Fundações: Fundações Superficiais e Profundas. Montpellier: Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, 1971.

Martins, J. Barreiros - Fundações. 3ª edição. Guimarães: UM, 2002.

Mendrano, Rodolfo C. Castillo - Mecánica de Suelos II. Tehuacán: Instituto Tecnológico de Tehuacán, 2008.

Milititsky, Jarbas; Consoli, Nildo C.; Schanaid, Fernando – Patologia das Fundações. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2015. ISBN 978-85-7975-183-7.

Pereira, Tiago A. B. P. – Análise e Dimensionamento de Estacas Sujeitas a Compressão Axial: Aplicações na Região Administrativa Especial de Macau. Porto: FEUP, 2008. Tese de Mestrado.

Pinto, Alexandre - Curso de Conceção de Obras Geotécnicas, módulo 2. Braga, 2006.

- Pouca, Nelson Vila; Delfim, Carlos – Dimensionamento estrutural de elementos de fundação: maciços de encabeçamento estacas. Porto: FEUP, 2016.
- Santos, Jaime – Fundações por estacas: ações verticais. Lisboa: IST, 2008.
- Santos, Jaime – Fundações por estacas: ações horizontais. Lisboa: IST, 2008.
- Saran, Swami – Analysis and Design of Substructures: Limit State Design. 1ª edição. Rotterdam: A.A. Balkema, 1996. ISBN 90-5410-297-7.
- Schnaid, Fernando; Odebrecht, Edgar - Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações. 2ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. ISBN 978-85-7975-059-5.
- Silva, Pedro M. S. R. – Tecnologia da Construção e dos Sistemas Construtivos I: Estacas Cravadas – Pré-Fabricadas. Lisboa: ISEL, 2015.
- Sousa, Rafael; Reis, Jeselay – Interação Solo-Estrutura para Edifícios sobre Fundações Rasas. Maringá. Vol. 30, nº 2 (2008), p. 161-171.
- Trigo, José F. - Fundações superficiais: Dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 7. Porto: ISEP, 2013.
- Trigo, José F. – Dimensionamento de acordo com o Eurocódigo 7: Introdução. Bases do Projeto Geotécnico. Porto: ISEP, 2014.
- Velloso, Dirceu de Alencar; Lopes, Francisco de Rezende - Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. 3ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. ISBN 978-85-7975-013-7.
- EN 1997-2. 2007, Eurocode 7 – Geotechnical design. Part 2: Ground investigation and testing. Bruxelles: CEN.
- ENV 1997-3. 1999, Eurocode 7 - Calcul géotechnique. Partie 3: Calcul sur la base d'essais en place. Bruxelles: CEN.
- ISSMFE - Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils: TC 16 with Reference Test Procedures, CPT-SPT-DP-WST. Stockholm: Swedish Geotechnical Society, 1989.
- NP EN 1990. 2009, Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.
- NP EN 1991-1-1. 2009, Eurocódigo 1 – Ações em estruturas. Parte 1-1: Ações gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. 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.

*REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS*

NP EN 1997-1. 2010, Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais. Lisboa: Instituto Português da Qualidade.

## **ANEXO**

Anexo I: Dados dos Ensaios SPT e DPM

Anexo II: Ações Atuantes

Anexo III: Dimensionamento Geotécnico e Estrutural de Sapatas

Anexo IV: Dimensionamento Geotécnico e Estrutural do Ensoleiramento Geral

Anexo V: Dimensionamento Geotécnico e Estrutural de Estacas

Anexo VI: Verificação da Segurança Relativamente à Insuficiência de Capacidade Resistente do Terreno Aplicando as Propostas de Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Vesic

Anexo VII: Determinação do Valor Medido da Capacidade Resistente de Ponta e da Capacidade Resistente Lateral nos Vários Estratos, por Unidade Área Aplicando Três Métodos Semi-empíricos

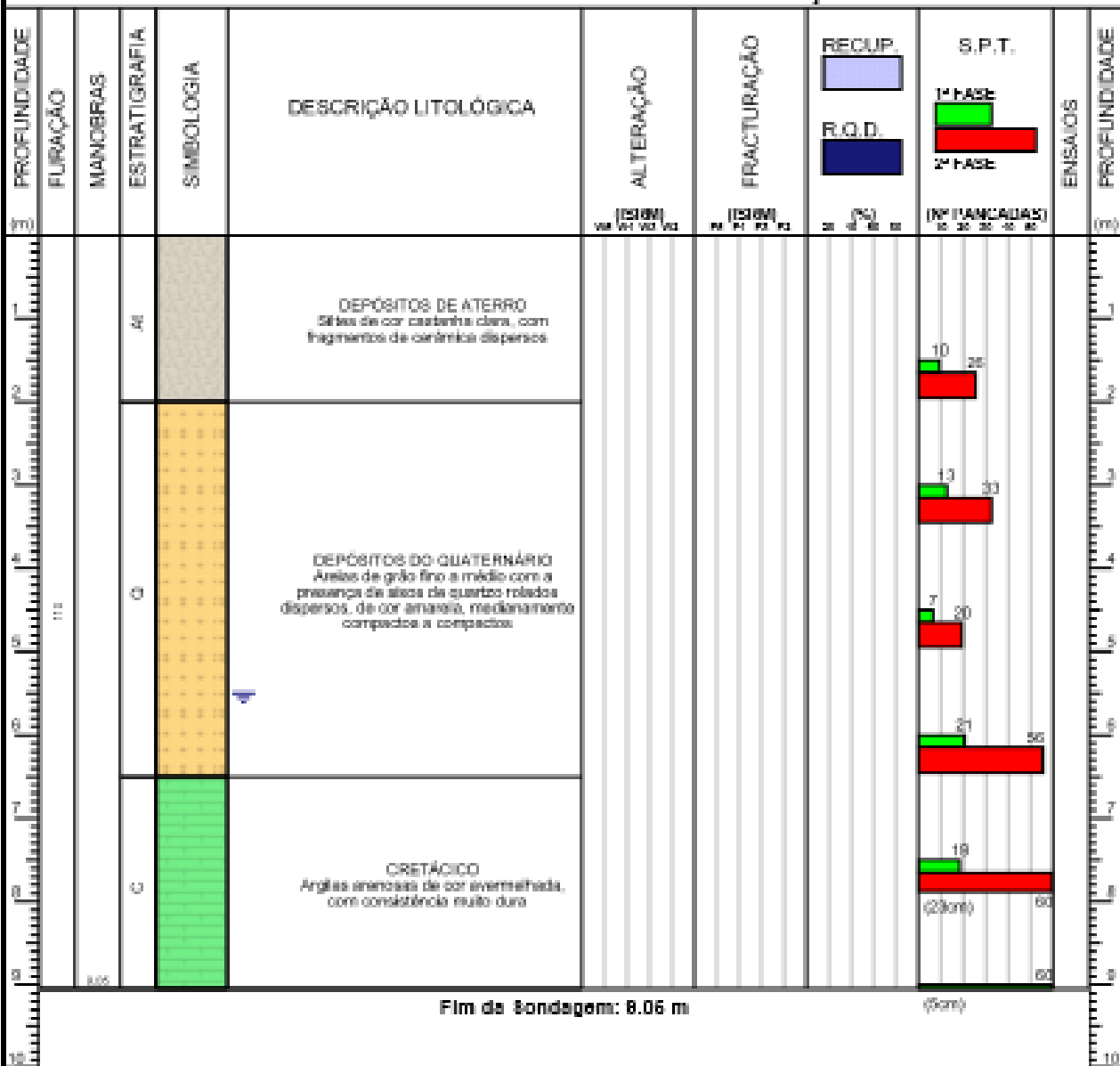
Anexo VIII: Peças Desenhadas



## **ANEXO I – DADOS DOS ENSAIOS SPT E DPM**

ENTIDADE: Iperforma	OBRA: Esc. José Estevão - Aveiro	PROCESSO: 42308	SONDAGEM: S3
			FOLHA: 1/1

Equipamento: APAPOR 1	Revestimento:	Data Inicio: 13/11/2008
Nível Freático: 1º 5.50 m	Coordenadas: M=	Data Fim: 13/11/2008
2º	P=	Azimute:
	Cota: Z=	Inclinação: 90 °



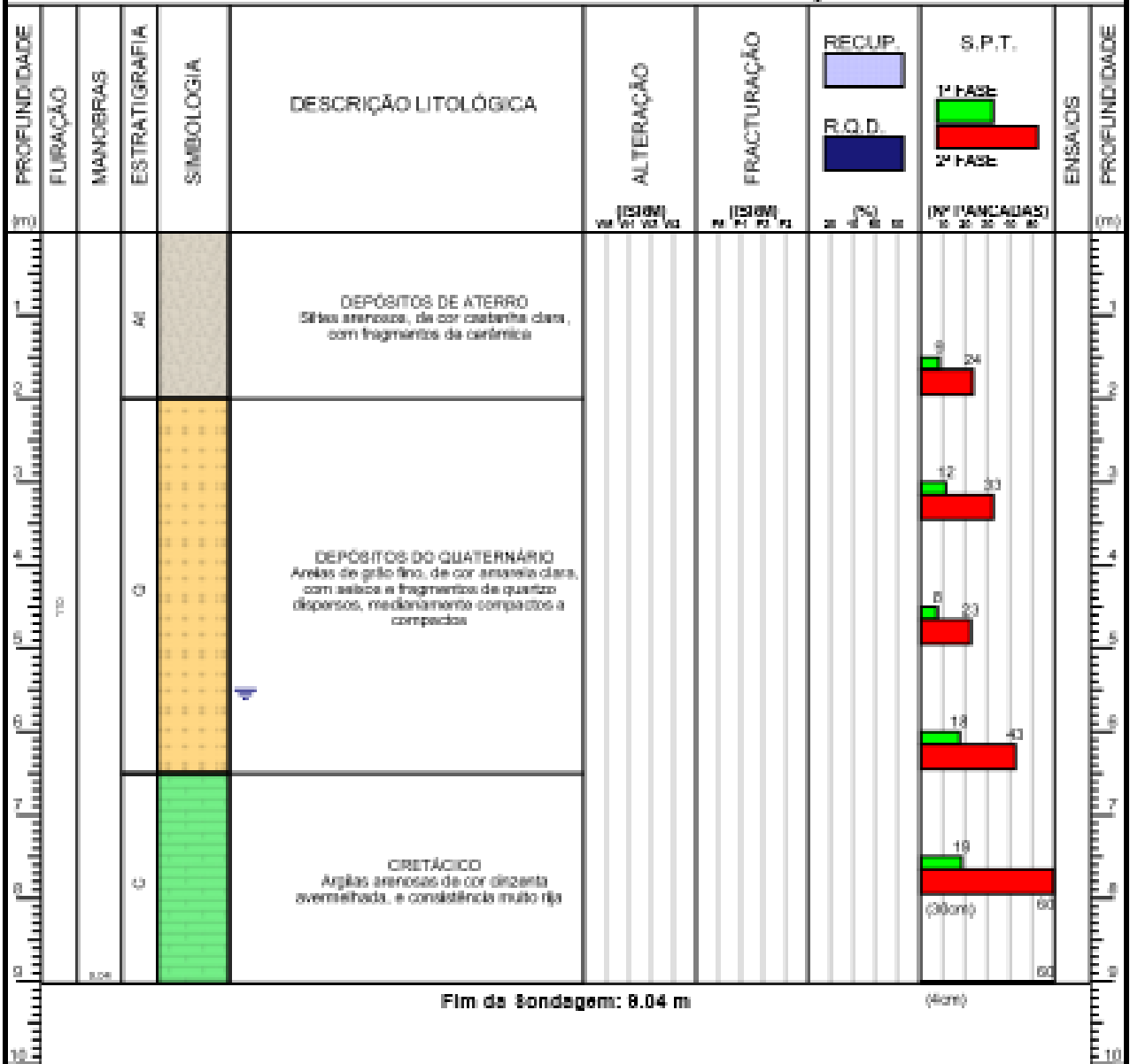
OBSERVAÇÕES: Instalado piezómetro

RESPONSÁVEL: Leandro Martins, Dr.

DATA DE EMISSÃO: 29/11/2008

ENTIDADE: Iperforma	OBRA: Esc. José Estevão - Aveiro	PROCESSO: 42308	SONDAGEM: S4
			FOLHA: 1/1

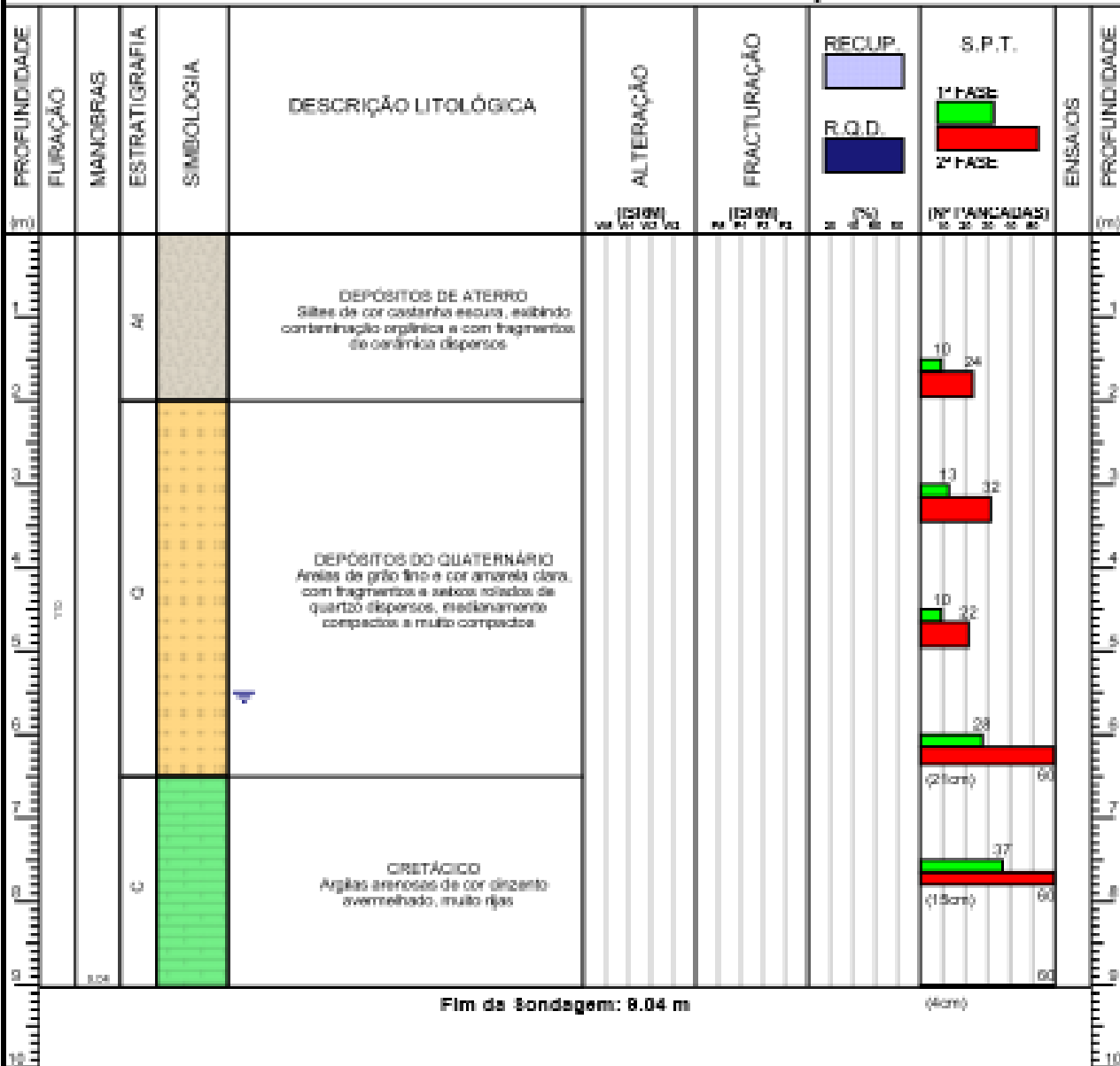
Equipamento: APAFOR 1	Revestimento:	Data Inicio: 13/11/2008
Nível Freático: 1ª 5.50 m	Coordenadas: M=	Data Fim: 13/11/2008
2ª	Pa=	Azimute:
	Cota: Z=	Inclinação: 90°



OBSERVAÇÕES:

ENTIDADE: Iperforma	OBRA: Esc. José Estevão - Aveiro	PROCESSO: 42308	SONDAGEM: S5
			FOLHA: 1/1

Equipamento: APAPOR 1	Revestimento:	Data Inicio: 13/11/2008
Nível Freático: 1º 5.50 m	Coordenadas: M=	Data Fim: 14/11/2008
2º	P=	Azimute:
	Cota: Z=	Inclinação: 90°



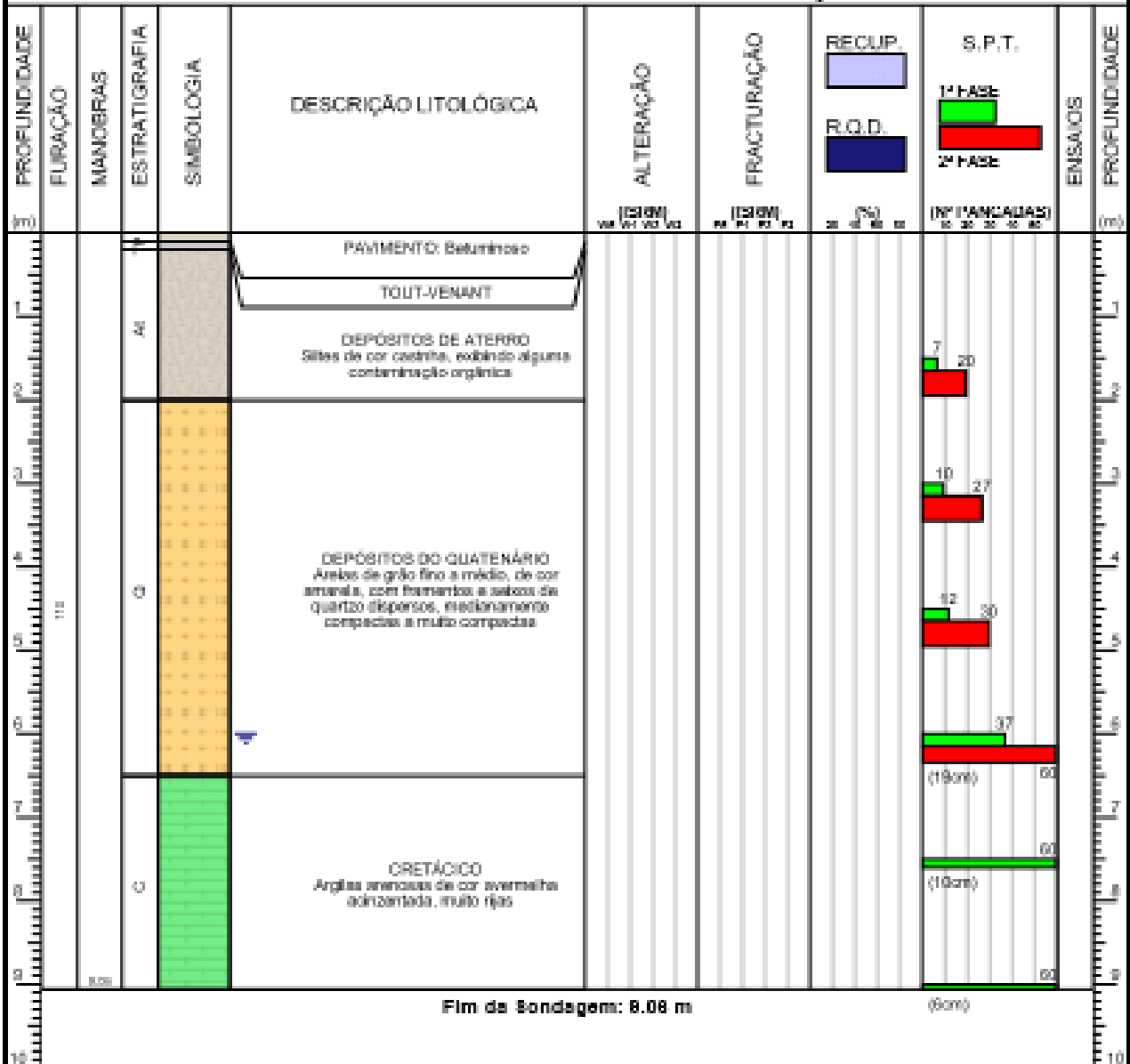
OBSERVAÇÕES:

RESPONSÁVEL: Leandro Martins, Dr.

DATA DE EMISSÃO: 29/11/2008

ENTIDADE: Iperforma	OBRA: Esc. José Estevão - Aveiro	PROJETO Nº: 42308	SONDAGEM: S6
			FOLHA: 1/1

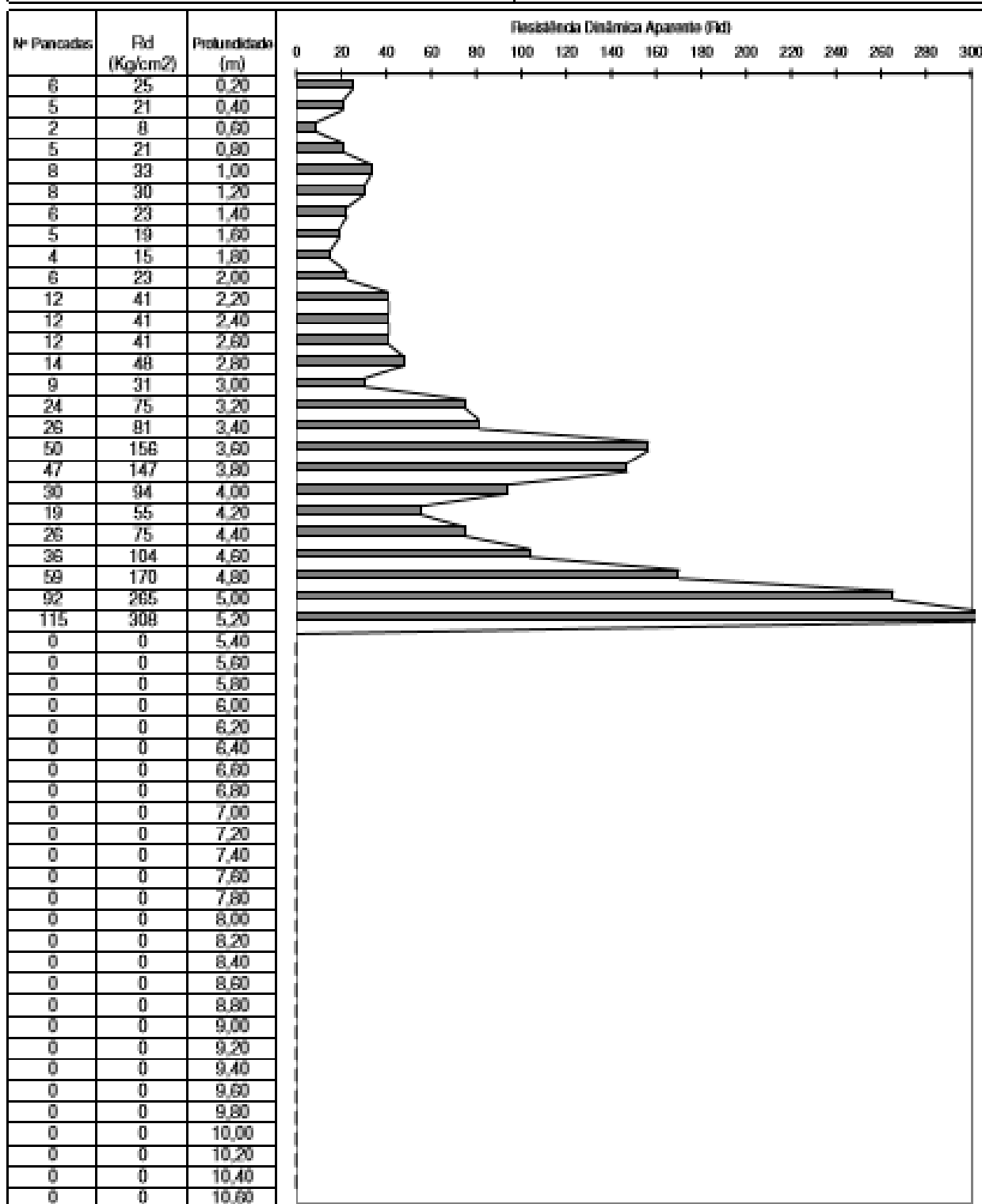
Equipamento: APAFOR 1	Revestimento: M=	Data Inicio: 10/11/2008
Nível Freático: 1º 6.00 m	Coordenadas: P=	Data Fim: 10/11/2008
2º	Cota: Z=	Azimute:
		Inclinação: 90°

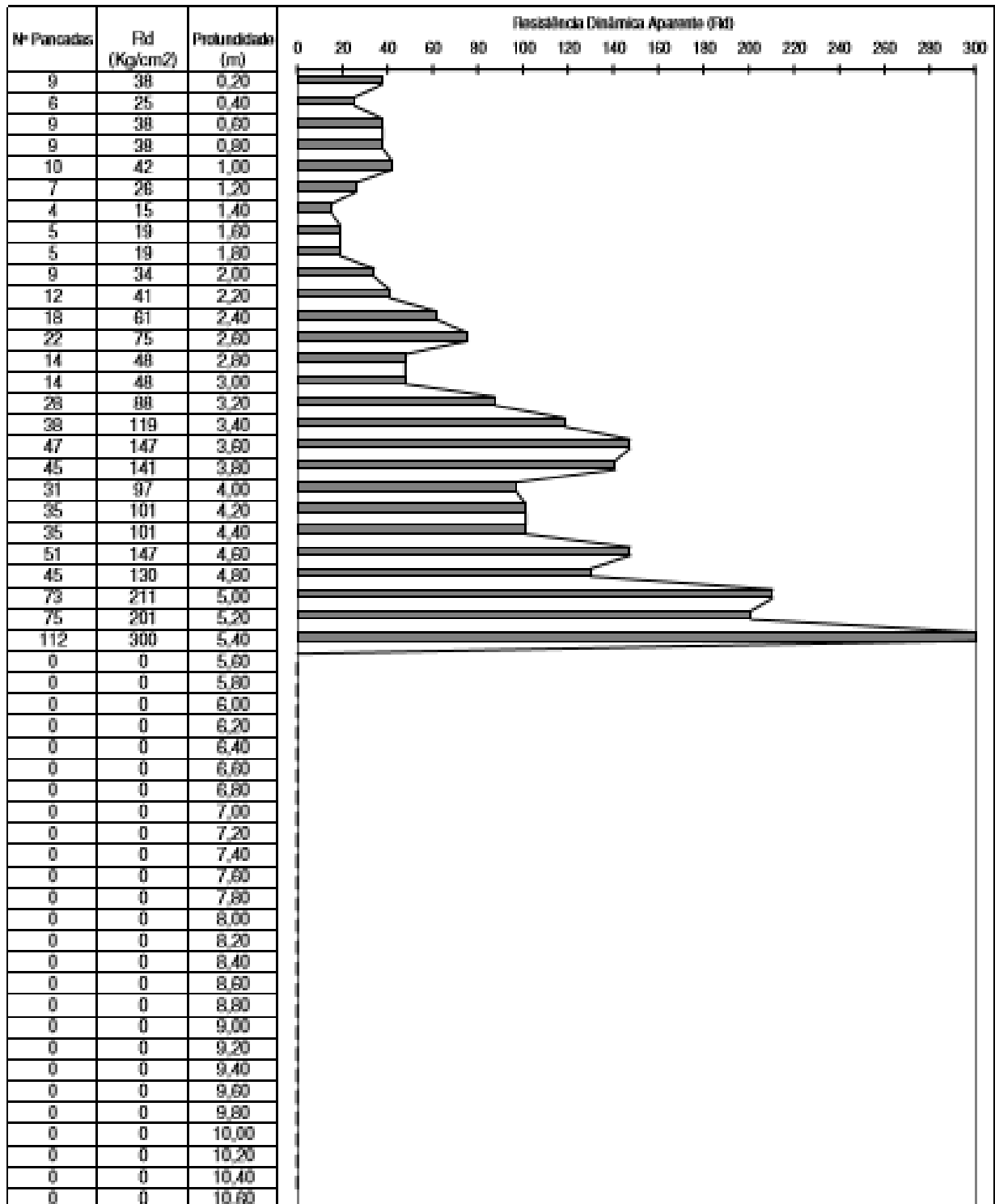


OBSERVAÇÕES:

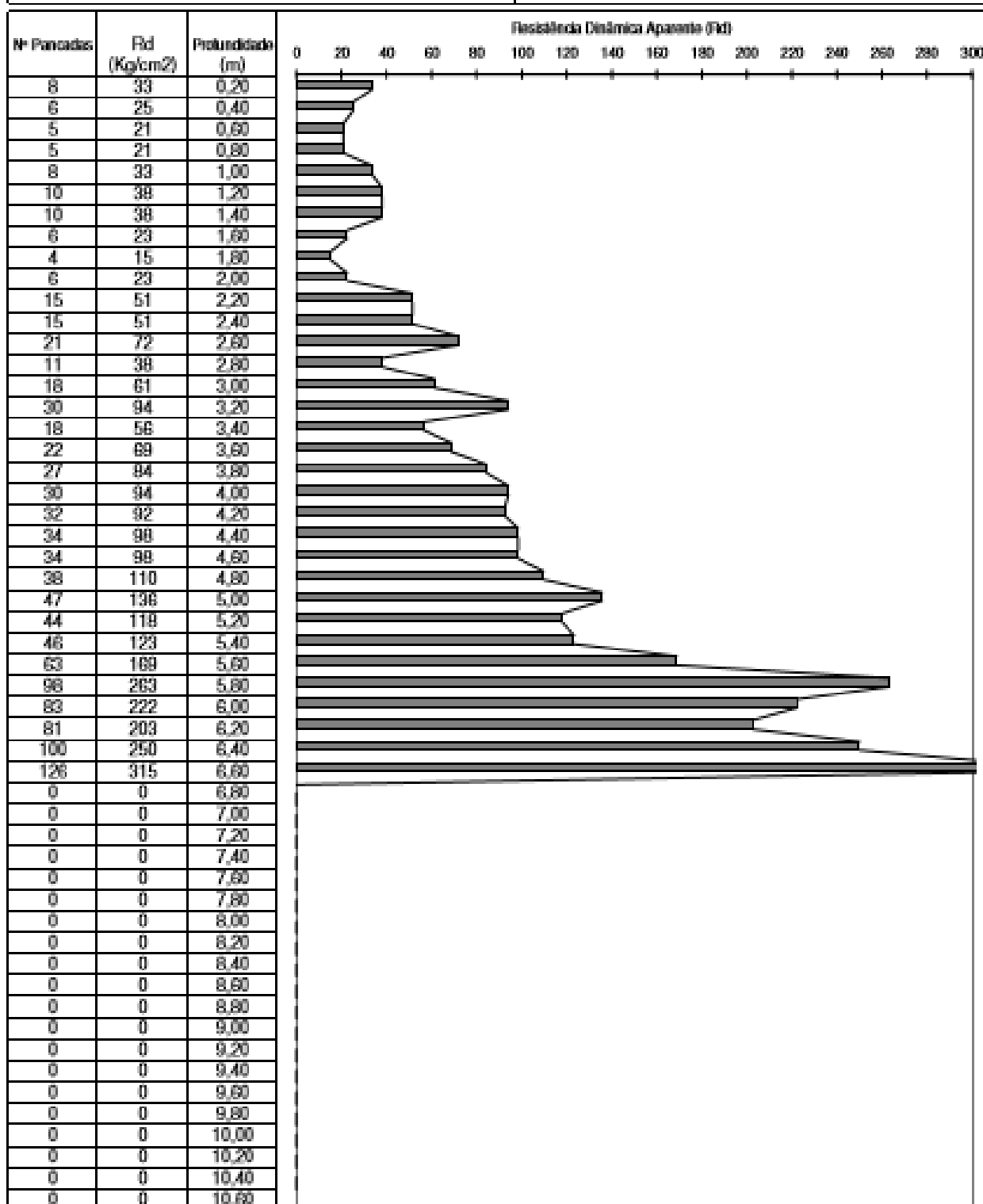
RESPONSÁVEL: Leandro Martins, Dr.

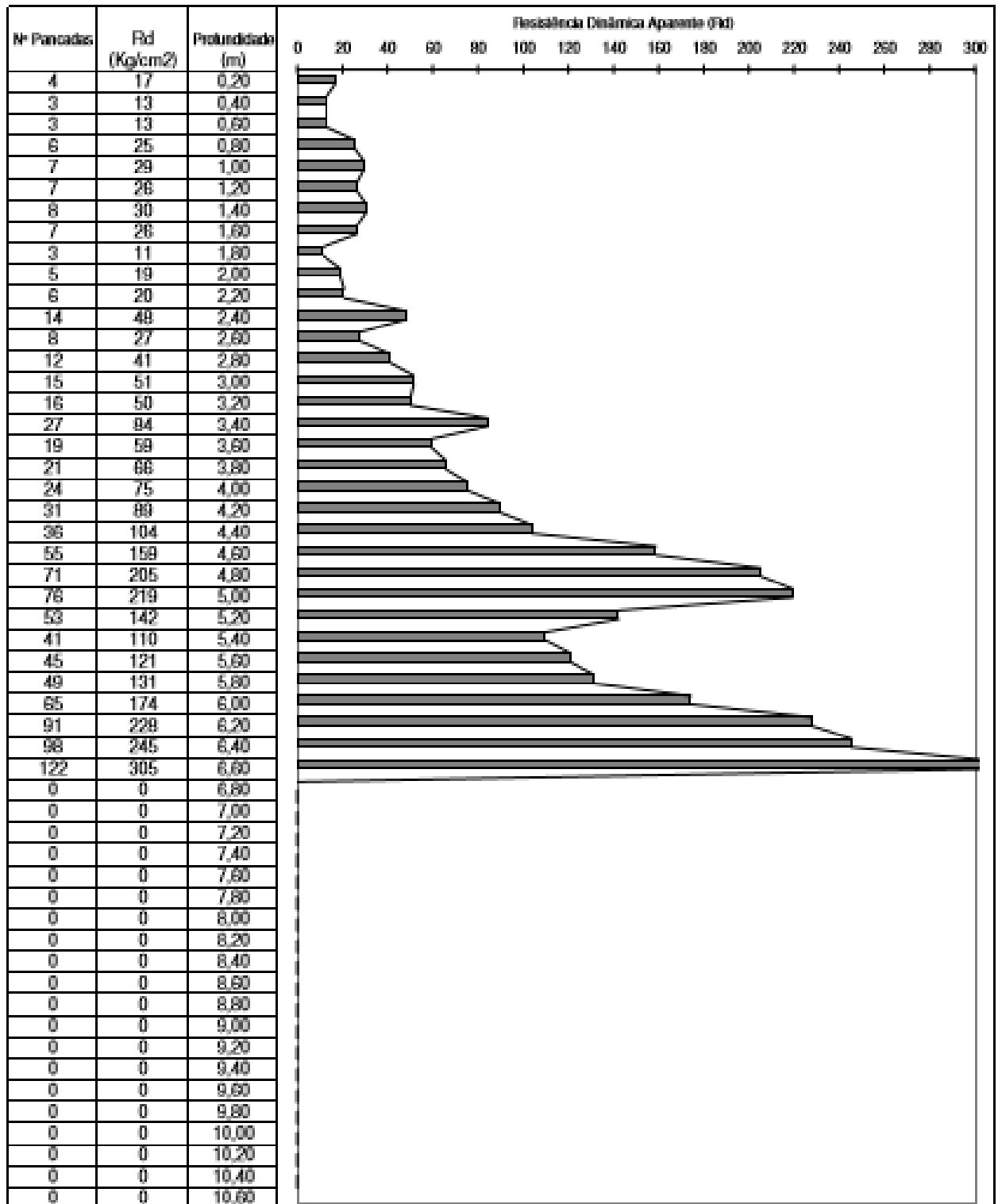
DATA DE EMISSÃO: 29/11/2008





(n.d) - não determinado por aumento das pancadas de luto a 0,50m





CLIENTE: NDS

PROJECTO: ██████████

LOCALIZAÇÃO: ██████████

COTA: -

COMPRIMENTO: 16,50m

INCLINAÇÃO: 90°

COORDENADAS: Lat. - Long. -

DIÂMETRO: 0,00-12,00m=101mm  
12,00-16,50m=88mm

REVESTIMENTO: 0,00-12,00m=113mm  
12,00-16,50m=98mm

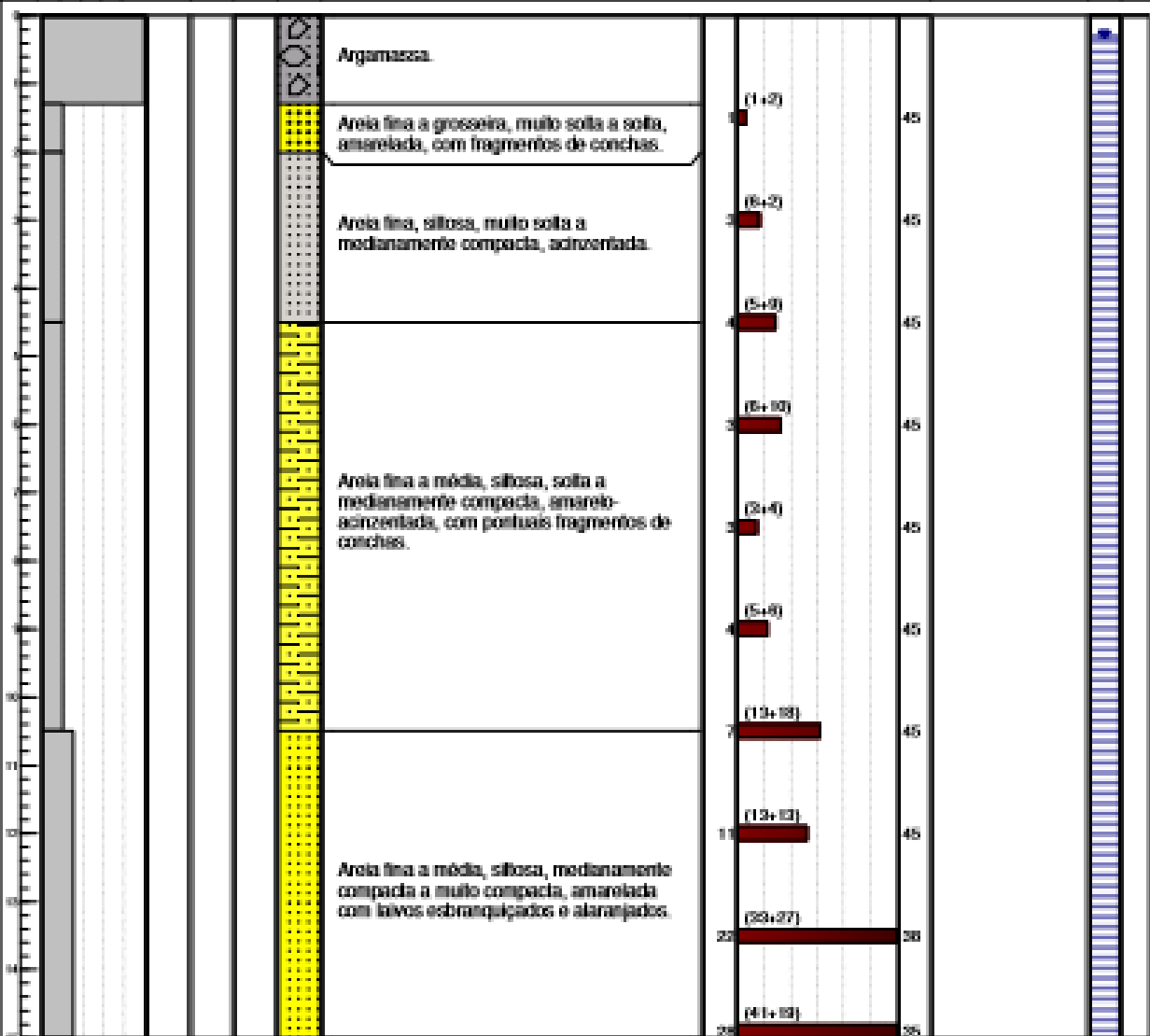
EQUIPAMENTO: MUSTANG 4-F4

INÍCIO: 13-03-2010

TIPO SONDAGEM: ROTAÇÃO

TERMINO: 10-04-2010

Comprimento (m)	R.Q.D. % Recup. (%)	Fracturação	Alteração	Estratigrafia	Simbologia	Descrição	Ensaio SPT			Ensaio	Nível da Água	Piezômetro
							1ª Fase	2ª e 3ª Fase (nº de pancadas)	Penetração			



**Fundações e Geotecnia**

Estabelecimento  
Estrada da Potângil - Luanda  
Angola  
Tel: 00442 811 734952  
Fax: 00442 811 608  
e-mail: EduardoSimoes@mota-engil.co.ao

FEITO POR: José Queirós

VERIFICADO POR: Eduardo Simões

## **ANEXO II – AÇÕES ATUANTES**

No anexo II são apresentadas as tabelas com os valores das ações para o ELU e para o ELUt, aplicados no dimensionamento geotécnico e estrutural das fundações superficiais e profundas.

Estado limite último - Combinações fundamentais					
Identificação da sapata	Ação Vertical [KN]			Ação variável base - sobrecarga [KN]	
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação 1	Combinação 2
S1	222,95	24,29	9,60	346,06	262,02
S2	295,17	51,19	3,74	478,63	364,63
S3	323,44	59,10	2,54	527,58	402,25
S4	363,68	66,19	2,48	592,49	451,66
S5	270,34	31,74	7,74	419,54	317,64
S6	1 384,21	172,90	39,97	2 164,01	1 640,16
S7	965,82	225,81	15,54	1 656,56	1 271,49
S8	644,31	108,81	6,15	1 038,57	790,56
S9	325,60	36,75	21,50	514,04	390,15
S10	438,33	77,83	18,88	725,48	554,24
S11	965,80	221,48	8,97	1 644,12	1 260,72
S12	592,20	97,64	3,39	948,98	721,78
S13	593,05	88,64	29,78	960,38	731,51
S14	829,97	170,24	24,05	1 397,46	1 070,04
S15	1 172,68	221,08	13,12	1 926,55	1 470,32
S16	377,67	38,76	20,77	586,69	444,26
S17	267,11	27,14	10,17	410,46	310,32
S18	366,89	61,20	2,22	589,10	448,18
S19	409,02	67,72	24,64	675,93	516,28

Estado limite último - Combinações fundamentais					
Identificação da sapata	Ação Vertical [KN]			Ação variável base - ação do vento [KN]	
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação 1	Combinação 2
S1	222,95	24,29	9,60	340,89	257,53
S2	295,17	51,19	3,74	457,84	346,61
S3	323,44	59,10	2,54	502,51	380,52
S4	363,68	66,19	2,48	564,19	427,14
S5	270,34	31,74	7,74	409,90	309,29
S6	1 384,21	172,90	39,97	2 110,18	1 593,51
S7	965,82	225,81	15,54	1 564,27	1 191,51
S8	644,31	108,81	6,15	993,29	751,32
S9	325,60	36,75	21,50	510,40	386,99
S10	438,33	77,83	18,88	701,79	533,70
S11	965,80	221,48	8,97	1 549,84	1 179,01
S12	592,20	97,64	3,39	907,08	685,46
S13	593,05	88,64	29,78	938,36	712,43
S14	829,97	170,24	24,05	1 335,29	1 016,15
S15	1 172,68	221,08	13,12	1 834,93	1 390,92
S16	377,67	38,76	20,77	581,71	439,94
S17	267,11	27,14	10,17	404,35	305,03
S18	366,89	61,20	2,22	562,89	425,47
S19	409,02	67,72	24,64	660,24	502,68

Estado limite de utilização						
Identificação da sapata	Ação Vertical [KN]			Ação variável base - sobrecarga [KN]		
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação característica ou rara	Combinação frequente	Combinação quase-permanente
S1	222,95	24,29	9,60	253,00	235,10	230,24
S2	295,17	51,19	3,74	348,60	320,77	310,53
S3	323,44	59,10	2,54	384,06	352,99	341,17
S4	363,68	66,19	2,48	431,36	396,78	383,54
S5	270,34	31,74	7,74	306,72	286,21	279,86
S6	1 384,21	172,90	39,97	1 581,09	1 470,66	1 436,08
S7	965,82	225,81	15,54	1 200,95	1 078,73	1 033,56
S8	644,31	108,81	6,15	756,81	698,72	676,95
S9	325,60	36,75	21,50	375,25	343,98	336,63
S10	438,33	77,83	18,88	527,49	477,25	461,68
S11	965,80	221,48	8,97	1 192,66	1 076,54	1 032,24
S12	592,20	97,64	3,39	691,87	641,02	621,49
S13	593,05	88,64	29,78	699,56	637,37	619,64
S14	829,97	170,24	24,05	1 014,64	915,09	881,04
S15	1 172,68	221,08	13,12	1 401,63	1 283,22	1 239,00
S16	377,67	38,76	20,77	428,89	397,05	389,30
S17	267,11	27,14	10,17	300,35	280,68	275,25
S18	366,89	61,20	2,22	429,42	397,49	385,25
S19	409,02	67,72	24,64	491,52	442,88	429,34

Estado limite de utilização						
Identificação da sapata	Ação Vertical [KN]			Ação variável base - vento [KN]		
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação característica ou rara	Combinação frequente	Combinação quase-permanente
S1	222,95	24,29	9,60	249,55	232,16	230,24
S2	295,17	51,19	3,74	301,15	311,28	310,53
S3	323,44	59,10	2,54	327,50	341,68	341,17
S4	363,68	66,19	2,48	367,65	384,03	383,54
S5	270,34	31,74	7,74	282,72	281,41	279,86
S6	1 384,21	172,90	39,97	1 448,16	1 444,07	1 436,08
S7	965,82	225,81	15,54	990,68	1 036,67	1 033,56
S8	644,31	108,81	6,15	654,15	678,18	676,95
S9	325,60	36,75	21,50	360,00	340,93	336,63
S10	438,33	77,83	18,88	468,54	465,46	461,68
S11	965,80	221,48	8,97	980,15	1 034,04	1 032,24
S12	592,20	97,64	3,39	597,62	622,17	621,49
S13	593,05	88,64	29,78	640,70	625,60	619,64
S14	829,97	170,24	24,05	868,45	885,85	881,04
S15	1 172,68	221,08	13,12	1 193,67	1 241,63	1 239,00
S16	377,67	38,76	20,77	410,90	393,45	389,30
S17	267,11	27,14	10,17	283,38	277,29	275,25
S18	366,89	61,20	2,22	370,44	385,69	385,25
S19	409,02	67,72	24,64	448,44	434,26	429,34

Estado limite último - Combinações fundamentais					
Identificação da sapata	Ação Horizontal-Eixo X [KN]			Ação variável base - sobrecarga [KN]	
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação 1	Combinação 2
S1	0,82	0,21	0,22	1,62	1,26
S2	-0,17	-0,02	0,32	0,03	0,05
S3	-0,06	-0,01	0,31	0,18	0,17
S4	-0,03	-0,02	0,31	0,21	0,19
S5	-1,64	-0,40	0,24	-2,60	-1,97
S6	17,60	5,05	181,27	194,48	165,56
S7	2,60	0,67	1,05	5,46	4,29
S8	-13,08	-3,52	1,47	-21,62	-16,51
S9	0,49	0,13	0,71	1,50	1,21
S10	0,04	0,01	0,75	0,74	0,64
S11	2,70	0,73	1,36	5,96	4,71
S12	-11,84	-3,24	2,03	-19,02	-14,47
S13	5,21	1,73	2,82	12,17	9,66
S14	-0,81	-0,60	2,81	0,54	0,60
S15	-2,13	-0,59	1,15	-2,73	-2,00
S16	-1,99	-0,52	3,16	-0,62	-0,20
S17	1,11	0,23	1,32	3,03	2,44
S18	0,30	0,06	1,45	1,80	1,51
S19	0,92	0,10	1,52	2,76	2,24

Estado limite último - Combinações fundamentais					
Identificação da sapata	Ação Horizontal-Eixo X [KN]			Ação variável base - ação do vento [KN]	
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação 1	Combinação 2
S1	0,82	0,21	0,22	1,66	1,30
S2	-0,17	-0,02	0,32	0,23	0,23
S3	-0,06	-0,01	0,31	0,37	0,33
S4	-0,03	-0,02	0,31	0,40	0,35
S5	-1,64	-0,40	0,24	-2,27	-1,69
S6	17,60	5,05	181,27	300,97	257,85
S7	2,60	0,67	1,05	5,79	4,57
S8	-13,08	-3,52	1,47	-19,15	-14,37
S9	0,49	0,13	0,71	1,86	1,53
S10	0,04	0,01	0,75	1,19	1,02
S11	2,70	0,73	1,36	6,45	5,13
S12	-11,84	-3,24	2,03	-16,34	-12,15
S13	5,21	1,73	2,82	13,08	10,45
S14	-0,81	-0,60	2,81	2,49	2,30
S15	-2,13	-0,59	1,15	-1,77	-1,17
S16	-1,99	-0,52	3,16	1,51	1,64
S17	1,11	0,23	1,32	3,72	3,04
S18	0,30	0,06	1,45	2,64	2,24
S19	0,92	0,10	1,52	3,63	2,99

Estado limite de utilização						
Identificação da sapata	Ação Horizontal-Eixo X [KN]			Ação variável base - sobrecarga		
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação característica ou rara [KN]	Combinação frequente [KN]	Combinação quase-permanente [KN]
S1	0,82	0,21	0,22	1,16	0,93	0,88
S2	-0,17	-0,02	0,32	0,00	-0,18	-0,18
S3	-0,06	-0,01	0,31	0,12	-0,07	-0,06
S4	-0,03	-0,02	0,31	0,14	-0,04	-0,04
S5	-1,64	-0,40	0,24	-1,90	-1,84	-1,76
S6	17,60	5,05	181,27	131,41	20,13	19,12
S7	2,60	0,67	1,05	3,90	2,94	2,80
S8	-13,08	-3,52	1,47	-15,72	-14,84	-14,14
S9	0,49	0,13	0,71	1,05	0,56	0,53
S10	0,04	0,01	0,75	0,50	0,05	0,04
S11	2,70	0,73	1,36	4,25	3,07	2,92
S12	-11,84	-3,24	2,03	-13,86	-13,46	-12,81
S13	5,21	1,73	2,82	8,63	6,08	5,73
S14	-0,81	-0,60	2,81	0,28	-1,11	-0,99
S15	-2,13	-0,59	1,15	-2,03	-2,43	-2,31
S16	-1,99	-0,52	3,16	-0,61	-2,25	-2,15
S17	1,11	0,23	1,32	2,13	1,23	1,18
S18	0,30	0,06	1,45	1,23	0,33	0,32
S19	0,92	0,10	1,52	1,93	0,97	0,95

Estado limite de utilização						
Identificação da sapata	Ação Horizontal-Eixo X [KN]			Ação variável base - ação do vento		
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação característica ou rara [KN]	Combinação frequente [KN]	Combinação quase-permanente [KN]
S1	0,82	0,21	0,22	1,19	0,93	0,88
S2	-0,17	-0,02	0,32	0,34	-0,11	-0,18
S3	-0,06	-0,01	0,31	0,44	0,00	-0,06
S4	-0,03	-0,02	0,31	0,47	0,03	-0,04
S5	-1,64	-0,40	0,24	-1,26	-1,71	-1,76
S6	17,60	5,05	181,27	307,63	55,37	19,12
S7	2,60	0,67	1,05	4,28	3,01	2,80
S8	-13,08	-3,52	1,47	-10,73	-13,84	-14,14
S9	0,49	0,13	0,71	1,63	0,67	0,53
S10	0,04	0,01	0,75	1,24	0,19	0,04
S11	2,70	0,73	1,36	4,88	3,19	2,92
S12	-11,84	-3,24	2,03	-8,59	-12,41	-12,81
S13	5,21	1,73	2,82	9,72	6,29	5,73
S14	-0,81	-0,60	2,81	3,69	-0,43	-0,99
S15	-2,13	-0,59	1,15	-0,29	-2,08	-2,31
S16	-1,99	-0,52	3,16	3,07	-1,51	-2,15
S17	1,11	0,23	1,32	3,22	1,44	1,18
S18	0,30	0,06	1,45	2,62	0,61	0,32
S19	0,92	0,10	1,52	3,35	1,25	0,95

Estado limite último - Combinações fundamentais					
Identificação da sapata	Ação Horizontal-Eixo Y [KN]			Ação variável base - sobrecarga [KN]	
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação 1	Combinação 2
S1	1,92	0,31	0,31	3,34	2,56
S2	2,26	0,59	0,25	4,16	3,22
S3	2,71	0,74	0,29	5,03	3,90
S4	3,09	0,81	0,34	5,69	4,41
S5	2,13	0,39	0,58	3,98	3,09
S6	-21,21	-3,11	77,71	36,64	35,36
S7	-2,76	-0,67	1,59	-3,30	-2,39
S8	-6,04	-0,91	12,23	1,49	2,32
S9	1,16	0,08	0,91	2,51	1,97
S10	2,39	0,30	0,95	4,53	3,52
S11	2,70	0,67	1,69	6,17	4,89
S12	2,54	0,42	12,39	15,21	12,75
S13	3,14	0,72	0,73	5,98	4,65
S14	0,18	0,37	0,92	1,63	1,38
S15	18,45	1,87	12,95	39,37	30,98
S16	-3,12	-0,58	20,22	13,12	11,90
S17	-2,74	-0,46	2,85	-1,82	-1,12
S18	-3,36	-0,77	5,42	-0,81	-0,13
S19	-3,40	-0,80	2,93	-3,15	-2,15

Estado limite último - Combinações fundamentais					
Identificação da sapata	Ação Horizontal-Eixo Y [KN]			Ação variável base - ação do vento [KN]	
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação 1	Combinação 2
S1	1,92	0,31	0,31	3,38	2,61
S2	2,26	0,59	0,25	4,05	3,12
S3	2,71	0,74	0,29	4,87	3,76
S4	3,09	0,81	0,34	5,53	4,27
S5	2,13	0,39	0,58	4,16	3,24
S6	-21,21	-3,11	77,71	84,67	76,98
S7	-2,76	-0,67	1,59	-2,04	-1,30
S8	-6,04	-0,91	12,23	9,24	9,03
S9	1,16	0,08	0,91	3,02	2,42
S10	2,39	0,30	0,95	4,97	3,90
S11	2,70	0,67	1,69	6,88	5,51
S12	2,54	0,42	12,39	22,46	19,03
S13	3,14	0,72	0,73	6,09	4,74
S14	0,18	0,37	0,92	2,01	1,71
S15	18,45	1,87	12,95	46,30	36,99
S16	-3,12	-0,58	20,22	25,51	22,64
S17	-2,74	-0,46	2,85	0,09	0,55
S18	-3,36	-0,77	5,42	2,79	2,99
S19	-3,40	-0,80	2,93	-1,04	-0,32

Estado limite de utilização						
Identificação da sapata	Ação Horizontal-Eixo Y [KN]			Ação variável base - sobrecarga		
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação característica ou rara [KN]	Combinação frequente [KN]	Combinação quase-permanente [KN]
S1	1,92	0,31	0,31	2,42	2,08	2,01
S2	2,26	0,59	0,25	3,00	2,56	2,44
S3	2,71	0,74	0,29	3,62	3,08	2,93
S4	3,09	0,81	0,34	4,10	3,50	3,33
S5	2,13	0,39	0,58	2,87	2,33	2,25
S6	-21,21	-3,11	77,71	22,31	-22,77	-22,14
S7	-2,76	-0,67	1,59	-2,48	-3,10	-2,96
S8	-6,04	-0,91	12,23	0,39	-6,50	-6,31
S9	1,16	0,08	0,91	1,79	1,20	1,18
S10	2,39	0,30	0,95	3,26	2,54	2,48
S11	2,70	0,67	1,69	4,38	3,04	2,90
S12	2,54	0,42	12,39	10,39	2,75	2,67
S13	3,14	0,72	0,73	4,30	3,50	3,36
S14	0,18	0,37	0,92	1,10	0,37	0,29
S15	18,45	1,87	12,95	28,09	19,39	19,01
S16	-3,12	-0,58	20,22	8,43	-3,41	-3,29
S17	-2,74	-0,46	2,85	-1,49	-2,97	-2,88
S18	-3,36	-0,77	5,42	-0,88	-3,75	-3,59
S19	-3,40	-0,80	2,93	-2,44	-3,80	-3,64

Estado limite de utilização						
Identificação da sapata	Ação Horizontal-Eixo Y [KN]			Ação variável base - ação do vento		
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação característica ou rara [KN]	Combinação frequente [KN]	Combinação quase-permanente [KN]
S1	1,92	0,31	0,31	2,45	2,08	2,01
S2	2,26	0,59	0,25	2,66	2,49	2,44
S3	2,71	0,74	0,29	3,17	2,99	2,93
S4	3,09	0,81	0,34	3,63	3,40	3,33
S5	2,13	0,39	0,58	3,06	2,36	2,25
S6	-21,21	-3,11	77,71	103,13	-6,60	-22,14
S7	-2,76	-0,67	1,59	-0,22	-2,64	-2,96
S8	-6,04	-0,91	12,23	13,53	-3,87	-6,31
S9	1,16	0,08	0,91	2,62	1,37	1,18
S10	2,39	0,30	0,95	3,91	2,67	2,48
S11	2,70	0,67	1,69	5,40	3,24	2,90
S12	2,54	0,42	12,39	22,36	5,14	2,67
S13	3,14	0,72	0,73	4,31	3,50	3,36
S14	0,18	0,37	0,92	1,65	0,48	0,29
S15	18,45	1,87	12,95	39,17	21,60	19,01
S16	-3,12	-0,58	20,22	29,23	0,75	-3,29
S17	-2,74	-0,46	2,85	1,82	-2,31	-2,88
S18	-3,36	-0,77	5,42	5,31	-2,51	-3,59
S19	-3,40	-0,80	2,93	1,29	-3,05	-3,64

Estado limite último - Combinações fundamentais					
Identificação da sapata	Momento Fletor-Eixo X [KN.m]			Ação variável base - sobrecarga [KN.m]	
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação 1	Combinação 2
S1	-2,53	-0,42	2,28	-1,99	-1,30
S2	-2,91	-0,78	4,09	-1,42	-0,73
S3	-3,45	-0,98	4,23	-2,32	-1,42
S4	-3,88	-1,05	4,37	-2,88	-1,84
S5	-2,52	-0,48	2,95	-1,47	-0,84
S6	1,01	0,09	0,00	1,50	1,13
S7	5,08	1,01	4,64	12,55	10,01
S8	-0,76	-0,10	0,22	-0,98	-0,72
S9	-1,39	-0,13	1,67	-0,57	-0,26
S10	-2,84	-0,39	2,02	-2,60	-1,77
S11	-2,23	-0,79	4,79	0,12	0,48
S12	0,00	0,01	0,25	0,24	0,21
S13	-4,00	-0,98	1,51	-5,51	-4,10
S14	0,06	-0,48	1,97	1,13	0,97
S15	-0,19	-0,04	0,02	-0,30	-0,23
S16	-0,68	-0,10	0,13	-0,95	-0,71
S17	3,70	0,61	0,50	6,36	4,88
S18	4,59	1,03	0,59	8,27	6,39
S19	4,70	1,08	0,81	8,69	6,74

Estado limite último - Combinações fundamentais					
Identificação da sapata	Momento Fletor-Eixo X [KN.m]			Ação variável base - ação do vento [KN.m]	
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação 1	Combinação 2
S1	-2,53	-0,42	2,28	-0,44	0,05
S2	-2,91	-0,78	4,09	1,39	1,70
S3	-3,45	-0,98	4,23	0,66	1,16
S4	-3,88	-1,05	4,37	0,21	0,85
S5	-2,52	-0,48	2,95	0,52	0,88
S6	1,01	0,09	0,00	1,46	1,09
S7	5,08	1,01	4,64	14,88	12,03
S8	-0,76	-0,10	0,22	-0,80	-0,57
S9	-1,39	-0,13	1,67	0,49	0,66
S10	-2,84	-0,39	2,02	-1,21	-0,57
S11	-2,23	-0,79	4,79	3,35	3,28
S12	0,00	0,01	0,25	0,39	0,33
S13	-4,00	-0,98	1,51	-4,16	-2,93
S14	0,06	-0,48	1,97	2,53	2,18
S15	-0,19	-0,04	0,02	-0,27	-0,20
S16	-0,68	-0,10	0,13	-0,83	-0,60
S17	3,70	0,61	0,50	6,39	4,91
S18	4,59	1,03	0,59	8,16	6,29
S19	4,70	1,08	0,81	8,69	6,74

Estado limite de utilização						
Identificação da sapata	Momento Fletor-Eixo X [KN.m]			Ação variável base - sobrecarga		
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação característica ou rara [KN.m]	Combinação frequente [KN.m]	Combinação quase-permanente [KN.m]
S1	-2,53	-0,42	2,28	-1,58	-2,74	-2,66
S2	-2,91	-0,78	4,09	-1,24	-3,30	-3,14
S3	-3,45	-0,98	4,23	-1,89	-3,94	-3,74
S4	-3,88	-1,05	4,37	-2,31	-4,41	-4,20
S5	-2,52	-0,48	2,95	-1,23	-2,76	-2,66
S6	1,01	0,09	0,00	1,10	1,06	1,04
S7	5,08	1,01	4,64	8,87	5,59	5,38
S8	-0,76	-0,10	0,22	-0,73	-0,81	-0,79
S9	-1,39	-0,13	1,67	-0,52	-1,46	-1,43
S10	-2,84	-0,39	2,02	-2,02	-3,04	-2,96
S11	-2,23	-0,79	4,79	-0,15	-2,63	-2,47
S12	0,00	0,01	0,25	0,16	0,00	0,00
S13	-4,00	-0,98	1,51	-4,07	-4,49	-4,29
S14	0,06	-0,48	1,97	0,76	-0,18	-0,08
S15	-0,19	-0,04	0,02	-0,22	-0,21	-0,20
S16	-0,68	-0,10	0,13	-0,70	-0,73	-0,71
S17	3,70	0,61	0,50	4,61	4,01	3,88
S18	4,59	1,03	0,59	5,97	5,11	4,90
S19	4,70	1,08	0,81	6,27	5,24	5,02

Estado limite de utilização						
Identificação da sapata	Momento Fletor-Eixo X [KN.m]			Ação variável base - ação do vento		
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação característica ou rara [KN.m]	Combinação frequente [KN.m]	Combinação quase-permanente [KN.m]
S1	-2,53	-0,42	2,28	-0,54	-2,20	-2,66
S2	-2,91	-0,78	4,09	3,63	-2,33	-3,14
S3	-3,45	-0,98	4,23	3,32	-2,90	-3,74
S4	-3,88	-1,05	4,37	3,11	-3,32	-4,20
S5	-2,52	-0,48	2,95	2,20	-2,07	-2,66
S6	1,01	0,09	0,00	1,01	1,04	1,04
S7	5,08	1,01	4,64	12,50	6,31	5,38
S8	-0,76	-0,10	0,22	-0,41	-0,75	-0,79
S9	-1,39	-0,13	1,67	1,28	-1,10	-1,43
S10	-2,84	-0,39	2,02	0,39	-2,55	-2,96
S11	-2,23	-0,79	4,79	5,43	-1,51	-2,47
S12	0,00	0,01	0,25	0,40	0,05	0,00
S13	-4,00	-0,98	1,51	-1,58	-3,99	-4,29
S14	0,06	-0,48	1,97	3,21	0,31	-0,08
S15	-0,19	-0,04	0,02	-0,16	-0,20	-0,20
S16	-0,68	-0,10	0,13	-0,47	-0,68	-0,71
S17	3,70	0,61	0,50	4,50	3,98	3,88
S18	4,59	1,03	0,59	5,53	5,02	4,90
S19	4,70	1,08	0,81	6,00	5,19	5,02

Estado limite último - Combinações fundamentais					
Identificação da sapata	Momento Fletor-Eixo Y [KN.m]			Ação variável base - sobrecarga [KN.m]	
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação 1	Combinação 2
S1	0,92	0,25	0,59	2,15	1,71
S2	-0,41	-0,06	0,72	0,00	0,07
S3	-0,26	-0,05	0,71	0,21	0,23
S4	-0,22	-0,06	0,71	0,25	0,26
S5	-2,36	-0,57	0,61	-3,49	-2,63
S6	0,22	0,02	7,53	7,10	6,12
S7	3,36	0,86	2,38	7,97	6,33
S8	-17,60	-4,73	3,99	-27,26	-20,64
S9	0,68	0,18	1,49	2,53	2,08
S10	0,10	0,00	1,54	1,52	1,30
S11	3,70	0,96	3,15	9,27	7,41
S12	-15,58	-4,33	5,36	-22,70	-17,03
S13	4,15	1,30	3,19	10,42	8,33
S14	0,14	-0,25	3,19	2,69	2,30
S15	-2,65	-0,78	2,46	-2,53	-1,75
S16	-1,74	-0,62	8,52	4,39	4,10
S17	1,75	0,33	2,87	5,44	4,42
S18	0,67	0,11	3,05	3,81	3,19
S19	1,50	0,16	3,15	5,10	4,17

Estado limite último - Combinações fundamentais					
Identificação da sapata	Momento Fletor-Eixo Y [KN.m]			Ação variável base - ação do vento [KN.m]	
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação 1	Combinação 2
S1	0,92	0,25	0,59	2,39	1,91
S2	-0,41	-0,06	0,72	0,46	0,47
S3	-0,26	-0,05	0,71	0,66	0,62
S4	-0,22	-0,06	0,71	0,71	0,65
S5	-2,36	-0,57	0,61	-2,87	-2,09
S6	0,22	0,02	7,53	11,61	10,03
S7	3,36	0,86	2,38	9,01	7,24
S8	-17,60	-4,73	3,99	-22,74	-16,72
S9	0,68	0,18	1,49	3,34	2,78
S10	0,10	0,00	1,54	2,45	2,10
S11	3,70	0,96	3,15	10,73	8,67
S12	-15,58	-4,33	5,36	-17,54	-12,55
S13	4,15	1,30	3,19	11,75	9,48
S14	0,14	-0,25	3,19	4,71	4,06
S15	-2,65	-0,78	2,46	-0,71	-0,16
S16	-1,74	-0,62	8,52	9,78	8,77
S17	1,75	0,33	2,87	7,01	5,78
S18	0,67	0,11	3,05	5,60	4,74
S19	1,50	0,16	3,15	6,92	5,74

Estado limite de utilização						
Identificação da sapata	Momento Fletor-Eixo Y [KN.m]			Ação variável base - sobrecarga		
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação característica ou rara [KN.m]	Combinação frequente [KN.m]	Combinação quase-permanente[KN.m]
S1	0,92	0,25	0,59	1,52	1,05	1,00
S2	-0,41	-0,06	0,72	-0,04	-0,44	-0,43
S3	-0,26	-0,05	0,71	0,12	-0,29	-0,28
S4	-0,22	-0,06	0,71	0,15	-0,25	-0,24
S5	-2,36	-0,57	0,61	-2,56	-2,65	-2,53
S6	0,22	0,02	7,53	4,76	0,23	0,23
S7	3,36	0,86	2,38	5,65	3,79	3,62
S8	-17,60	-4,73	3,99	-19,94	-19,97	-19,02
S9	0,68	0,18	1,49	1,75	0,77	0,73
S10	0,10	0,00	1,54	1,02	0,10	0,10
S11	3,70	0,96	3,15	6,55	4,18	3,99
S12	-15,58	-4,33	5,36	-16,69	-17,75	-16,88
S13	4,15	1,30	3,19	7,36	4,80	4,54
S14	0,14	-0,25	3,19	1,80	0,02	0,07
S15	-2,65	-0,78	2,46	-1,95	-3,04	-2,88
S16	-1,74	-0,62	8,52	2,75	-2,05	-1,93
S17	1,75	0,33	2,87	3,80	1,92	1,85
S18	0,67	0,11	3,05	2,61	0,73	0,70
S19	1,50	0,16	3,15	3,55	1,58	1,55

Estado limite de utilização						
Identificação da sapata	Momento Fletor-Eixo Y [KN.m]			Ação variável base - ação do vento		
	P.P. + REV.	Sobrecarga	Ação do vento	Combinação característica ou rara [KN.m]	Combinação frequente [KN.m]	Combinação quase-permanente[KN.m]
S1	0,92	0,25	0,59	1,69	1,11	1,00
S2	-0,41	-0,06	0,72	0,74	-0,28	-0,43
S3	-0,26	-0,05	0,71	0,88	-0,13	-0,28
S4	-0,22	-0,06	0,71	0,92	-0,10	-0,24
S5	-2,36	-0,57	0,61	-1,38	-2,41	-2,53
S6	0,22	0,02	7,53	12,27	1,73	0,23
S7	3,36	0,86	2,38	7,17	4,09	3,62
S8	-17,60	-4,73	3,99	-11,22	-18,22	-19,02
S9	0,68	0,18	1,49	3,06	1,03	0,73
S10	0,10	0,00	1,54	2,56	0,41	0,10
S11	3,70	0,96	3,15	8,74	4,62	3,99
S12	-15,58	-4,33	5,36	-7,00	-15,81	-16,88
S13	4,15	1,30	3,19	9,25	5,18	4,54
S14	0,14	-0,25	3,19	5,24	0,70	0,07
S15	-2,65	-0,78	2,46	1,29	-2,39	-2,88
S16	-1,74	-0,62	8,52	11,89	-0,22	-1,93
S17	1,75	0,33	2,87	6,34	2,42	1,85
S18	0,67	0,11	3,05	5,55	1,31	0,70
S19	1,50	0,16	3,15	6,54	2,18	1,55



## **ANEXO III – DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE SAPATAS**

No anexo III é apresentado o dimensionamento estrutural de forma discriminada de uma sapata centrada, uma sapata excêntrica, das sapatas associadas a dois elementos verticais e uma viga de equilíbrio.

Identificação da sapata	Acção vertical (V <sub>d</sub> ) [KN]	Dimensões da sapata			Armadura inferior [mm]		Armadura superior [mm]		Comprimento amarração	
		Comprimento (A) [m]	Largura (B) [m]	h [m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	l <sub>bd</sub> [mm]	l <sub>b,min</sub> [mm]
S1	346,06	1,50	0,75	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S2	478,63	1,25	1,25	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S3	527,58	1,30	1,30	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S4	592,49	1,35	1,35	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S5	419,54	1,70	0,85	0,45	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S7	1 656,56	2,25	2,25	0,60	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S8	1 038,57	2,60	1,30	0,60	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 8 // 0,15	3,35	480,00	144
S9	514,04	1,80	0,90	0,45	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S10	725,48	1,50	1,50	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S11	1 644,12	2,25	2,25	0,60	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S12	948,98	2,50	1,25	0,60	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S13	960,38	2,50	1,25	0,60	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 8 // 0,15	3,35	480,00	144
S14	1 397,46	2,10	2,10	0,55	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S15	1 926,55	2,50	2,50	0,65	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 8 // 0,15	3,35	480,00	144
S16	586,69	2,00	1,00	0,45	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S17	410,46	1,70	0,85	0,45	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S18	589,10	1,35	1,35	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120
S19	675,93	1,45	1,45	0,40	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35	400,00	120

Identificação da sapata	Acção vertical (V <sub>d</sub> ) [KN]	Dimensões da sapata			Orientação da armadura	Armadura inferior [mm]		Armadura superior [mm]	
		Comprimento (A) [m]	Largura (B) [m]	h [m]		Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
S6	2 164,01	3,05	2,40	0,40	Longitudinal	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 10 // 0,15	5,24
					Transversal	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 10 // 0,15	5,24
S13/S14	2 357,84	3,60	2,30	0,80	Longitudinal	Ø 16 // 0,20	10,05	Ø 16 // 0,20	10,05
					Transversal	Ø 16 // 0,20	10,05	Ø 8 // 0,25	2,01
S15/S16	2 513,23	4,75	2,20	0,95	Longitudinal	Ø 16 // 0,15	13,4	Ø 16 // 0,15	13,4
					Transversal	Ø 16 // 0,15	13,4	Ø 8 // 0,175	2,87

Identificação da viga	Dimensões da viga de equilíbrio			Armadura superior [mm]		Armadura inferior [mm]		Armadura transversal [mm]		Comprimento amarração		
	L <sub>efetivo</sub> [m]	Largura (b) [m]	Altura (h) [m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	l <sub>bd1</sub> [cm]	l <sub>bd2</sub> [cm]	l <sub>bd3</sub> [cm]
V1	1,63	0,25	0,30	3 Ø 16	6,03	2 Ø 10	1,57	Ø 6 // 0,15	3,77	64,00	96,00	40,00
V2	1,48	0,25	0,35	3 Ø 20	9,42	3 Ø 10	2,36	Ø 6 // 0,20	2,83	80,00	120,00	40,00
V3	3,45	0,50	0,50	8 Ø 20	25,13	9 Ø 10	7,07	Ø 8 // 0,25	4,02	80,00	120,00	40,00
V4	1,35	0,30	0,35	3 Ø 20	9,42	3 Ø 10	2,36	Ø 6 // 0,15	3,77	80,00	120,00	40,00
V5	3,50	0,50	0,50	7 Ø 20	21,99	8 Ø 10	6,28	Ø 8 // 0,25	4,02	80,00	120,00	40,00
V6	1,48	0,25	0,35	3 Ø 20	9,42	2 Ø 10	1,57	Ø 6 // 0,20	2,83	80,00	120,00	40,00

Verificação do ELU de rotura por flexão em sapatas:

Identificação da sapata	Tipo de sapata	Acção vertical ( $V_{Ed}$ ) [KN]	Dimensões em planta		Dimensões elemento vertical		Condição rigidez sapata					$\sigma_g$ [KPa]	$X_1$ [m]	$Y_1$ [m]	$M_{ED}$ (direção X)[KN.m]	$M_{ED}$ (direção Y)[KN.m]
			Comprimento (A) [m]	Largura (B) [m]	Comprimento ( $a_0$ ) [m]	Largura ( $b_0$ ) [m]	d (direção X) [m]	d (direção Y) [m]	Recobimento [m]	h [m]	d [m]					
S1	Excentrica	346,06	1,50	0,75	0,25	0,25	0,250	0,313	0,06	0,40	0,34	307,61	0,54	0,66	67,51	44,43
S2	Quadrada	478,63	1,25	1,25	0,25	0,25	0,250	0,250	0,06	0,40	0,34	306,32	0,54	0,54	44,25	44,25
S3	Quadrada	527,58	1,30	1,30	0,25	0,25	0,263	0,263	0,06	0,40	0,34	312,18	0,56	0,56	49,39	49,39
S4	Quadrada	592,49	1,35	1,35	0,25	0,25	0,275	0,275	0,06	0,40	0,34	325,09	0,59	0,59	56,10	56,10
S5	Excentrica	419,54	1,70	0,85	0,25	0,25	0,300	0,363	0,06	0,45	0,39	290,34	0,64	0,76	84,40	59,00
S7	Quadrada	1 656,56	2,25	2,25	0,50	0,25	0,500	0,438	0,06	0,60	0,54	327,22	1,04	0,95	147,66	176,11
S8	Excentrica	1 038,57	2,60	1,30	1,00	0,25	0,525	0,400	0,06	0,60	0,54	307,27	1,09	0,95	138,66	181,70
S9	Excentrica	514,04	1,80	0,90	0,40	0,20	0,350	0,350	0,06	0,45	0,39	317,31	0,73	0,76	91,64	84,55
S10	Quadrada	725,48	1,50	1,50	0,40	0,20	0,325	0,275	0,06	0,40	0,34	322,44	0,68	0,61	59,99	74,55
S11	Quadrada	1 644,12	2,25	2,25	0,50	0,25	0,500	0,438	0,06	0,60	0,54	324,77	1,04	0,95	146,55	174,79
S12	Excentrica	948,98	2,50	1,25	1,00	0,25	0,500	0,375	0,06	0,60	0,54	303,67	1,04	0,90	122,99	163,44
S13	Excentrica	960,38	2,50	1,25	0,40	0,20	0,525	0,525	0,06	0,60	0,54	307,32	1,08	1,11	189,33	179,23
S14	Quadrada	1 397,46	2,10	2,10	0,40	0,20	0,475	0,425	0,06	0,55	0,49	316,89	0,98	0,91	131,21	152,17
S15	Quadrada	1 926,55	2,50	2,50	1,20	0,25	0,563	0,325	0,06	0,65	0,59	308,25	1,16	0,83	106,18	208,28
S16	Excentrica	586,69	2,00	1,00	1,20	0,25	0,375	0,200	0,06	0,45	0,39	293,34	0,79	0,58	49,34	90,96
S17	Excentrica	410,46	1,70	0,85	0,25	0,25	0,300	0,363	0,06	0,45	0,39	284,06	0,64	0,76	82,58	57,72
S18	Quadrada	589,10	1,35	1,35	0,25	0,25	0,275	0,275	0,06	0,40	0,34	323,24	0,59	0,59	55,78	55,78
S19	Quadrada	675,93	1,45	1,45	0,25	0,25	0,300	0,300	0,06	0,40	0,34	321,49	0,64	0,64	65,33	65,33

Identificação da sapata	$\mu$ (direção X)	$\mu$ (direção Y)	$\omega$ (direção X)	$\omega$ (direção Y)	$A_s$ (direção X) [cm <sup>2</sup> /m]	$A_s$ (direção Y) [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$		$A_{s,max}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$S_{max}$ [mm]	$S_{min}$ [mm]	Armadura inferior [mm]		Armadura superior [mm]	
							1ª condição [cm <sup>2</sup> /m]	2ª condição [cm <sup>2</sup> /m]				Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
S1	0,03503	0,02306	0,03626	0,02359	4,73	3,08	4,60	4,42	160,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35
S2	0,02296	0,02296	0,02349	0,02349	3,06	3,06	4,60	4,42	160,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35
S3	0,02563	0,02563	0,02629	0,02629	3,43	3,43	4,60	4,42	160,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35
S4	0,02911	0,02911	0,02996	0,02996	3,91	3,91	4,60	4,42	160,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35
S5	0,03329	0,02327	0,03440	0,02381	5,14	3,56	5,27	5,07	180,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35
S7	0,03038	0,03623	0,03130	0,03754	6,48	7,77	7,30	7,02	240,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35
S8	0,02852	0,03738	0,02934	0,03878	6,07	8,03	7,30	7,02	240,00	250,00	25,00	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 8 // 0,15	3,35
S9	0,03614	0,03334	0,03745	0,03446	5,60	5,15	5,27	5,07	180,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35
S10	0,03113	0,03868	0,03210	0,04018	4,18	5,24	4,60	4,42	160,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35
S11	0,03015	0,03596	0,03106	0,03725	6,43	7,71	7,30	7,02	240,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35
S12	0,02530	0,03362	0,02594	0,03475	5,37	7,20	7,30	7,02	240,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35
S13	0,03895	0,03687	0,04046	0,03823	8,38	7,92	7,30	7,02	240,00	250,00	25,00	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 8 // 0,15	3,35
S14	0,03278	0,03802	0,03386	0,03946	6,36	7,41	6,62	6,37	220,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,10	7,85	Ø 8 // 0,15	3,35
S15	0,01830	0,03589	0,01863	0,03718	4,21	8,41	7,98	7,67	260,00	250,00	25,00	Ø 12 // 0,125	9,05	Ø 8 // 0,15	3,35
S16	0,01946	0,03587	0,01984	0,03716	2,97	5,56	5,27	5,07	180,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35
S17	0,03257	0,02277	0,03363	0,02328	5,03	3,48	5,27	5,07	180,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,125	6,28	Ø 8 // 0,15	3,35
S18	0,02895	0,02895	0,02979	0,02979	3,88	3,88	4,60	4,42	160,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35
S19	0,03390	0,03390	0,03505	0,03505	4,57	4,57	4,60	4,42	160,00	250,00	25,00	Ø 10 // 0,15	5,24	Ø 8 // 0,15	3,35

Verificação do ELU de rotura por esforço transverso em sapatas:

Identificação da sapata	Tipo de sapata	$x_1$ [m]	$y_1$ [m]	K	$\rho l$	$V_{Ed I}$ [kN]	$V_{Ed II}$ [kN]	$V_{Rd,c I}$ [kN]		$V_{Rd,c II}$ [kN]		$V_{Ed I}$ [kN] $\leq$ $V_{Rd,c I}$ [kN]	$V_{Ed II}$ [kN] $\leq$ $V_{Rd,c II}$ [kN]
								1ª condição [kN]	2ª condição [kN]	1ª condição [kN]	2ª condição [kN]		
S1	Excentrica	0,160	0,285	1,76696	0,00154	65,75	73,83	84,76	104,81	169,53	209,63	OK	OK
S2	Quadrada	0,160	0,160	1,76696	0,00154	61,26	61,26	141,27	174,69	141,27	174,69	OK	OK
S3	Quadrada	0,185	0,185	1,76696	0,00154	75,08	75,08	146,92	181,68	146,92	181,68	OK	OK
S4	Quadrada	0,210	0,210	1,76696	0,00154	92,16	92,16	152,58	188,67	152,58	188,67	OK	OK
S5	Excentrica	0,210	0,335	1,71611	0,00161	82,67	103,65	108,60	130,42	217,20	260,84	OK	OK
S7	Quadrada	0,460	0,335	1,60858	0,00145	246,64	338,67	360,58	433,79	360,58	433,79	OK	OK
S8	Excentrica	0,510	0,260	1,60858	0,00168	103,86	407,44	218,45	250,63	436,91	501,27	OK	OK
S9	Excentrica	0,310	0,310	1,71611	0,00161	88,53	177,06	114,99	138,09	229,97	276,18	OK	OK
S10	Quadrada	0,310	0,210	1,76696	0,00154	101,57	149,93	169,53	209,63	169,53	209,63	OK	OK
S11	Quadrada	0,460	0,335	1,60858	0,00145	244,79	336,13	360,58	433,79	360,58	433,79	OK	OK
S12	Excentrica	0,460	0,210	1,60858	0,00145	79,71	349,23	200,32	240,99	400,65	481,99	OK	OK
S13	Excentrica	0,510	0,510	1,60858	0,00168	195,92	391,83	210,05	240,99	420,10	481,99	OK	OK
S14	Quadrada	0,460	0,360	1,63888	0,00160	239,57	306,11	321,38	377,81	321,38	377,81	OK	OK
S15	Quadrada	0,535	0,060	1,58222	0,00153	46,24	412,28	438,35	513,73	438,35	513,73	OK	OK
S16	Excentrica	0,360	0,010	1,71611	0,00161	2,93	211,21	127,76	153,43	255,53	306,87	OK	OK
S17	Excentrica	0,210	0,335	1,71611	0,00161	80,89	101,41	108,60	130,42	217,20	260,84	OK	OK
S18	Quadrada	0,210	0,210	1,76696	0,00154	91,64	91,64	152,58	188,67	152,58	188,67	OK	OK
S19	Quadrada	0,260	0,260	1,76696	0,00154	121,20	121,20	163,88	202,64	163,88	202,64	OK	OK

Verificação do ELU de rotura por punçoamento em sapatas:

Identificação da sapata	Tipo de sapata	$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$ para $\mu_0$								$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$		
		$A_0$ [m <sup>2</sup> ]	$\mu_0$	$\mu_0^*$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [kPa]	$\nu$	$\vartheta_{Rd,max}$ [kPa]	Observação	$\vartheta_{Ed}$ [kPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [kPa]	Observação
S1	Excentrica	0,06	0,75	0,50	1,50	1 922,54	0,54	4 500,90	OK	778,33	1 644,14	OK
S2	Quadrada	0,06	1,00			1 351,43	0,54	4 500,90	OK	539,84	1 644,14	OK
S3	Quadrada	0,06	1,00			1 494,32	0,54	4 500,90	OK	606,76	1 644,14	OK
S4	Quadrada	0,06	1,00			1 682,84	0,54	4 500,90	OK	693,13	1 644,14	OK
S5	Excentrica	0,06	0,75	0,50	1,50	2 058,41	0,54	4 500,90	OK	787,21	1 573,68	OK
S7	Quadrada	0,13	1,50			1 994,64	0,54	4 500,90	OK	815,83	1 428,11	OK
S8	Excentrica	0,25	1,50	1,25	1,20	1 424,82	0,54	4 500,90	OK	359,58	622,38	OK
S9	Excentrica	0,08	0,80	0,60	1,33	2 088,25	0,54	4 500,90	OK	888,52	1 573,68	OK
S10	Quadrada	0,08	1,20			1 714,92	0,54	4 500,90	OK	784,05	1 644,14	OK
S11	Quadrada	0,13	1,50			1 979,66	0,54	4 500,90	OK	809,70	1 428,11	OK
S12	Excentrica	0,25	1,50	1,25	1,20	1 293,43	0,54	4 500,90	OK	631,31	1 428,11	OK
S13	Excentrica	0,08	0,80	0,60	1,33	2 888,25	0,54	4 500,90	OK	1 066,72	1 428,11	OK
S14	Quadrada	0,08	1,20			2 333,53	0,54	4 500,90	OK	908,29	1 468,65	OK
S15	Quadrada	0,30	2,90			1 071,93	0,54	4 500,90	OK	529,88	1 393,15	OK
S16	Excentrica	0,30	1,70	1,45	1,17	881,85	0,54	4 500,90	OK	477,26	1 573,68	OK
S17	Excentrica	0,06	0,75	0,50	1,50	2 013,89	0,54	4 500,90	OK	770,19	1 573,68	OK
S18	Quadrada	0,06	1,00			1 673,23	0,54	4 500,90	OK	689,17	1 644,14	OK
S19	Quadrada	0,06	1,00			1 928,94	0,54	4 500,90	OK	813,46	1 644,14	OK

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S1	1,25 x d	0,43	2,09	1,84	0,66	1,14	226,79	531,86	657,66	2,90
	d	0,34	1,82	1,57	0,50	1,16	361,12	664,82	822,07	2,28
	d / 2	0,17	1,28	1,03	0,24	1,24	778,33	1 329,64	1 644,14	2,11
	d / 4	0,09	1,02	0,77	0,14	1,33	1 164,65	2 659,28	3 288,29	2,82
	d / 8	0,04	0,88	0,63	0,10	1,39	1 467,78	5 318,55	6 576,58	4,48

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S2	1,25 x d	0,43	3,67		1,05		124,59	531,86	657,66	5,28
	d	0,34	3,14		0,77		228,90	664,82	822,07	3,59
	d / 2	0,17	2,07		0,32		539,84	1 329,64	1 644,14	3,05
	d / 4	0,09	1,53		0,17		817,69	2 659,28	3 288,29	4,02
	d / 8	0,04	1,27		0,11		1 032,35	5 318,55	6 576,58	6,37

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S3	1,25 x d	0,43	3,67		1,05		158,86	531,86	657,66	4,14
	d	0,34	3,14		0,77		270,60	664,82	822,07	3,04
	d / 2	0,17	2,07		0,32		606,76	1 329,64	1 644,14	2,71
	d / 4	0,09	1,53		0,17		909,63	2 659,28	3 288,29	3,61
	d / 8	0,04	1,27		0,11		1 144,47	5 318,55	6 576,58	5,75

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S4	1,25 x d	0,43	3,67		1,05		210,87	531,86	657,66	3,12
	d	0,34	3,14		0,77		322,20	664,82	822,07	2,55
	d / 2	0,17	2,07		0,32		693,13	1 329,64	1 644,14	2,37
	d / 4	0,09	1,53		0,17		1 029,85	2 659,28	3 288,29	3,19
	d / 8	0,04	1,27		0,11		1 291,82	5 318,55	6 576,58	5,09

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S5	1,25 x d	0,49	2,28	2,03	0,80	1,12	200,67	524,15	629,47	3,14
	d	0,39	1,98	1,73	0,59	1,14	367,25	655,19	786,84	2,14
	d / 2	0,20	1,36	1,11	0,27	1,22	787,21	1 310,39	1 573,68	2,00
	d / 4	0,10	1,06	0,81	0,15	1,31	1 195,14	2 620,77	3 147,37	2,63
	d / 8	0,05	0,90	0,65	0,33	1,38	1 274,44	5 241,54	6 294,74	4,94

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S7	1,25 x d	0,68	5,74		2,57		263,20	474,84	571,24	2,17
	d	0,54	4,89		1,85		397,72	593,55	714,06	1,80
	d / 2	0,27	3,20		0,76		815,83	1 187,11	1 428,11	1,75
	d / 4	0,14	2,35		0,38		1 207,10	2 374,21	2 856,22	2,37
	d / 8	0,07	1,92		0,24		1 518,58	4 748,42	5 712,45	3,76

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S8	1,25 x d	0,68	3,62	3,37	1,98	1,07	236,65	497,90	571,24	2,41
	d	0,54	3,20	2,95	1,52	1,08	359,58	622,38	714,06	1,99
	d / 2	0,27	2,35	2,10	0,77	1,12	707,94	1 244,75	1 428,11	2,02
	d / 4	0,14	1,92	1,67	0,48	1,15	985,30	2 489,50	2 856,22	2,90
	d / 8	0,07	1,71	1,46	0,36	1,17	1 175,97	4 979,00	5 712,45	4,86

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S9	1,25 x d	0,49	2,33	2,13	0,84	1,09	296,46	524,15	629,47	2,12
	d	0,39	2,03	1,83	0,63	1,11	440,89	655,19	786,84	1,78
	d / 2	0,20	1,41	1,21	0,30	1,16	888,52	1 310,39	1 573,68	1,77
	d / 4	0,10	1,11	0,91	0,17	1,22	1 299,05	2 620,77	3 147,37	2,42
	d / 8	0,05	0,95	0,75	0,12	1,27	1 617,44	5 241,54	6 294,74	3,89

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S10	1,25 x d	0,43	3,87		1,16		267,70	531,86	657,66	2,46
	d	0,34	3,34		0,85		397,62	664,82	822,07	2,07
	d / 2	0,17	2,27		0,37		784,05	1 329,64	1 644,14	2,10
	d / 4	0,09	1,73		0,20		1 118,55	2 659,28	3 288,29	2,94
	d / 8	0,04	1,47		0,14		1 366,13	5 318,55	6 576,58	4,81

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S11	1,25 x d	0,68	5,74		2,57		261,22	474,84	571,24	2,19
	d	0,54	4,89		1,85		394,73	593,55	714,06	1,81
	d / 2	0,27	3,20		0,76		809,70	1 187,11	1 428,11	1,76
	d / 4	0,14	2,35		0,38		1 198,04	2 374,21	2 856,22	2,38
	d / 8	0,07	1,92		0,24		1 507,18	4 748,42	5 712,45	3,79

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S12	1,25 x d	0,68	3,62	3,37	1,98	1,07	191,34	474,84	571,24	2,99
	d	0,54	3,20	2,95	1,52	1,08	306,70	593,55	714,06	2,33
	d / 2	0,27	2,35	2,10	0,77	1,12	631,31	1 187,11	1 428,11	2,26
	d / 4	0,14	1,92	1,67	0,48	1,15	888,11	2 374,21	2 856,22	3,22
	d / 8	0,07	1,71	1,46	0,36	1,17	1 064,13	4 748,42	5 712,45	5,37

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S13	1,25 x d	0,68	2,92	2,72	1,34	1,07	374,30	497,90	571,24	1,53
	d	0,54	2,50	2,30	0,97	1,09	534,05	622,38	714,06	1,34
	d / 2	0,27	1,65	1,45	0,41	1,14	1 066,72	1 244,75	1 428,11	1,34
	d / 4	0,14	1,22	1,02	0,22	1,20	1 616,22	2 489,50	2 856,22	1,77
	d / 8	0,07	1,01	0,81	0,14	1,25	2 091,16	4 979,00	5 712,45	2,73

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S14	1,25 x d	0,61	5,05		1,99		309,54	499,71	587,46	1,90
	d	0,49	4,28		1,42		451,57	624,64	734,32	1,63
	d / 2	0,25	2,74		0,56		908,29	1 249,28	1 468,65	1,62
	d / 4	0,12	1,97		0,27		1 357,92	2 498,55	2 937,29	2,16
	d / 8	0,06	1,58		0,17		1 732,08	4 997,11	5 874,59	3,39

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S15	1,25 x d	0,74	7,53		4,15		145,80	475,50	557,26	3,82
	d	0,59	6,61		3,10		248,72	594,37	696,58	2,80
	d / 2	0,30	4,75		1,43		529,88	1 188,74	1 393,15	2,63
	d / 4	0,15	3,83		0,80		744,60	2 377,48	2 786,31	3,74
	d / 8	0,07	3,36		0,53		888,37	4 754,97	5 572,62	6,27

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S16	1,25 x d	0,49	3,23	2,98	1,50	1,08	125,62	524,15	629,47	5,01
	d	0,39	2,93	2,68	1,20	1,09	224,39	655,19	786,84	3,51
	d / 2	0,20	2,31	2,06	0,69	1,12	477,26	1 310,39	1 573,68	3,30
	d / 4	0,10	2,01	1,76	0,48	1,14	650,67	2 620,77	3 147,37	4,84
	d / 8	0,05	1,85	1,60	0,39	1,16	756,97	5 241,54	6 294,74	8,32

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S17	1,25 x d	0,49	2,28	2,03	0,80	1,12	230,73	524,15	629,47	2,73
	d	0,39	1,98	1,73	0,59	1,14	359,31	655,19	786,84	2,19
	d / 2	0,20	1,36	1,11	0,27	1,22	770,19	1 310,39	1 573,68	2,04
	d / 4	0,10	1,06	0,81	0,15	1,31	1 169,29	2 620,77	3 147,37	2,69
	d / 8	0,05	0,90	0,65	0,10	1,38	1 496,73	5 241,54	6 294,74	4,21

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S18	1,25 x d	0,43	3,67		1,05		198,81	531,86	657,66	3,31
	d	0,34	3,14		0,77		320,36	664,82	822,07	2,57
	d / 2	0,17	2,07		0,32		689,17	1 329,64	1 644,14	2,39
	d / 4	0,09	1,53		0,17		1 023,97	2 659,28	3 288,29	3,21
	d / 8	0,04	1,27		0,11		1 284,44	5 318,55	6 576,58	5,12

Identificação da sapata	$a_i$	$a_i$ [m]	$\mu_i$ [m]	$\mu_i^*$ [m]	$A_{cont}$	$\beta$	$\vartheta_{Ed}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c,min}$ [KPa]	$\vartheta_{Rd,c} / \vartheta_{Ed}$
S19	1,25 x d	0,43	3,67		1,05		269,87	531,86	657,66	2,44
	d	0,34	3,14		0,77		403,04	664,82	822,07	2,04
	d / 2	0,17	2,07		0,32		813,46	1 329,64	1 644,14	2,02
	d / 4	0,09	1,53		0,17		1 191,02	2 659,28	3 288,29	2,76
	d / 8	0,04	1,27		0,11		1 486,45	5 318,55	6 576,58	4,42

Verificação do ELU de rotura por flexão em vigas de equilíbrio:

Viga Equilíbrio	Acção vertical ( $V_{Ed}$ ) [kN]	Dimensões em planta		Dimensões elemento vertical		Dimensão viga equilíbrio				$M_1$ [kN.m]	$M_2$ [kN.m]	$\mu$ (armadura superior)	$\mu$ (armadura inferior)	w (armadura superior)	w (armadura inferior)																																																																																														
		Comprimento (L) [m]	Largura (B) [m]	Comprimento ( $L_0$ ) [m]	Largura ( $B_0$ ) [m]	$L_{efetivo}$ [m]	Largura (b) [m]	Altura (h) [m]	Altura livre (d) [m]																																																																																																				
V1	346,06	1,50	0,75	0,25	0,25	1,63	0,25	0,30	0,24	51,42	14,72	0,21421	0,06132	0,26009	0,06508																																																																																														
	478,63	1,25	1,25	0,25	0,25											V2	592,49	1,35	1,35	0,25	0,25	1,48	0,25	0,35	0,29	72,09	19,20	0,20569	0,05478	0,24799	0,05778	419,54	1,70	0,85	0,25	0,25	V3	1 656,56	2,25	2,25	0,50	0,25	3,45	0,50	0,50	0,44	378,19	118,53	0,23437	0,07345	0,28930	0,07885	1 038,57	2,60	1,30	1,00	0,25	V4	514,04	1,80	0,90	0,40	0,20	1,35	0,30	0,35	0,29	94,23	19,40	0,22405	0,04613	0,27424	0,04825	725,48	1,50	1,50	0,40	0,20	V5	1 644,12	2,25	2,25	0,50	0,25	3,50	0,50	0,50	0,44	334,92	102,93	0,20755	0,06379	0,25063	0,06786	948,98	2,50	1,25	1,00	0,25	V6	410,46	1,70	0,85	0,25	0,25	1,48	0,25	0,35	0,29
V2	592,49	1,35	1,35	0,25	0,25	1,48	0,25	0,35	0,29	72,09	19,20	0,20569	0,05478	0,24799	0,05778																																																																																														
	419,54	1,70	0,85	0,25	0,25											V3	1 656,56	2,25	2,25	0,50	0,25	3,45	0,50	0,50	0,44	378,19	118,53	0,23437	0,07345	0,28930	0,07885	1 038,57	2,60	1,30	1,00	0,25	V4	514,04	1,80	0,90	0,40	0,20	1,35	0,30	0,35	0,29	94,23	19,40	0,22405	0,04613	0,27424	0,04825	725,48	1,50	1,50	0,40	0,20	V5	1 644,12	2,25	2,25	0,50	0,25	3,50	0,50	0,50	0,44	334,92	102,93	0,20755	0,06379	0,25063	0,06786	948,98	2,50	1,25	1,00	0,25	V6	410,46	1,70	0,85	0,25	0,25	1,48	0,25	0,35	0,29	65,59	17,47	0,18714	0,04984	0,22216	0,05233	589,10	1,35	1,35	0,25	0,25										
V3	1 656,56	2,25	2,25	0,50	0,25	3,45	0,50	0,50	0,44	378,19	118,53	0,23437	0,07345	0,28930	0,07885																																																																																														
	1 038,57	2,60	1,30	1,00	0,25											V4	514,04	1,80	0,90	0,40	0,20	1,35	0,30	0,35	0,29	94,23	19,40	0,22405	0,04613	0,27424	0,04825	725,48	1,50	1,50	0,40	0,20	V5	1 644,12	2,25	2,25	0,50	0,25	3,50	0,50	0,50	0,44	334,92	102,93	0,20755	0,06379	0,25063	0,06786	948,98	2,50	1,25	1,00	0,25	V6	410,46	1,70	0,85	0,25	0,25	1,48	0,25	0,35	0,29	65,59	17,47	0,18714	0,04984	0,22216	0,05233	589,10	1,35	1,35	0,25	0,25																															
V4	514,04	1,80	0,90	0,40	0,20	1,35	0,30	0,35	0,29	94,23	19,40	0,22405	0,04613	0,27424	0,04825																																																																																														
	725,48	1,50	1,50	0,40	0,20											V5	1 644,12	2,25	2,25	0,50	0,25	3,50	0,50	0,50	0,44	334,92	102,93	0,20755	0,06379	0,25063	0,06786	948,98	2,50	1,25	1,00	0,25	V6	410,46	1,70	0,85	0,25	0,25	1,48	0,25	0,35	0,29	65,59	17,47	0,18714	0,04984	0,22216	0,05233	589,10	1,35	1,35	0,25	0,25																																																				
V5	1 644,12	2,25	2,25	0,50	0,25	3,50	0,50	0,50	0,44	334,92	102,93	0,20755	0,06379	0,25063	0,06786																																																																																														
	948,98	2,50	1,25	1,00	0,25											V6	410,46	1,70	0,85	0,25	0,25	1,48	0,25	0,35	0,29	65,59	17,47	0,18714	0,04984	0,22216	0,05233	589,10	1,35	1,35	0,25	0,25																																																																									
V6	410,46	1,70	0,85	0,25	0,25	1,48	0,25	0,35	0,29	65,59	17,47	0,18714	0,04984	0,22216	0,05233																																																																																														
	589,10	1,35	1,35	0,25	0,25																																																																																																								

Viga Equilíbrio	A <sub>s</sub> (armadura superior) [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> (armadura inferior) [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,min</sub>		A <sub>s,max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	S <sub>max</sub> [mm]	S <sub>min</sub> [mm]	Armadura longitudinal [mm]									
			1ª condição [cm <sup>2</sup> ]	2ª condição [cm <sup>2</sup> ]				Armadura superior					Armadura inferior				
								Solução	Nº varões Long.	Ø [mm]	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	d <sub>livre</sub> [mm]	Solução	Nº varões Long.	Ø [mm]	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	d <sub>livre</sub> [mm]
V1	5,98	1,50	0,81	0,78	30,00	250,00	25,00	3 Ø 16	3	16	6,03	33,00	2 Ø 10	2	10	1,57	94,00
V2	6,89	1,61	0,98	0,94	35,00	250,00	25,00	3 Ø 20	3	20	9,42	27,00	3 Ø 10	3	10	2,36	42,00
V3	24,40	6,65	2,97	2,86	100,00	250,00	25,00	8 Ø 20	8	20	25,13	29,14	9 Ø 10	9	10	7,07	34,25
V4	9,15	1,61	1,18	1,13	42,00	250,00	25,00	3 Ø 20	3	20	9,42	52,00	3 Ø 10	3	10	2,36	67,00
V5	21,14	5,72	2,97	2,86	100,00	250,00	25,00	7 Ø 20	7	20	21,99	37,33	8 Ø 10	8	10	6,28	40,57
V6	6,18	1,45	0,98	0,94	35,00	250,00	25,00	3 Ø 20	3	20	9,42	27,00	2 Ø 10	2	10	1,57	94,00

Verificação do ELU de rotura por esforço transverso em vigas de equilíbrio:

Viga Equilíbrio	L <sub>efetivo</sub> [m]	K	ρ <sub>l</sub>	M <sub>Ed</sub> [KN.m]	V <sub>Ed</sub> [KN]	V <sub>Rd,c</sub> [KN]			Z [m]	ν <sub>i</sub>	V <sub>Rd,max</sub> [KN]	V <sub>Ed</sub> [KN] ≤ V <sub>Rd,s</sub> [KN]					Armadura transversal [mm]	
						1ª condição [KN]	2ª condição [KN]	Observação				ρ <sub>w, min</sub>	A <sub>sw</sub> /s [cm <sup>2</sup> /m]	A <sub>sw</sub> /s <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	S <sub>L,max</sub> [mm]	S <sub>T,max</sub> [mm]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
V1	1,63	1,91287	0,002617	84,37	44,02	25,76	27,78	KO	0,22	0,54	167,62	0,00080	1,87	2,00	180,00	180,00	Ø 6 // 0,175	3,23
V2	1,48	1,83045	0,003255	129,35	67,49	32,03	31,42	KO	0,26	0,54	202,54	0,00080	2,38	2,00	217,50	217,50	Ø 6 // 0,20	2,83
V3	3,45	1,67420	0,003214	572,51	149,35	88,52	83,40	KO	0,40	0,54	614,61	0,00080	3,47	4,00	330,00	330,00	Ø 8 // 0,25	4,02
V4	1,35	1,83045	0,002713	177,38	92,55	36,17	37,70	KO	0,26	0,54	243,05	0,00080	3,26	2,40	217,50	217,50	Ø 6 // 0,15	3,77
V5	3,50	1,67420	0,002855	497,19	129,70	85,09	83,40	KO	0,40	0,54	614,61	0,00080	3,01	4,00	330,00	330,00	Ø 8 // 0,25	4,02
V6	1,48	1,83045	0,002166	117,70	61,41	27,96	31,42	KO	0,26	0,54	202,54	0,00080	2,16	2,00	217,50	217,50	Ø 6 // 0,20	2,83

### Passos gerais da sequência do dimensionamento geotécnico – sapatas excêntricas

O dimensionamento geotécnico de sapatas excêntricas é efetuado com base no esquema apresentado na figura 8.2, considerando uma distribuição uniforme das tensões no solo.

#### Sapata S1

$$V_{Ed} = 222,95 + 24,29 + 0,60 \times 9,60 = 253,00KN$$

$M_1$  – Momento devido à excentricidade da ação vertical;

$M_2$  – Momento associado a um par de forças horizontais.

$$e = \frac{B}{2} - \frac{b}{2} = \frac{0,75}{2} - \frac{0,25}{2} = 0,25m$$

$$M_1 = V_{Ed} \times e = 253 \times 0,25 = 63,25KN.m$$

Considerando um pé-direito de 3,00m e uma profundidade de implantação da sapata de 2,00m.

$$M_2 = H \times (3,00 + 2,00) = 5,00 \times HKN.m$$

Para  $M_1 = M_2$  o valor de  $H$  é de 12,65KN

$$V_{Ed} \times \tan \delta \geq HKN$$

$$(253 + 1,50 \times 0,75 \times 0,40 \times 25) \times \tan \delta \geq 12,65KN$$

O valor obtido é  $\delta = 2,74^\circ$ .

Identificação da sapata	Tipo de sapata	Acção vertical [KN]	Acção vertical + PP sapata [KN]	Dimensões em planta		Dimensões elemento vertical		Momentos atuantes		H [KN]	$\delta$ [°]	$\phi'$ [°]	Comentário
				Comprimento (L) [m]	Largura (B) [m]	Comprimento (L <sub>0</sub> ) [m]	Largura (B <sub>0</sub> ) [m]	M <sub>1</sub> [KN.m]	M <sub>2</sub> [KN.m]				
S1	Excentrica	253,00	264,25	1,50	0,75	0,25	0,25	63,25	H*5,00	12,65	2,74	37,00	OK
S5	Excentrica	306,72	322,98	1,70	0,85	0,25	0,25	92,02	H*5,00	18,40	3,26	37,00	OK
S8	Excentrica	756,81	807,51	2,60	1,30	1,00	0,25	397,33	H*5,00	79,47	5,62	37,00	OK
S9	Excentrica	375,25	393,48	1,80	0,90	0,40	0,20	131,34	H*5,00	26,27	3,82	37,00	OK
S12	Excentrica	691,87	738,75	2,50	1,25	1,00	0,25	345,94	H*5,00	69,19	5,35	37,00	OK
S13	Excentrica	699,56	746,43	2,50	1,25	0,40	0,20	367,27	H*5,00	73,45	5,62	37,00	OK
S16	Excentrica	428,89	451,39	2,00	1,00	1,20	0,25	160,83	H*5,00	32,17	4,08	37,00	OK
S17	Excentrica	300,35	316,61	1,70	0,85	0,25	0,25	90,11	H*5,00	18,02	3,26	37,00	OK

## Passos gerais da sequência de cálculo estrutural – estabilidade interna:

### Sapata centrada sujeita a uma ação vertical (S2)

- Ações de cálculo

A ação de cálculo considerada a atuar sobre a sapata corresponde à combinação mais desfavorável, combinação 1, em que a ação variável base é a sobrecarga, as ações permanentes são majoradas de 1,35 e as ações variáveis são majoradas de 1,5.

$$V_{Ed} = 1,35 \times 295,17 + 1,5 \times 51,19 + 0,60 \times 1,5 \times 3,74 = 478,63KN$$

- Condição de rigidez da sapata

$$d \geq \frac{A - a_0}{4} = \frac{1,25 - 0,25}{4} = 0,25m$$

$$d \geq \frac{B - b_0}{4} = \frac{1,25 - 0,25}{4} = 0,25m$$

Para que a sapata seja considerada rígida deverá ter uma altura total igual ou superior a  $h=0,25+0,06=0,31m$ . Neste caso vou considerar a sapata com  $h=0,40m$  e um  $d=0,34m$ .

- Tensão instalada na base da sapata

$$\sigma_g = \frac{478,63}{1,25 \times 1,25} = 306,32KPa$$

- Recobrimento

A sapata deverá ser executada sobre uma camada de betão de regularização e limpeza com 10cm de espessura. O recobrimento nominal ( $c_{nom}$ ) definido pelo EC2 para a classe de exposição XC2 é de 45mm. No entanto para precaver eventuais problemas de execução decidi aumentar o valor respeitante à tolerância de execução,  $\Delta c_{dev}$ , de 10mm para 35mm. Assim, o valor do recobrimento nominal a aplicar é de 60mm.

- Estado limite último de rotura por flexão – modelo de flexão

O vão teórico a considerar para a determinação da área da seção transversal das armaduras longitudinais de tração, que se instala numa determinada direção da sapata, é igual ao vão livre da maior consola da sapata nessa direção acrescida de 15% da dimensão do pilar, para a mesma direção.

Direção X= Direção Y

$$X_1 = \frac{(A - a_0)}{2} + 0,15 \times a_0 = \frac{(1,25 - 0,25)}{2} + 0,15 \times 0,25 = 0,54m$$

O momento fletor é determinado de acordo com esquema de cálculo representado na figura 8.2.

$$M_{Ed} = \sigma_g \times \left( \frac{A - a_0}{2} + 0,15 \times a_0 \right)^2 = 306,32 \times \frac{(0,54)^2}{2} = 44,25KN.m$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{44,25}{1 \times 0,34^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,02296$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,02296 \times (1 + 0,02296) = 0,02349$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02349 \times 1,00 \times 0,34 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 3,06 \text{ cm}^2/m$$

A área mínima a considerar tem que respeitar as seguintes condições:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 1,00 \times 0,34 \times 10^4 = 4,60 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d = 0,0013 \times 1,00 \times 0,34 \times 10^4 = 4,42 \text{ cm}^2/m$$

A área máxima é dada por:

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c = 0,04 \times 1,00 \times 0,40 \times 10^4 = 160 \text{ cm}^2/m$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} > \emptyset \text{ varão} \\ D_{max} + 5mm = 20 + 5 = 25mm \text{ (condicionante)} \\ 20mm \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 400 = 800mm \\ 250mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura secundária é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 3h = 3 \times 400 = 1200mm \\ 400mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

A solução da armadura principal a adotar é:  $\text{Ø}10 // 0,15$  ( $A_{ef} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

A solução da armadura superior é:  $\text{Ø}8 // 0,15$  ( $A_{ef} = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Estado limite último de rotura por esforço transverso

As armaduras de esforço transverso são dispensáveis sempre que, a uma distância  $d$  da face do pilar se verifique a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

O valor de cálculo do esforço transverso atuante a uma distância  $d$  da face do pilar, é determinado para cada direção da sapata de acordo com o esquema representado na figura 8.3, sendo igual a:

$$V_{Ed}^I = V_{Ed}^{II} \leq \sigma_g \left[ \frac{(B - b_0)}{2} - d \right] \times A = 306,32 \times \left[ \frac{(1,25 - 0,25)}{2} - 0,34 \right] \times 1,25 = 61,26KN$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente assume o valor:

$$V_{Rd,c} = 0,12 K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times 1,25 \times 340 \\ = 141,27KN$$

$$V_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d = 0,035 \times 1,76696^{3/2} \times 25^{1/2} \times 1,25 \times 340 = 174,69KN$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verificada a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} = 61,26KN \leq V_{Rd,c} = 174,69KN$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao esforço transverso.

- Estado limite último de rotura por punçoamento

1º passo: verificação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão no perímetro do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$$

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_0) \times \beta}{u_0 \times d} = \frac{(478,63 - 306,32 \times 0,06) \times 1}{1,00 \times 0,34} = 1351,43KPa$$

$$A_0 = 0,25 \times 0,25 = 0,06m^2$$

$$\mu_0 = 2 \times 0,25 + 2 \times 0,25 = 1,00m$$

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90KPa$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 1351,43KPa \leq \vartheta_{Rd,max} = 4500,90KPa$$

2º passo: verificação da segurança ao punçoamento em diversos perímetros de controlo a uma distância  $a \leq 2d$  da face do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$$

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/2$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(478,63 - 306,32 \times 0,32) \times 1}{2,07 \times 0,34} = 539,84KPa$$

$$A_i = 0,25 \times 0,25 + 2 \times 0,25 \times 0,17 + 2 \times 0,25 \times 0,17 + \pi \times 0,17^2 = 0,32m^2$$

$$\mu_i = 2 \times 0,25 + 2 \times 0,25 + 2 \times \pi \times 0,17 = 2,07m$$

$$\vartheta_{Rd,c} = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,34}{0,17} \times 10^3$$

$$= 1329,64KPa$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,76696^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,34}{0,17} \times 10^3 = 1644,14KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 539,84KPa \leq \vartheta_{Rd,c} = 1644,14KPa$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/2$ .

- Comprimento de amarração das armaduras longitudinais

O valor do comprimento de amarração de referência é obtido a partir da consulta da tabela 8.1, depende do tipo de betão, do tipo de aço e das condições de aderência. Neste caso o betão a aplicar é o C25/30, o aço é A500 NR e temos boas condições de aderência, pelo que o  $l_{b,rqd} = 40\phi = 40 \times 10 = 400mm$ .

O comprimento mínimo,  $l_{b,min}$ , para varões tracionados é obtido por:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \times 400 = 120mm \\ 10\phi = 10 \times 10 = 100mm \\ 100 mm \end{cases}$$

assim, o comprimento a considerar neste caso é 120mm.

O comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$ , é igual a 400mm.

### Sapata excêntrica sujeita a uma ação vertical (S5)

- Ações de cálculo

A ação de cálculo considerada a atuar sobre a sapata corresponde à combinação mais desfavorável, combinação 1, em que a ação variável base é a sobrecarga, as ações permanentes são majoradas de 1,35 e as ações variáveis são majoradas de 1,5.

$$V_{Ed} = 1,35 \times 270,34 + 1,5 \times 31,74 + 0,60 \times 1,5 \times 7,74 = 419,54KN$$

- Condição de rigidez da sapata

$$d \geq \frac{A - a_0}{4} = \frac{1,70 - 0,25}{4} = 0,3625m$$

$$d \geq \frac{B - b_0}{4} = \frac{0,85 - 0,25}{2} = 0,30m$$

Para que a sapata seja considerada rígida deverá ter uma altura total igual a  $h=0,3625+0,06=0,4225m$ . Neste caso vou considerar a sapata com  $h=0,45m$  e um  $d=0,39m$ .

- Tensão instalada na base da sapata

$$\sigma_g = \frac{419,54}{1,70 \times 0,85} = 290,34KPa$$

- Estado limite último de rotura por flexão – modelo de flexão

O vão teórico a considerar para a determinação da área da seção transversal das armaduras longitudinais de tração, que se instala numa determinada direção da sapata, é igual ao vão livre da maior consola da sapata nessa direção acrescida de 15% da dimensão do pilar, para a mesma direção.

Direção X

$$Y_1 = \frac{(A - a_0)}{2} + 0,15 \times a_0 = \frac{(1,70 - 0,25)}{2} + 0,15 \times 0,25 = 0,76m$$

O momento fletor é determinado de acordo com esquema de cálculo representado na figura 8.1.

$$M_{Ed} = \sigma_g \times \frac{\left(\frac{A - a_0}{2} + 0,15 \times a_0\right)^2}{2} = 290,34 \times \frac{(0,76)^2}{2} = 84,40KN.m$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{84,40}{1 \times 0,39^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,03329$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,03329 \times (1 + 0,03329) = 0,03440$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,03440 \times 1,00 \times 0,39 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 5,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Direção Y

$$X_1 = B - b_0 + 0,15 \times b_0 = 0,85 - 0,25 + 0,15 \times 0,25 = 0,64\text{m}$$

O momento fletor é determinado de acordo com esquema de cálculo representado na figura 8.1.

$$M_{Ed} = \sigma_g \times \frac{(B - b_0 + 0,15 \times b_0)^2}{2} = 306,32 \times \frac{(0,64)^2}{2} = 59,00\text{KN.m}$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{59,00}{1 \times 0,39^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,02327$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,02327 \times (1 + 0,02327) = 0,02381$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02381 \times 1,00 \times 0,39 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 3,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área mínima a considerar tem que respeitar as seguintes condições:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 1,00 \times 0,39 \times 10^4 = 5,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d = 0,0013 \times 1,00 \times 0,39 \times 10^4 = 5,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área máxima é dada por:

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c = 0,04 \times 1,00 \times 0,45 \times 10^4 = 180 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} > \emptyset \text{ varão} \\ D_{max} + 5\text{mm} = 20 + 5 = 25\text{mm} \text{ (condicionante)} \\ 20\text{mm} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 450 = 900\text{mm} \\ 250\text{mm} \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura secundária é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 3h = 3 \times 450 = 1350mm \\ 400mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

A solução da armadura principal a adotar é:  $\varnothing 10 // 0,125$  ( $A_{ef} = 6,28 \text{ cm}^2/m$ )

A solução da armadura superior é:  $\varnothing 8 // 0,15$  ( $A_{ef} = 3,35 \text{ cm}^2/m$ )

- Estado limite último de rotura por esforço transverso

As armaduras de esforço transverso são dispensáveis sempre que, a uma distância  $d$  da face do pilar se verifique a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

O valor de cálculo do esforço transverso atuante a uma distância  $d$  da face do pilar, é determinado para cada direção da sapata de acordo com o esquema representado na figura 8.2, sendo igual a:

$$V_{Ed}^I \leq \sigma_g \left[ \frac{(A - a)}{2} - d \right] \times B = 290,34 \times \left[ \frac{(1,70 - 0,25)}{2} - 0,39 \right] \times 0,85 = 82,67KN$$

$$V_{Ed}^{II} \leq \sigma_g [B - b_0 - d] \times A = 290,34 \times [0,85 - 0,25 - 0,39] \times 1,70 = 103,65KN$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente assume o valor:

$$V_{Rd,c}^I = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0,12 \times 1,71611 \times (100 \times 0,00161 \times 25)^{1/3} \times 0,85 \times 390 \\ = 108,60KN$$

$$V_{Rd,c}^I \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d = 0,035 \times 1,71611^{3/2} \times 25^{1/2} \times 0,85 \times 390 = 130,42KN$$

$$V_{Rd,c}^{II} = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0,12 \times 1,71611 \times (100 \times 0,00161 \times 25)^{1/3} \times 1,70 \times 390 \\ = 217,20KN$$

$$V_{Rd,c}^{II} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d = 0,035 \times 1,71611^{3/2} \times 25^{1/2} \times 1,70 \times 390 = 260,84KN$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{390}} = 1,71611 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{6,28 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,39} = 0,00161 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verificadas a seguintes desigualdades:

$$V_{Ed}^I = 82,67KN \leq V_{Rd,c}^I = 130,42KN$$

$$V_{Ed}^{II} = 103,65KN \leq V_{Rd,c}^{II} = 260,84KN$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao esforço transverso.

- Estado limite último de rotura por punção

1º passo: verificação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão no perímetro do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$$

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_0) \times \beta}{u_0 \times d} = \frac{(419,54 - 290,34 \times 0,06) \times 1,5}{0,75 \times 0,39} = 2058,41KPa$$

$$A_0 = 0,25 \times 0,25 = 0,06m^2$$

$$\mu_0 = 2 \times 0,25 + 1 \times 0,25 = 0,75m$$

$$\mu^* = 2 \times \frac{0,25}{2} + 0,25 = 0,50m$$

$$\beta = \frac{\mu_0}{\mu^*} = \frac{0,75}{0,50} = 1,5$$

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90KPa$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 2058,41KPa \leq \vartheta_{Rd,max} = 4500,90KPa$$

2º passo: verificação da segurança ao punção em diversos perímetros de controlo a uma distância  $a \leq 2d$  da face do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$$

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/2$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(419,54 - 290,34 \times 0,27) \times 1,22}{1,36 \times 0,39} = 787,21 \text{KPa}$$

$$A_i = 0,25 \times 0,25 + 2 \times 0,25 \times 0,195 + 1 \times 0,25 \times 0,195 + \frac{\pi \times 0,195^2}{2} = 0,27 \text{m}^2$$

$$\mu_i = 2 \times 0,25 + 1 \times 0,25 + \pi \times 0,195 = 1,36 \text{m}$$

$$\mu^* = 2 \times 0,25 + 1 \times 0,25 - 2 \times \frac{0,25}{2} + \pi \times 0,195 = 1,11 \text{m}$$

$$\beta = \frac{\mu_i}{\mu^*} = \frac{1,36}{1,11} = 1,22$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,71611 \times (100 \times 0,00161 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,39}{0,195} \times 10^3 \\ &= 1310,39 \text{KPa} \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,71611^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,39}{0,195} \times 10^3 = 1573,68 \text{KPa}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{390}} = 1,71611 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{6,28 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,39} = 0,00161 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 787,21 \text{KPa} \leq \vartheta_{Rd,c} = 1573,68 \text{KPa}$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/2$ .

- Comprimento de amarração das armaduras longitudinais

O valor do comprimento de amarração de referência é obtido a partir da consulta da tabela 8.1, depende do tipo de betão, do tipo de aço e das condições de aderência. Neste caso o betão a aplicar é o C25/30, o aço é A500 NR e temos boas condições de aderência, pelo que o  $l_{b,rqd} = 40\phi = 40 \times 10 = 400 \text{mm}$ .

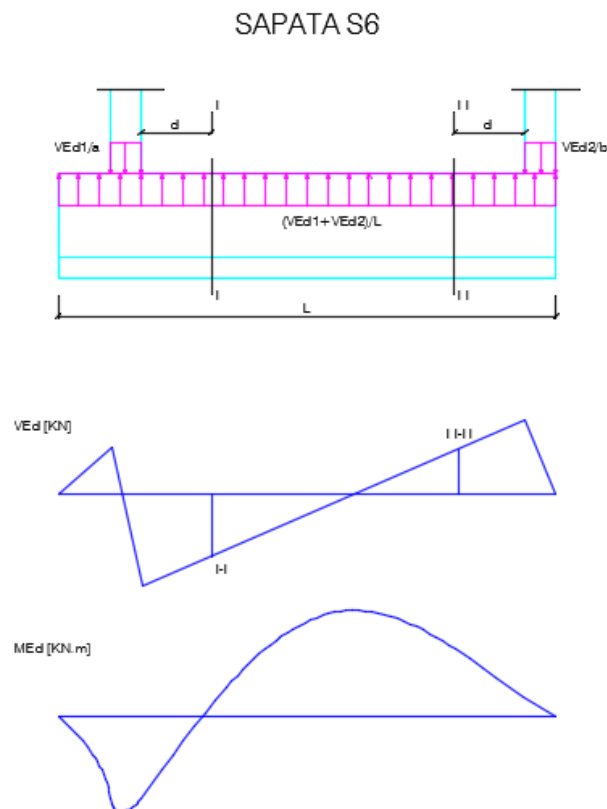
O comprimento mínimo,  $l_{b,min}$ , para varões tracionados é obtido por:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \times 400 = 120mm \\ 10\phi = 10 \times 10 = 100mm \\ 100 mm \end{cases}$$

assim, o comprimento a considerar neste caso é 120mm.

O comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$ , é igual a 400mm.

### Sapata associada às paredes da caixa de elevador (S6)



### Direção 1-2

- Ações de cálculo

A ação de cálculo considerada a atuar sobre a sapata corresponde à combinação mais desfavorável, combinação 1, em que a ação variável base é a sobrecarga, as ações permanentes são majoradas de 1,35 e as ações variáveis são majoradas de 1,5.

$$V_{Ed}(\text{parede 1} - \text{eixo 1}) = 1,35 \times 316,63 + 1,5 \times 29,45 + 0,60 \times 1,5 \times 0,27 = 471,87KN$$

$$V_{Ed}(\text{parede 3} - \text{eixo 2}) = 1,35 \times 374,53 + 1,5 \times 56,99 + 0,60 \times 1,5 \times 1,50 = 592,45KN$$

- Condição de rigidez da sapata

Verificação da rigidez da sapata na menor direção

$$d \geq \frac{> \text{consola}}{2} = \frac{0,60}{2} = 0,30m$$

$$h = 0,30 + 0,06 = 0,36m$$

Verificação da rigidez da sapata na direção longitudinal – rigidez relativa

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_b \times I_z}{K \times B}} \approx \sqrt[4]{\frac{4 \times E_b \times I_z}{E_m}}$$

$$l_1 \leq 0,88 l_e \Leftrightarrow 0,25 \leq 0,88 \times \sqrt[4]{\frac{4 \times 31 \times 10^6 \times \frac{3,05 \times h^3}{12}}{37,6 \times 10^3}} \Leftrightarrow h \geq 0,02m$$

$$l_2 \leq 1,57 l_e \Leftrightarrow 2,00 \leq 1,57 \times \sqrt[4]{\frac{4 \times 31 \times 10^6 \times \frac{3,05 \times h^3}{12}}{37,6 \times 10^3}} \Leftrightarrow h \geq 0,15m$$

Vou considerar uma altura total  $h=0,40m$  e uma altura útil  $d=0,34m$ .

- Tensão instalada na base da sapata

$$\sigma_g = \frac{471,87 + 592,45}{2,40} = 443,47KN/m$$

$$\sigma_{Par 1} = \frac{471,87}{0,15} = 3145,80KN/m$$

$$\sigma_{Par 3} = \frac{592,45}{0,15} = 3949,67KN/m$$

- Esforço transversal e momento fletor

Tramo AB

$$V(x) = 443,47x$$

$$V(x = 0m) = 0KN; V(x = 0,25m) = 110,87KN$$

$$M(x) = 443,47 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 0KNm; M(x = 0,25m) = 13,86KN.m$$

Tramo BC

$$V(x) = 110,87 + 443,47x - 3949,67x$$

$$V(x = 0m) = 110,87KN; V(x = 0,0225m) = 31,98KN$$

$$M(x) = 13,86 + 110,87x + 443,47 \frac{x^2}{2} - 3949,67 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 13,86KNm; M(x = 0,0225m) = 15,47KN.m$$

Tramo CD

$$V(x) = 31,98 + 443,47x - 3949,67x$$

$$V(x = 0m) = 31,98KN; V(x = 0,105m) = -336,17KN$$

$$M(x) = 15,47 + 31,98x + 443,47 \frac{x^2}{2} - 3949,67 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 15,47KNm; M(x = 0,105m) = -0,5KN.m$$

Tramo DE

$$V(x) = -336,17 + 443,47x - 3949,67x$$

$$V(x = 0m) = -336,17KN; V(x = 0,0225m) = -415,06KN$$

$$M(x) = -0,50 - 336,17x + 443,47 \frac{x^2}{2} - 3949,67 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = -0,50KNm; M(x = 0,0225m) = -8,95KN.m$$

Tramo EF

$$V(x) = -415,06 + 443,47x$$

$$V(x = 0m) = -415,06KN; V(x = 1,85m) = 405,36KN$$

$$M(x) = -8,95 - 415,06x + 443,47 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = -8,95KNm; M(x = 1,85m) = -17,92KN.m$$

Tramo FG

$$V(x) = 405,36 + 443,47x - 3145,80x$$

$$V(x = 0m) = 405,36KN; V(x = 0,0225m) = 344,56KN$$

$$M(x) = -17,92 + 405,36x + 443,47 \frac{x^2}{2} - 3145,80 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = -17,92KNm; M(x = 0,0225m) = -9,48KN.m$$

Tramo GH

$$V(x) = 344,56 + 443,47x - 3145,80x$$

$$V(x = 0m) = 344,56KN; V(x = 0,105m) = 60,81KN$$

$$M(x) = -9,48 + 344,56x + 443,47 \frac{x^2}{2} - 3145,80 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = -9,48KNm; M(x = 0,105m) = 11,80KN.m$$

Tramo HI

$$V(x) = 60,81 + 443,47x - 3145,80x$$

$$V(x = 0m) = 60,81KN; V(x = 0,0225m) = 0KN$$

$$M(x) = 11,80 + 60,81x + 443,47 \frac{x^2}{2} - 3145,80 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 11,80KNm; M(x = 0,0225m) = 12,48KN.m$$

- Estado limite último de rotura por flexão – modelo de flexão

Armadura superior:

Momento máximo negativo

$$V(x) = -415,06 + 443,47x$$

$$V = 0 \Leftrightarrow x = 0,94m$$

$$M(x) = -8,95 - 415,06x + 443,47 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0,94m) = -203,18KNm$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{203,18}{3,05 \times 0,34^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,03457$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,03457 \times (1 + 0,03457) = 0,03576$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,03576 \times 3,05 \times 0,34 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 14,22 \text{ cm}^2$$

$$\frac{14,22}{3,05} = 4,66 \text{ cm}^2/m$$

Armadura inferior:

Momento máximo positivo

$$V(x) = 31,98 + 443,47x - 3949,67x$$

$$V = 0 \Leftrightarrow x = 0,009m$$

$$M(x) = 15,47 + 31,98x + 443,47 \frac{x^2}{2} - 3949,67 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0,009m) = 15,62KNm$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{15,62}{3,05 \times 0,34^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,00266$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,00266 \times (1 + 0,00266) = 0,00266$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,00266 \times 3,05 \times 0,34 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1,06}{3,05} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área mínima a considerar tem que respeitar as seguintes condições:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 1,00 \times 0,34 \times 10^4 = 4,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d = 0,0013 \times 1,00 \times 0,34 \times 10^4 = 4,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área máxima é dada por:

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c = 0,04 \times 1,00 \times 0,34 \times 10^4 = 136 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} > \emptyset \text{ varão} \\ D_{max} + 5\text{mm} = 20 + 5 = 25\text{mm} \text{ (condicionante)} \\ 20\text{mm} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 400 = 800\text{mm} \\ 250\text{mm} \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura secundária é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 3h = 3 \times 400 = 1200\text{mm} \\ 400\text{mm} \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

A solução da armadura superior e inferior principal a adotar é:  $\emptyset 10 // 0,15$  ( $A_{ef} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

A solução da armadura de distribuição superior a adotar é (20% da armadura principal):

$$\emptyset 6 // 0,25 \text{ (} A_{ef} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m)}$$

- Estado limite último de rotura por esforço transverso

As armaduras de esforço transverso são dispensáveis sempre que, a uma distância  $d$  da face do pilar se verifique a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

O valor de cálculo do esforço transverso atuante a uma distância  $d$  da face do pilar, é obtido através das expressões indicadas anteriormente.

Para secção I-I

Tramo EF

$$V(x) = -415,06 + 443,47x$$

$$V(x = 0,44m) = -219,93KN$$

Para secção II-II

Tramo EF

$$V(x) = -415,06 + 443,47x$$

$$V(x = 1,41m) = 210,23KN$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente assume o valor:

$$V_{Rd,c}^I = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times 3,05 \times 340 = 344,71KN$$

$$V_{Rd,c}^I \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d = 0,035 \times 1,76696^{3/2} \times 25^{1/2} \times 3,05 \times 340 = 426,24KN$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verificadas a seguintes desigualdades:

$$V_{Ed}^I = 219,93KN \leq V_{Rd,c}^I = 426,24KN$$

$$V_{Ed}^{II} = 210,23KN \leq V_{Rd,c}^{II} = 426,24KN$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao esforço transverso.

Armadura transversal:

$$\sigma_{gd} = \frac{471,87 + 592,45}{3,05 \times 2,40} = 145,40 \text{ KPa}$$

O vão teórico a considerar para a determinação da área da secção da armadura transversal que se instala na menor direção da sapata, é igual ao vão livre da maior consola da sapata nessa direção acrescida de 15% da dimensão do pilar, para a mesma direção.

$$Y = \frac{(B - b_0)}{2} + 0,15 \times b_0 = 0,60 + 0,15 \times 1,85 = 0,8775 \text{ m}$$

O momento fletor é determinado de acordo com esquema de cálculo representado na figura 8.1.

$$M_{Ed} = \sigma_{gd} \times \frac{\left(\frac{B - b_0}{2} + 0,15 \times b_0\right)^2}{2} = 145,40 \times \frac{(0,8775)^2}{2} = 55,98 \text{ KN.m}$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{55,98}{1 \times 0,34^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,02905$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,02905 \times (1 + 0,02905) = 0,02989$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02989 \times 1,00 \times 0,34 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 3,90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{st} = 3,90 \times 2,4 = 9,36 \text{ cm}^2 / (0,70 + 0,45) = 8,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A solução da armadura transversal é: **Ø12 // 0,125** ( $A_{ef} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Estado limite último de rotura por punçoamento

Parede 1

1º passo: verificação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão no perímetro do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$$

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_0) \times \beta}{u_0 \times d} = \frac{(471,87 - 145,40 \times 0,2775) \times 1,075}{2,15 \times 0,34} = 634,59 \text{ KPa}$$

$$A_0 = 1,85 \times 0,15 = 0,2775m^2$$

$$\mu_0 = 1 \times 1,85 + 2 \times 0,15 = 2,15m$$

$$\mu^* = 2 \times \frac{0,15}{2} + 1,85 = 2,00m$$

$$\beta = \frac{\mu_0}{\mu^*} = \frac{2,15}{2,00} = 1,075$$

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90KPa$$

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \times \left( 1 - \frac{25}{250} \right) = 0,54$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 634,59KPa \leq \vartheta_{Rd,max} = 4500,90KPa$$

2º passo: verificação da segurança ao punçoamento em diversos perímetros de controlo a uma distância  $a \leq 2d$  da face do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$$

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/2=0,17m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(471,87 - 145,40 \times 0,688) \times 1,06}{2,684 \times 0,34} = 431,91KPa$$

$$A_i = 1,85 \times 0,15 + 1,85 \times 0,17 + 2 \times 0,15 \times 0,17 + \frac{\pi \times 0,17^2}{2} = 0,688m^2$$

$$\mu_i = 1 \times 1,85 + 2 \times 0,15 + \pi \times 0,17 = 2,684m$$

$$\mu^* = 1 \times 1,85 + 2 \times 0,15 - 2 \times \frac{0,15}{2} + \pi \times 0,17 = 2,534m$$

$$\beta = \frac{\mu_i}{\mu^*} = \frac{2,684}{2,534} = 1,06$$

$$\vartheta_{Rd,c} = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,34}{0,17} \times 10^3$$

$$= 1329,63 \text{KPa}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,76696^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,34}{0,17} \times 10^3 = 1644,14 \text{KPa}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 431,91 \text{KPa} \leq \vartheta_{Rd,c} = 1644,14 \text{KPa}$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{1644,14}{431,91} = 3,81$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/2$ .

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/4=0,085\text{m}$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(471,87 - 145,40 \times 0,472) \times 1,07}{2,417 \times 0,34} = 525,04 \text{KPa}$$

$$A_i = 1,85 \times 0,15 + 1,85 \times 0,085 + 2 \times 0,15 \times 0,085 + \frac{\pi \times 0,085^2}{2} = 0,472 \text{m}^2$$

$$\mu_i = 1 \times 1,85 + 2 \times 0,15 + \pi \times 0,085 = 2,417 \text{m}$$

$$\mu^* = 1 \times 1,85 + 2 \times 0,15 - 2 \times \frac{0,15}{2} + \pi \times 0,085 = 2,267 \text{m}$$

$$\beta = \frac{\mu_i}{\mu^*} = \frac{2,417}{2,267} = 1,07$$

$$\vartheta_{Rd,c} = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,34}{0,085} \times 10^3$$

$$= 2659,27 \text{KPa}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,76696^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,34}{0,085} \times 10^3 = 3288,29 KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 525,04 KPa \leq \vartheta_{Rd,c} = 3288,29 KPa$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{3288,29}{525,04} = 6,26$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/4$ .

Parede 3

1º passo: verificação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão no perímetro do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$$

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_0) \times \beta}{u_0 \times d} = \frac{(592,45 - 145,40 \times 0,2775) \times 1}{4,00 \times 0,34} = 405,96 KPa$$

$$A_0 = 1,85 \times 0,15 = 0,2775 m^2$$

$$\mu_0 = 2 \times 1,85 + 2 \times 0,15 = 4,00 m$$

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90 KPa$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 405,96 KPa \leq \vartheta_{Rd,max} = 4500,90 KPa$$

2º passo: verificação da segurança ao punçoamento em diversos perímetros de controlo a uma distância  $a \leq 2d$  da face do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$$

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/2=0,17m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(592,45 - 145,40 \times 1,048) \times 1}{5,068 \times 0,34} = 255,39KPa$$

$$A_i = 1,85 \times 0,15 + 2 \times 1,85 \times 0,17 + 2 \times 0,15 \times 0,17 + \pi \times 0,17^2 = 1,048m^2$$

$$\mu_i = 2 \times 1,85 + 2 \times 0,15 + 2 \times \pi \times 0,17 = 5,068m$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,34}{0,17} \times 10^3 \\ &= 1329,63KPa \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,76696^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,34}{0,17} \times 10^3 = 1644,14KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 255,39KPa \leq \vartheta_{Rd,c} = 1644,14KPa$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{1644,14}{255,39} = 6,44$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/2$ .

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/4=0,085m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(592,45 - 145,40 \times 0,640) \times 1}{4,534 \times 0,34} = 323,95 \text{KPa}$$

$$A_i = 1,85 \times 0,15 + 2 \times 1,85 \times 0,085 + 2 \times 0,15 \times 0,085 + \pi \times 0,085^2 = 0,640 \text{m}^2$$

$$\mu_i = 2 \times 1,85 + 2 \times 0,15 + 2 \times \pi \times 0,085 = 4,534 \text{m}$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,34}{0,085} \times 10^3 \\ &= 2659,27 \text{KPa} \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,76696^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,34}{0,085} \times 10^3 = 3288,29 \text{KPa}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 323,95 \text{KPa} \leq \vartheta_{Rd,c} = 3288,29 \text{KPa}$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{3288,29}{323,95} = 10,15$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/4$ .

- Comprimento de amarração das armaduras longitudinais

O valor do comprimento de amarração de referência é obtido a partir da consulta da tabela 8.1, depende do tipo de betão, do tipo de aço e das condições de aderência. Neste caso o betão a aplicar é o C25/30, o aço é A500 NR e temos boas condições de aderência, pelo que o  $l_{b,rqd} = 40\phi = 40 \times 10 = 400 \text{mm}$ .

O comprimento mínimo,  $l_{b,min}$ , para varões tracionados é obtido por:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \times 400 = 120 \text{mm} \\ 10\phi = 10 \times 10 = 100 \text{mm} \\ 100 \text{mm} \end{cases}$$

assim, o comprimento a considerar neste caso é 120mm.

O comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$ , é igual a 400mm.

## Direção D-C

- Ações de cálculo

A ação de cálculo considerada a atuar sobre a sapata corresponde à combinação mais desfavorável, combinação 1, em que a ação variável base é a sobrecarga, as ações permanentes são majoradas de 1,35 e as ações variáveis são majoradas de 1,5.

$$V_{Ed}(\text{parede 2} - \text{eixo D}) = 1,35 \times 406,48 + 1,5 \times 41,61 + 0,60 \times 1,5 \times 18,42 = 627,74 \text{KN}$$

$$V_{Ed}(\text{parede 4} - \text{eixo C}) = 1,35 \times 286,60 + 1,5 \times 44,85 + 0,60 \times 1,5 \times 19,78 = 471,99 \text{KN}$$

- Condição de rigidez da sapata

Verificação da rigidez da sapata na menor direção

$$d \geq \frac{> \text{consola}}{2} = \frac{0,25}{2} = 0,125 \text{m}$$

$$h = 0,125 + 0,06 = 0,185 \text{m}$$

Verificação da rigidez da sapata na direção longitudinal – rigidez relativa

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_b \times I_z}{K \times B}} \approx \sqrt[4]{\frac{4 \times E_b \times I_z}{E_m}}$$

$$l_1 \leq 0,88 l_e \Leftrightarrow 0,60 \leq 0,88 \times \sqrt[4]{\frac{4 \times 31 \times 10^6 \times \frac{2,40 \times h^3}{12}}{37,6 \times 10^3}} \Leftrightarrow h \geq 0,07 \text{m}$$

$$l_2 \leq 1,57 l_e \Leftrightarrow 2,00 \leq 1,57 \times \sqrt[4]{\frac{4 \times 31 \times 10^6 \times \frac{2,40 \times h^3}{12}}{37,6 \times 10^3}} \Leftrightarrow h \geq 0,16 \text{m}$$

$$l_1 \leq 0,88 l_e \Leftrightarrow 0,30 \leq 0,88 \times \sqrt[4]{\frac{4 \times 31 \times 10^6 \times \frac{2,40 \times h^3}{12}}{37,6 \times 10^3}} \Leftrightarrow h \geq 0,03 \text{m}$$

Vou considerar uma altura total  $h=0,50\text{m}$  e uma altura útil  $d=0,44\text{m}$ .

- Tensão instalada na base da sapata

$$\sigma_g = \frac{627,74 + 471,99}{3,05} = 360,57 \text{KN/m}$$

$$\sigma_{Par 2} = \frac{627,74}{0,15} = 4184,93 \text{KN/m}$$

$$\sigma_{Par 4} = \frac{471,99}{0,15} = 3146,60 \text{KN/m}$$

- Esforço transversal e momento fletor

Tramo AB

$$V(x) = 360,57x$$

$$V(x = 0m) = 0 \text{KN}; V(x = 0,60m) = 216,34 \text{KN}$$

$$M(x) = 360,57 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 0 \text{KNm}; M(x = 0,60m) = 64,90 \text{KN.m}$$

Tramo BC

$$V(x) = 216,34 + 360,57x - 4184,93x$$

$$V(x = 0m) = 216,34 \text{KN}; V(x = 0,0225m) = 130,29 \text{KN}$$

$$M(x) = 64,90 + 216,34x + 360,57 \frac{x^2}{2} - 4184,93 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 64,90 \text{KNm}; M(x = 0,0225m) = 68,80 \text{KN.m}$$

Tramo CD

$$V(x) = 130,29 + 360,57x - 4184,93x$$

$$V(x = 0m) = 130,29 \text{KN}; V(x = 0,105m) = -271,27 \text{KN}$$

$$M(x) = 68,80 + 130,29x + 360,57 \frac{x^2}{2} - 4184,93 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 68,80 \text{KNm}; M(x = 0,105m) = 61,40 \text{KN.m}$$

Tramo DE

$$V(x) = -271,27 + 360,57x - 4184,93x$$

$$V(x = 0m) = -271,27KN; V(x = 0,0225m) = -357,32KN$$

$$M(x) = 61,40 - 271,27x + 360,57 \frac{x^2}{2} - 4184,93 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 61,40KNm; M(x = 0,0225m) = 54,32KN.m$$

Tramo EF

$$V(x) = -357,32 + 360,57x$$

$$V(x = 0m) = -357,32KN; V(x = 1,85m) = 309,73KN$$

$$M(x) = 54,32 - 357,32x + 360,57 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 54,32KNm; M(x = 1,85m) = 10,30KN.m$$

Tramo FG

$$V(x) = 309,73 + 360,57x - 3146,60x$$

$$V(x = 0m) = 309,73KN; V(x = 0,0225m) = 247,04KN$$

$$M(x) = 10,30 + 309,73x + 360,57 \frac{x^2}{2} - 3146,60 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 10,30KNm; M(x = 0,0225m) = 16,56KN.m$$

Tramo GH

$$V(x) = 247,04 + 360,57x - 3146,60x$$

$$V(x = 0m) = 247,04KN; V(x = 0,105m) = -45,49KN$$

$$M(x) = 16,56 + 247,04x + 360,57 \frac{x^2}{2} - 3146,60 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 16,56KNm; M(x = 0,105m) = 27,14KN.m$$

Tramo HI

$$V(x) = -45,49 + 360,57x - 3146,60x$$

$$V(x = 0m) = -45,49KN; V(x = 0,0225m) = -108,18KN$$

$$M(x) = 27,14 - 45,49x + 360,57 \frac{x^2}{2} - 3146,60 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 39,60KNm; M(x = 0,0225m) = 25,41KN.m$$

Tramo IJ

$$V(x) = -108,18 + 360,57x$$

$$V(x = 0m) = -108,18KN; V(x = 0,30m) = 0KN$$

$$M(x) = 25,41 - 108,18x + 360,57 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 25,41KNm; M(x = 0,30m) = 9,18KN.m$$

- Estado limite último de rotura por flexão – modelo de flexão

Armadura inferior:

Momento máximo positivo

$$V(x) = 130,29 + 360,57x - 4184,93x$$

$$V = 0 \Leftrightarrow x = 0,034m$$

$$M(x) = 68,80 + 130,29x + 360,57 \frac{x^2}{2} - 4184,93 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0,034m) = 71,02KNm$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{71,02}{2,40 \times 0,34^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,01536$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,01536 \times (1 + 0,01536) = 0,01559$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,01559 \times 2,40 \times 0,34 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 4,88 \text{ cm}^2$$

$$\frac{4,88}{2,4} = 2,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área mínima a considerar tem que respeitar as seguintes condições:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 1,00 \times 0,34 \times 10^4 = 4,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d = 0,0013 \times 1,00 \times 0,34 \times 10^4 = 4,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área máxima é dada por:

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c = 0,04 \times 1,00 \times 0,34 \times 10^4 = 136 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} D_{max} + 5mm = 20 + 5 = 25mm > \emptyset \text{ varão} \\ 20mm \end{cases} \text{ (condicionante)}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 400 = 800mm \\ 250mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura secundária é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 3h = 3 \times 400 = 1200mm \\ 400mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

A solução da armadura superior e inferior principal a adotar é:  $\emptyset 10 // 0,15$  ( $A_{ef} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Estado limite último de rotura por esforço transverso

As armaduras de esforço transverso são dispensáveis sempre que, a uma distância  $d$  da face do pilar se verifique a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

O valor de cálculo do esforço transverso atuante a uma distância  $d$  da face do pilar, é obtido através das expressões indicadas anteriormente.

Para secção I-I

Tramo EF

$$V(x) = -357,32 + 360,57x$$

$$V(x = 0,34m) = -234,73KN$$

Para secção II-II

Tramo EF

$$V(x) = -357,32 + 360,57x$$

$$V(x = 1,51m) = 187,14KN$$

O valor de cálculo do esforço transversal resistente assume o valor:

$$V_{Rd,c}^I = 0,12 K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times 3,05 \times 340 \\ = 344,71KN$$

$$V_{Rd,c}^I \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d = 0,035 \times 1,76696^{3/2} \times 25^{1/2} \times 3,05 \times 340 = 426,24KN$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verificadas a seguintes desigualdades:

$$V_{Ed}^I = 234,73KN \leq V_{Rd,c}^I = 426,24KN$$

$$V_{Ed}^{II} = 187,14KN \leq V_{Rd,c}^{II} = 426,24KN$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao esforço transversal.

Armadura transversal:

$$\sigma_{gd} = \frac{627,74 + 471,99}{3,05 \times 2,40} = 150,24KPa$$

O vão teórico a considerar para a determinação da área da secção da armadura transversal que se instala na menor direção da sapata, é igual ao vão livre da maior consola da sapata nessa direção acrescida de 15% da dimensão do pilar, para a mesma direção.

$$Y = \frac{(B - b_0)}{2} + 0,15 \times b_0 = 0,25 + 0,15 \times 1,85 = 0,5275m$$

O momento fletor é determinado de acordo com esquema de cálculo representado na figura 4.12.

$$M_{Ed} = \sigma_{gd} \times \frac{\left(\frac{B - b_0}{2} + 0,15 \times b_0\right)^2}{2} = 150,24 \times \frac{(0,5275)^2}{2} = 20,90KN.m$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{20,90}{1 \times 0,34^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,01085$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,01085 \times (1 + 0,01085) = 0,01096$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,01096 \times 1,00 \times 0,34 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 1,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{st} = 1,43 \times 3,05 = 4,36 \text{ cm}^2 / (0,70 + 0,45) = 3,79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como o valor obtido é inferior à armadura mínima, a solução é:  $\text{Ø}10 // 0,15$  ( $A_{ef} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Estado limite último de rotura por punçoamento

Parede 2

1º passo: verificação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão no perímetro do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$$

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_0) \times \beta}{u_0 \times d} = \frac{(627,74 - 150,24 \times 0,2775) \times 1}{4,00 \times 0,34} = 430,92 \text{ KPa}$$

$$A_0 = 1,85 \times 0,15 = 0,2775 \text{ m}^2$$

$$\mu_0 = 2 \times 1,85 + 2 \times 0,15 = 4,00 \text{ m}$$

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90 \text{ KPa}$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 430,92 \text{ KPa} \leq \vartheta_{Rd,max} = 4500,90 \text{ KPa}$$

2º passo: verificação da segurança ao punçoamento em diversos perímetros de controlo a uma distância  $a \leq 2d$  da face do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$$

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/2=0,17m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(627,74 - 150,24 \times 1,048) \times 1}{5,068 \times 0,34} = 340,11KPa$$

$$A_i = 1,85 \times 0,15 + 2 \times 1,85 \times 0,17 + 2 \times 0,15 \times 0,17 + \pi \times 0,17^2 = 1,048m^2$$

$$\mu_i = 2 \times 1,85 + 2 \times 0,15 + 2 \times \pi \times 0,17 = 5,068m$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,34}{0,17} \times 10^3 \\ &= 1329,63KPa \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,76696^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,34}{0,17} \times 10^3 = 1644,14KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 340,11KPa \leq \vartheta_{Rd,c} = 1644,14KPa$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{1644,14}{340,11} = 4,83$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/2$ .

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/4=0,085m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(627,74 - 150,24 \times 0,640) \times 1}{4,534 \times 0,34} = 344,84 \text{KPa}$$

$$A_i = 1,85 \times 0,15 + 2 \times 1,85 \times 0,085 + 2 \times 0,15 \times 0,085 + \pi \times 0,085^2 = 0,640 \text{m}^2$$

$$\mu_i = 2 \times 1,85 + 2 \times 0,15 + 2 \times \pi \times 0,085 = 4,534 \text{m}$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,34}{0,085} \times 10^3 \\ &= 2659,27 \text{KPa} \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,76696^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,34}{0,085} \times 10^3 = 3288,29 \text{KPa}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00148 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 344,84 \text{KPa} \leq \vartheta_{Rd,c} = 3288,29 \text{KPa}$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{3288,29}{344,84} = 9,54$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/4$ .

Parede 4

1º passo: verificação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão no perímetro do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$$

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_0) \times \beta}{u_0 \times d} = \frac{(471,99 - 150,24 \times 0,2775) \times 1}{4,00 \times 0,34} = 316,40 \text{KPa}$$

$$A_0 = 1,85 \times 0,15 = 0,2775m^2$$

$$\mu_0 = 2 \times 1,85 + 2 \times 0,15 = 4,00m$$

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90KPa$$

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \times \left( 1 - \frac{25}{250} \right) = 0,54$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 316,40KPa \leq \vartheta_{Rd,max} = 4500,90KPa$$

2º passo: verificação da segurança ao punçoamento em diversos perímetros de controlo a uma distância  $a \leq 2d$  da face do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$$

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/2=0,17m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(471,99 - 150,24 \times 1,048) \times 1}{5,068 \times 0,34} = 182,54KPa$$

$$A_i = 1,85 \times 0,15 + 2 \times 1,85 \times 0,17 + 2 \times 0,15 \times 0,17 + \pi \times 0,17^2 = 1,048m^2$$

$$\mu_i = 2 \times 1,85 + 2 \times 0,15 + 2 \times \pi \times 0,17 = 5,068m$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,34}{0,17} \times 10^3 \\ &= 1329,63KPa \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,76696^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,34}{0,17} \times 10^3 = 1644,14KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 340,11\text{KPa} \leq \vartheta_{Rd,c} = 1644,14\text{KPa}$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{1644,14}{340,11} = 4,83$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/2$ .

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/4=0,085\text{m}$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(471,99 - 150,24 \times 0,640) \times 1}{4,534 \times 0,34} = 243,80\text{KPa}$$

$$A_i = 1,85 \times 0,15 + 2 \times 1,85 \times 0,085 + 2 \times 0,15 \times 0,085 + \pi \times 0,085^2 = 0,640\text{m}^2$$

$$u_i = 2 \times 1,85 + 2 \times 0,15 + 2 \times \pi \times 0,085 = 4,534\text{m}$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,76696 \times (100 \times 0,00154 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,34}{0,085} \times 10^3 \\ &= 2659,27\text{KPa} \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,76696^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,34}{0,085} \times 10^3 = 3288,29\text{KPa}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,76696 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{5,24 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,34} = 0,00154 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 243,80\text{KPa} \leq \vartheta_{Rd,c} = 3288,29\text{KPa}$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{3288,29}{243,80} = 13,49$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/4$ .

- Comprimento de amarração das armaduras longitudinais

O valor do comprimento de amarração de referência é obtido a partir da consulta da tabela 8.1, depende do tipo de betão, do tipo de aço e das condições de aderência. Neste caso o betão a aplicar é o C25/30, o aço é A500 NR e temos boas condições de aderência, pelo que o  $l_{b,rqd} = 40\phi = 40 \times 10 = 400mm$ .

O comprimento mínimo,  $l_{b,min}$ , para varões tracionados é obtido por:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \times 400 = 120mm \\ 10\phi = 10 \times 10 = 100mm \\ 100 mm \end{cases}$$

assim, o comprimento a considerar neste caso é 120mm.

O comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$ , é igual a 400mm.

### **Sapata comum a dois elementos verticais sujeita a uma ação vertical (S13/S14)**

- Ações de cálculo

A ação de cálculo considerada a atuar sobre a sapata corresponde à combinação mais desfavorável, combinação 1, em que a ação variável base é a sobrecarga, as ações permanentes são majoradas de 1,35 e as ações variáveis são majoradas de 1,5.

$$V_{Ed}(pilar P13) = 1,35 \times 593,05 + 1,5 \times 88,64 + 0,60 \times 1,5 \times 29,78 = 960,38KN$$

$$V_{Ed}(pilar P14) = 1,35 \times 829,97 + 1,5 \times 170,24 + 0,60 \times 1,5 \times 24,05 = 1397,46KN$$

- Condição de rigidez da sapata

Verificação da rigidez da sapata na menor direção

$$d \geq \frac{> \text{consola}}{2} = \frac{0,95}{2} = 0,475m$$

$$h = 0,475 + 0,06 = 0,535m$$

Verificação da rigidez da sapata na direção longitudinal – rigidez relativa

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_b \times I_z}{K \times B}} \approx \sqrt[4]{\frac{4 \times E_b \times I_z}{E_m}}$$

$$l_1 \leq 0,88 l_e \Leftrightarrow 0,525 \leq 0,88 \times \sqrt[4]{\frac{4 \times 31 \times 10^6 \times \frac{2,30 \times h^3}{12}}{37,6 \times 10^3}} \Leftrightarrow h \geq 0,06m$$

$$l_2 \leq 1,57 l_e \Leftrightarrow 2,875 \leq 1,57 \times \sqrt[4]{\frac{4 \times 31 \times 10^6 \times \frac{2,30 \times h^3}{12}}{37,6 \times 10^3}} \Leftrightarrow h \geq 0,26m$$

Vou considerar uma altura total  $h=0,80m$  e uma altura útil  $d=0,74m$ .

- Tensão instalada na base da sapata

$$\sigma_g = \frac{960,38 + 1397,46}{3,60} = 654,96KN/m$$

$$\sigma_{P13} = \frac{960,38}{0,20} = 4801,90KN/m$$

$$\sigma_{P14} = \frac{1397,46}{0,20} = 6987,30KN/m$$

- Esforço transversal e momento fletor

Tramo AB

$$V(x) = 654,96x$$

$$V(x = 0m) = 0KN; V(x = 0,525m) = 343,85KN$$

$$M(x) = 654,96 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 0KNm; M(x = 0,525m) = 90,26KN.m$$

Tramo BC

$$V(x) = 343,85 + 654,96x - 6987,30x$$

$$V(x = 0m) = 343,85KN; V(x = 0,03m) = 153,88KN$$

$$M(x) = 90,26 + 343,85x + 654,96\frac{x^2}{2} - 6987,30\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 90,26KNm; M(x = 0,03m) = 97,73KN.m$$

Tramo CD

$$V(x) = 153,88 + 654,96x - 6987,30x$$

$$V(x = 0m) = 307,29KN; V(x = 0,14m) = -732,65KN$$

$$M(x) = 97,73 + 153,88x + 654,96\frac{x^2}{2} - 6987,30\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 97,73KNm; M(x = 0,14m) = 57,22KN.m$$

Tramo DE

$$V(x) = -732,65 + 654,96x - 6987,30x$$

$$V(x = 0m) = -732,65KN; V(x = 0,03m) = -922,62KN$$

$$M(x) = 57,22 - 732,65x + 654,96\frac{x^2}{2} - 6987,30\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 57,22KNm; M(x = 0,03m) = 32,39KN.m$$

Tramo EF

$$V(x) = -922,62 + 654,96x$$

$$V(x = 0m) = -922,62KN; V(x = 2,675m) = 829,40KN$$

$$M(x) = 32,39 - 922,62x + 654,96\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 32,39KNm; M(x = 2,675m) = -92,39KN.m$$

Tramo FG

$$V(x) = 829,40 + 654,96x - 4801,9x$$

$$V(x = 0m) = 829,40KN; V(x = 0,03m) = 704,99KN$$

$$M(x) = -92,39 + 829,40x + 654,96\frac{x^2}{2} - 4801,9\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = -92,39KNm; M(x = 0,03m) = -69,37KN.m$$

Tramo GH

$$V(x) = 704,99 + 654,96x - 4801,9x$$

$$V(x = 0m) = 704,99KN; V(x = 0,14m) = 124,42KN$$

$$M(x) = -69,37 + 704,99x + 654,96\frac{x^2}{2} - 4801,9\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = -69,37KNm; M(x = 0,14m) = -11,31KN.m$$

Tramo HI

$$V(x) = 124,42 + 654,96x - 4801,9x$$

$$V(x = 0m) = 124,42KN; V(x = 0,03m) = 0KN$$

$$M(x) = -11,31 + 124,42x + 654,96\frac{x^2}{2} - 4801,9\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = -11,31KNm; M(x = 0,03m) \approx 0KN.m$$

- Estado limite último de rotura por flexão – modelo de flexão

Armadura superior:

Momento máximo negativo

$$V(x) = -922,62 + 654,96x$$

$$V = 0 \Leftrightarrow x = 1,41m$$

$$M(x) = 32,39 - 922,62x + 654,96\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 1,41m) = -617,44KNm$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{617,44}{2,30 \times 0,74^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,02941$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,02941 \times (1 + 0,02941) = 0,03027$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,03027 \times 2,30 \times 0,74 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 19,76 \text{ cm}^2$$

$$\frac{19,76}{2,3} = 8,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura inferior:

Momento máximo positivo

$$V(x) = 153,88 + 654,96x - 6987,30x$$

$$V = 0 \Leftrightarrow x = 0,024\text{m}$$

$$M(x) = 97,73 + 153,88x + 654,96 \frac{x^2}{2} - 6987,30 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0,024\text{m}) = 99,60\text{KNm}$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{99,60}{2,30 \times 0,74^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,00474$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,00474 \times (1 + 0,00474) = 0,00477$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,00477 \times 2,30 \times 0,74 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 3,11 \text{ cm}^2$$

$$\frac{3,11}{2,3} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área mínima a considerar tem que respeitar as seguintes condições:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 1,00 \times 0,74 \times 10^4 = 10,00 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (condicionante)}$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d = 0,0013 \times 1,00 \times 0,74 \times 10^4 = 9,62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área máxima é dada por:

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c = 0,04 \times 1,00 \times 0,74 \times 10^4 = 296 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} > \varnothing \text{ varão} \\ D_{max} + 5mm = 20 + 5 = 25mm \text{ (condicionante)} \\ 20mm \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 800 = 1600mm \\ 250mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura secundária é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 3h = 3 \times 800 = 2400mm \\ 400mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

A solução da armadura superior e inferior principal a adotar é: **Ø16 // 0,20** ( $A_{ef} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

A solução da armadura de distribuição superior a adotar é (20% da armadura principal):

**Ø8 // 0,25** ( $A_{ef} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Estado limite último de rotura por esforço transverso

As armaduras de esforço transverso são dispensáveis sempre que, a uma distância  $d$  da face do pilar se verifique a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

O valor de cálculo do esforço transverso atuante a uma distância  $d$  da face do pilar, é obtido através das expressões indicadas anteriormente.

Para secção I-I

Tramo EF

$$V(x) = -922,62 + 654,96x$$

$$V(x = 0,74m) = -437,95KN$$

Para secção II-II

Tramo EF

$$V(x) = -922,62 + 654,96x$$

$$V(x = 1,935m) = 344,73KN$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente assume o valor:

$$V_{Rd,c}^I = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0,12 \times 1,51988 \times (100 \times 0,00135 \times 25)^{1/3} \times 2,30 \times 740 = 466,56KN$$

$$V_{Rd,c}^I \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d = 0,035 \times 1,51988^{3/2} \times 25^{1/2} \times 2,30 \times 740 = 558,10KN$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{740}} = 1,51988 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{10,05 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,74} = 0,00135 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verificadas a seguintes desigualdades:

$$V_{Ed}^I = 437,95KN \leq V_{Rd,c}^I = 558,10KN$$

$$V_{Ed}^{II} = 344,73KN \leq V_{Rd,c}^{II} = 558,10KN$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao esforço transverso.

Armadura transversal:

$$\sigma_{gd} = \frac{960,38 + 1397,46}{3,60 \times 2,30} = 284,76KPa$$

O vão teórico a considerar para a determinação da área da seção da armadura transversal que se instala na menor direção da sapata, é igual ao vão livre da maior consola da sapata nessa direção acrescida de 15% da dimensão do pilar, para a mesma direção.

$$Y = \frac{(B - b_0)}{2} + 0,15 \times b_0 = \frac{(2,30 - 0,40)}{2} + 0,15 \times 0,40 = 1,01m$$

O momento fletor é determinado de acordo com esquema de cálculo representado na figura 4.12.

$$M_{Ed} = \sigma_{gd} \times \frac{\left(\frac{B - b_0}{2} + 0,15 \times b_0\right)^2}{2} = 284,76 \times \frac{(1,01)^2}{2} = 145,24KN.m$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{145,24}{1 \times 0,74^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,01591$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,01591 \times (1 + 0,01591) = 0,01616$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,01616 \times 1,00 \times 0,74 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 4,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{st} = 4,59 \times 3,60 = 16,52 \text{ cm}^2 / (1,2875 + 0,7625) = 8,06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como o valor obtido é inferior à armadura mínima, a solução é: **Ø16 // 0,20** ( $A_{ef} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Estado limite último de rotura por punçoamento

Pilar P13

1º passo: verificação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão no perímetro do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$$

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_0) \times \beta}{u_0 \times d} = \frac{(960,38 - 284,76 \times 0,08) \times 1,33}{0,80 \times 0,74} = 2111,71 \text{ KPa}$$

$$A_0 = 0,40 \times 0,20 = 0,08 \text{ m}^2$$

$$\mu_0 = 1 \times 0,40 + 2 \times 0,20 = 0,80 \text{ m}$$

$$\mu^* = 2 \times \frac{0,20}{2} + 0,40 = 0,60 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{\mu_0}{\mu^*} = \frac{0,80}{0,60} = 1,33$$

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90 \text{ KPa}$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 2111,71 \text{ KPa} \leq \vartheta_{Rd,max} = 4500,90 \text{ KPa}$$

2º passo: verificação da segurança ao punçoamento em diversos perímetros de controlo a uma distância  $a \leq 2d$  da face do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$$

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d=0,74m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(960,38 - 284,76 \times 1,532) \times 1,07}{3,125 \times 0,74} = 242,14KPa$$

$$A_i = 0,40 \times 0,20 + 0,40 \times 0,74 + 2 \times 0,20 \times 0,74 + \frac{\pi \times 0,74^2}{2} = 1,532m^2$$

$$\mu_i = 1 \times 0,40 + 2 \times 0,20 + \pi \times 0,74 = 3,125m$$

$$\mu^* = 1 \times 0,40 + 2 \times 0,20 - 2 \times \frac{0,20}{2} + \pi \times 0,74 = 2,925m$$

$$\beta = \frac{\mu_i}{\mu^*} = \frac{3,125m}{2,925} = 1,07$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,51988 \times (100 \times 0,00135 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,74}{0,74} \times 10^3 \\ &= 548,25KPa \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,51988^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,74}{0,74} \times 10^3 = 655,81KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{740}} = 1,51988 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{10,05 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,74} = 0,00135 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 242,14KPa \leq \vartheta_{Rd,c} = 655,81KPa$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{655,81}{242,14} = 2,70$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d$ .

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/2=0,37m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punção atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(960,38 - 284,76 \times 0,591) \times 1,12}{1,962 \times 0,74} = 607,34 \text{KPa}$$

$$A_i = 0,40 \times 0,20 + 0,40 \times 0,37 + 2 \times 0,20 \times 0,37 + \frac{\pi \times 0,37^2}{2} = 0,591 \text{m}^2$$

$$\mu_i = 1 \times 0,40 + 2 \times 0,20 + \pi \times 0,37 = 1,962 \text{m}$$

$$\mu^* = 1 \times 0,40 + 2 \times 0,20 - 2 \times \frac{0,20}{2} + \pi \times 0,37 = 1,762 \text{m}$$

$$\beta = \frac{\mu_i}{\mu^*} = \frac{1,962}{1,762} = 1,12$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,53838 \times (100 \times 0,001456 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,74}{0,37} \times 10^3 \\ &= 1096,50 \text{KPa} \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,53838^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,74}{0,37} \times 10^3 = 1311,62 \text{KPa}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{740}} = 1,51988 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{10,05 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,74} = 0,00135 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 607,34 \text{KPa} \leq \vartheta_{Rd,c} = 1311,62 \text{KPa}$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{1311,62}{607,34} = 2,16$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punção, no contorno correspondente  $a=d/2$ .

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/4=0,185\text{m}$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(960,38 - 284,76 \times 0,282) \times 1,17}{1,381 \times 0,69} = 1006,94 \text{ KPa}$$

$$A_i = 0,40 \times 0,20 + 0,40 \times 0,185 + 2 \times 0,20 \times 0,185 + \frac{\pi \times 0,185^2}{2} = 0,282 \text{ m}^2$$

$$\mu_i = 1 \times 0,40 + 2 \times 0,20 + \pi \times 0,185 = 1,381 \text{ m}$$

$$\mu^* = 1 \times 0,40 + 2 \times 0,20 - 2 \times \frac{0,20}{2} + \pi \times 0,185 = 1,181 \text{ m}$$

$$\beta = \frac{\mu_i}{\mu^*} = \frac{1,381}{1,181} = 1,17$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,51988 \times (100 \times 0,00135 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,74}{0,185} \times 10^3 \\ &= 2192,99 \text{ KPa} \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,51988^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,74}{0,185} \times 10^3 = 2623,25 \text{ KPa}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{740}} = 1,51988 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{10,05 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,74} = 0,00135 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 1006,94 \text{ KPa} \leq \vartheta_{Rd,c} = 2623,25 \text{ KPa}$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{2623,25}{1006,94} = 2,60$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/4$ .

Pilar P14

1º passo: verificação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão no perímetro do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$$

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_0) \times \beta}{u_0 \times d} = \frac{(1397,46 - 284,76 \times 0,08) \times 1}{1,20 \times 0,74} = 1548,06 \text{KPa}$$

$$A_0 = 0,40 \times 0,20 = 0,08 \text{m}^2$$

$$\mu_0 = 2 \times 0,40 + 2 \times 0,20 = 1,20 \text{m}$$

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90 \text{KPa}$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 1548,06 \text{KPa} \leq \vartheta_{Rd,max} = 4500,90 \text{KPa}$$

2º passo: verificação da segurança ao punçoamento em diversos perímetros de controlo a uma distância  $a \leq 2d$  da face do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$$

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d=0,74\text{m}$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(1397,46 - 284,76 \times 2,688) \times 1}{5,850 \times 0,74} = 146,02 \text{KPa}$$

$$A_i = 0,40 \times 0,20 + 2 \times 0,40 \times 0,74 + 2 \times 0,20 \times 0,74 + \pi \times 0,74^2 = 2,688 \text{m}^2$$

$$\mu_i = 2 \times 0,40 + 2 \times 0,20 + 2 \times \pi \times 0,74 = 5,850 \text{m}$$

$$\vartheta_{Rd,c} = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,51988 \times (100 \times 0,00135 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,74}{0,74} \times 10^3$$

$$= 548,25 KPa$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,51988^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,74}{0,74} \times 10^3 = 655,81 KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{740}} = 1,51988 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{10,05 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,74} = 0,00135 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 146,02 KPa \leq \vartheta_{Rd,c} = 655,81 KPa$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{655,81}{146,02} = 4,49$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente a=d.

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/2=0,74/2=0,37m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(1397,46 - 284,76 \times 0,954) \times 1}{3,525 \times 0,74} = 431,61 KPa$$

$$A_i = 0,40 \times 0,20 + 2 \times 0,40 \times 0,37 + 2 \times 0,20 \times 0,37 + \pi \times 0,37^2 = 0,954 m^2$$

$$\mu_i = 2 \times 0,40 + 2 \times 0,20 + 2 \times \pi \times 0,37 = 3,525 m$$

$$\vartheta_{Rd,c} = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,51988 \times (100 \times 0,00135 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,74}{0,37} \times 10^3$$

$$= 1094,31 KPa$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,51988^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,74}{0,37} \times 10^3 = 1311,62 KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{740}} = 1,51988 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{10,05 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,74} = 0,00135 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 494,98 \text{ KPa} \leq \vartheta_{Rd,c} = 1335,66 \text{ KPa}$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{1311,62}{431,61} = 3,04$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/2$ .

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/4=0,69/4=0,185\text{m}$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(1397,46 - 284,76 \times 0,410) \times 1}{2,362 \times 0,74} = 732,68 \text{ KPa}$$

$$A_i = 0,40 \times 0,20 + 2 \times 0,40 \times 0,185 + 2 \times 0,20 \times 0,185 + \pi \times 0,185^2 = 0,410 \text{ m}^2$$

$$\mu_i = 2 \times 0,40 + 2 \times 0,20 + 2 \times \pi \times 0,185 = 2,362 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,51988 \times (100 \times 0,00135 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,74}{0,185} \times 10^3 \\ &= 2192,99 \text{ KPa} \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,51988^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,74}{0,185} \times 10^3 = 2623,25 \text{ KPa}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{740}} = 1,51988 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{10,05 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,74} = 0,00135 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 732,68 \text{KPa} \leq \vartheta_{Rd,c} = 2623,25 \text{KPa}$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{2623,25}{732,68} = 3,58$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/4$ .

- Comprimento de amarração das armaduras longitudinais

O valor do comprimento de amarração de referência é obtido a partir da consulta da tabela 8.1 depende do tipo de betão, do tipo de aço e das condições de aderência. Neste caso o betão a aplicar é o C25/30, o aço é A500 NR e temos boas condições de aderência, pelo que o  $l_{b,rqd} = 40\phi = 40 \times 16 = 640 \text{mm}$ .

O comprimento mínimo,  $l_{b,min}$ , para varões tracionados é obtido por:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \times 640 = 192 \text{mm} \\ 10\phi = 10 \times 16 = 160 \text{mm} \\ 100 \text{mm} \end{cases}$$

assim, o comprimento a considerar neste caso é 192mm.

O comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$ , é igual a 640mm.

### **Sapata comum a dois elementos verticais sujeita a uma ação vertical (S15/S16)**

- Ações de cálculo

A ação de cálculo considerada a atuar sobre a sapata corresponde à combinação mais desfavorável, combinação 1, em que a ação variável base é a sobrecarga, as ações permanentes são majoradas de 1,35 e as ações variáveis são majoradas de 1,5.

$$V_{Ed}(\text{pilar P15}) = 1,35 \times 1172,68 + 1,5 \times 221,08 + 0,60 \times 1,5 \times 13,12 = 1926,55 \text{KN}$$

$$V_{Ed}(\text{pilar P16}) = 1,35 \times 377,67 + 1,5 \times 38,76 + 0,60 \times 1,5 \times 20,77 = 586,69 \text{KN}$$

- Condição de rigidez da sapata

Verificação da rigidez da sapata na menor direção

$$d \geq \frac{> \text{consola}}{2} = \frac{1,575}{2} = 0,7875 \text{m}$$

$$h = 0,7875 + 0,06 = 0,8475m$$

Verificação da rigidez da sapata na direção longitudinal – rigidez relativa

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_b \times I_z}{K \times B}} \approx \sqrt[4]{\frac{4 \times E_b \times I_z}{E_m}}$$

$$l_1 \leq 0,88 l_e \Leftrightarrow 1,375 \leq 0,88 \times \sqrt[4]{\frac{4 \times 31 \times 10^6 \times \frac{2,10 \times h^3}{12}}{37,6 \times 10^3}} \Leftrightarrow h \geq 0,22m$$

$$l_2 \leq 1,57 l_e \Leftrightarrow 2,875 \leq 1,57 \times \sqrt[4]{\frac{4 \times 31 \times 10^6 \times \frac{2,10 \times h^3}{12}}{37,6 \times 10^3}} \Leftrightarrow h \geq 0,27m$$

Vou considerar uma altura total  $h=0,95m$  e uma altura útil  $d=0,89m$ .

- Tensão instalada na base da sapata

$$\sigma_g = \frac{1926,55 + 586,69}{4,75} = 529,10KN/m$$

$$\sigma_{P15} = \frac{1926,55}{0,25} = 7706,20KN/m$$

$$\sigma_{P16} = \frac{586,69}{0,25} = 2346,76KN/m$$

- Esforço transverso e momento fletor

Tramo AB

$$V(x) = 529,10x$$

$$V(x = 0m) = 0KN; V(x = 1,575m) = 833,33KN$$

$$M(x) = 529,10 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 0KNm; M(x = 1,575m) = 656,25KN.m$$

Tramo BC

$$V(x) = 833,33 + 529,10x - 7706,20x$$

$$V(x = 0m) = 833,33KN; V(x = 0,0375m) = 564,19KN$$

$$M(x) = 656,25 + 833,33x + 529,10\frac{x^2}{2} - 7706,20\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 656,25KNm; M(x = 0,0375m) = 682,45KN.m$$

Tramo CD

$$V(x) = 564,19 + 529,10x - 7706,20x$$

$$V(x = 0m) = 564,19KN; V(x = 0,175m) = -691,80KN$$

$$M(x) = 682,45 + 564,19x + 529,10\frac{x^2}{2} - 7706,20\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 682,45KNm; M(x = 0,175m) = 671,28KN.m$$

Tramo DE

$$V(x) = -691,80 + 529,10x - 7706,20x$$

$$V(x = 0m) = -691,80KN; V(x = 0,0375m) = -960,94KN$$

$$M(x) = 671,28 - 691,80x + 529,10\frac{x^2}{2} - 7706,20\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 671,24KNm; M(x = 0,0375m) = 640,29KN.m$$

Tramo EF

$$V(x) = -960,94 + 529,10x$$

$$V(x = 0m) = -960,94KN; V(x = 2,675m) = 454,40KN$$

$$M(x) = 640,29 - 960,94x + 529,10\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = 640,29KNm; M(x = 2,675m) = -37,20KN.m$$

Tramo FG

$$V(x) = 454,40 + 529,10x - 2346,76x$$

$$V(x = 0m) = 446,94KN; V(x = 0,0375m) = 386,24KN$$

$$M(x) = -37,20 + 454,40x + 529,10\frac{x^2}{2} - 2346,76\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = -37,20KNm; M(x = 0,0375m) = -21,44KN.m$$

Tramo GH

$$V(x) = 386,24 + 529,10x - 2346,76x$$

$$V(x = 0m) = 386,24KN; V(x = 0,175m) = 68,15KN$$

$$M(x) = -21,44 + 386,24x + 529,10\frac{x^2}{2} - 2346,76\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = -326,63KNm; M(x = 0,175m) = 18,32KN.m$$

Tramo HI

$$V(x) = 68,15 + 529,10x - 2346,76x$$

$$V(x = 0m) = 68,15KN; V(x = 0,0375m) = 0KN$$

$$M(x) = 18,32 + 68,15x + 529,10\frac{x^2}{2} - 2346,76\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0m) = -288,57KNm; M(x = 0,0375m) = 19,60KN.m \text{ (vou considerar aproximadamente 0)}$$

- Estado limite último de rotura por flexão – modelo de flexão

Armadura superior:

Momento máximo negativo

$$V(x) = -960,94 + 529,10x$$

$$V = 0 \Leftrightarrow x = 1,82m$$

$$M(x) = 640,29 - 960,94x + 529,10\frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 1,82m) = -232,33KNm$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{232,33}{2,20 \times 0,89^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,00800$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,00800 \times (1 + 0,00800) = 0,00806$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,00806 \times 2,20 \times 0,89 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 6,05 \text{ cm}^2$$

$$\frac{6,05}{2,2} = 2,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura inferior:

Momento máximo positivo

$$V(x) = 564,19 + 529,10x - 7706,20x$$

$$V = 0 \Leftrightarrow x = 0,079\text{m}$$

$$M(x) = 682,45 + 564,19x + 529,10 \frac{x^2}{2} - 7706,20 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x = 0,079\text{m}) = 704,63\text{KNm}$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{704,63}{2,20 \times 0,89^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,02426$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,02426 \times (1 + 0,02426) = 0,02484$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,02484 \times 2,20 \times 0,89 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 18,65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{18,65}{2,2} = 8,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área mínima a considerar tem que respeitar as seguintes condições:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 1,00 \times 0,89 \times 10^4 = 12,03 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (condicionante)}$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d = 0,0013 \times 1,00 \times 0,89 \times 10^4 = 11,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A área máxima é dada por:

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c = 0,04 \times 1,00 \times 0,89 \times 10^4 = 356 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} D_{max} + 5mm = 20 + 5 = 25mm \text{ (condicionante)} \\ > \varnothing \text{ varão} \\ 20mm \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 950 = 1900mm \\ 250mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura secundária é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 3h = 3 \times 950 = 2850mm \\ 400mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

A solução da armadura superior e inferior principal a adotar é: **Ø16 // 0,15** ( $A_{ef} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

A solução da armadura de distribuição superior a adotar é (20% da armadura principal):

**Ø8 // 0,175** ( $A_{ef} = 2,87 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Estado limite último de rotura por esforço transversal

As armaduras de esforço transversal são dispensáveis sempre que, a uma distância  $d$  da face do pilar se verifique a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

O valor de cálculo do esforço transversal atuante a uma distância  $d$  da face do pilar, é obtido através das expressões indicadas anteriormente.

Para secção I-I

Tramo EF

$$V(x) = -960,94 + 529,10x$$

$$V(x = 0,89m) = -490,04KN$$

Para secção II-II

Tramo EF

$$V(x) = -960,94 + 529,10x$$

$$V(x = 1,785m) = -16,50KN$$

O valor de cálculo do esforço transversal resistente assume o valor:

$$V_{Rd,c}^I = 0,12 K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0,12 \times 1,47405 \times (100 \times 0,00151 \times 25)^{1/3} \times 2,20 \times 890 \\ = 538,75KN$$

$$V_{Rd,c}^I \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d = 0,035 \times 1,47405^{3/2} \times 25^{1/2} \times 2,20 \times 890 = 613,22KN$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{890}} = 1,47405 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{13,40 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,89} = 0,00151 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verificadas a seguintes desigualdades:

$$V_{Ed}^I = 490,04KN \leq V_{Rd,c}^I = 613,22KN$$

$$V_{Ed}^{II} = 16,50KN \leq V_{Rd,c}^{II} = 613,22KN$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao esforço transversal.

Armadura transversal:

$$\sigma_{gd} = \frac{586,69 + 1926,55}{4,75 \times 2,20} = 240,50KPa$$

O vão teórico a considerar para a determinação da área da secção da armadura transversal que se instala na menor direcção da sapata, é igual ao vão livre da maior consola da sapata nessa direcção acrescida de 15% da dimensão do pilar, para a mesma direcção.

$$Y = \frac{(B - b_0)}{2} + 0,15 \times b_0 = \frac{(2,10 - 1,20)}{2} + 0,15 \times 1,20 = 0,63m$$

O momento fletor é determinado de acordo com esquema de cálculo representado na figura 4.12.

$$M_{Ed} = \sigma_{gd} \times \frac{\left(\frac{B - b_0}{2} + 0,15 \times b_0\right)^2}{2} = 240,50 \times \frac{(0,63)^2}{2} = 47,72 \text{KN.m}$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{47,72}{1 \times 0,89^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,00361$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,00361 \times (1 + 0,00361) = 0,00363$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,00363 \times 1,00 \times 0,89 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 1,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{st} = 1,23 \times 4,75 = 5,84 \text{ cm}^2 / (1,675 + 0,9625) = 2,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como o valor obtido é inferior à armadura mínima, a solução é: **Ø16 // 0,15** ( $A_{ef} = 13,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- Estado limite último de rotura por punçoamento

Pilar P15

1º passo: verificação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão no perímetro do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$$

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_0) \times \beta}{u_0 \times d} = \frac{(1926,55 - 240,5 \times 0,30) \times 1}{2,90 \times 0,89} = 732,43 \text{KPa}$$

$$A_0 = 1,20 \times 0,25 = 0,30$$

$$\mu_0 = 2 \times 1,20 + 2 \times 0,25 = 2,90 \text{m}$$

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90 \text{KPa}$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 732,43KPa \leq \vartheta_{Rd,max} = 4500,90KPa$$

2º passo: verificação da segurança ao punçoamento em diversos perímetros de controlo a uma distância  $a \leq 2d$  da face do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$$

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/2=0,445m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(1926,55 - 240,5 \times 2,213) \times 1}{5,696 \times 0,89} = 275,06KPa$$

$$A_i = 1,20 \times 0,25 + 2 \times 1,20 \times 0,445 + 2 \times 0,25 \times 0,445 + \pi \times 0,445^2 = 2,213m^2$$

$$\mu_i = 2 \times 1,20 + 2 \times 0,25 + 2 \times \pi \times 0,445 = 5,696m$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,47405 \times (100 \times 0,00151 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,89}{0,445} \times 10^3 \\ &= 1100,62KPa \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,47405^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,89}{0,445} \times 10^3 = 1252,75KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{890}} = 1,47405 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{13,40 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,89} = 0,00151 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 275,06KPa \leq \vartheta_{Rd,c} = 1252,75KPa$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{1252,75}{275,06} = 4,55$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/2$ .

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/4=0,2225m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(1926,55 - 240,5 \times 1,101) \times 1}{4,298 \times 0,89} = 443,83KPa$$

$$A_i = 1,20 \times 0,25 + 2 \times 1,20 \times 0,2225 + 2 \times 0,25 \times 0,2225 + \pi \times 0,2225^2 = 1,101m^2$$

$$\mu_i = 2 \times 1,20 + 2 \times 0,25 + 2 \times \pi \times 0,2225 = 4,298m$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,47405 \times (100 \times 0,00151 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,89}{0,2225} \times 10^3 \\ &= 2201,24KPa \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,47405^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,89}{0,2225} \times 10^3 = 2505,50KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{890}} = 1,47405 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{13,40 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,89} = 0,00151 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 443,83KPa \leq \vartheta_{Rd,c} = 1252,75KPa$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{2505,50}{443,83} = 5,65$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/4$ .

Pilar P16

1º passo: verificação de que não é excedido o valor limite de esmagamento do betão no perímetro do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$$

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_0) \times \beta}{u_0 \times d} = \frac{(586,69 - 240,5 \times 0,30) \times 1,17}{1,70 \times 0,89} = 290,07 \text{KPa}$$

$$A_0 = 1,20 \times 0,25 = 0,30 \text{m}^2$$

$$\mu_0 = 1 \times 1,20 + 2 \times 0,25 = 1,70 \text{m}$$

$$\mu^* = 2 \times \frac{0,25}{2} + 1,20 = 1,45 \text{m}$$

$$\beta = \frac{\mu_0}{\mu^*} = \frac{1,70}{1,45} = 1,17$$

$$\vartheta_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90 \text{KPa}$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 290,07 \text{KPa} \leq \vartheta_{Rd,max} = 4500,90 \text{KPa}$$

2º passo: verificação da segurança ao punçoamento em diversos perímetros de controlo a uma distância  $a \leq 2d$  da face do pilar

$$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$$

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/2=0,445m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(586,69 - 240,5 \times 1,368) \times 1,09}{2,848 \times 0,89} = 110,59KPa$$

$$A_i = 1,20 \times 0,25 + 1,20 \times 0,445 + 2 \times 0,25 \times 0,445 + \frac{\pi \times 0,445^2}{2} = 1,368m^2$$

$$\mu_i = 1 \times 1,20 + 2 \times 0,25 + \pi \times 0,445 = 3,098m$$

$$\mu^* = 1 \times 1,20 + 2 \times 0,25 - 2 \times \frac{0,25}{2} + \pi \times 0,445 = 2,848m$$

$$\beta = \frac{\mu_i}{\mu^*} = \frac{3,098}{2,848} = 1,09$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,47405 \times (100 \times 0,00151 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,89}{0,445} \times 10^3 \\ &= 1100,62KPa \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,47405^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,89}{0,445} \times 10^3 = 1252,75KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{890}} = 1,47405 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{13,40 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,89} = 0,00151 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 110,59KPa \leq \vartheta_{Rd,c} = 1252,75KPa$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{1252,75}{110,59} = 11,32$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/2$ .

Exemplificando para um perímetro de controlo à distância  $a=d/4=0,2225m$  da face do pilar.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento atuante é igual a:

$$\vartheta_{Ed} = \frac{(V_{Ed} - \sigma_{gd} \times A_i) \times \beta}{u_i \times d} = \frac{(586,69 - 240,5 \times 0,756) \times 1,12}{2,399 \times 0,89} = 207,72KPa$$

$$A_i = 1,20 \times 0,25 + 1,20 \times 0,2225 + 2 \times 0,25 \times 0,2225 + \frac{\pi \times 0,2225^2}{2} = 0,756m^2$$

$$\mu_i = 1 \times 1,20 + 2 \times 0,25 + \pi \times 0,2225 = 2,399m$$

$$\mu^* = 1 \times 1,20 + 2 \times 0,25 - 2 \times \frac{0,25}{2} + \pi \times 0,2225 = 2,149m$$

$$\beta = \frac{\mu_i}{\mu^*} = \frac{2,399}{2,149} = 1,12$$

$$\begin{aligned} \vartheta_{Rd,c} &= 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a_i} = 0,12 \times 1,47405 \times (100 \times 0,00151 \times 25)^{1/3} \times \frac{2 \times 0,89}{0,2225} \times 10^3 \\ &= 2201,24KPa \end{aligned}$$

$$\vartheta_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2d}{a_i} = 0,035 \times 1,47405^{3/2} 25^{1/2} \times \frac{2 \times 0,89}{0,2225} \times 10^3 = 2505,50KPa$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{890}} = 1,47405 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{13,40 \times 10^{-4}}{1,00 \times 0,89} = 0,00151 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Verifica-se, então, a desigualdade:

$$\vartheta_{Ed} = 207,16KPa \leq \vartheta_{Rd,c} = 2505,50KPa$$

$$\frac{\vartheta_{Rd,c}}{\vartheta_{Ed}} = \frac{2505,50}{207,72} = 12,06$$

que garante a segurança da sapata relativamente ao punçoamento, no contorno correspondente  $a=d/4$ .

- Comprimento de amarração das armaduras longitudinais

O valor do comprimento de amarração de referência é obtido a partir da consulta da tabela 8.1, depende do tipo de betão, do tipo de aço e das condições de aderência. Neste caso o betão a aplicar é o C25/30, o aço é A500 NR e temos boas condições de aderência, pelo que o  $l_{b,rqd} = 40\phi = 40 \times 16 = 640mm$ .

O comprimento mínimo,  $l_{b,min}$ , para varões tracionados é obtido por:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \times 640 = 192mm \\ 10\phi = 10 \times 16 = 160mm \\ 100 mm \end{cases}$$

assim, o comprimento a considerar neste caso é 192mm.

O comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$ , é igual a 640mm.

### **Viga de equilíbrio (V1)**

- Ações de cálculo

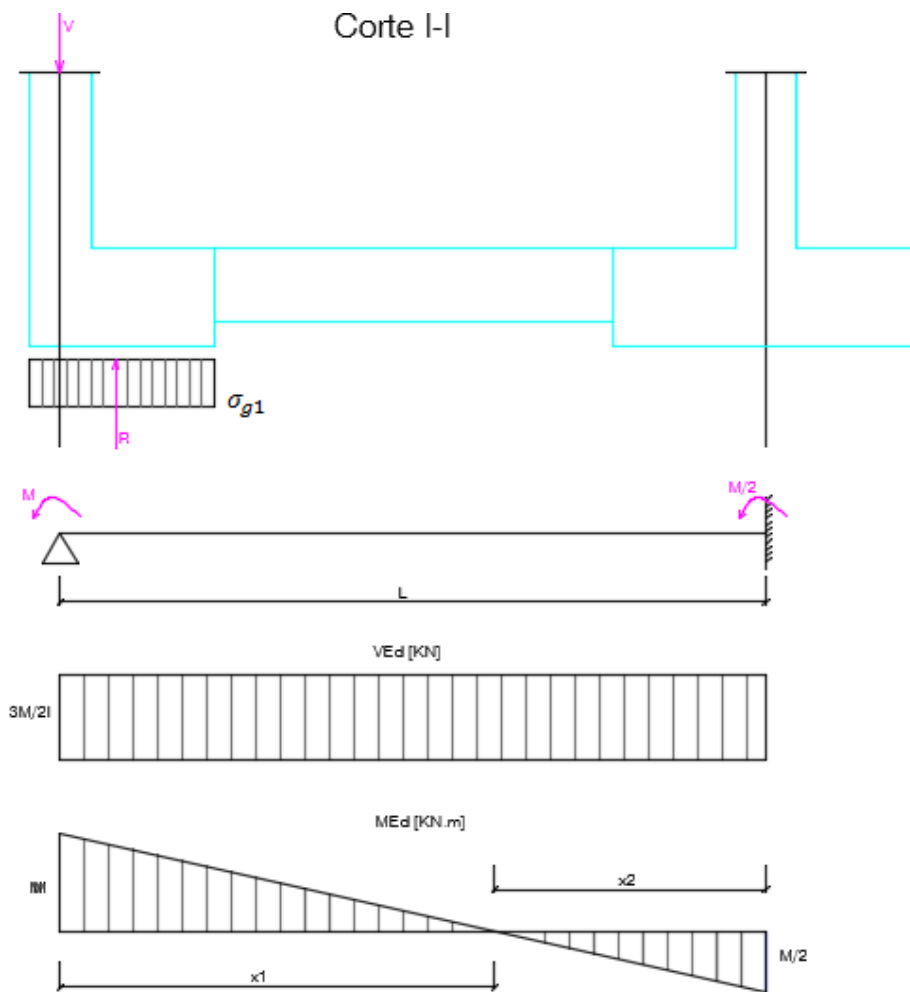
A viga de equilíbrio V1 tem como função equilibrar/transmitir para a sapata S2 o momento fletor resultante da excentricidade da carga atuante na sapata S1. A distância entre os dois pilares medido ao eixo é de 2,88m.

$$M_{Ed} = 84,37KN.m$$

$$\begin{cases} \frac{M_{Ed}}{x_1} = \frac{M_{Ed}}{x_2} \\ x_1 + x_2 = 2,88 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} x_1 = 1,92m \\ x_2 = 0,96m \end{cases}$$

$$\frac{84,37}{1,92} = \frac{M_1}{(1,92 - 0,75)} \Leftrightarrow M_1 = 51,42KN.m$$

$$\frac{84,37}{0,96} = \frac{M_2}{(0,96 - 0,625)} \Leftrightarrow M_2 = 14,72KN.m$$



- Estado limite último de rotura por flexão

Armadura superior

$$M_1 = 51,42 \text{ KN.m}$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{51,42}{0,25 \times 0,24^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,21421$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,21421 \times (1 + 0,21421) = 0,26009$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,26009 \times 0,25 \times 0,24 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 5,98 \text{ cm}^2$$

Armadura superior:

$$M_2 = 14,72 \text{KN.m}$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_2}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{14,72}{0,25 \times 0,24^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,06132$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,06132 \times (1 + 0,06132) = 0,06508$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,06508 \times 0,25 \times 0,24 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 1,50 \text{ cm}^2$$

A área mínima a considerar tem que respeitar as seguintes condições:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,25 \times 0,24 \times 10^4 = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d = 0,0013 \times 0,25 \times 0,24 \times 10^4 = 0,78 \text{ cm}^2$$

A área máxima é dada por:

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c = 0,04 \times 0,25 \times 0,30 \times 10^4 = 30 \text{ cm}^2$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} > \emptyset \text{ varão} \\ D_{max} + 5\text{mm} = 20 + 5 = 25\text{mmm (condicionante)} \\ 20\text{mm} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 300 = 600\text{mm} \\ 250\text{mm (condicionante)} \end{cases}$$

A solução da armadura a adotar para a armadura superior é: **3Ø16** ( $A_{ef} = 6,03 \text{ cm}^2$ )

$$d_{livre} = \frac{250 - 2 \times 60 - 2 * 8 - 3 \times 16}{3 - 1} = 33 \text{ mm}$$

A solução da armadura a adotar para a armadura superior é: **2Ø10** ( $A_{ef} = 1,57 \text{ cm}^2$ )

$$d_{livre} = \frac{250 - 2 \times 60 - 2 \times 8 - 2 \times 10}{2 - 1} = 94 \text{ mm}$$

- Estado limite último de rotura por esforço transverso

As armaduras de esforço transverso são dispensáveis sempre que se verifique a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Ed} = \frac{3M_{Ed}}{2L} = \frac{3 \times 84,37}{2 \times 2,88} = 44,02 \text{ KN}$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente assume o valor:

$$V_{Rd,c} = 0,12 K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0,12 \times 1,91287 \times (100 \times 0,002617 \times 25)^{1/3} \times 0,25 \times 240 = 25,76 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d = 0,035 \times 1,91287^{3/2} \times 25^{1/2} \times 0,25 \times 240 = 27,78 \text{ KN}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{240}} = 1,91287 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{1,57 \times 10^{-4}}{0,25 \times 0,24} = 0,002617 \leq 0,02 \text{ (ok!)}$$

Como o valor de  $V_{Ed}$  é maior do que o  $V_{Rd,c}$ , logo é necessária armadura de esforço transverso.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente,  $V_{Rd,s}$ , é o menor dos valores:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{44,02}{0,216 \times 434,78 \times 10^3 \times 2,5} 10^4 = 1,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$z = 0,9 d = 0,9 \times 0,24 = 0,216 \text{ m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s}, \text{ min} = \rho_{w,\text{min}} b_w \text{ sen } \alpha = 0,00080 \times 0,25 \times 1 \times 10^4 = 2,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \times \frac{\sqrt{25}}{500} = 0,00080$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w \nu_1 z f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 0,25 \times 0,54 \times 0,216 \times 16,67 \times 10^3 \times \frac{1}{2,5 + \frac{1}{2,5}}$$

$$= 167,62KN$$

$$\nu_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$s_{Lmax} \leq 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha) = 0,75 \times 0,24 \times 1 \times 10^3 = 180mm$$

$$s_{Tmax} \leq \begin{cases} 0,75 \times d = 0,75 \times 0,24 \times 10^3 = 180mm \\ 600mm \end{cases}$$

A solução da armadura de esforço transversal é:  $\varnothing 6 // 0,175$  ( $A_{ef} = 3,23 \text{ cm}^2/m$ )

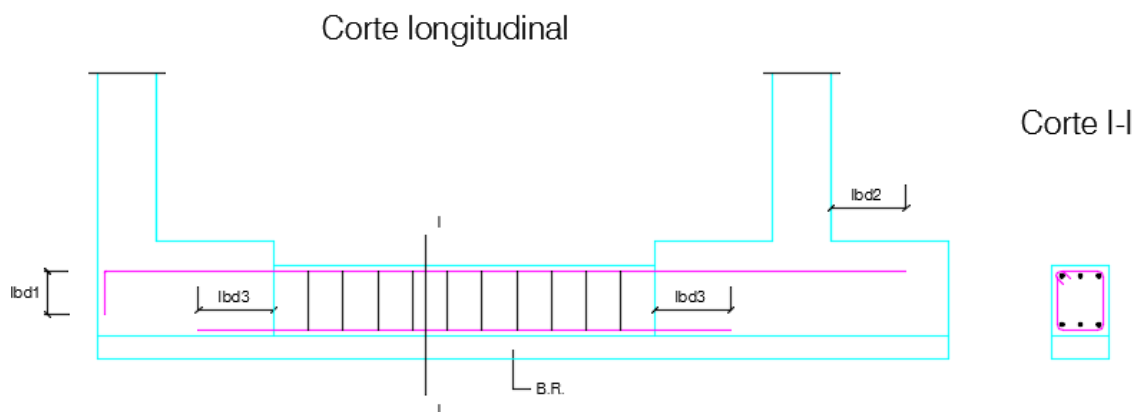
- Comprimento de amarração das armaduras longitudinais

O comprimento de amarração é obtido a partir da consulta da tabela 8.1, depende do tipo de betão, do tipo de aço e das condições de aderência. Neste caso o betão a aplicar é o C25/30, o aço é A500 NR

$$l_{bd1} = 40\varnothing = 40 \times 1,6 = 64cm \text{ (boas condições de aderência)}$$

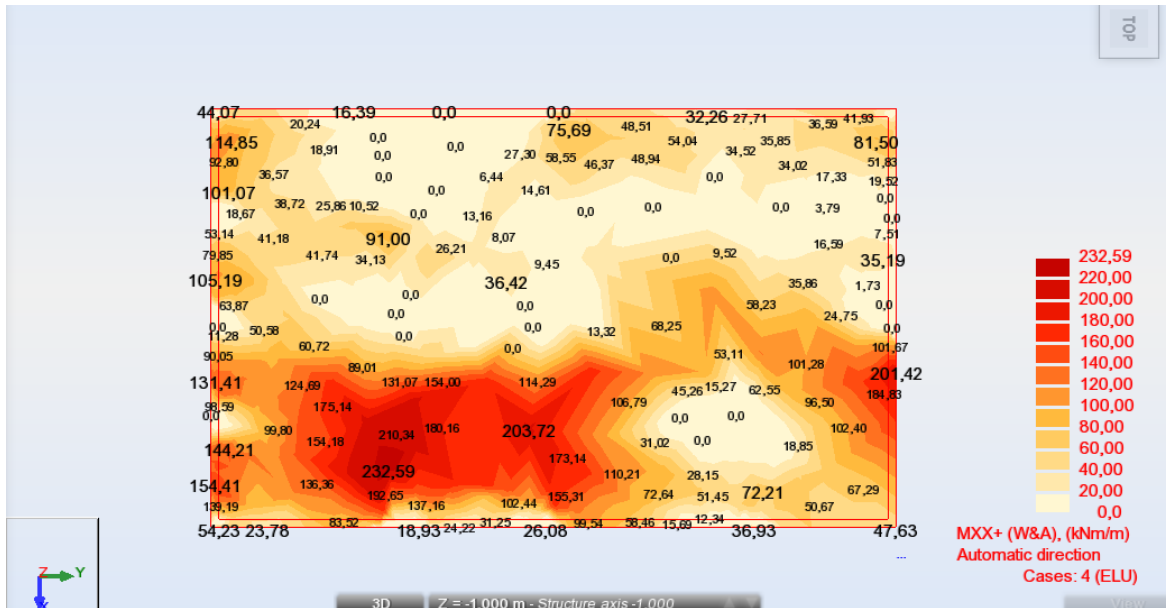
$$l_{bd2} = 60\varnothing = 60 \times 1,6 = 96cm \text{ (fracas condições de aderência)}$$

$$l_{bd3} = 40\varnothing = 40 \times 1,0 = 40cm \text{ (boas condições de aderência)}$$

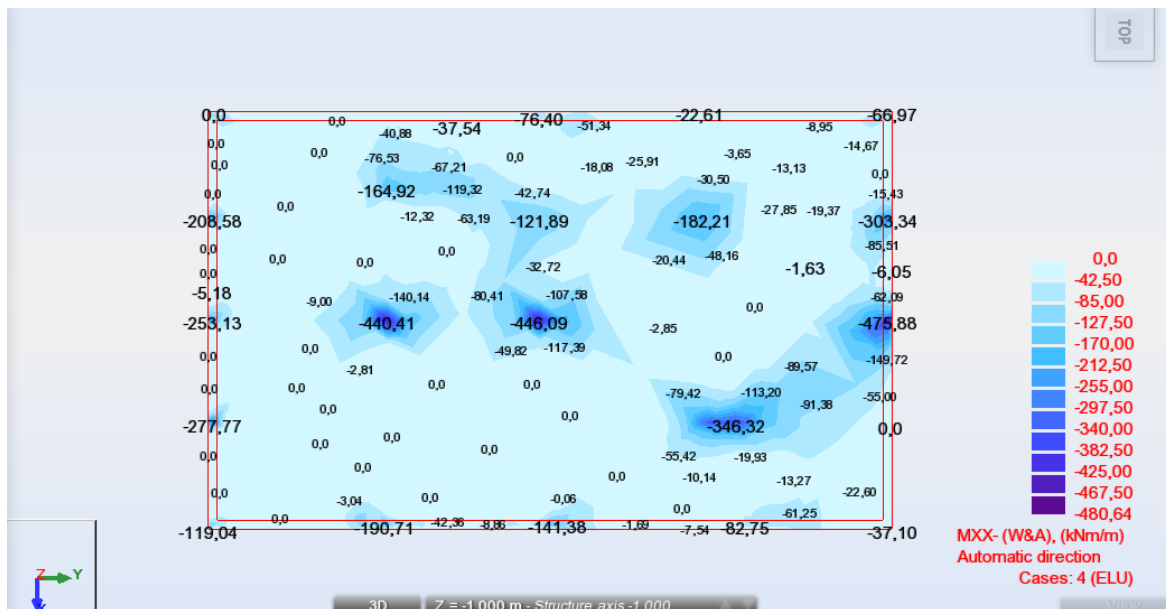


## **ANEXO IV – DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DO ENSOLEIRAMENTO GERAL**

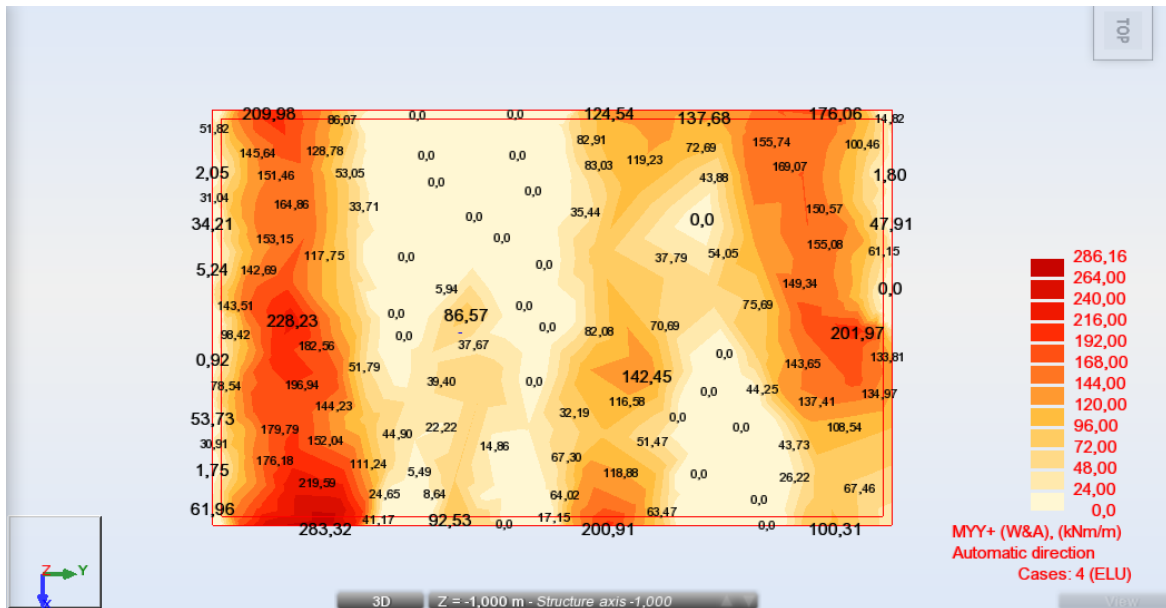
Momentos positivos na direção XX – Estado Limite Último (ELU)



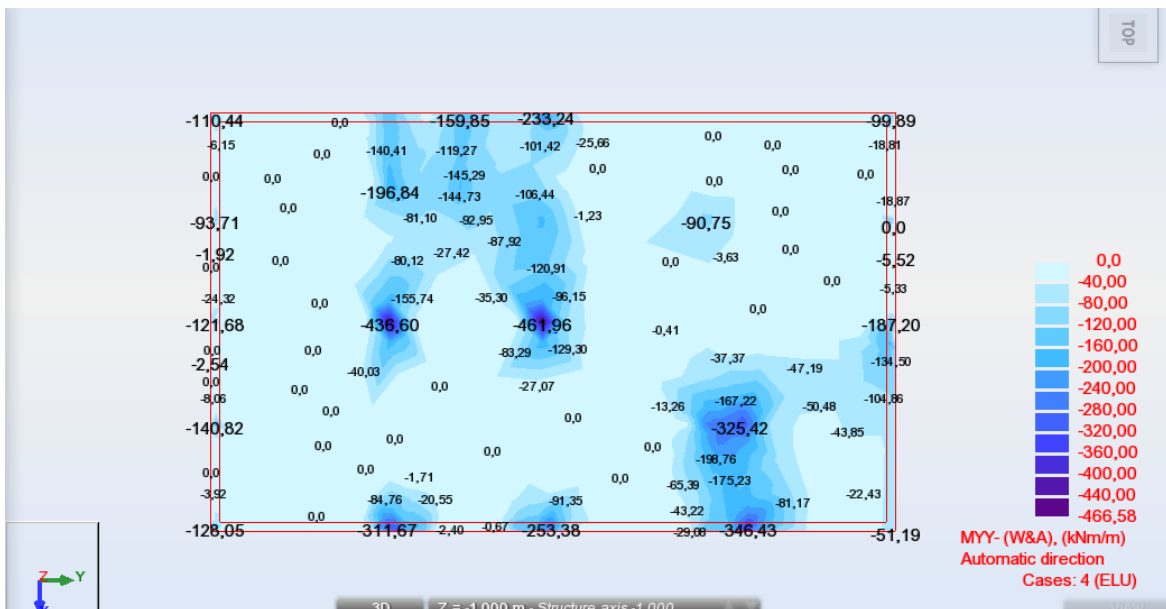
Momentos negativos na direção XX – Estado Limite Último (ELU)



### Momentos positivos na direção YY – Estado Limite Último (ELU)



### Momentos negativos na direção YY – Estado Limite Último (ELU)



Verificação do ELU de rotura por flexão no ensoleiramento geral:

Identificação	Direção	Dimensões elemento vertical		$M_{Ed}$ [KN.m]	$\mu$	w	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s,min}$		$A_{s,max}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$S_{max}$ [mm]	$S_{min}$ [mm]	Armadura longitudinal [mm]			
		Altura (h) [m]	Altura livre (d) [m]					1ª condição [cm <sup>2</sup> /m]	2ª condição [cm <sup>2</sup> /m]				Armadura superior		Armadura inferior	
													Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
Laje	Mxx(+)	0,45	0,39	232,59	0,09173	0,10015	14,98	5,27	5,07	180,00	250,00	25,00	Ø16//0,125	16,08		
Laje	Myy(+)			240,00	0,09466	0,10362	15,49	5,27	5,07				Ø16//0,125	16,08		
Laje	Mxx(-)														Ø16//0,125	16,08
Laje	Myy(-)														Ø16//0,125	16,08
Reforço P7	Mxx(-)			51,23	0,02021	0,02061	3,08								Ø10//0,25	3,14
	Myy(-)			70,50	0,02781	0,02858	4,27								Ø10//0,175	4,49
Reforço P11	Mxx(-)			56,52	0,02229	0,02279	3,41								Ø10//0,20	3,93
	Myy(-)			111,76	0,04408	0,04602	6,88								Ø12//0,15	7,54
Reforço P19	Mxx(-)	59,90	0,02362	0,02418	3,62					Ø10//0,20	3,93					

Verificação do ELU de rotura por punçamento no ensoleiramento geral:

Identificação do pilar / parede	V <sub>Ed</sub> [kN]	Dimensões elemento vertical			Pré-dimensionamento da altura do ensoleiramento geral ( $\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,max}$ para $\mu_0$ )								$\vartheta_{Ed} \leq \vartheta_{Rd,c}$ para $\mu_1$								
		Comprimento (L <sub>0</sub> ) [m]	Largura (B <sub>0</sub> ) [m]	Localização	$\beta$	u <sub>0</sub> [m]	$\nu$	$\vartheta_{Rd,max}$ [kPa]	d [m]	h (m)	h (m)	d (m)	$\mu_1$	k	$\rho_{s,x}$	$\rho_{s,y}$	$\rho_l$	$\vartheta_{Rd,c}$ [kPa]	$\vartheta_{Rd,min}$ [kPa]	$\vartheta_{Ed}$ [kPa]	Observação
P1	346,06	0,25	0,25	Canto	1,50	0,50	0,54	4 500,90	0,23	0,29	0,45	0,39	1,11	1,72	0,00412	0,00412	0,00412	448,18	393,42	1 196,28	KO
P2	478,63	0,25	0,25	Bordo	1,40	0,75			0,20	0,26			1,98							869,86	KO
P3	527,58	0,25	0,25	Bordo	1,40	0,75			0,22	0,28			1,98							958,82	KO
P4	592,49	0,25	0,25	Bordo	1,40	0,75			0,25	0,31			1,98							1 076,78	KO
P5	419,54	0,25	0,25	Canto	1,50	0,50			0,28	0,34			1,11							1 450,28	KO
P6	1 701,76	2,15	2,15	Bordo	1,40	6,45			0,08	0,14			7,68							795,92	KO
P7	1 656,56	0,50	0,25	Interior	1,15	1,50			0,28	0,34			3,95							1 236,50	KO
P8	1 038,57	1,00	0,25	Bordo	1,40	1,50			0,22	0,28			2,73							1 368,03	KO
P9	514,04	0,40	0,20	Bordo	1,40	0,80			0,20	0,26			2,03							911,14	KO
P10	725,48	0,40	0,20	Interior	1,15	1,20			0,15	0,21			3,65							586,02	KO
P11	1 644,12	0,50	0,25	Interior	1,15	1,50			0,28	0,34			3,95							1 227,22	KO
P12	948,98	1,00	0,25	Bordo	1,40	1,50			0,20	0,26			2,73							1 250,03	KO
P13	960,38	0,40	0,20	Bordo	1,40	0,80			0,37	0,43			2,03							1 702,29	KO
P14	1 397,46	0,40	0,20	Interior	1,15	1,20			0,30	0,36			3,65							1 128,83	KO
P15	1 926,55	1,20	0,25	Interior	1,15	1,42			0,35	0,41			5,35							1 061,75	KO
P16	586,69	1,20	0,25	Bordo	1,40	0,84			0,22	0,28			2,93							719,97	KO
P17	410,46	0,25	0,25	Canto	1,50	0,50			0,27	0,33			1,11							1 418,91	KO
P18	589,10	0,25	0,25	Bordo	1,40	0,75			0,24	0,30			1,98							1 070,62	KO
P19	675,93	0,25	0,25	Bordo	1,40	0,75			0,28	0,34			1,98							1 228,43	KO

Identificação do pilar / parede	V <sub>Ed</sub> [kN]	Dimensões elemento vertical			$\theta_{Ed} \leq \theta_{Ed,cs}$ para $\mu_1$																			
		Comprimento (L <sub>0</sub> ) [m]	Largura (B <sub>0</sub> ) [m]	Localização	$\alpha$ [°]	f <sub>y,wd,ef</sub> [MPa]	A <sub>sw</sub> /S <sub>x</sub> [cm <sup>2</sup> ]	0,3d	0,5d	P1	u <sub>out</sub> [m]	r <sub>out</sub> [m]	S <sub>r,max</sub>	$\eta_p$	$\eta_p$	S <sub>r</sub> [m]	S <sub>r</sub> [m]	A <sub>sw</sub> [cm <sup>2</sup> /perimetro]						
P1	346,06	0,25	0,25	Canto	90,00	347,50	18,36	0,12	0,20	0,16	2,97	1,57	0,29	3,85	4,00	0,28	0,28	5,14						
P2	478,63	0,25	0,25	Bordo							20,22	3,83							0,98	1,82	2,00	0,24	0,24	4,85
P3	527,58	0,25	0,25	Bordo							23,60	4,23							1,11	2,25	3,00	0,18	0,18	4,25
P4	592,49	0,25	0,25	Bordo							28,07	4,75							1,27	2,82	3,00	0,26	0,26	7,30
P5	419,54	0,25	0,25	Canto							23,78	3,60							1,97	5,24	6,00	0,25	0,25	5,95
P6	1 701,76	2,15	2,15	Bordo							67,70	13,63							2,29	6,31	7,00	0,26	0,26	17,60
P7	1 656,56	0,50	0,25	Interior							68,24	10,90							1,50	3,59	4,00	0,25	0,25	17,06
P8	1 038,57	1,00	0,25	Bordo							53,95	8,32							2,17	5,92	6,00	0,29	0,29	15,65
P9	514,04	0,40	0,20	Bordo							22,34	4,12							1,06	2,07	3,00	0,16	0,16	3,57
P10	725,48	0,40	0,20	Interior							17,50	4,77							0,57	0,39	1,00			17,50
P11	1 644,12	0,50	0,25	Interior							67,53	10,82							1,48	3,54	4,00	0,25	0,25	16,88
P12	948,98	1,00	0,25	Bordo							47,78	7,60							1,94	5,13	6,00	0,24	0,24	11,47
P13	960,38	0,40	0,20	Bordo							53,08	7,69							2,19	6,00	6,00	0,29	0,29	15,39
P14	1 397,46	0,40	0,20	Interior							55,51	9,19							1,27	2,82	3,00	0,26	0,26	14,43
P15	1 926,55	1,20	0,25	Interior							74,48	12,68							1,56	3,80	4,00	0,27	0,27	20,11
P16	586,69	1,20	0,25	Bordo							21,54	4,70							0,95	1,72	2,00	0,21	0,21	4,52
P17	410,46	0,25	0,25	Canto							23,11	3,52							1,92	5,07	6,00	0,24	0,24	5,55
P18	589,10	0,25	0,25	Bordo							27,83	4,72							1,26	2,79	3,00	0,26	0,26	7,24
P19	675,93	0,25	0,25	Bordo							33,81	5,41							1,48	3,55	4,00	0,25	0,25	8,45

Identificação do pilar / parede	V <sub>Ed</sub> [kN]	Dimensões elemento vertical			1º perímetro controlo				2º perímetro controlo				3º perímetro controlo				4º perímetro controlo											
		Comprimento (L <sub>0</sub> ) [m]	Largura (B <sub>0</sub> ) [m]	Localização	1,5d	R <sub>1</sub> [m]	u <sub>p1</sub> [m]	Ø [mm]	s <sub>i</sub> = u <sub>p1</sub> /h <sup>0</sup> varões [m]	2,0d	R <sub>2</sub> [m]	u <sub>p2</sub> [m]	Ø [mm]	s <sub>i</sub> = u <sub>p2</sub> /h <sup>0</sup> varões [m]	2,0d	R <sub>3</sub> [m]	u <sub>p3</sub> [m]	Ø [mm]	s <sub>i</sub> = u <sub>p3</sub> /h <sup>0</sup> varões [m]	2,0d	R <sub>4</sub> [m]	u <sub>p4</sub> [m]	Ø [mm]	s <sub>i</sub> = u <sub>p4</sub> /h <sup>0</sup> varões [m]				
P1	346,06	0,25	0,25	Canto	0,59	0,16	0,75	12	0,15	0,78	0,44	1,19	12	0,24	0,78	0,72	1,63	12	0,33	0,78								
P2	478,63	0,25	0,25	Bordo		0,16	1,25	12	0,31																			
P3	527,58	0,25	0,25	Bordo		0,16	1,25	12	0,31		0,34	1,82	12	0,45														
P4	592,49	0,25	0,25	Bordo		0,16	1,25	12	0,21		0,42	2,07	12	0,34														
P5	419,54	0,25	0,25	Canto		0,16	0,75	12	0,15		0,41	1,14	12	0,23		0,66	1,54	12	0,31						0,91	1,93	12	0,39
P6	1 701,76	2,15	2,15	Bordo		0,16	6,95	12	0,43		0,42	7,77	12	0,49		0,68	8,59	12	0,54						0,94	9,40	12	0,59
P7	1 656,56	0,50	0,25	Interior		0,16	2,51	12	0,17		0,41	4,08	12	0,27		0,66	5,65	12	0,38									
P8	1 038,57	1,00	0,25	Bordo		0,16	2,00	12	0,14		0,45	2,91	12	0,21		0,74	3,82	12	0,27						1,03	4,74	12	0,34
P9	514,04	0,40	0,20	Bordo		0,16	1,30	12	0,43		0,32	1,81	12	0,60														
P10	725,48	0,40	0,20	Interior		0,16	2,21	12	0,15																			
P11	1 644,12	0,50	0,25	Interior		0,16	2,51	12	0,17		0,41	4,08	12	0,27		0,66	5,65	12	0,38									
P12	948,98	1,00	0,25	Bordo		0,16	2,00	12	0,20		0,40	2,76	12	0,28		0,64	3,51	12	0,35						0,88	4,26	12	0,43
P13	960,38	0,40	0,20	Bordo		0,16	1,30	12	0,09		0,45	2,21	12	0,16		0,74	3,12	12	0,22						1,03	4,04	12	0,29
P14	1 397,46	0,40	0,20	Interior		0,16	2,21	12	0,17		0,42	3,84	12	0,30														
P15	1 926,55	1,20	0,25	Interior		0,16	3,91	12	0,22		0,43	5,60	12	0,31														
P16	586,69	1,20	0,25	Bordo		0,16	2,20	12	0,55																			
P17	410,46	0,25	0,25	Canto		0,16	0,75	12	0,15		0,40	1,13	12	0,23		0,64	1,51	12	0,30						0,88	1,88	12	0,38
P18	589,10	0,25	0,25	Bordo		0,16	1,25	12	0,21		0,42	2,07	12	0,34														
P19	675,93	0,25	0,25	Bordo		0,16	1,25	12	0,18		0,41	2,04	12	0,29		0,66	2,82	12	0,40									

Identificação do pilar / parede	V <sub>Ed</sub> [KN]	Dimensões elemento vertical			5º perímetro controlo				6º perímetro controlo				Último perímetro controlo				Verificação da armadura mínima									
		Comprimento (L <sub>0</sub> ) [m]	Largura (B <sub>0</sub> ) [m]	Localização	2,0d	R <sub>s</sub> [m]	u <sub>p5</sub> [m]	∅ [mm]	s <sub>r</sub> = u <sub>p5</sub> /h° varões [m]	2,0d	R <sub>s</sub> [m]	u <sub>p6</sub> [m]	∅ [mm]	s <sub>r</sub> = u <sub>p6</sub> /h° varões [m]	2,0d	R <sub>s</sub> [m]	u <sub>p4</sub> [m]	∅ [mm]	s <sub>r</sub> = u <sub>p4</sub> /h° varões [m]	A <sub>sv,min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Solução	A <sub>ef</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Observação			
P1	346,06	0,25	0,25	Canto	0,78					0,78					0,78	1,00	2,07	12	0,41	0,62	1∅10	0,79	OK			
P2	478,63	0,25	0,25	Bordo															0,40	2,01	12	0,50	0,64	1∅10	0,79	OK
P3	527,58	0,25	0,25	Bordo															0,52	2,38	12	0,60	0,57	1∅10	0,79	OK
P4	592,49	0,25	0,25	Bordo															0,68	2,89	12	0,48	0,67	1∅10	0,79	OK
P5	419,54	0,25	0,25	Canto			1,16	2,32	12		0,46								1,41	2,71	12	0,54	0,72	1∅10	0,79	OK
P6	1 701,76	2,15	2,15	Bordo			1,20	10,22	12		0,64		1,46	11,04		12	0,69		1,72	11,85	12	0,74	1,03	1∅12	1,13	OK
P7	1 656,56	0,50	0,25	Interior															0,91	7,22	12	0,48	0,64	1∅10	0,79	OK
P8	1 038,57	1,00	0,25	Bordo			1,32	5,65	12		0,40								1,61	6,56	12	0,47	0,72	1∅10	0,79	OK
P9	514,04	0,40	0,20	Bordo															0,48	2,31	12	0,77	0,66	1∅10	0,79	OK
P10	725,48	0,40	0,20	Interior																						OK
P11	1 644,12	0,50	0,25	Interior															0,91	7,22	12	0,48	0,64	1∅10	0,79	OK
P12	948,98	1,00	0,25	Bordo			1,12	5,02	12		0,50								1,36	5,77	12	0,58	0,74	1∅10	0,79	OK
P13	960,38	0,40	0,20	Bordo			1,32	4,95	12		0,35								1,61	5,86	12	0,42	0,65	1∅10	0,79	OK
P14	1 397,46	0,40	0,20	Interior															0,68	5,47	12	0,42	0,58	1∅10	0,79	OK
P15	1 926,55	1,20	0,25	Interior															0,97	8,99	12	0,50	0,72	1∅10	0,79	OK
P16	586,69	1,20	0,25	Bordo															0,37	2,86	12	0,72	0,80	1∅12	1,13	OK
P17	410,46	0,25	0,25	Canto			1,12	2,26	12		0,45								1,36	2,64	12	0,53	0,67	1∅10	0,79	OK
P18	589,10	0,25	0,25	Bordo															0,68	2,89	12	0,48	0,67	1∅10	0,79	OK
P19	675,93	0,25	0,25	Bordo															0,91	3,61	12	0,52	0,69	1∅10	0,79	OK

## Punçoamento

### **Pilar de canto (P1)**

Pré-dimensionamento

$$V_{Ed} = 346,06KN$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,máx} \Leftrightarrow \frac{1,50 \times 346,06}{0,50 \times d} = 4500,90 \Leftrightarrow d = 0,23m$$

$$h = d + 0,06 = 0,23 + 0,06 = 0,29m$$

$$u_0 = 0,25 + 0,25 = 0,50m$$

$$v_{Rd,máx} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90KPa$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{\mu_1 d} = \frac{1,50 \times 346,06}{1,11 \times 0,39} = 1196,28KPa$$

$$u_1 = 0,25 + 0,25 + \frac{2 \times \pi \times 0,39}{4} = 1,11m$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} = 0,12 \times 1,71612 \times (100 \times 0,00412 \times 25)^{1/3} \times 10^3 = 448,18KPa \\ \geq \nu_{min} = 393,42KPa (OK!)$$

$$\nu_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,71612^{3/2} \times 25^{1/2} \times 10^3 = 393,42KPa$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{390}} = 1,71612$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \times \rho_{ly}} = \sqrt{0,00412 \times 0,00412} = 0,00412$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sl}}{b \times d} = \frac{16,08 \times 10^{-4}}{1 \times 0,39} = 0,00412$$

$$v_{Ed} = 1196,28KPa \leq v_{Rd,c} = 448,18KPa (KO!)$$

É necessária armadura de punçoamento.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$$

$$v_{Ed} = 1196,28 \text{ KPa}$$

$$\begin{aligned} v_{Rd,cs} &= 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) A_{sw,ef} f_{ywd,ef} \left( \frac{1}{u_i d} \right) \sin \alpha \Leftrightarrow 1196,28 \\ &= 0,75 \times 448,18 + 1,5 \times 0,39 \times \left( \frac{A_{sw,ef}}{s_r} \right) \times 347,50 \times 10^3 \times \left( \frac{1}{1,11 \times 0,39} \right) \quad \leq \\ &> \frac{A_{sw,ef}}{s_r} = 18,36 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 250 + 0,25 \times 390 = 347,50 \text{ MPa} \leq f_{ywd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$0,3d = 0,3 \times 0,39 = 0,12 \text{ m}$$

$$0,5d = 0,5 \times 0,39 = 0,20 \text{ m}$$

$$P_1 = \frac{0,12 + 0,20}{2} = 0,16 \text{ m}$$

$$\frac{\beta V_{Ed}}{u_{out} d} \leq v_{Rd,c}$$

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} = \frac{1,50 \times 346,06}{448,18 \times 0,39} = 2,97 \text{ m}$$

$$r_{out} = \frac{(2,97 - 0,25 - 0,25) \times 2}{\pi} = 1,57 \text{ m}$$

$$s_{r,max} = 0,75d = 0,75 \times 0,39 = 0,29 \text{ m}$$

$$n_p = \frac{(1,57 - 0,16 - 1,5 \times 0,39)}{0,29} + 1 = 3,85$$

Considerar um  $n_p=4$

$$n_p = \frac{(1,57 - 0,16 - 1,5 \times 0,39)}{4 - 1} = 0,28 \text{ m}$$

$$\frac{A_{sw,ef}}{s_r} = 18,36 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow A_{sw,ef} = 0,28 \times 18,36 = 5,14 \text{ cm}^2 / \text{perímetro}$$

1º perímetro de controlo

$$R_1 = P_1 = 0,16m$$

$$u_{p1} = 0,25 + 0,25 + \frac{2 \times \pi \times 0,16}{4} = 0,75m$$

Solução:

Varões de  $\varnothing=12mm$ ,  $A_{ef}=1,13cm^2$

$$n^{\circ}varões = \frac{5,14}{1,13} = 5 \text{ varões}$$

$$s_t = \frac{u_{p1}}{n^{\circ}varões} = \frac{0,75}{5} = 0,15m \leq 1,5d = 0,59m \text{ (OK!)}$$

2º perímetro de controlo

$$R_2 = P_1 + s_r = 0,16 + 0,28 = 0,44m$$

$$u_{p2} = 0,25 + 0,25 + \frac{2 \times \pi \times 0,44}{4} = 1,19m$$

$$s_t = \frac{u_{p2}}{n^{\circ}varões} = \frac{1,19}{5} = 0,24m \leq 2,0d = 0,78m \text{ (OK!)}$$

3º perímetro de controlo

$$R_3 = P_1 + 2 \times s_r = 0,16 + 2 \times 0,28 = 0,72m$$

$$u_{p3} = 0,25 + 0,25 + \frac{2 \times \pi \times 0,72}{4} = 1,63m$$

$$s_t = \frac{u_{p3}}{n^{\circ}varões} = \frac{1,63}{5} = 0,33m \leq 2,0d = 0,78m \text{ (OK!)}$$

4º perímetro de controlo (último perímetro de controlo)

$$R_4 = P_1 + 3 \times s_r = 0,16 + 3 \times 0,28 = 1,00m$$

$$u_{p4} = 0,25 + 0,25 + \frac{2 \times \pi \times 1,00}{4} = 2,07m$$

$$s_t = \frac{u_{p4}}{n^{\circ}varões} = \frac{2,07}{5} = 0,41m \leq 2,0d = 0,78m \text{ (OK!)}$$

Verificação da armadura mínima

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 (s_r s_t)}{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times (0,28 \times 0,41)}{1,5 \times 1} \times \frac{\sqrt{25}}{500} \times 10^4 = 0,62 \text{cm}^2$$

Solução: 1Ø10 ( $A_{ef}=0,79\text{cm}^2$ )

## Pilar de bordo (P2)

Pré-dimensionamento

$$V_{Ed} = 478,63 \text{KN}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \Leftrightarrow \frac{1,40 \times 478,63}{0,75 \times d} = 4500,90 \Leftrightarrow d = 0,20 \text{m}$$

$$h = d + 0,06 = 0,20 + 0,06 = 0,26 \text{m}$$

$$u_0 = 0,25 + 0,25 + 0,25 = 0,75 \text{m}$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90 \text{KPa}$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{\mu_1 d} = \frac{1,40 \times 478,63}{1,98 \times 0,39} = 869,86 \text{KPa}$$

$$u_1 = 0,25 + 0,25 + 0,25 + \frac{2 \times \pi \times 0,39}{2} = 1,98 \text{m}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} = 0,12 \times 1,71612 \times (100 \times 0,00412 \times 25)^{1/3} \times 10^3 = 448,18 \text{KPa} \\ \geq \nu_{min} = 393,42 \text{KPa (OK!)}$$

$$\nu_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,71612^{3/2} \times 25^{1/2} \times 10^3 = 393,42 \text{KPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{390}} = 1,71612$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \times \rho_{ly}} = \sqrt{0,00412 \times 0,00412} = 0,00412$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sl}}{b \times d} = \frac{16,08 \times 10^{-4}}{1 \times 0,39} = 0,00412$$

$$v_{Ed} = 869,86 \text{ KPa} \leq v_{Rd,c} = 448,18 \text{ KPa} \text{ (KO!)}$$

É necessária armadura de punçoamento.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$$

$$v_{Ed} = 869,86 \text{ KPa}$$

$$\begin{aligned} v_{Rd,cs} &= 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) A_{sw,ef} f_{ywd,ef} \left( \frac{1}{u_i d} \right) \sin \alpha \Leftrightarrow 869,86 \\ &= 0,75 \times 448,18 + 1,5 \times 0,39 \times \left( \frac{A_{sw,ef}}{s_r} \right) \times 347,50 \times 10^3 \times \left( \frac{1}{1,98 \times 0,39} \right) \quad \Leftrightarrow \\ &> \frac{A_{sw,ef}}{s_r} = 20,22 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 250 + 0,25 \times 390 = 347,50 \text{ MPa} \leq f_{ywd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$0,3d = 0,3 \times 0,39 = 0,12 \text{ m}$$

$$0,5d = 0,5 \times 0,39 = 0,20 \text{ m}$$

$$P_1 = \frac{0,12 + 0,20}{2} = 0,16 \text{ m}$$

$$\frac{\beta V_{Ed}}{u_{out} d} \leq v_{Rd,c}$$

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} = \frac{1,40 \times 478,63}{448,18 \times 0,39} = 3,83 \text{ m}$$

$$r_{out} = \frac{(3,83 - 0,25 - 2 \times 0,25) \times 2}{\pi} = 0,98 \text{ m}$$

$$s_{r,max} = 0,75d = 0,75 \times 0,39 = 0,29 \text{ m}$$

$$n_p = \frac{(0,98 - 0,16 - 1,5 \times 0,39)}{0,29} + 1 = 1,82$$

Considerar um  $n_p=2$

$$n_p = \frac{(0,98 - 0,16 - 1,5 \times 0,39)}{2 - 1} = 0,24m$$

$$\frac{A_{sw,ef}}{s_r} = 20,22cm^2 \Leftrightarrow A_{sw,ef} = 0,24 \times 20,22 = 4,85cm^2/perímetro$$

1º perímetro de controlo

$$R_1 = P_1 = 0,16m$$

$$u_{p1} = 0,25 + 0,25 + 0,25 + \frac{2 \times \pi \times 0,16}{2} = 1,25m$$

Solução:

Varões de  $\varnothing=12mm$ ,  $A_{ef}=1,13cm^2$

$$n^\circ varões = \frac{4,85}{1,13} = 4 \text{ varões}$$

$$s_t = \frac{u_{p1}}{n^\circ varões} = \frac{1,25}{4} = 0,31m \leq 1,5d = 0,59m \text{ (OK!)}$$

2º perímetro de controlo (último perímetro de controlo)

$$R_2 = P_1 + s_r = 0,16 + 0,24 = 0,40m$$

$$u_{p2} = 0,25 + 0,25 + 0,25 + \frac{2 \times \pi \times 0,40}{2} = 2,01m$$

$$s_t = \frac{u_{p2}}{n^\circ varões} = \frac{2,01}{4} = 0,50m \leq 2,0d = 0,78m \text{ (OK!)}$$

Verificação da armadura mínima

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 (s_r s_t)}{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times (0,24 \times 0,50)}{1,5 \times 1} \times \frac{\sqrt{25}}{500} \times 10^4 = 0,64cm^2$$

Solução: 1 $\varnothing$ 10 ( $A_{ef}=0,79cm^2$ )

## Pilar interior (P7)

Pré-dimensionamento

$$V_{Ed} = 1656,56 \text{KN}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,m\acute{a}x} \Leftrightarrow \frac{1,15 \times 1656,56}{1,50 \times d} = 4500,90 \Leftrightarrow d = 0,28 \text{m}$$

$$h = d + 0,06 = 0,28 + 0,06 = 0,34 \text{m}$$

$$u_0 = 2 \times 0,50 + 2 \times 0,25 = 1,50 \text{m}$$

$$v_{Rd,m\acute{a}x} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \times 0,54 \times 16,67 \times 10^3 = 4500,90 \text{KPa}$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) = 0,54$$

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{\mu_1 d} = \frac{1,15 \times 1656,56}{3,95 \times 0,39} = 1236,50 \text{KPa}$$

$$u_1 = 2 \times 0,50 + 2 \times 0,25 + 2 \times \pi \times 0,39 = 3,95 \text{m}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} K (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} = 0,12 \times 1,71612 \times (100 \times 0,00412 \times 25)^{1/3} \times 10^3 = 448,18 \text{KPa}$$
$$\geq v_{min} = 393,42 \text{KPa (OK!)}$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \times 1,71612^{3/2} \times 25^{1/2} \times 10^3 = 393,42 \text{KPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{390}} = 1,71612$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \times \rho_{ly}} = \sqrt{0,00412 \times 0,00412} = 0,00412$$

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sl}}{b \times d} = \frac{16,08 \times 10^{-4}}{1 \times 0,39} = 0,00412$$

$$v_{Ed} = 1236,50 \text{KPa} \leq v_{Rd,c} = 448,18 \text{KPa (KO!)}$$

É necessária armadura de punção.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$$

$$v_{Ed} = 1236,50 \text{ KPa}$$

$$\begin{aligned} v_{Rd,cs} &= 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) A_{sw,ef} f_{ywd,ef} \left( \frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha \Leftrightarrow 1236,50 \\ &= 0,75 \times 448,18 + 1,5 \times 0,39 \times \left( \frac{A_{sw,ef}}{s_r} \right) \times 347,50 \times 10^3 \times \left( \frac{1}{3,95 \times 0,39} \right) \quad \Leftrightarrow \\ &> \frac{A_{sw,ef}}{s_r} = 68,24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d = 250 + 0,25 \times 390 = 347,50 \text{ MPa} \leq f_{ywd} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$0,3d = 0,3 \times 0,39 = 0,12 \text{ m}$$

$$0,5d = 0,5 \times 0,39 = 0,20 \text{ m}$$

$$P_1 = \frac{0,12 + 0,20}{2} = 0,16 \text{ m}$$

$$\frac{\beta V_{Ed}}{u_{out} d} \leq v_{Rd,c}$$

$$u_{out} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} = \frac{1,15 \times 1656,56}{448,18 \times 0,39} = 10,90 \text{ m}$$

$$r_{out} = \frac{(10,90 - 2 \times 0,50 - 2 \times 0,25)}{2 \times \pi} = 1,50 \text{ m}$$

$$s_{r,max} = 0,75d = 0,75 \times 0,39 = 0,29 \text{ m}$$

$$n_p = \frac{(1,50 - 0,16 - 1,5 \times 0,39)}{0,29} + 1 = 3,59$$

Considerar um  $n_p=4$

$$n_p = \frac{(1,50 - 0,16 - 1,5 \times 0,39)}{3 - 1} = 0,25 \text{ m}$$

$$\frac{A_{sw,ef}}{s_r} = 68,24 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow A_{sw,ef} = 0,25 \times 68,24 = 17,06 \text{ cm}^2 / \text{perímetro}$$

1º perímetro de controlo

$$R_1 = P_1 = 0,16 \text{ m}$$

$$u_{p1} = 2 \times 0,50 + 2 \times 0,25 + 2 \times \pi \times 0,16 = 2,51 \text{ m}$$

Solução:

Varões de  $\varnothing=12 \text{ mm}$ ,  $A_{ef}=1,13 \text{ cm}^2$

$$n^\circ \text{ varões} = \frac{17,06}{1,13} = 15 \text{ varões}$$

$$s_t = \frac{u_{p1}}{n^\circ \text{ varões}} = \frac{2,51}{15} = 0,17 \text{ m} \leq 1,5d = 0,59 \text{ m (OK!)}$$

2º perímetro de controlo (último perímetro de controlo)

$$R_2 = P_1 + s_r = 0,16 + 0,25 = 0,41 \text{ m}$$

$$u_{p2} = 2 \times 0,50 + 2 \times 0,25 + 2 \times \pi \times 0,41 = 4,08 \text{ m}$$

$$s_t = \frac{u_{p2}}{n^\circ \text{ varões}} = \frac{4,08}{15} = 0,27 \text{ m} \leq 2,0d = 0,78 \text{ m (OK!)}$$

3º perímetro de controlo

$$R_3 = P_1 + 2 \times s_r = 0,16 + 2 \times 0,25 = 0,66 \text{ m}$$

$$u_{p3} = 2 \times 0,50 + 2 \times 0,25 + 2 \times \pi \times 0,66 = 5,65 \text{ m}$$

$$s_t = \frac{u_{p3}}{n^\circ \text{ varões}} = \frac{5,65}{15} = 0,38 \text{ m} \leq 2,0d = 0,78 \text{ m (OK!)}$$

4º perímetro de controlo (último perímetro de controlo)

$$R_4 = P_1 + 3 \times s_r = 0,16 + 3 \times 0,25 = 0,91 \text{ m}$$

$$u_{p4} = 2 \times 0,50 + 2 \times 0,25 + 2 \times \pi \times 0,91 = 7,22 \text{ m}$$

$$s_t = \frac{u_{p4}}{n^\circ \text{ varões}} = \frac{7,22}{15} = 0,48 \text{ m} \leq 2,0d = 0,78 \text{ m (OK!)}$$

Verificação da armadura mínima

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 (s_r s_t)}{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times (0,25 \times 0,48)}{1,5 \times 1} \times \frac{\sqrt{25}}{500} \times 10^4 = 0,64 \text{ cm}^2$$

Solução: 1Ø10 ( $A_{ef}=0,79\text{cm}^2$ )



## **ANEXO V – DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO E ESTRUTURAL DE ESTACAS**

## Método de Meyerhof

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 400mm												
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	$N_q'$	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,40	10,00	4,00	35	0,43	0,27	0,39					
				44	0,31	0,18	0,27	150,00	0,13	4	678,58	160,34

Identificação da estaca	Profundidade de (m)	N	$(N_1)_{60}$	Ângulo de atrito ( $\phi_k'$ ) [°]	$\sigma_v'$ [KPa]	$\sigma_h'$ [KPa]	$q_s$ [KPa]
GERAL	1,50	3	6	25	13,50	5,23	3,66
	3,00	8	12	31	27,00	10,46	7,33
	4,00				36,00	13,95	9,77
	4,50	14	20	35	36,00	13,95	9,77
	6,00	16	19	36	36,00	13,95	9,77
	7,50	7	8	30	36,00	13,95	9,77
	9,00	11	12	33	36,00	13,95	9,77
	10,50	31	33	40	36,00	13,95	9,77
	12,00	26	26	39	36,00	13,95	9,77
	13,50	60	55	44	36,00	13,95	9,77
	15,00	60	52	44	36,00	9,87	9,53
16,50	60	49	44	36,00	9,87	9,53	

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 500mm												
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	$N_q'$	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,50	10,00	5,00	35	0,43	0,27	0,39					
				44	0,31	0,18	0,27	150,00	0,20	4	1 325,36	248,42

Identificação da estaca	Profundidade de (m)	N	$(N_1)_{60}$	Ângulo de atrito ( $\phi_k'$ ) [°]	$\sigma_v'$ [KPa]	$\sigma_h'$ [KPa]	$q_s$ [KPa]
GERAL	1,50	3	6	25	13,50	5,23	3,66
	3,00	8	12	31	27,00	10,46	7,33
	4,50	14	20	35	40,50	15,70	10,99
	5,00				45,00	17,44	12,21
	6,00	16	19	36	45,00	17,44	12,21
	7,50	7	8	30	45,00	17,44	12,21
	9,00	11	12	33	45,00	17,44	12,21
	10,50	31	33	40	45,00	17,44	12,21
	12,00	26	26	39	45,00	17,44	12,21
	13,50	60	55	44	45,00	17,44	12,21
	15,00	60	52	44	45,00	12,33	11,91
16,50	60	49	44	45,00	12,33	11,91	

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 600mm												
Identificação da estaca	B [m]	$L_c/B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	$N_q'$	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B/B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{c,m}$ [KN]
GERAL	0,60	10,00	6,00	35	0,43	0,27	0,39					
				44	0,31	0,18	0,27	150,00	0,28	4	2 290,22	354,69

Identificação da estaca	Profundidade de (m)	N	$(N_1)_{60}$	Ângulo de atrito ( $\phi_k'$ ) [°]	$\sigma_v'$ [KPa]	$\sigma_h'$ [KPa]	$q_s$ [KPa]
GERAL	1,50	3,00	6,43	25	13,50	5,23	3,66
	3,00	8,00	12,12	31	27,00	10,46	7,33
	4,50	14,00	19,63	35	40,50	15,70	10,99
	6,00	16	19	36	54,00	20,93	14,65
	7,50	7	8	30	54,00	20,93	14,65
	9,00	11	12	33	54,00	20,93	14,65
	10,50	31	33	40	54,00	20,93	14,65
	12,00	26	26	39	54,00	20,93	14,65
	13,50	60	55	44	54,00	20,93	14,65
	15,00	60	52	44	54,00	14,80	14,29
	16,50	60	49	44	54,00	14,80	14,29

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada,  $R_{c,d}$ , para a combinação 1

Identificação do maciço	N <sub>ed</sub> [KN]	Nº de estacas	B [m]	F <sub>cd</sub> [KN]	L <sub>a</sub> / B	A <sub>b</sub> [m <sup>2</sup> ]	N <sub>o</sub> '	R <sub>o,m</sub> [KN]	R <sub>a,m</sub> [KN]	R <sub>o,k</sub> [KN]	R <sub>a,k</sub> [KN]	R <sub>o,d</sub> [KN]	R <sub>a,d</sub> [KN]	R <sub>cd</sub> [KN]	F <sub>cd</sub> ≤ R <sub>cd</sub>	Verificação adicional		
																F <sub>cd</sub> / A <sub>b</sub> [MPa]	0,25 f <sub>ck</sub> [MPa]	F <sub>cd</sub> / A <sub>b</sub> ≤ 0,25 f <sub>ck</sub>
M1	346,06	1	0,40	346,06	4	0,13	150,00	678,58	160,34	484,70	114,53	387,76	114,53	502,29	OK	2,04	6,25	OK
M2	478,63	1	0,40	478,63		0,13	150,00	678,58	160,34	484,70	114,53	387,76	114,53	502,29	OK	2,79	6,25	OK
M3	527,58	1	0,50	527,58		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	1,96	6,25	OK
M4	592,49	1	0,50	592,49		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	2,20	6,25	OK
M5	419,54	1	0,40	419,54		0,13	150,00	678,58	160,34	484,70	114,53	387,76	114,53	502,29	OK	2,47	6,25	OK
M6	2 542,40	4	0,50	635,60		0,20	37,50	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	2,03	6,25	OK
M7	1 656,56	2	0,50	828,28		0,20	75,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	3,07	6,25	OK
M8	1 038,57	2	0,50	519,28		0,20	75,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	1,93	6,25	OK
M9	514,04	1	0,50	514,04		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	1,95	6,25	OK
M10	725,48	1	0,50	725,48		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	2,72	6,25	OK
M11	1 644,12	2	0,50	822,06		0,20	75,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	3,05	6,25	OK
M12	948,98	2	0,40	474,49		0,13	75,00	678,58	160,34	484,70	114,53	387,76	114,53	502,29	OK	2,76	6,25	OK
M13	960,38	2	0,40	480,19		0,13	75,00	678,58	160,34	484,70	114,53	387,76	114,53	502,29	OK	2,83	6,25	OK
M14	1 397,46	2	0,50	698,73		0,20	75,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	2,61	6,25	OK
M15	1 926,55	3	0,50	642,18		0,20	50,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	2,39	6,25	OK
M16	586,69	2	0,40	293,34		0,13	75,00	678,58	160,34	484,70	114,53	387,76	114,53	502,29	OK	1,74	6,25	OK
M17	410,46	1	0,40	410,46		0,13	150,00	678,58	160,34	484,70	114,53	387,76	114,53	502,29	OK	2,42	6,25	OK
M18	589,10	1	0,50	589,10		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	2,19	6,25	OK
M19	675,93	1	0,50	675,93		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	757,35	177,44	934,79	OK	2,55	6,25	OK

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada,  $R_{c;d}$ , para a combinação 1

Identificação da sapata	$N_{Ed}$ [KN]	Nº de estacas	B [m]	$F_{cd}$ [KN]	$L_B / B$	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$N_q$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]	$R_{bk}$ [KN]	$R_{sk}$ [KN]	$R_{bd}$ [KN]	$R_{sd}$ [KN]	$R_{cd}$ [KN]	$F_{cd} \leq R_{cd}$	Verificação adicional		
																$F_{ck}/A_b$ [MPa]	$0,25 f_{ck}$ [MPa]	$F_{ck}/A_b \leq 0,25 f_{ck}$
M1	262,02	1	0,40	262,02	4	0,13	150,00	678,58	160,34	484,70	114,53	302,94	88,10	391,04	OK	2,04	6,25	OK
M2	364,63	1	0,40	364,63		0,13	150,00	678,58	160,34	484,70	114,53	302,94	88,10	391,04	OK	2,79	6,25	OK
M3	402,25	1	0,50	402,25		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	1,96	6,25	OK
M4	451,66	1	0,50	451,66		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	2,20	6,25	OK
M5	317,64	1	0,40	317,64		0,13	150,00	678,58	160,34	484,70	114,53	302,94	88,10	391,04	OK	2,47	6,25	OK
M6	1 911,80	4	0,50	477,95		0,20	37,50	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	2,03	6,25	OK
M7	1 271,49	2	0,50	635,75		0,20	75,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	3,07	6,25	OK
M8	790,56	2	0,50	395,28		0,20	75,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	1,93	6,25	OK
M9	390,15	1	0,40	390,15		0,13	150,00	678,58	160,34	484,70	114,53	302,94	88,10	391,04	OK	3,05	6,25	OK
M10	554,24	1	0,50	554,24		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	2,72	6,25	OK
M11	1 260,72	2	0,50	630,36		0,20	75,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	3,05	6,25	OK
M12	721,78	2	0,40	360,89		0,13	75,00	678,58	160,34	484,70	114,53	302,94	88,10	391,04	OK	2,76	6,25	OK
M13	731,51	2	0,40	365,76		0,13	75,00	678,58	160,34	484,70	114,53	302,94	88,10	391,04	OK	2,83	6,25	OK
M14	1 070,04	2	0,50	535,02		0,20	75,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	2,61	6,25	OK
M15	1 470,32	3	0,50	490,11		0,20	50,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	2,39	6,25	OK
M16	444,26	2	0,40	222,13		0,13	75,00	678,58	160,34	484,70	114,53	302,94	88,10	391,04	OK	1,74	6,25	OK
M17	310,32	1	0,40	310,32		0,13	150,00	678,58	160,34	484,70	114,53	302,94	88,10	391,04	OK	2,42	6,25	OK
M18	448,18	1	0,50	448,18		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	2,19	6,25	OK
M19	516,28	1	0,50	516,28		0,20	150,00	1 325,36	248,42	946,69	177,44	591,68	136,49	728,17	OK	2,55	6,25	OK

## Dimensionamento estrutural das estacas

Identificação do maciço	N <sub>Ed</sub> [KN]	M <sub>Ed</sub> [KN.m]	Nº de estacas	B [m]	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	Perímetro [m]	μ	ν	w	A <sub>st</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Armadura longitudinal					Armadura longitudinal mínima				Armadura transversal (secção corrente)	
											Solução	Nº varões	Ø varões [mm]	A <sub>sl</sub> [cm <sup>2</sup> ]	d <sub>livre</sub> [mm]	nº varões	Ø [mm]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	S <sub>max</sub> [mm]	Solução	A <sub>st</sub> [cm <sup>2</sup> ]
M1	346,06	51,91	1,00	0,40	0,13	1,26	0,06	0,17	0,00		7 Ø 16	7	16	14,07	190,77	6	16	12,06	200	Ø 8 // 0,15	6,70
M2	478,63	71,79	1,00	0,40	0,13	1,26	0,09	0,23	0,08	3,61	7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M3	527,58	79,14	1,00	0,50	0,20	1,57	0,05	0,16	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M4	592,49	88,87	1,00	0,50	0,20	1,57	0,05	0,18	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M5	419,54	62,93	1,00	0,40	0,13	1,26	0,08	0,20	0,06	2,89	7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M6	2 164,01	81,15	4,00	0,50	0,20	1,57	0,05	0,66	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M7	1 656,56	124,24	2,00	0,50	0,20	1,57	0,08	0,51	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M8	1 038,57	77,89	2,00	0,50	0,20	1,57	0,05	0,32	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M9	514,04	77,11	1,00	0,50	0,20	1,57	0,05	0,16	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M10	725,48	108,82	1,00	0,50	0,20	1,57	0,07	0,22	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M11	1 644,12	123,31	2,00	0,50	0,20	1,57	0,08	0,50	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M12	948,98	71,17	2,00	0,40	0,13	1,26	0,08	0,45	0,00		7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M13	960,38	72,03	2,00	0,40	0,13	1,26	0,09	0,46	0,00		7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M14	1 397,46	104,81	2,00	0,50	0,20	1,57	0,06	0,43	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M15	1 926,55	96,33	3,00	0,50	0,20	1,57	0,06	0,59	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M16	586,69	44,00	2,00	0,40	0,13	1,26	0,05	0,28	0,00		7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M17	410,46	61,57	1,00	0,40	0,13	1,26	0,07	0,20	0,00		7 Ø 16	7	16	14,07	190,77					Ø 8 // 0,15	6,70
M18	589,10	88,36	1,00	0,50	0,20	1,57	0,05	0,18	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70
M19	675,93	101,39	1,00	0,50	0,20	1,57	0,06	0,21	0,00		9 Ø 16	9	16	18,10	178,35					Ø 8 // 0,15	6,70

## Dimensionamento estrutural dos maciços de encabeçamento de estacas

### Maciços de duas estacas

Identificação do maciço	N <sub>Ed</sub> [KN]	a [m]	b [m]	Diâmetro da estaca [m]	A <sub>b</sub> [m <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [MPa]	σ <sub>c</sub> < 5MPa [MPa]	A [m]	B [m]	e [m]	H [m]	d=H-0,10 [m]	θ	α	Controlo de tensões nas escoras - nó junto ao pilar		
															σ <sub>Ed,1</sub> [KPa]	σ <sub>Rd,max</sub> [MPa]	s <sub>Ed,1</sub> ≤ s <sub>Rd,max</sub>
															M7	1 656,56	0,50
M8	1 038,57	1,00	0,25	0,50	0,20	1,93	OK	2,30	0,80	1,50	0,75	0,65	52,43	37,57	1,71	15,00	OK
M11	1 644,12	0,50	0,25	0,50	0,20	3,05	OK	2,30	0,80	1,50	0,90	0,80	52,00	38,00	6,86	15,00	OK
M12	948,98	1,00	0,25	0,40	0,13	2,76	OK	1,90	0,70	1,20	0,60	0,50	55,01	34,99	1,70	15,00	OK
M13	960,38	0,40	0,20	0,40	0,13	2,83	OK	1,90	0,70	1,20	0,70	0,60	50,19	39,81	5,45	15,00	OK
M14	1 397,46	0,40	0,20	0,50	0,20	2,61	OK	2,30	0,80	1,50	0,95	0,85	52,59	37,41	9,82	15,00	OK
M16	586,69	1,20	0,25	0,40	0,13	1,74	OK	1,90	0,70	1,20	0,60	0,50	59,04	30,96	0,79	15,00	OK

Identificação do maciço	Controlo de tensões nas escoras - nó junto à estaca			N <sub>t</sub> [KN]	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>max</sub> [mm]	S <sub>min</sub> [mm]	Armadura principal		Armadura superior		Estribos verticais		Estribos horizontais			
	σ <sub>Ed,2</sub> [KPa]	σ <sub>Rd,max</sub> [MPa]	σ <sub>Ed,2</sub> ≤ σ <sub>Rd,max</sub>					Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	Área [cm <sup>2</sup> ]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	Área [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
M7	6,79	12,75	OK	711,80	16,37	250,00	25,00	9Ø16	18,10	5,43	7Ø10	5,50	16,00	Ø12//0,125	18,10	Ø10//20	7,85
M8	4,21	12,75	OK	549,24	12,63	250,00	25,00	7Ø16	14,07	4,22	6Ø10	4,71	16,00	Ø12//0,125	18,10	Ø10//20	7,85
M11	6,74	12,75	OK	706,46	16,25	250,00	25,00	9Ø16	18,10	5,43	7Ø10	5,50	16,00	Ø12//0,125	18,10	Ø10//20	7,85
M12	5,63	12,75	OK	510,08	11,73	250,00	25,00	6Ø16	12,06	3,62	5Ø10	3,93	14,00	Ø12//0,15	18,10	Ø10//20	7,85
M13	6,47	12,75	OK	440,17	10,12	250,00	25,00	6Ø16	12,06	3,62	5Ø10	3,93	14,00	Ø12//0,15	18,10	Ø10//20	7,85
M14	5,64	12,75	OK	575,43	13,23	250,00	25,00	7Ø16	14,07	4,22	6Ø10	4,71	16,00	Ø12//0,125	18,10	Ø10//20	7,85
M16	3,17	12,75	OK	315,34	7,25	250,00	25,00	4Ø16	8,04	2,41	4Ø10	3,14	14,00	Ø12//0,15	15,08	Ø10//20	7,85

## Maciços de três estacas

Identificação do maciço	N <sub>Ed</sub> [KN]	a [m]	b [m]	Diâmetro da estaca [m]	A <sub>b</sub> [m <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [KPa]	σ <sub>c</sub> < 5MPa [MPa]	a <sub>1</sub> [m]	a <sub>2</sub> [m]	a <sub>3</sub> [m]	a <sub>4</sub> [m]	e [m]	H [m]	d=H-0,10 [m]	θ	α	Controlo de tensões nas escoras - nó junto ao pilar		
																	σ <sub>Ed,1</sub> [KPa]	σ <sub>Rd,max</sub> [MPa]	s <sub>Ed,1</sub> ≤ s <sub>Rd,max</sub>
																	M15	1 926,55	1,20

Identificação do maciço	Controlo de tensões nas escoras - nó junto à estaca			N <sub>t</sub> [KN]	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>max</sub> [mm]	S <sub>min</sub> [mm]	Armadura A <sub>1</sub>		Armadura A <sub>2</sub>		Armadura A <sub>3</sub> (≥30% A <sub>1</sub> )			Armadura A <sub>4</sub> (≥30% A <sub>1</sub> )		
	σ <sub>Ed,2</sub> [KPa]	σ <sub>Rd,max</sub> [MPa]	σ <sub>Ed,2</sub> ≤ σ <sub>Rd,max</sub>						Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	Área [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Área [cm <sup>2</sup> /m]	Solução [mm]	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
	M15	5,90	12,75						OK	153,05	3,52	6,10	250,00	25,00	4Ø12	4,52	6Ø12	6,79

## Maciços de quatro estacas

Identificação do maciço	Acção vertical [KN]	a [m]	b [m]	Nº de estacas	Diâmetro da estaca [m]	A <sub>b</sub> [m <sup>2</sup> ]	σ <sub>c</sub> [KPa]	σ <sub>c</sub> < 5MPa [MPa]	A [m]	B [m]	e [m]	H [m]	d=H-0,10 [m]	θ	α	Controlo de tensões nas escoras - nó junto ao pilar		
																σ <sub>Ed,1</sub> [KPa]	σ <sub>Rd,max</sub> [MPa]	s <sub>Ed,1</sub> ≤ s <sub>Rd,max</sub>
																M6	2 164,01	1,10

Identificação do maciço	Controlo de tensões nas escoras - nó junto à estaca			N <sub>t</sub> [KN]	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>max</sub> [mm]	S <sub>min</sub> [mm]	Armadura A's		Armadura suplementar inferior		Armadura superior			Armadura horizontal		
	σ <sub>Ed,2</sub> [KPa]	σ <sub>Rd,max</sub> [MPa]	σ <sub>Ed,2</sub> ≤ σ <sub>Rd,max</sub>					Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	Área [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Área [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
	M6	5,10	12,75					OK	341,34	7,85	250,00	25,00	4Ø16	8,04	2,41	Ø10/0,20	3,93

## Vigas de equilíbrio

### Estado limite último de rotura por flexão

Viga Equilíbrio	Acção vertical ( $V_{Ed}$ ) [KN]	Dimensões em planta		Dimensões elemento vertical		Dimensão viga equilíbrio				$M_1$ [KN.m]	$M_2$ [KN.m]	$\mu$ (armadura superior)	$\mu$ (armadura inferior)	w (armadura superior)	w (armadura inferior)	$A_s$ (armadura superior) [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ (armadura inferior) [cm <sup>2</sup> ]
		Comprimento (L) [m]	Largura (B) [m]	Comprimento ( $L_0$ ) [m]	Largura ( $B_0$ ) [m]	$L_{efetivo}$ [m]	Largura (b) [m]	Altura (h) [m]	Altura livre (d) [m]								
V1	346,06	0,70	0,70	0,25	0,25	1,95	0,25	0,30	0,24	54,34	22,71	0,22637	0,09461	0,27762	0,10356	6,39	2,34
	478,63	0,80	0,80	0,25	0,25												
V2	592,49	0,80	0,80	0,25	0,25	1,90	0,25	0,35	0,29	65,88	27,53	0,18797	0,07855	0,22330	0,08472	6,21	2,35
	419,54	0,70	0,70	0,25	0,25												
V3	1 656,56	2,30	0,80	0,50	0,25	4,70	0,50	0,40	0,34	234,90	113,05	0,24379	0,11733	0,30323	0,13110	19,76	8,54
	1 038,57	2,30	0,80	1,00	0,25												
V4	514,04	0,80	0,80	0,40	0,20	1,80	0,30	0,35	0,29	91,30	41,23	0,21708	0,09803	0,26420	0,10764	8,81	3,59
	725,48	0,80	0,80	0,40	0,20												
V5	1 644,12	2,30	0,80	0,50	0,25	4,75	0,50	0,40	0,34	214,64	103,30	0,22277	0,10721	0,27239	0,11870	17,75	7,74
	948,98	2,30	0,80	1,00	0,25												
V6	960,38	2,30	0,80	0,40	0,20	1,90	0,50	0,35	0,29	170,56	77,03	0,24332	0,10989	0,30252	0,12197	16,82	6,78
	1 397,46	2,30	0,80	0,40	0,20												
V7	1 926,55	2,40	2,10	1,20	0,25	1,30	0,30	0,35	0,29	92,05	0,00	0,21886	0,00000	0,26676	0,00000	8,90	0,00
	586,69	1,90	0,70	1,20	0,25												
V8	410,46	0,70	0,70	0,25	0,25	1,90	0,25	0,35	0,29	64,46	26,94	0,18392	0,07686	0,21774	0,08277	6,05	2,30
	589,10	0,80	0,80	0,25	0,25												

Viga Equilíbrio	A <sub>s</sub> (armadura superior) [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> (armadura inferior) [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,min</sub>		A <sub>s,max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	S <sub>max</sub> [mm]	S <sub>min</sub> [mm]	Armadura longitudinal [mm]									
			1ª condição [cm <sup>2</sup> ]	2ª condição [cm <sup>2</sup> ]				Armadura superior					Armadura inferior				
								Solução	Nº varões Long.	Ø [mm]	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	d <sub>livre</sub> [mm]	Solução	Nº varões Long.	Ø [mm]	Área efetiva [cm <sup>2</sup> ]	d <sub>livre</sub> [mm]
V1	6,39	2,34	0,81	0,78	30,00	250,00	25,00	3 Ø 20	3	20	9,42	27,00	3 Ø 10	3	10	2,36	42,00
V2	6,21	2,35	0,98	0,94	35,00	250,00	25,00	3 Ø 20	3	20	9,42	27,00	3 Ø 10	3	10	2,36	42,00
V3	19,76	8,54	2,30	2,21	80,00	250,00	25,00	7 Ø 20	7	20	21,99	37,33	8 Ø 12	8	12	9,05	38,29
V4	8,81	3,59	1,18	1,13	42,00	250,00	25,00	3 Ø 20	3	20	9,42	52,00	5 Ø 10	5	10	3,93	28,50
V5	17,75	7,74	2,30	2,21	80,00	250,00	25,00	6 Ø 20	6	20	18,85	48,80	7 Ø 12	7	12	7,92	46,67
V6	16,82	6,78	1,96	1,89	70,00	250,00	25,00	6 Ø 20	6	20	18,85	48,80	6 Ø 12	6	12	6,79	58,40
V7	8,90	0,00	1,18	1,13	42,00	250,00	25,00	3 Ø 20	3	20	9,42	52,00	2 Ø 10	2	10	1,57	144,00
V8	6,05	2,30	0,98	0,94	35,00	250,00	25,00	3 Ø 20	3	20	9,42	27,00	3 Ø 10	3	10	2,36	42,00

Estado limite último de rotura por esforço transverso

Viga Equilíbrio	Comprimento (L) [m]	L <sub>efetivo</sub> [m]	K	ρ <sub>l</sub>	M <sub>Ed</sub> [KN.m]	V <sub>Ed</sub> [KN]	V <sub>Rd,c</sub> [KN]			Z [m]	ν <sub>1</sub>	V <sub>Rd,max</sub> [KN]	V <sub>Ed</sub> [KN] ≤ v <sub>Rd,s</sub> [KN]					Armadura transversal [mm]	
							1ª condição [KN]	2ª condição [KN]	Observação				ρ <sub>w, min</sub>	A <sub>sw</sub> /s [cm <sup>2</sup> /m]	A <sub>sw</sub> /s <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	S <sub>L,max</sub> [mm]	S <sub>T,max</sub> [mm]	Solução	Área efetiva [cm <sup>2</sup> /m]
V1	2,88	1,95	1,91287	0,003933	77,86	40,62	29,51	27,78	KO	0,22	0,54	167,62	0,00080	1,73	2,00	180,00	180,00	∅ 6 // 0,175	3,23
V2	2,88	1,90	1,83045	0,003255	65,88	34,37	32,03	31,42	KO	0,26	0,54	202,54	0,00080	1,21	2,00	217,50	217,50	∅ 6 // 0,20	2,83
V3	5,75	4,70	1,76696	0,005324	285,61	74,51	85,42	69,88	KO	0,31	0,54	474,92	0,00080	2,24	4,00	255,00	255,00	∅ 8 // 0,25	4,02
V4	2,88	1,80	1,83045	0,004517	141,36	73,75	42,87	37,70	KO	0,26	0,54	243,05	0,00080	2,60	2,40	217,50	217,50	∅ 6 // 0,20	2,83
V5	5,75	4,75	1,76696	0,004659	260,97	68,08	81,71	69,88	OK	0,31	0,54	474,92	0,00080	2,05	4,00	255,00	255,00	∅ 8 // 0,25	4,02
V6	2,88	1,90	1,83045	0,004683	264,10	137,79	72,32	62,84	KO	0,26	0,54	405,08	0,00080	4,86	4,00	217,50	217,50	∅ 8 // 0,20	5,03
V7	2,88	1,30	1,83045	0,001805	131,89	68,81	31,58	37,70	KO	0,26	0,54	243,05	0,00080	2,43	2,40	217,50	217,50	∅ 6 // 0,20	2,83
V8	2,88	1,90	1,83045	0,003255	92,36	48,19	32,03	31,42	KO	0,26	0,54	202,54	0,00080	1,70	2,00	217,50	217,50	∅ 6 // 0,20	2,83

## Cálculos discriminados das armaduras dos maciços de estacas

### Maciço de duas estacas – M7

Tensão em serviço na estaca mais solicitada

$$N_{max} = \frac{1207,17/2}{\pi \times 0,25^2} 10^{-3} = 3,07MPa < 5,0MPa \text{ (OK!)}$$

Geometria

$$A = 4 \times \phi + 0,30 = 4 \times 0,50 + 0,30 = 2,30m$$

$$B = \phi + 0,30 = 0,50 + 0,30 = 0,80m$$

$$e \geq 3 \times \phi = 3 \times 0,50 = 1,50m$$

$$H \geq \frac{e}{2} = 1,5 \times \phi = 1,5 \times 0,5 = 0,75m$$

Maciços rígidos

Considerar  $\theta = 45^\circ$  a  $55^\circ$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{0,80}{0,625} \right) = 52,00^\circ$$

$$H = 0,7 \times \left( e - \frac{a}{2} \right) = 0,7 \times \left( 1,50 - \frac{0,50}{2} \right) = 0,875m$$

A altura total a considerar é  $H=0,90m$  e altura útil  $d=0,90-0,10=0,80m$

Armaduras (método das bielas – modelo de escoras e tirantes)

$$N_{Ed,t} = \frac{(2 \times e - a) \times N_{Ed}}{8 \times d} = \frac{(2 \times 1,50 - 0,25) \times 1656,56}{8 \times 0,80} = 711,80KN$$

$$A_s = \frac{N_{Ed,t}}{f_{yd}} = \frac{711,80}{434,78 \times 10^3} \times 10^4 = 16,37cm^2$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} > \emptyset \text{ varão} \\ D_{max} + 5mm = 20 + 5 = 25mm \text{ (condicionante)} \\ 20mm \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 900 = 1800mm \\ 250mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

Solução para a armadura inferior: 9Ø16 ( $A_{ef}=18,10cm^2$ )

Solução para a armadura superior (30% armadura inferior): 7Ø10 ( $A_{ef} = 5,50cm^2$ )

Solução para estribos verticais: Ø12//0,125 ( $A_{ef}=18,10cm^2/m$ )

$$\frac{A_{s,w}}{s} \geq 20 \times B = 20 \times 0,80 = 16cm^2/m$$

Solução para estribos horizontais: Ø10//0,20 ( $A_{ef}=7,85cm^2/m$ )

Controlo das tensões nas escoras no nó junto ao pilar (nó comprimido)

$$\sigma_{Rd1,max} = k_1 \nu f_{cd} = 1,00 \times 0,90 \times 16,67 = 15,00MPa$$

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,90$$

$$N_{Ed,s} = A_s \times f_{yd} = 18,10 \times 10^{-4} \times 434,78 \times 10^3 = 786,95KN$$

$$N_{Ed,c} = N_{Ed} - N_{Ed,s} = 1656,56 - 786,95 = 869,61KN$$

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{N_{Ed,c}}{A_{pilar}} = \frac{869,61}{0,50 \times 0,25} \times 10^{-3} = 6,96MPa < 15,00MPa \text{ (OK!)}$$

Controlo das tensões nas escoras no nó junto à estaca (nó sujeito a compressão e tração com armadura numa direção)

$$N_{Ed,est} = \frac{1656,56}{2} = 828,28KN$$

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \nu f_{cd} = 0,85 \times 0,90 \times 16,67 = 12,75MPa$$

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,90$$

$$\sigma_{Ed,2} = \frac{N_{Ed,est}}{A_{est}} = \frac{828,28}{\pi \times 0,25^2} \times 10^{-3} = 4,22MPa$$

$$\sigma_{Ed,2} = \frac{N_{Ed,est}}{A_{est} \times \cos^2 \alpha} = \frac{828,28}{\pi \times 0,25^2 \times \cos^2 38,00} \times 10^{-3} = 6,79MPa \leq 12,75MPa$$

## Maciço de três estacas – M15

Tensão em serviço na estaca mais solicitada

$$N_{max} = \frac{1406,88/3}{\pi \times 0,25^2} 10^{-3} = 2,39MPa < 5,0MPa \text{ (OK!)}$$

Geometria

$$e \geq 3 \times \emptyset = 3 \times 0,50 = 1,50m$$

$$a_1 = (\emptyset + 0,30) \times \frac{\sqrt{3}}{3} = (0,50 + 0,30) \times \frac{\sqrt{3}}{3} = 0,462m$$

$$a_2 = e + (\emptyset + 0,30) \times \frac{\sqrt{3}}{3} = 1,50 + (0,50 + 0,30) \times \frac{\sqrt{3}}{3} = 1,962m$$

$$a_3 = e + (\emptyset + 0,30) \times \frac{2\sqrt{3}}{3} = 1,50 + (0,50 + 0,30) \times \frac{2\sqrt{3}}{3} = 2,424m$$

$$a_4 = e \times \frac{\sqrt{3}}{2} + \emptyset + 0,30 = 1,50 \times \frac{\sqrt{3}}{2} + 0,50 + 0,30 = 2,099m$$

Considerar  $\theta = 45^\circ$  a  $55^\circ$

$$\text{tg } \theta = \frac{d}{\left(\frac{e\sqrt{3}}{3} - \frac{e\sqrt{2}}{6}\right)} = \frac{0,90}{\left(\frac{1,50\sqrt{3}}{3} - \frac{0,25\sqrt{2}}{6}\right)} = 48,11^\circ$$

$$H \approx \frac{2}{3}e = \frac{2}{3} \times 1,50 = 1,00m$$

A altura total a considerar é  $H=1,00\text{m}$  e altura útil  $d=1,00-0,10=0,90\text{m}$

Armaduras (método das bielas – modelo de escoras e tirantes)

Armadura com disposição mista

$$N_{Ed,t} = \frac{e \times \sqrt{3}}{36 \times d} \left( 1 - \frac{a^2}{3 \times e^2} \right) \times N_{Ed} = \frac{1,50 \times \sqrt{3}}{36 \times 0,90} \left( 1 - \frac{0,25^2}{3 \times 1,50^2} \right) \times 1926,55 = 153,05\text{KN}$$

$$A_1 = \frac{N_{Ed,t}}{f_{yd}} = \frac{153,06}{434,78 \times 10^3} \times 10^4 = 3,52\text{cm}^2$$

$$A_2 = \sqrt{3} \times A_1 = \sqrt{3} \times 3,52 = 6,10\text{cm}^2$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} > \emptyset \text{ varão} \\ D_{max} + 5\text{mm} = 20 + 5 = 25\text{mm} \text{ (condicionante)} \\ 20\text{mm} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 1000 = 2000\text{mm} \\ 250\text{mm} \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

Solução para a armadura  $A_1$ :  $4\emptyset 12$  ( $A_{ef} = 4,52 \text{ cm}^2$ )

Solução para a armadura  $A_2$ :  $6\emptyset 12/$  ( $A_{ef} = 6,79 \text{ cm}^2$ )

Solução para armadura suplementar inferior ( $A_3$ ):  $\emptyset 10//0,20$  ( $A_{ef} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Solução para armadura superior ( $A_4$ ):  $\emptyset 10//0,20$  ( $A_{ef} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Controlo das tensões nas escoras no nó junto ao pilar (nó comprimido)

$$\sigma_{Rd1,max} = k_1 \nu f_{cd} = 1,00 \times 0,90 \times 16,67 = 15,00 MPa$$

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,90$$

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{N_{Ed}}{A_{pilar}} = \frac{1926,55}{1,20 \times 0,25} \times 10^{-3} = 6,42 MPa < 15,00 MPa \text{ (OK!)}$$

Controlo das tensões nas escoras no nó junto à estaca (nó sujeito a compressão e tração com armadura numa direção)

$$N_{Ed,est} = \frac{1926,55}{3} = 642,18 KN$$

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \nu f_{cd} = 0,85 \times 0,90 \times 16,67 = 12,75 MPa$$

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,90$$

$$\sigma_{Ed,2} = \frac{N_{Ed,est}}{A_{est}} = \frac{642,18}{\pi \times 0,25^2} \times 10^{-3} = 3,27 MPa$$

$$\sigma_{Ed,2} = \frac{N_{Ed,est}}{A_{est} \times \cos^2 \alpha} = \frac{642,18}{\pi \times 0,25^2 \times \cos^2 41,89} \times 10^{-3} = 5,90 MPa \leq 12,75 MPa$$

## Maciço de três estacas – M6

Ações reduzidas ao centro gravidade do maciço

$$N_{Ed,par1} = 197,07 + 119,56 + 29,45 + 0,6 \times 0,27 = 346,12KN$$

$$N_{Ed,par2} = 292,28 + 114,20 + 41,61 + 0,6 \times 18,42 = 459,14KN$$

$$N_{Ed,par3} = 270,47 + 104,06 + 56,99 + 0,6 \times 1,50 = 432,42KN$$

$$N_{Ed,par4} = 176,30 + 110,30 + 44,85 + 0,6 \times 19,78 = 343,32KN$$

$$M_1 = 346,24 \times 1,14 - 432,42 \times 0,86 = 22,83KN.m$$

$$M_2 = 459,14 \times 1,00 - 343,32 \times 1,00 = 115,82KN.m$$

$$N_{Ed,1} = \frac{1581,12}{4} + \frac{22,83}{1,70} + \frac{115,82}{2,00} = 466,62KN$$

Tensão em serviço na estaca mais solicitada

$$N_{max} = \left( \frac{466,62}{\pi \times 0,25^2} \right) \times 10^{-3} = 2,38MPa < 5,0MPa \text{ (OK!)}$$

Geometria

$$e \geq 3 \times \emptyset = 3 \times 0,50 = 1,50m \text{ (considerado 2,00m)}$$

$$A \geq 4 \times \emptyset + 0,30 = 4 \times 0,50 + 0,30 = 2,30m \text{ (considerado 2,80m)}$$

$$H = e - \frac{a}{2} = 2,00 - \frac{1,10}{2} = 1,45m$$

Considerar  $\theta = 45^\circ$  a  $55^\circ$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{4d}{(2e - a)\sqrt{2}} = \frac{4 \times 1,35}{(2 \times 2,00 - 1,10) \times \sqrt{2}} = 52,78^\circ$$

A altura total a considerar é  $H=1,45\text{m}$  e altura útil  $d=1,45-0,10=1,35\text{m}$

Armaduras (método das bielas – modelo de escoras e tirantes)

$$N_{Ed,par1} = 1,35 \times 316,63 + 1,5 \times 29,45 + 0,60 \times 1,5 \times 0,27 = 471,87\text{KN}$$

$$N_{Ed,par2} = 1,35 \times 374,53 + 1,5 \times 56,99 + 0,60 \times 1,5 \times 1,50 = 592,45\text{KN}$$

$$N_{Ed,par3} = 1,35 \times 406,48 + 1,5 \times 41,61 + 0,60 \times 1,5 \times 18,42 = 627,74\text{KN}$$

$$N_{Ed,par4} = 1,35 \times 286,60 + 1,5 \times 44,85 + 0,60 \times 1,5 \times 19,78 = 471,99\text{KN}$$

$$M_1 = 471,87 \times 1,14 - 592,45 \times 0,86 = 28,433\text{KN.m}$$

$$M_2 = 627,74 \times 1,00 - 471,99 \times 1,00 = 155,75\text{KN.m}$$

$$N_{Ed,1} = \frac{2164,01}{4} + \frac{28,43}{1,70} + \frac{155,75}{2,00} = 635,60\text{KN}$$

$$N'_{Ed,t} = \frac{2e - a}{16 \times d} \times N_{Ed} = \frac{2 \times 2,00 - 1,10}{16 \times 1,35} \times (635,60 \times 4) = 341,34\text{KN}$$

$$A'_s = \frac{N'_{Ed,t}}{f_{yd}} = \frac{341,34}{434,78 \times 10^3} \times 10^4 = 7,85\text{cm}^2$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} > \emptyset \text{ varão} \\ D_{max} + 5\text{mm} = 20 + 5 = 25\text{mm} \text{ (condicionante)} \\ 20\text{mm} \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 1050 = 2100\text{mm} \\ 250\text{mm} \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

Solução para a armadura  $A'_s$ :  $4\varnothing 16$  ( $A_{ef} = 8,04\text{cm}^2$ )

Solução para armadura suplementar inferior ( $\geq 30\% A'_s$ ):  $\varnothing 10//0,20$  ( $A_{ef} = 3,93\text{cm}^2/\text{m}$ )

Solução para armadura superior ( $\geq 30\% A'_s$ ):  $\varnothing 10//0,20$  ( $A_{ef} = 3,93\text{cm}^2/\text{m}$ )

Solução para armadura horizontal:  $\varnothing 10//0,20$  ( $A_{ef} = 3,93\text{cm}^2/\text{m}$ )

Controlo das tensões nas escoras no nó junto ao pilar (nó comprimido)

$$\sigma_{Rd1,max} = k_1 \nu f_{cd} = 1,00 \times 0,90 \times 16,67 = 15,00\text{MPa}$$

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,90$$

$$\sigma_{Ed,1} = \frac{N_{Ed}}{A_{pilar}} = \frac{4 \times 635,60}{1,10 \times 1,10} \times 10^{-3} = 2,10\text{MPa} < 15,00\text{MPa} \text{ (OK!)}$$

Controlo das tensões nas escoras no nó junto à estaca (nó sujeito a compressão e tração com armadura numa direção)

$$N_{Ed,est} = 635,60\text{KN}$$

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \nu f_{cd} = 0,85 \times 0,90 \times 16,67 = 12,75\text{MPa}$$

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{25}{250} = 0,90$$

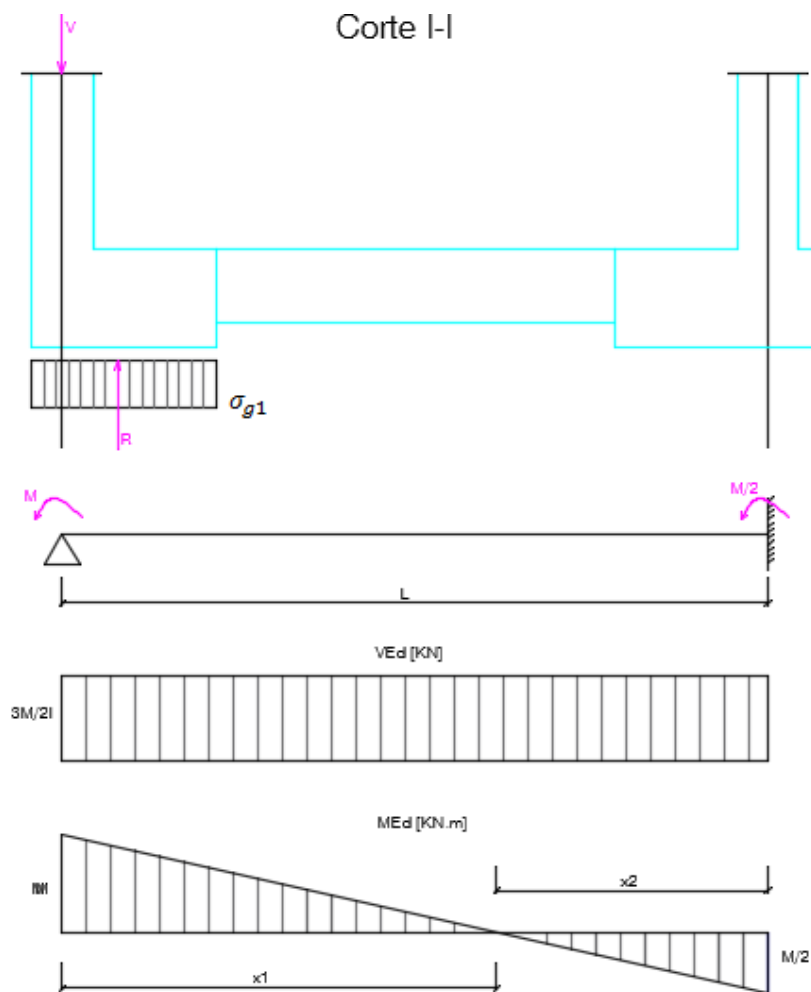
$$\sigma_{Ed,2} = \frac{N_{Ed,est}}{A_{est}} = \frac{635,60}{\pi \times 0,25^2} \times 10^{-3} = 3,24\text{MPa}$$

$$\sigma_{Ed,2} = \frac{N_{Ed,est}}{A_{est} \times \cos^2 \alpha} = \frac{635,60}{\pi \times 0,25^2 \times \cos^2 37,22} \times 10^{-3} = 5,10\text{MPa} \leq 12,75\text{MPa}$$

## Viga de equilíbrio (V1)

- Ações de cálculo

A viga de equilíbrio V1 tem como função equilibrar/transmitir para a maciço M2 o momento fletor resultante da excentricidade da carga atuante no maciço M1. A distância entre os dois pilares medido ao eixo é de 2,88m.



$$M_{Ed} = 77,86 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} \frac{M_{Ed}}{x_1} = \frac{\frac{M_{Ed}}{2}}{x_2} \\ x_1 + x_2 = 2,88 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} x_1 = 1,92 \text{ m} \\ x_2 = 0,96 \text{ m} \end{cases}$$

$$\frac{77,86}{1,92} = \frac{M_1}{(1,92 - 0,58)} \Leftrightarrow M_1 = 54,34 \text{ KN.m}$$

$$\frac{77,86}{0,96} = \frac{M_2}{(0,96 - 0,40)} \Leftrightarrow M_2 = 22,71 \text{KN.m}$$

- Estado limite último de rotura por flexão

Armadura superior:

$$M_1 = 54,34 \text{KN.m}$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{54,34}{0,25 \times 0,24^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,22637$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,22637 \times (1 + 0,22637) = 0,27762$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,27762 \times 0,25 \times 0,24 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 6,39 \text{ cm}^2$$

Armadura inferior:

$$M_2 = 22,71 \text{KN.m}$$

O momento reduzido virá igual a:

$$\mu = \frac{M_2}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{22,71}{0,25 \times 0,24^2 \times 16,67 \times 10^3} = 0,09461$$

A percentagem mecânica de armadura é igual a:

$$\omega = \mu \times (1 + \mu) = 0,09461 \times (1 + 0,09461) = 0,10356$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de tração será:

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,10356 \times 0,25 \times 0,24 \times \frac{16,67}{434,78} \times 10^4 = 2,34 \text{ cm}^2$$

A área mínima a considerar tem que respeitar as seguintes condições:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,25 \times 0,24 \times 10^4 = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013 b_t d = 0,0013 \times 0,25 \times 0,24 \times 10^4 = 0,78 \text{ cm}^2$$

A área máxima é dada por:

$$A_{s,max} \leq 0,04 A_c = 0,04 \times 0,25 \times 0,30 \times 10^4 = 30 \text{ cm}^2$$

A distância livre entre varões deverá ser:

$$s_{min} \geq \begin{cases} > \emptyset \text{ varão} \\ D_{max} + 5mm = 20 + 5 = 25mm \text{ (condicionante)} \\ 20mm \end{cases}$$

O espaçamento máximo entre varões da armadura principal é determinado como:

$$s_{max} \leq \begin{cases} 2h = 2 \times 300 = 600mm \\ 250mm \text{ (condicionante)} \end{cases}$$

A solução da armadura a adotar para a armadura superior é: **3Ø20** ( $A_{ef} = 9,42 \text{ cm}^2$ )

$$d_{livre} = \frac{250 - 2 \times 60 - 2 * 8 - 3 \times 20}{3 - 1} = 27 \text{ mm}$$

A solução da armadura a adotar para a armadura inferior é: **3Ø10** ( $A_{ef} = 2,36 \text{ cm}^2$ )

$$d_{livre} = \frac{250 - 2 \times 60 - 2 * 8 - 3 \times 10}{3 - 1} = 42 \text{ mm}$$

- Estado limite último de rotura por esforço transverso

As armaduras de esforço transverso são dispensáveis sempre que se verifique a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$$

$$V_{Ed} = \frac{3M_{Ed}}{2L} = \frac{3 \times 77,86}{2 \times 2,88} = 40,62 \text{ KN}$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente assume o valor:

$$V_{Rd,c} = 0,12 K(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d = 0,12 \times 1,91287 \times (100 \times 0,00393 \times 25)^{1/3} \times 0,25 \times 240 = 29,51 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c} \geq 0,035 K^{3/2} f_{ck}^{1/2} b_w d = 0,035 \times 1,91287^{3/2} \times 25^{1/2} \times 0,25 \times 240 = 27,78 \text{ KN}$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{240}} = 1,91287 \leq 2,0 \text{ (ok!)}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{2,36 \times 10^{-4}}{0,25 \times 0,24} = 0,00393 \leq 0,02(\text{ok!})$$

Como o valor de  $V_{Ed}$  é maior do que o  $V_{Rd,c}$ , logo é necessário armadura de esforço transverso.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente,  $V_{Rd,s}$ , é o menor dos valores:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Rd,s}}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{40,62}{0,216 \times 434,78 \times 10^3 \times 2,5} 10^4 = 1,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$z = 0,9 d = 0,9 \times 0,24 = 0,216 \text{ m}$$

$$\frac{A_{sw}}{s}, \text{min} = \rho_{w,\text{min}} b_w \sin \alpha = 0,00080 \times 0,25 \times 1 \times 10^4 = 2,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_{w,\text{min}} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \times \frac{\sqrt{25}}{500} = 0,00080$$

$$V_{Rd,\text{max}} = \alpha_{cw} b_w \nu_1 z f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1 \times 0,25 \times 0,54 \times 0,216 \times 16,67 \times 10^3 \times \frac{1}{2,5 + \frac{1}{2,5}}$$

$$= 167,62 \text{ KN}$$

$$\nu_1 = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \times \left( 1 - \frac{25}{250} \right) = 0,54$$

$$s_{L\text{max}} \leq 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha) = 0,75 \times 0,24 \times 1 \times 10^3 = 180 \text{ mm}$$

$$s_{T\text{max}} \leq \begin{cases} 0,75 \times d = 0,75 \times 0,24 \times 10^3 = 180 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

A solução da armadura de esforço transverso é:  $\varnothing 6 // 0,175$  ( $A_{ef} = 3,23 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

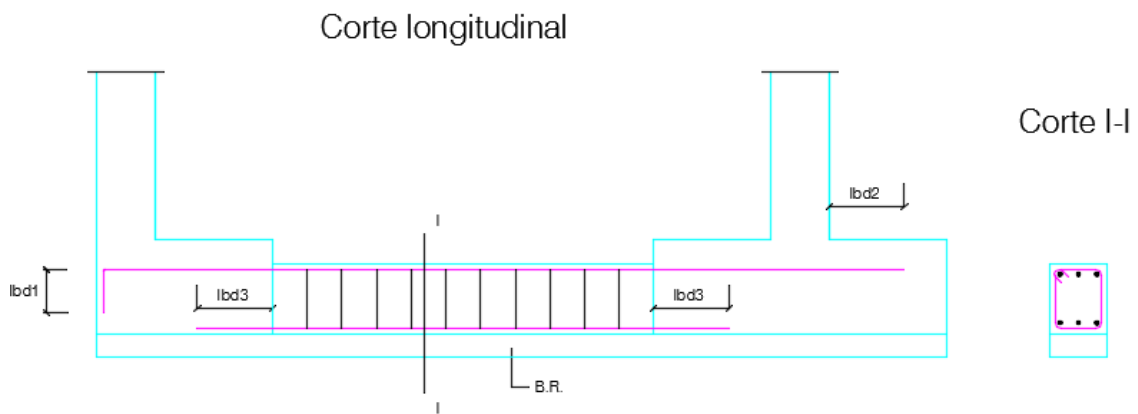
- Comprimento de amarração das armaduras longitudinais

O comprimento de amarração é obtido a partir da consulta da tabela 8.1, depende do tipo de betão, do tipo de aço e das condições de aderência. Neste caso o betão a aplicar é o C25/30, o aço é A500 NR

$$l_{bd1} = 40\phi = 40 \times 2,0 = 80cm \text{ (boas condições de aderência)}$$

$$l_{bd2} = 60\phi = 60 \times 2,0 = 120cm \text{ (fracas condições de aderência)}$$

$$l_{bd3} = 40\phi = 40 \times 1,0 = 40cm \text{ (boas condições de aderência)}$$





**ANEXO VI – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA RELATIVAMENTE À  
INSUFICIÊNCIA DE CAPACIDADE RESISTENTE DO TERRENO APLICANDO AS  
PROPOSTAS DE TERZAGHI, MEYERHOF, BRINCH HANSEN, VESÍĆ**

## Proposta de Terzaghi

Combinação 1																	
Identificação da sapata	Comprimento (L)	Largura (B')	Capacidade resistente do terreno			Forma da fundação			$V_{Ed} / A'$ [KPa]	$V_{Ed}$ [KN]	1ª parcela - coesão	2ª parcela - sobrecarga	3ª parcela - peso	$R_d / A'$ [KPa]	$R_d$ [KN]	$V_{Ed} / R_d$ (%)	$V_{Ed} \leq R_d$ [KN]
			$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$S_q$	$S_c$	$S_\gamma$									
S1	1,50	0,75	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	321,11	361,25	0,00	1 630,96	241,87	1 872,83	2 106,93	17,15%	OK
S2	1,25	1,25	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	319,82	499,72	0,00	1 630,96	403,12	2 034,08	3 178,25	15,72%	OK
S3	1,30	1,30	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	325,68	550,40	0,00	1 630,96	419,25	2 050,20	3 464,84	15,89%	OK
S4	1,35	1,35	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	338,59	617,09	0,00	1 630,96	435,37	2 066,33	3 765,88	16,39%	OK
S5	1,70	0,85	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	305,52	441,48	0,00	1 630,96	274,12	1 905,08	2 752,84	16,04%	OK
S6	3,05	2,40	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	309,13	2 262,83	0,00	1 630,96	773,99	2 404,95	17 604,24	12,85%	OK
S7	2,25	2,25	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	347,47	1 759,07	0,00	1 630,96	725,62	2 356,58	11 930,17	14,74%	OK
S8	2,60	1,30	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	327,52	1 107,01	0,00	1 630,96	419,25	2 050,20	6 929,69	15,97%	OK
S9	1,80	0,90	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	332,49	538,64	0,00	1 630,96	290,25	1 921,20	3 112,35	17,31%	OK
S10	1,50	1,50	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	335,94	755,86	0,00	1 630,96	483,75	2 114,70	4 758,08	15,89%	OK
S11	2,25	2,25	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	345,02	1 746,64	0,00	1 630,96	725,62	2 356,58	11 930,17	14,64%	OK
S12	2,50	1,25	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	323,92	1 012,26	0,00	1 630,96	403,12	2 034,08	6 356,50	15,92%	OK
S13	2,50	1,25	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	327,57	1 023,66	0,00	1 630,96	403,12	2 034,08	6 356,50	16,10%	OK
S14	2,10	2,10	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	335,45	1 479,33	0,00	1 630,96	677,25	2 308,20	10 179,17	14,53%	OK
S15	2,50	2,50	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	330,18	2 063,66	0,00	1 630,96	806,24	2 437,20	15 232,51	13,55%	OK
S16	2,00	1,00	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	308,53	617,06	0,00	1 630,96	322,50	1 953,45	3 906,91	15,79%	OK
S17	1,70	0,85	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	299,24	432,41	0,00	1 630,96	274,12	1 905,08	2 752,84	15,71%	OK
S18	1,35	1,35	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	336,74	613,70	0,00	1 630,96	435,37	2 066,33	3 765,88	16,30%	OK
S19	1,45	1,45	42,92	55,63	42,43	1,00	1,20	0,80	334,99	704,32	0,00	1 630,96	467,62	2 098,58	4 412,26	15,96%	OK

Combinação 2

Identificação da sapata	Comprimento (L)	Largura (B')	Capacidade resistente do terreno			Forma da fundação			V <sub>Ed</sub> / A' [KPa]	V <sub>Ed</sub> [KN]	1ª parcela (coesão)	2ª parcela (sobrecarga)	3ª parcela (peso)	Rd/A' [KPa]	Rd [KN]	V <sub>Ed</sub> / R <sub>d</sub> (%)	V <sub>Ed</sub> [KN] ≤ R <sub>d</sub> [KN]
			N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>	S <sub>q</sub>	S <sub>c</sub>	S <sub>γ</sub>									
S1	1,50	0,75	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	242,90	273,27	0,00	793,07	112,44	905,51	1 018,70	26,82%	OK
S2	1,25	1,25	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	243,37	380,26	0,00	793,07	187,40	980,47	1 531,99	24,82%	OK
S3	1,30	1,30	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	248,02	419,15	0,00	793,07	194,89	987,97	1 669,67	25,10%	OK
S4	1,35	1,35	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	257,83	469,89	0,00	793,07	202,39	995,46	1 814,23	25,90%	OK
S5	1,70	0,85	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	231,07	333,90	0,00	793,07	127,43	920,50	1 330,13	25,10%	OK
S6	3,05	2,40	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	234,07	1 713,36	0,00	793,07	359,80	1 152,88	8 439,07	20,30%	OK
S7	2,25	2,25	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	266,16	1 347,43	0,00	793,07	337,32	1 130,39	5 722,60	23,55%	OK
S8	2,60	1,30	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	248,89	841,26	0,00	793,07	194,89	987,97	3 339,33	25,19%	OK
S9	1,80	0,90	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	252,08	408,37	0,00	793,07	134,93	928,00	1 503,36	27,16%	OK
S10	1,50	1,50	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	256,33	576,74	0,00	793,07	224,88	1 017,95	2 290,39	25,18%	OK
S11	2,25	2,25	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	264,03	1 336,66	0,00	793,07	337,32	1 130,39	5 722,60	23,36%	OK
S12	2,50	1,25	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	245,97	768,65	0,00	793,07	187,40	980,47	3 063,97	25,09%	OK
S13	2,50	1,25	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	249,08	778,39	0,00	793,07	187,40	980,47	3 063,97	25,40%	OK
S14	2,10	2,10	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	256,39	1 130,68	0,00	793,07	314,83	1 107,90	4 885,85	23,14%	OK
S15	2,50	2,50	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	251,50	1 571,88	0,00	793,07	374,80	1 167,87	7 299,19	21,53%	OK
S16	2,00	1,00	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	233,38	466,76	0,00	793,07	149,92	942,99	1 885,98	24,75%	OK
S17	1,70	0,85	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	226,01	326,58	0,00	793,07	127,43	920,50	1 330,13	24,55%	OK
S18	1,35	1,35	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	255,92	466,41	0,00	793,07	202,39	995,46	1 814,23	25,71%	OK
S19	1,45	1,45	20,87	32,94	19,73	1,00	1,20	0,80	255,55	537,30	0,00	793,07	217,38	1 010,46	2 124,48	25,29%	OK

Proposta de Meyerhof

Combinação 1																				
Identificação da sapata	Comprimento (L)	Largura (B')	Capacidade resistente do terreno			Forma da fundação			Profundidade da sapata			$V_{Ed} / A'$ [KPa]	$V_{Ed}$ [kN]	1ª parcela - coesão	2ª parcela - sobrecarga	3ª parcela - peso	$R_d / A'$ [KPa]	$R_d$ [kN]	$V_{Ed} / R_d$ (%)	$V_{Ed} \leq R_d$ [kN]
			$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$S_q$	$S_c$	$S_\gamma$	$d_q$	$d_c$	$d_\gamma$									
S1	1,50	0,75	42,92	55,63	53,27	1,20	1,40	1,20	1,53	2,07	1,53	321,11	361,25	0,00	3 006,78	699,73	3 706,52	4 169,83	8,66%	OK
S2	1,25	1,25	42,92	55,63	53,27	1,40	1,80	1,40	1,32	1,64	1,32	319,82	499,72	0,00	3 021,00	1 171,74	4 192,73	6 551,15	7,63%	OK
S3	1,30	1,30	42,92	55,63	53,27	1,40	1,80	1,40	1,31	1,62	1,31	325,68	550,40	0,00	2 992,77	1 207,22	4 199,99	7 097,98	7,75%	OK
S4	1,35	1,35	42,92	55,63	53,27	1,40	1,80	1,40	1,30	1,59	1,30	338,59	617,09	0,00	2 966,63	1 242,70	4 209,33	7 671,51	8,04%	OK
S5	1,70	0,85	42,92	55,63	53,27	1,20	1,40	1,20	1,47	1,94	1,47	305,52	441,48	0,00	2 883,51	760,52	3 644,03	5 265,63	8,38%	OK
S6	3,05	2,40	42,92	55,63	53,27	1,63	1,32	1,32	1,17	1,33	1,17	309,13	2 262,83	0,00	3 108,69	1 866,31	4 974,99	36 416,96	6,21%	OK
S7	2,25	2,25	42,92	55,63	53,27	1,40	1,80	1,40	1,18	1,36	1,18	347,47	1 759,07	0,00	2 694,80	1 881,39	4 576,19	23 166,97	7,59%	OK
S8	2,60	1,30	42,92	55,63	53,27	1,20	1,40	1,20	1,31	1,62	1,31	327,52	1 107,01	0,00	2 563,49	1 034,06	3 597,55	12 159,72	9,10%	OK
S9	1,80	0,90	42,92	55,63	53,27	1,20	1,40	1,20	1,45	1,89	1,45	332,49	538,64	0,00	2 832,15	790,91	3 623,07	5 869,37	9,18%	OK
S10	1,50	1,50	42,92	55,63	53,27	1,40	1,80	1,40	1,27	1,53	1,27	335,94	755,86	0,00	2 898,67	1 349,15	4 247,82	9 557,60	7,91%	OK
S11	2,25	2,25	42,92	55,63	53,27	1,40	1,80	1,40	1,18	1,36	1,18	345,02	1 746,64	0,00	2 694,80	1 881,39	4 576,19	23 166,97	7,54%	OK
S12	2,50	1,25	42,92	55,63	53,27	1,20	1,40	1,20	1,32	1,64	1,32	323,92	1 012,26	0,00	2 587,67	1 003,67	3 591,34	11 222,93	9,02%	OK
S13	2,50	1,25	42,92	55,63	53,27	1,20	1,40	1,20	1,32	1,64	1,32	327,57	1 023,66	0,00	2 587,67	1 003,67	3 591,34	11 222,93	9,12%	OK
S14	2,10	2,10	42,92	55,63	53,27	1,40	1,80	1,40	1,19	1,38	1,19	335,45	1 479,33	0,00	2 723,93	1 774,94	4 498,87	19 840,01	7,46%	OK
S15	2,50	2,50	42,92	55,63	53,27	1,40	1,80	1,40	1,16	1,32	1,16	330,18	2 063,66	0,00	2 654,03	2 058,80	4 712,83	29 455,19	7,01%	OK
S16	2,00	1,00	42,92	55,63	53,27	1,20	1,40	1,20	1,40	1,80	1,40	308,53	617,06	0,00	2 744,84	851,70	3 596,54	7 193,08	8,58%	OK
S17	1,70	0,85	42,92	55,63	53,27	1,20	1,40	1,20	1,47	1,94	1,47	299,24	432,41	0,00	2 883,51	760,52	3 644,03	5 265,63	8,21%	OK
S18	1,35	1,35	42,92	55,63	53,27	1,40	1,80	1,40	1,30	1,59	1,30	336,74	613,70	0,00	2 966,63	1 242,70	4 209,33	7 671,51	8,00%	OK
S19	1,45	1,45	42,92	55,63	53,27	1,40	1,80	1,40	1,28	1,55	1,28	334,99	704,32	0,00	2 919,76	1 313,67	4 233,43	8 900,79	7,91%	OK

Combinação 2

Identificação da sapata	Comprimento (L')	Largura (B')	Capacidade resistente do terreno			Forma da fundação			Profundidade da sapata			V <sub>Ed</sub> / A' [KPa]	V <sub>Ed</sub> [KN]	1ª parcela (coesão)	2ª parcela (sobrecarga)	3ª parcela (peso)	Rd/A' [KPa]	Rd [KN]	V <sub>Ed</sub> / R <sub>d</sub> (%)	V <sub>Ed</sub> [KN] ≤ R <sub>d</sub> [KN]
			N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>	S <sub>q</sub>	S <sub>c</sub>	S <sub>γ</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	d <sub>γ</sub>									
S1	1,50	0,75	20,87	32,94	18,88	1,16	1,31	1,16	1,47	1,94	1,47	242,90	273,27	0,00	1 350,77	229,15	1 579,92	1 777,40	15,37%	OK
S2	1,25	1,25	20,87	32,94	18,88	1,31	1,63	1,31	1,28	1,57	1,28	243,37	380,26	0,00	1 337,08	378,04	1 715,12	2 679,87	14,19%	OK
S3	1,30	1,30	20,87	32,94	18,88	1,31	1,63	1,31	1,27	1,54	1,27	248,02	419,15	0,00	1 325,72	389,82	1 715,55	2 899,27	14,46%	OK
S4	1,35	1,35	20,87	32,94	18,88	1,31	1,63	1,31	1,26	1,52	1,26	257,83	469,89	0,00	1 315,21	401,61	1 716,82	3 128,90	15,02%	OK
S5	1,70	0,85	20,87	32,94	18,88	1,16	1,31	1,16	1,42	1,83	1,42	231,07	333,90	0,00	1 299,79	249,90	1 549,69	2 239,30	14,91%	OK
S6	3,05	2,40	20,87	32,94	18,88	1,25	1,49	1,25	1,15	1,30	1,15	234,07	1 713,36	0,00	1 134,77	616,02	1 750,79	12 815,75	13,37%	OK
S7	2,25	2,25	20,87	32,94	18,88	1,31	1,63	1,31	1,16	1,31	1,16	266,16	1 347,43	0,00	1 205,86	613,70	1 819,56	9 211,52	14,63%	OK
S8	2,60	1,30	20,87	32,94	18,88	1,16	1,31	1,16	1,27	1,54	1,27	248,89	841,26	0,00	1 167,44	343,28	1 510,73	5 106,26	16,48%	OK
S9	1,80	0,90	20,87	32,94	18,88	1,16	1,31	1,16	1,39	1,79	1,39	252,08	408,37	0,00	1 278,55	260,28	1 538,83	2 492,90	16,38%	OK
S10	1,50	1,50	20,87	32,94	18,88	1,31	1,63	1,31	1,24	1,47	1,24	256,33	576,74	0,00	1 287,87	436,96	1 724,83	3 880,86	14,86%	OK
S11	2,25	2,25	20,87	32,94	18,88	1,31	1,63	1,31	1,16	1,31	1,16	264,03	1 336,66	0,00	1 205,86	613,70	1 819,56	9 211,52	14,51%	OK
S12	2,50	1,25	20,87	32,94	18,88	1,16	1,31	1,16	1,28	1,57	1,28	245,97	768,65	0,00	1 177,44	332,91	1 510,35	4 719,85	16,29%	OK
S13	2,50	1,25	20,87	32,94	18,88	1,16	1,31	1,16	1,28	1,57	1,28	249,08	778,39	0,00	1 177,44	332,91	1 510,35	4 719,85	16,49%	OK
S14	2,10	2,10	20,87	32,94	18,88	1,31	1,63	1,31	1,17	1,34	1,17	256,39	1 130,68	0,00	1 217,58	578,35	1 795,93	7 920,03	14,28%	OK
S15	2,50	2,50	20,87	32,94	18,88	1,31	1,63	1,31	1,14	1,28	1,14	251,50	1 571,88	0,00	1 189,46	672,61	1 862,07	11 637,94	13,51%	OK
S16	2,00	1,00	20,87	32,94	18,88	1,16	1,31	1,16	1,35	1,71	1,35	233,38	466,76	0,00	1 242,44	281,03	1 523,47	3 046,94	15,32%	OK
S17	1,70	0,85	20,87	32,94	18,88	1,16	1,31	1,16	1,42	1,83	1,42	226,01	326,58	0,00	1 299,79	249,90	1 549,69	2 239,30	14,58%	OK
S18	1,35	1,35	20,87	32,94	18,88	1,31	1,63	1,31	1,26	1,52	1,26	255,92	466,41	0,00	1 315,21	401,61	1 716,82	3 128,90	14,91%	OK
S19	1,45	1,45	20,87	32,94	18,88	1,31	1,63	1,31	1,24	1,49	1,24	255,55	537,30	0,00	1 296,36	425,17	1 721,53	3 619,51	14,84%	OK

Proposta de Brinch Hansen

Combinação 1																				
Identificação da sapata	Comprimento (L)	Largura (B')	Capacidade resistente do terreno			Forma da fundação			Profundidade da sapata			$V_{Ed} / A'$ [KPa]	$V_{Ed}$ [kN]	1ª parcela - coesão	2ª parcela - sobrecarga	3ª parcela - peso	$R_d / A'$ [KPa]	$R_d$ [kN]	$V_{Ed} / R_d$ (%)	$V_{Ed} \leq R_d$ [kN]
			$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$S_q$	$S_c$	$S_\gamma$	$d_q$	$d_c$	$d_\gamma$									
S1	1,50	0,75	42,92	55,63	47,38	1,30	1,39	0,80	1,29	1,48	1,00	321,11	361,25	0,00	2 736,21	270,09	3 006,30	3 382,09	10,68%	OK
S2	1,25	1,25	42,92	55,63	47,38	1,60	1,77	0,60	1,24	1,40	1,00	319,82	499,72	0,00	3 244,37	337,61	3 581,98	5 596,84	8,93%	OK
S3	1,30	1,30	42,92	55,63	47,38	1,60	1,77	0,60	1,24	1,40	1,00	325,68	550,40	0,00	3 233,27	351,11	3 584,38	6 057,61	9,09%	OK
S4	1,35	1,35	42,92	55,63	47,38	1,60	1,77	0,60	1,23	1,39	1,00	338,59	617,09	0,00	3 222,43	364,62	3 587,04	6 537,38	9,44%	OK
S5	1,70	0,85	42,92	55,63	47,38	1,30	1,39	0,80	1,28	1,47	1,00	305,52	441,48	0,00	2 714,36	306,10	3 020,46	4 364,56	10,12%	OK
S6	3,05	2,40	42,92	55,63	47,38	1,47	1,61	0,69	1,20	1,33	1,00	309,13	2 262,83	0,00	2 881,88	740,30	3 622,18	26 514,34	8,53%	OK
S7	2,25	2,25	42,92	55,63	47,38	1,60	1,77	0,60	1,21	1,36	1,00	347,47	1 759,07	0,00	3 167,39	607,69	3 775,08	19 111,37	9,20%	OK
S8	2,60	1,30	42,92	55,63	47,38	1,30	1,39	0,80	1,24	1,40	1,00	327,52	1 107,01	0,00	2 625,89	468,15	3 094,04	10 457,85	10,59%	OK
S9	1,80	0,90	42,92	55,63	47,38	1,30	1,39	0,80	1,27	1,46	1,00	332,49	538,64	0,00	2 703,72	324,10	3 027,83	4 905,08	10,98%	OK
S10	1,50	1,50	42,92	55,63	47,38	1,60	1,77	0,60	1,22	1,37	1,00	335,94	755,86	0,00	3 191,37	405,13	3 596,50	8 092,12	9,34%	OK
S11	2,25	2,25	42,92	55,63	47,38	1,60	1,77	0,60	1,21	1,36	1,00	345,02	1 746,64	0,00	3 167,39	607,69	3 775,08	19 111,37	9,14%	OK
S12	2,50	1,25	42,92	55,63	47,38	1,30	1,39	0,80	1,24	1,40	1,00	323,92	1 012,26	0,00	2 634,90	450,14	3 085,04	9 640,76	10,50%	OK
S13	2,50	1,25	42,92	55,63	47,38	1,30	1,39	0,80	1,24	1,40	1,00	327,57	1 023,66	0,00	2 634,90	450,14	3 085,04	9 640,76	10,62%	OK
S14	2,10	2,10	42,92	55,63	47,38	1,60	1,77	0,60	1,23	1,38	1,00	335,45	1 479,33	0,00	3 207,03	567,18	3 774,21	16 644,26	8,89%	OK
S15	2,50	2,50	42,92	55,63	47,38	1,60	1,77	0,60	1,19	1,32	1,00	330,18	2 063,66	0,00	3 111,90	675,21	3 787,12	23 669,47	8,72%	OK
S16	2,00	1,00	42,92	55,63	47,38	1,30	1,39	0,80	1,26	1,44	1,00	308,53	617,06	0,00	2 683,04	360,11	3 043,16	6 086,31	10,14%	OK
S17	1,70	0,85	42,92	55,63	47,38	1,30	1,39	0,80	1,28	1,47	1,00	299,24	432,41	0,00	2 714,36	306,10	3 020,46	4 364,56	9,91%	OK
S18	1,35	1,35	42,92	55,63	47,38	1,60	1,77	0,60	1,23	1,39	1,00	336,74	613,70	0,00	3 222,43	364,62	3 587,04	6 537,38	9,39%	OK
S19	1,45	1,45	42,92	55,63	47,38	1,60	1,77	0,60	1,23	1,38	1,00	334,99	704,32	0,00	3 201,48	391,62	3 593,10	7 554,49	9,32%	OK

Combinação 2

Identificação da sapata	Comprimento (L')	Largura (B')	Capacidade resistente do terreno			Forma da fundação			Profundidade da sapata			V <sub>Ed</sub> / A' [KPa]	V <sub>Ed</sub> [KN]	1ª parcela (coesão)	2ª parcela (sobrecarga)	3ª parcela (peso)	Rd/A' [KPa]	Rd [KN]	V <sub>Ed</sub> / R <sub>d</sub> (%)	V <sub>Ed</sub> [KN] ≤ R <sub>d</sub> [KN]
			N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>	S <sub>q</sub>	S <sub>c</sub>	S <sub>γ</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	d <sub>γ</sub>									
S1	1,50	0,75	20,87	32,94	17,98	1,26	1,32	0,80	1,34	1,48	1,00	242,90	273,27	0,00	1 338,97	102,49	1 441,46	1 621,64	16,85%	OK
S2	1,25	1,25	20,87	32,94	17,98	1,52	1,63	0,60	1,29	1,40	1,00	243,37	380,26	0,00	1 546,03	128,11	1 674,14	2 615,84	14,54%	OK
S3	1,30	1,30	20,87	32,94	17,98	1,52	1,63	0,60	1,28	1,40	1,00	248,02	419,15	0,00	1 540,00	133,23	1 673,23	2 827,76	14,82%	OK
S4	1,35	1,35	20,87	32,94	17,98	1,52	1,63	0,60	1,28	1,39	1,00	257,83	469,89	0,00	1 534,11	138,35	1 672,46	3 048,06	15,42%	OK
S5	1,70	0,85	20,87	32,94	17,98	1,26	1,32	0,80	1,33	1,47	1,00	231,07	333,90	0,00	1 326,84	116,15	1 442,99	2 085,13	16,01%	OK
S6	3,05	2,40	20,87	32,94	17,98	1,41	1,50	0,69	1,24	1,33	1,00	234,07	1 713,36	0,00	1 377,55	280,91	1 658,46	12 139,90	14,11%	OK
S7	2,25	2,25	20,87	32,94	17,98	1,52	1,63	0,60	1,25	1,36	1,00	266,16	1 347,43	0,00	1 504,21	230,59	1 734,80	8 782,42	15,34%	OK
S8	2,60	1,30	20,87	32,94	17,98	1,26	1,32	0,80	1,28	1,40	1,00	248,89	841,26	0,00	1 277,74	177,64	1 455,38	4 919,18	17,10%	OK
S9	1,80	0,90	20,87	32,94	17,98	1,26	1,32	0,80	1,32	1,46	1,00	252,08	408,37	0,00	1 320,94	122,98	1 443,92	2 339,15	17,46%	OK
S10	1,50	1,50	20,87	32,94	17,98	1,52	1,63	0,60	1,26	1,37	1,00	256,33	576,74	0,00	1 517,23	153,73	1 670,96	3 759,66	15,34%	OK
S11	2,25	2,25	20,87	32,94	17,98	1,52	1,63	0,60	1,25	1,36	1,00	264,03	1 336,66	0,00	1 504,21	230,59	1 734,80	8 782,42	15,22%	OK
S12	2,50	1,25	20,87	32,94	17,98	1,26	1,32	0,80	1,29	1,40	1,00	245,97	768,65	0,00	1 282,74	170,81	1 453,55	4 542,34	16,92%	OK
S13	2,50	1,25	20,87	32,94	17,98	1,26	1,32	0,80	1,29	1,40	1,00	249,08	778,39	0,00	1 282,74	170,81	1 453,55	4 542,34	17,14%	OK
S14	2,10	2,10	20,87	32,94	17,98	1,52	1,63	0,60	1,27	1,38	1,00	256,39	1 130,68	0,00	1 525,74	215,22	1 740,96	7 677,64	14,73%	OK
S15	2,50	2,50	20,87	32,94	17,98	1,52	1,63	0,60	1,23	1,32	1,00	251,50	1 571,88	0,00	1 474,06	256,21	1 730,27	10 814,20	14,54%	OK
S16	2,00	1,00	20,87	32,94	17,98	1,26	1,32	0,80	1,31	1,44	1,00	233,38	466,76	0,00	1 309,46	136,65	1 446,11	2 892,21	16,14%	OK
S17	1,70	0,85	20,87	32,94	17,98	1,26	1,32	0,80	1,33	1,47	1,00	226,01	326,58	0,00	1 326,84	116,15	1 442,99	2 085,13	15,66%	OK
S18	1,35	1,35	20,87	32,94	17,98	1,52	1,63	0,60	1,28	1,39	1,00	255,92	466,41	0,00	1 534,11	138,35	1 672,46	3 048,06	15,30%	OK
S19	1,45	1,45	20,87	32,94	17,98	1,52	1,63	0,60	1,27	1,38	1,00	255,55	537,30	0,00	1 522,73	148,60	1 671,33	3 513,97	15,29%	OK

Proposta de Vesić

Combinação 1																					
Identificação da sapata	Comprimento (L')	Largura (B')	Capacidade resistente do terreno			p da base da	Forma da fundação			Profundidade da sapata			V <sub>Ed</sub> / A' [KPa]	V <sub>Ed</sub> [KN]	1ª parcela - coesão	2ª parcela - sobrecarga	3ª parcela - peso	R <sub>d</sub> / A' [KPa]	R <sub>d</sub> [KN]	V <sub>Ed</sub> / R <sub>d</sub> (%)	V <sub>Ed</sub> [KN] ≤ R <sub>d</sub> [KN]
			N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>		b <sub>γ</sub>	S <sub>q</sub>	S <sub>c</sub>	S <sub>γ</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>									
S1	1,50	0,75	42,92	55,63	66,19	1,00	1,38	1,39	0,80	1,29	1,48	1,00	321,11	361,25	0,00	2 895,79	377,29	3 273,09	3 682,22	9,81%	OK
S2	1,25	1,25	42,92	55,63	66,19	1,00	1,75	1,77	0,60	1,24	1,40	1,00	319,82	499,72	0,00	3 551,71	471,62	4 023,33	6 286,45	7,95%	OK
S3	1,30	1,30	42,92	55,63	66,19	1,00	1,75	1,77	0,60	1,24	1,40	1,00	325,68	550,40	0,00	3 539,56	490,48	4 030,04	6 810,77	8,08%	OK
S4	1,35	1,35	42,92	55,63	66,19	1,00	1,75	1,77	0,60	1,23	1,39	1,00	338,59	617,09	0,00	3 527,69	509,35	4 037,03	7 357,49	8,39%	OK
S5	1,70	0,85	42,92	55,63	66,19	1,00	1,38	1,39	0,80	1,28	1,47	1,00	305,52	441,48	0,00	2 872,67	427,60	3 300,27	4 768,88	9,26%	OK
S6	3,05	2,40	42,92	55,63	66,19	1,00	1,59	1,61	0,69	1,20	1,33	1,00	309,13	2 262,83	0,00	3 115,39	1 034,16	4 149,55	30 374,73	7,45%	OK
S7	2,25	2,25	42,92	55,63	66,19	1,00	1,75	1,77	0,60	1,21	1,36	1,00	347,47	1 759,07	0,00	3 467,44	848,91	4 316,35	21 851,53	8,05%	OK
S8	2,60	1,30	42,92	55,63	66,19	1,00	1,38	1,39	0,80	1,24	1,40	1,00	327,52	1 107,01	0,00	2 779,03	653,98	3 433,01	11 603,57	9,54%	OK
S9	1,80	0,90	42,92	55,63	66,19	1,00	1,38	1,39	0,80	1,27	1,46	1,00	332,49	538,64	0,00	2 861,41	452,75	3 314,16	5 368,94	10,03%	OK
S10	1,50	1,50	42,92	55,63	66,19	1,00	1,75	1,77	0,60	1,22	1,37	1,00	335,94	755,86	0,00	3 493,69	565,94	4 059,63	9 134,16	8,28%	OK
S11	2,25	2,25	42,92	55,63	66,19	1,00	1,75	1,77	0,60	1,21	1,36	1,00	345,02	1 746,64	0,00	3 467,44	848,91	4 316,35	21 851,53	7,99%	OK
S12	2,50	1,25	42,92	55,63	66,19	1,00	1,38	1,39	0,80	1,24	1,40	1,00	323,92	1 012,26	0,00	2 788,57	628,82	3 417,39	10 679,36	9,48%	OK
S13	2,50	1,25	42,92	55,63	66,19	1,00	1,38	1,39	0,80	1,24	1,40	1,00	327,57	1 023,66	0,00	2 788,57	628,82	3 417,39	10 679,36	9,59%	OK
S14	2,10	2,10	42,92	55,63	66,19	1,00	1,75	1,77	0,60	1,23	1,38	1,00	335,45	1 479,33	0,00	3 510,83	792,32	4 303,15	18 976,88	7,80%	OK
S15	2,50	2,50	42,92	55,63	66,19	1,00	1,75	1,77	0,60	1,19	1,32	1,00	330,18	2 063,66	0,00	3 406,69	943,24	4 349,93	27 187,05	7,59%	OK
S16	2,00	1,00	42,92	55,63	66,19	1,00	1,38	1,39	0,80	1,26	1,44	1,00	308,53	617,06	0,00	2 839,52	503,06	3 342,58	6 685,16	9,23%	OK
S17	1,70	0,85	42,92	55,63	66,19	1,00	1,38	1,39	0,80	1,28	1,47	1,00	299,24	432,41	0,00	2 872,67	427,60	3 300,27	4 768,88	9,07%	OK
S18	1,35	1,35	42,92	55,63	66,19	1,00	1,75	1,77	0,60	1,23	1,39	1,00	336,74	613,70	0,00	3 527,69	509,35	4 037,03	7 357,49	8,34%	OK
S19	1,45	1,45	42,92	55,63	66,19	1,00	1,75	1,77	0,60	1,23	1,38	1,00	334,99	704,32	0,00	3 504,75	547,08	4 051,83	8 518,97	8,27%	OK

Combinação 2

Identificação da sapata	Comprimento (L)	Largura (B)	Capacidade resistente do terreno			b da base da	Forma da fundação			Profundidade da sapata			V <sub>Ed</sub> / A' [KPa]	V <sub>Ed</sub> [KN]	1ª parcela (coesão)	2ª parcela (sobrecarga)	3ª parcela (peso)	Rd/A' [KPa]	Rd [KN]	V <sub>Ed</sub> / R <sub>d</sub> (%)	V <sub>Ed</sub> [KN] ≤ R <sub>d</sub> [KN]
			N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>		S <sub>q</sub>	S <sub>c</sub>	S <sub>γ</sub>	d <sub>q</sub>	d <sub>c</sub>	d <sub>γ</sub>									
S1	1,50	0,75	20,87	32,94	26,39	1,00	1,30	1,32	0,80	1,34	1,48	1,00	242,90	273,27	0,00	1 385,11	150,40	1 535,51	1 727,45	15,82%	OK
S2	1,25	1,25	20,87	32,94	26,39	1,00	1,60	1,63	0,60	1,29	1,40	1,00	243,37	380,26	0,00	1 634,42	188,00	1 822,42	2 847,53	13,35%	OK
S3	1,30	1,30	20,87	32,94	26,39	1,00	1,60	1,63	0,60	1,28	1,40	1,00	248,02	419,15	0,00	1 628,05	195,52	1 823,57	3 081,83	13,60%	OK
S4	1,35	1,35	20,87	32,94	26,39	1,00	1,60	1,63	0,60	1,28	1,39	1,00	257,83	469,89	0,00	1 621,82	203,04	1 824,86	3 325,80	14,13%	OK
S5	1,70	0,85	20,87	32,94	26,39	1,00	1,30	1,32	0,80	1,33	1,47	1,00	231,07	333,90	0,00	1 372,56	170,45	1 543,01	2 229,66	14,98%	OK
S6	3,05	2,40	20,87	32,94	26,39	1,00	1,47	1,50	0,69	1,24	1,33	1,00	234,07	1 713,36	0,00	1 444,37	412,25	1 856,62	13 590,43	12,61%	OK
S7	2,25	2,25	20,87	32,94	26,39	1,00	1,60	1,63	0,60	1,25	1,36	1,00	266,16	1 347,43	0,00	1 590,21	338,40	1 928,61	9 763,58	13,80%	OK
S8	2,60	1,30	20,87	32,94	26,39	1,00	1,30	1,32	0,80	1,28	1,40	1,00	248,89	841,26	0,00	1 321,76	260,69	1 582,46	5 348,70	15,73%	OK
S9	1,80	0,90	20,87	32,94	26,39	1,00	1,30	1,32	0,80	1,32	1,46	1,00	252,08	408,37	0,00	1 366,45	180,48	1 546,93	2 506,03	16,30%	OK
S10	1,50	1,50	20,87	32,94	26,39	1,00	1,60	1,63	0,60	1,26	1,37	1,00	256,33	576,74	0,00	1 603,98	225,60	1 829,58	4 116,55	14,01%	OK
S11	2,25	2,25	20,87	32,94	26,39	1,00	1,60	1,63	0,60	1,25	1,36	1,00	264,03	1 336,66	0,00	1 590,21	338,40	1 928,61	9 763,58	13,69%	OK
S12	2,50	1,25	20,87	32,94	26,39	1,00	1,30	1,32	0,80	1,29	1,40	1,00	245,97	768,65	0,00	1 326,94	250,67	1 577,60	4 930,01	15,59%	OK
S13	2,50	1,25	20,87	32,94	26,39	1,00	1,30	1,32	0,80	1,29	1,40	1,00	249,08	778,39	0,00	1 326,94	250,67	1 577,60	4 930,01	15,79%	OK
S14	2,10	2,10	20,87	32,94	26,39	1,00	1,60	1,63	0,60	1,27	1,38	1,00	256,39	1 130,68	0,00	1 612,97	315,84	1 928,81	8 506,07	13,29%	OK
S15	2,50	2,50	20,87	32,94	26,39	1,00	1,60	1,63	0,60	1,23	1,32	1,00	251,50	1 571,88	0,00	1 558,34	376,00	1 934,34	12 089,61	13,00%	OK
S16	2,00	1,00	20,87	32,94	26,39	1,00	1,30	1,32	0,80	1,31	1,44	1,00	233,38	466,76	0,00	1 354,58	200,53	1 555,11	3 110,22	15,01%	OK
S17	1,70	0,85	20,87	32,94	26,39	1,00	1,30	1,32	0,80	1,33	1,47	1,00	226,01	326,58	0,00	1 372,56	170,45	1 543,01	2 229,66	14,65%	OK
S18	1,35	1,35	20,87	32,94	26,39	1,00	1,60	1,63	0,60	1,28	1,39	1,00	255,92	466,41	0,00	1 621,82	203,04	1 824,86	3 325,80	14,02%	OK
S19	1,45	1,45	20,87	32,94	26,39	1,00	1,60	1,63	0,60	1,27	1,38	1,00	255,55	537,30	0,00	1 609,78	218,08	1 827,87	3 843,09	13,98%	OK

Resumo das diversas propostas

Combinação 1																						
Identificação da sapata	Comprimento (L)	Largura (B')	Proposta de Terzaghi				Proposta de Meyerhof				Proposta de Brinch Hansen				Proposta de Vesic				EC7			
			Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	VEd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)	Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	VEd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)	Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	VEd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)	Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	VEd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)	Rd / A' [KPa]	Rd [KN]	VEd / Rd (%) [1]	Média [1] (%)
S1	1,50	0,75	1 872,83	2 106,93	17,15%	15,60%	3 706,52	4 169,83	8,66%	8,07%	3 006,30	3 382,09	10,68%	9,66%	3 273,09	3 682,22	9,81%	8,64%	2 504,34	2 817,39	12,82%	10,84%
S2	1,25	1,25	2 034,08	3 178,25	15,72%		4 192,73	6 551,15	7,63%		3 581,98	5 596,84	8,93%		4 023,33	6 286,45	7,95%		3 137,66	4 902,59	10,19%	
S3	1,30	1,30	2 050,20	3 464,84	15,89%		4 199,99	7 097,98	7,75%		3 584,38	6 057,61	9,09%		4 030,04	6 810,77	8,08%		3 158,66	5 338,14	10,31%	
S4	1,35	1,35	2 066,33	3 765,88	16,39%		4 209,33	7 671,51	8,04%		3 587,04	6 537,38	9,44%		4 037,03	7 357,49	8,39%		3 179,67	5 794,95	10,65%	
S5	1,70	0,85	1 905,08	2 752,84	16,04%		3 644,03	5 265,63	8,38%		3 020,46	4 364,56	10,12%		3 300,27	4 768,88	9,26%		2 555,36	3 692,50	11,96%	
S6	3,05	2,40	2 404,95	17 604,24	12,85%		4 974,99	36 416,96	6,21%		3 622,18	26 514,34	8,53%		4 149,55	30 374,73	7,45%		3 503,72	25 647,26	8,82%	
S7	2,25	2,25	2 356,58	11 930,17	14,74%		4 576,19	23 166,97	7,59%		3 775,08	19 111,37	9,20%		4 316,35	21 851,53	8,05%		3 557,79	18 011,31	9,77%	
S8	2,60	1,30	2 050,20	6 929,69	15,97%		3 597,55	12 159,72	9,10%		3 094,04	10 457,85	10,59%		3 433,01	11 603,57	9,54%		2 784,93	9 413,07	11,76%	
S9	1,80	0,90	1 921,20	3 112,35	17,31%		3 623,07	5 869,37	9,18%		3 027,83	4 905,08	10,98%		3 314,16	5 368,94	10,03%		2 580,87	4 181,01	12,88%	
S10	1,50	1,50	2 114,70	4 758,08	15,89%		4 247,82	9 557,60	7,91%		3 596,50	8 092,12	9,34%		4 059,63	9 134,16	8,28%		3 242,69	7 296,05	10,36%	
S11	2,25	2,25	2 356,58	11 930,17	14,64%		4 576,19	23 166,97	7,54%		3 775,08	19 111,37	9,14%		4 316,35	21 851,53	7,99%		3 557,79	18 011,31	9,70%	
S12	2,50	1,25	2 034,08	6 356,50	15,92%		3 591,34	11 222,93	9,02%		3 085,04	9 640,76	10,50%		3 417,39	10 679,36	9,48%		2 759,43	8 623,20	11,74%	
S13	2,50	1,25	2 034,08	6 356,50	16,10%		3 591,34	11 222,93	9,12%		3 085,04	9 640,76	10,62%		3 417,39	10 679,36	9,59%		2 759,43	8 623,20	11,87%	
S14	2,10	2,10	2 308,20	10 179,17	14,53%		4 498,87	19 840,01	7,46%		3 774,21	16 644,26	8,89%		4 303,15	18 976,88	7,80%		3 494,77	15 411,93	9,60%	
S15	2,50	2,50	2 437,20	15 232,51	13,55%		4 712,83	29 455,19	7,01%		3 787,12	23 669,47	8,72%		4 349,93	27 187,05	7,59%		3 662,82	22 892,64	9,01%	
S16	2,00	1,00	1 953,45	3 906,91	15,79%		3 596,54	7 193,08	8,58%		3 043,16	6 086,31	10,14%		3 342,58	6 685,16	9,23%		2 631,88	5 263,77	11,72%	
S17	1,70	0,85	1 905,08	2 752,84	15,71%		3 644,03	5 265,63	8,21%		3 020,46	4 364,56	9,91%		3 300,27	4 768,88	9,07%		2 555,36	3 692,50	11,71%	
S18	1,35	1,35	2 066,33	3 765,88	16,30%		4 209,33	7 671,51	8,00%		3 587,04	6 537,38	9,39%		4 037,03	7 357,49	8,34%		3 179,67	5 794,95	10,59%	
S19	1,45	1,45	2 098,58	4 412,26	15,96%		4 233,43	8 900,79	7,91%		3 593,10	7 554,49	9,32%		4 051,83	8 518,97	8,27%		3 221,68	6 773,59	10,40%	

**ANEXO VII – DETERMINAÇÃO DO VALOR MEDIDO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PONTA E DA CAPACIDADE RESISTENTE LATERAL NOS VÁRIOS ESTRATOS, POR UNIDADE ÁREA, APLICANDO TRÊS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS**

## Método de Aoki-Velloso

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 400mm												
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K [Mpa]	P [m]	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,40	10,00	4,00	35	0,43	0,27	0,39					
				44	0,31	0,18	0,27	1,26	0,1257	4	2 010,62	1 202,69

Identificação da estaca	$\sigma'_v$ [KPa]	$\sigma'_h$ [KPa]	$q_s$ [KPa]	Camadas	P [m]	$\alpha$ (%)	K [Mpa]	$N_{SPT}$	$\Delta L$	$F_2$	$R_{s,m}$ (parcial) [KN]
GERAL	13,50	5,23	3,66	Camada 1	1,26	2,00	0,80	3,00	1,50	6,00	15,08
	27,00	10,46	7,33	Camada 2	1,26	2,00	0,80	11,00	3,00	6,00	110,58
	36,00	13,95	9,77								
	36,00	13,95	9,77	Camada 3	1,26	2,00	0,80	16,00	6,00	6,00	321,70
	36,00	13,95	9,77								
	36,00	13,95	9,77								
	36,00	13,95	9,77								
	36,00	13,95	9,77	Camada 4	1,26	2,00	0,80	49,00	4,60	6,00	755,32
	36,00	13,95	9,77								
	36,00	9,87	9,53								
	36,00	9,87	9,53								

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 500mm												
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K [Mpa]	P [m]	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,50	10,00	5,00	35	0,43	0,27	0,39					
				44	0,31	0,18	0,27	1,57	0,1963	4	3 141,59	1 585,46

Identificação da estaca	$\sigma'_v$ [KPa]	$\sigma'_h$ [KPa]	$q_s$ [KPa]	Camadas	P [m]	$\alpha$ (%)	K [Mpa]	$N_{SPT}$	$\Delta L$	$F_2$	$R_{s,m}$ (parcial) [KN]	
GERAL	13,50	5,23	3,66	Camada 1	1,57	2,00	0,80	3,00	1,50	6,00	18,85	
	27,00	10,46	7,33	Camada 2	1,57	2,00	0,80	11,00	3,00	6,00	138,23	
	40,50	15,70	10,99									
	45,00	17,44	12,21	Camada 3	1,57	2,00	0,80	16,00	6,00	6,00	402,12	
	45,00	17,44	12,21									
	45,00	17,44	12,21									
	45,00	17,44	12,21									
	45,00	17,44	12,21	Camada 4	1,57	2,00	0,80	49,00	5,00	6,00	1 026,25	
	45,00	17,44	12,21									
	45,00	12,33	11,91									
		45,00	12,33	11,91								

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 600mm												
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	P [m]	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,60	10,00	6,00	35	0,43	0,27	0,39					
				44	0,31	0,18	0,27	1,88	0,2827	4	4 523,89	2 001,07

Identificação da estaca	$\sigma_v$ [KPa]	$\sigma_h$ [KPa]	$q_s$ [KPa]	Camadas	P [m]	$\alpha$ (%)	K	$N_{SPT}$	$\Delta L$	$F_2$	$R_{s,m}$ (parcial) [KN]
GERAL	13,50	5,23	3,66	Camada 1	1,88	2,00	0,80	3,00	1,50	6,00	22,62
	27,00	10,46	7,33								
	40,50	15,70	10,99	Camada 2	1,88	2,00	0,80	11,00	3,00	6,00	165,88
	54,00	20,93	14,65								
	54,00	20,93	14,65	Camada 3	1,88	2,00	0,80	16,00	6,00	6,00	482,55
	54,00	20,93	14,65								
	54,00	20,93	14,65								
	54,00	20,93	14,65								
	54,00	14,80	14,29	Camada 4	1,88	2,00	0,80	49,00	5,40	6,00	1 330,02
	54,00	14,80	14,29								

## Método de Décourt-Quaresma

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 400mm											
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,40	10,00	4,00	35	0,43	0,27	0,39				
				44	0,31	0,18	0,27	0,1257	4	1 507,96	846,55

Identificação da estaca	Profundidade (m)	N	$(N_1)_{60}$	Ângulo de atrito ( $\phi_k$ ) [°]	$\sigma'_c$ [KPa]	$\sigma'_b$ [KPa]	$q_s$ [KPa]	Camadas	P [m]	C3	$N_{SPT}$	$\Delta L$	$R_{s,m}$ (parcial) [KN]
GERAL	1,50	3,00	6,43	25	13,50	5,23	3,66	Camada 1	1,26	0,50	3,00	1,50	18,85
	3,00	8,00	12,12	31	27,00	10,46	7,33						
	4,00				36,00	13,95	9,77						
	4,50	14,00	19,63	35	36,00	13,95	9,77	Camada 2	1,26	0,50	11,00	3,00	87,96
	6,00	16,00	19,43	36	36,00	13,95	9,77						
	7,50	7,00	8,50	30	36,00	13,95	9,77						
	9,00	11,00	12,19	33	36,00	13,95	9,77	Camada 3	1,26	0,50	16,00	6,00	238,76
	10,50	31,00	32,96	40	36,00	13,95	9,77						
	12,00	26,00	25,57	39	36,00	13,95	9,77						
	13,50	60,00	55,15	44	36,00	13,95	9,77	Camada 4	1,26	0,50	49,00	4,60	500,98
	15,00	60,00	51,96	44	36,00	9,87	9,53						
	16,50	60,00	49,27	44	36,00	9,87	9,53						

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 500mm											
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,50	10,00	5,00	35	0,43	0,27	0,39				
				44	0,31	0,18	0,27	0,1963	4	2 356,19	1 112,65

Identificação da estaca	Profundidade (m)	N	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	Ângulo de atrito (φ <sub>c</sub> ) [°]	σ <sub>v</sub> ' [KPa]	σ <sub>h</sub> ' [KPa]	q <sub>s</sub> [KPa]	Camadas	P [m]	C3	N <sub>SPT</sub>	ΔL	R <sub>s,m</sub> (parcial) [KN]
GERAL	1,50	3,00	6,43	25	13,50	5,23	3,66	Camada 1	1,57	0,50	3,00	1,50	23,56
	3,00	8,00	12,12	31	27,00	10,46	7,33						
	4,50	14,00	19,63	35	40,50	15,70	10,99	Camada 2	1,57	0,50	11,00	3,00	109,96
	5,00				45,00	17,44	12,21						
	6,00	16,00	19,43	36	45,00	17,44	12,21						
	7,50	7,00	8,50	30	45,00	17,44	12,21						
	9,00	11,00	12,19	33	45,00	17,44	12,21	Camada 3	1,57	0,50	16,00	6,00	298,45
	10,50	31,00	32,96	40	45,00	17,44	12,21						
	12,00	26,00	25,57	39	45,00	17,44	12,21						
	13,50	60,00	55,15	44	45,00	17,44	12,21						
15,00	60,00	51,96	44	45,00	12,33	11,91	Camada 4	1,57	0,50	49,00	5,00	680,68	
16,50	60,00	49,27	44	45,00	12,33	11,91							

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, R <sub>m</sub> , para estacas de 600mm											
Identificação da estaca	B [m]	L <sub>c</sub> / B	L <sub>c</sub> [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	K <sub>0</sub>	K <sub>a</sub>	K	A <sub>b</sub> [m <sup>2</sup> ]	L <sub>B</sub> / B	R <sub>b,m</sub> [KN]	R <sub>s,m</sub> [KN]
GERAL	0,60	10,00	6,00	35	0,43	0,27	0,39				
				44							

Identificação da estaca	Profundidade (m)	N	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	Ângulo de atrito (φ <sub>c</sub> ) [°]	σ <sub>v</sub> ' [KPa]	σ <sub>h</sub> ' [KPa]	q <sub>s</sub> [KPa]	Camadas	P [m]	C3	N <sub>SPT</sub>	ΔL	R <sub>s,m</sub> (parcial) [KN]
GERAL	1,50	3,00	6,43	25	13,50	5,23	3,66	Camada 1	1,88	0,50	3,00	1,50	28,27
	3,00	8,00	12,12	31	27,00	10,46	7,33						
	4,50	14,00	19,63	35	40,50	15,70	10,99	Camada 2	1,88	0,50	11,00	3,00	131,95
	6,00	16,00	19,43	36	54,00	20,93	14,65						
	7,50	7,00	8,50	30	54,00	20,93	14,65						
	9,00	11,00	12,19	33	54,00	20,93	14,65						
	10,50	31,00	32,96	40	54,00	20,93	14,65	Camada 3	1,88	0,50	16,00	6,00	358,14
	12,00	26,00	25,57	39	54,00	20,93	14,65						
	13,50	60,00	55,15	44	54,00	20,93	14,65						
	15,00	60,00	51,96	44	54,00	14,80	14,29						
16,50	60,00	49,27	44	54,00	14,80	14,29	Camada 4	1,88	0,50	49,00	5,40	882,16	

## Método de Teixeira

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 400mm											
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,40	10,00	4,00	35	0,43	0,27	0,39				
				44	0,31	0,18	0,27	0,1257	4	1 809,56	1 791,26

Identificação da estaca	Profundidade (m)	N	$(N_1)_{60}$	Ângulo de atrito ( $\phi_k'$ ) [°]	$\sigma_v'$ [KPa]	$\sigma_h'$ [KPa]	$q_s$ [KPa]	Camadas	P [m]
GERAL	1,50	3,00	6,43	25	13,50	5,23	3,66	Camada 1	1,26
	3,00	8,00	12,12	31	27,00	10,46	7,33	Camada 2	
	4,50	14,00	19,63	35	36,00	13,95	9,77	Camada 3	
	6,00	16,00	19,43	36	36,00	13,95	9,77		
	7,50	7,00	8,50	30	36,00	13,95	9,77		
	9,00	11,00	12,19	33	36,00	13,95	9,77	Camada 4	
	10,50	31,00	32,96	40	36,00	13,95	9,77		
	12,00	26,00	25,57	39	36,00	13,95	9,77		
	13,50	60,00	55,15	44	36,00	13,95	9,77		
15,00	60,00	51,96	44	36,00	9,87	9,53			
16,50	60,00	49,27	44	36,00	9,87	9,53			

Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, $R_m$ , para estacas de 500mm											
Identificação da estaca	B [m]	$L_c / B$	$L_c$ [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	$K_0$	$K_a$	K	$A_b$ [m <sup>2</sup> ]	$L_B / B$	$R_{b,m}$ [KN]	$R_{s,m}$ [KN]
GERAL	0,50	10,00	5,00	35	0,43	0,27	0,39				
				44	0,31	0,18	0,27	0,1963	4	2 827,43	2 298,39

Identificação da estaca	Profundidade (m)	N	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	Ângulo de atrito (φ <sub>k</sub> ) [°]	σ <sub>v</sub> ' [KPa]	σ <sub>h</sub> ' [KPa]	q <sub>s</sub> [KPa]	Camadas	P [m]
GERAL	1,50	3,00	6,43	25	13,50	5,23	3,66	Camada 1	1,57
	3,00	8,00	12,12	31	27,00	10,46	7,33	Camada 2	
	4,50	14,00	19,63	35	40,50	15,70	10,99	Camada 3	
	6,00	16,00	19,43	36	45,00	17,44	12,21		
	7,50	7,00	8,50	30	45,00	17,44	12,21		
	9,00	11,00	12,19	33	45,00	17,44	12,21	Camada 4	
	10,50	31,00	32,96	40	45,00	17,44	12,21		
	12,00	26,00	25,57	39	45,00	17,44	12,21		
	13,50	60,00	55,15	44	45,00	17,44	12,21		
15,00	60,00	51,96	44	45,00	12,33	11,91			
16,50	60,00	49,27	44	45,00	12,33	11,91			

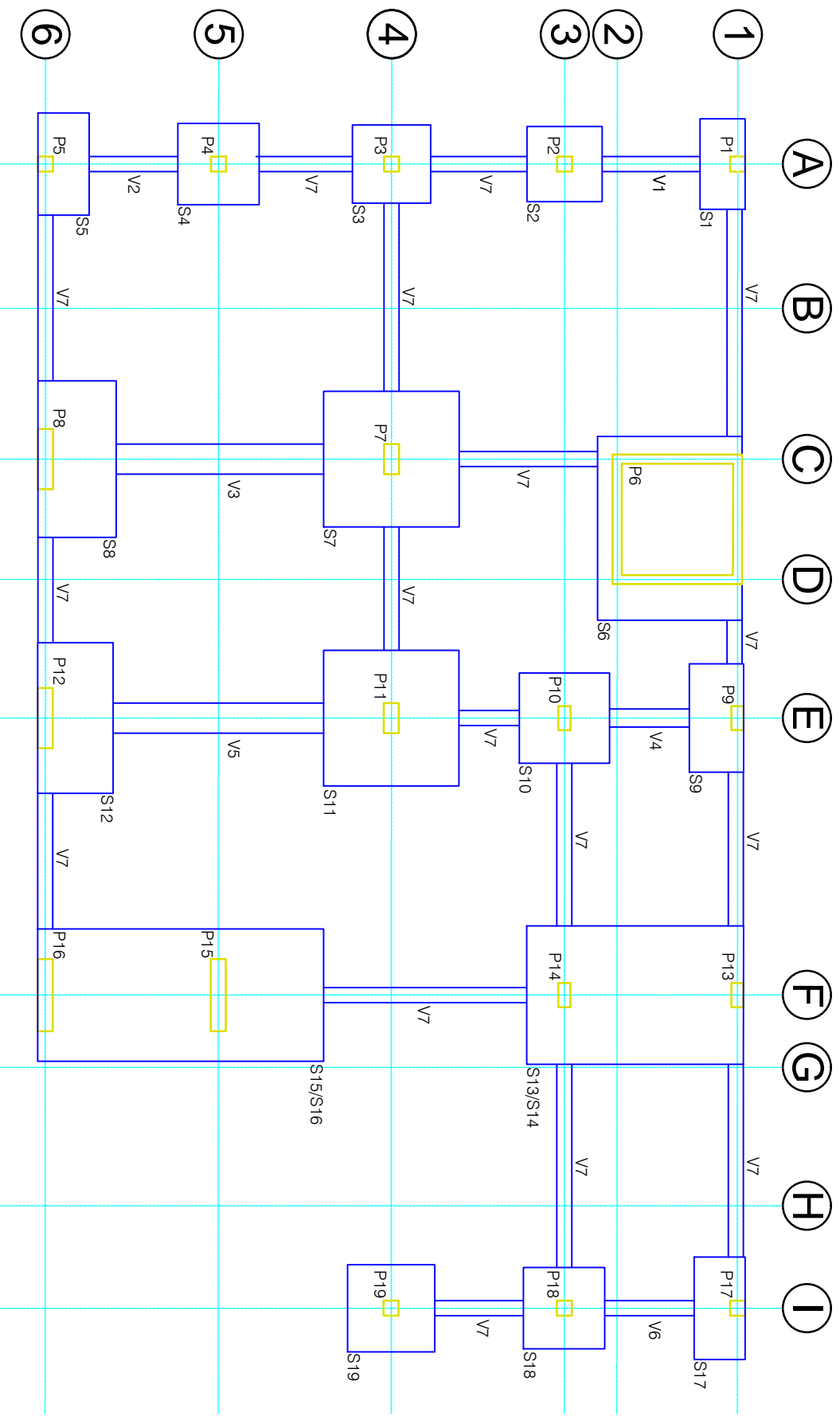
Valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca moldada, R <sub>m</sub> , para estacas de 600mm											
Identificação da estaca	B [m]	L <sub>c</sub> / B	L <sub>c</sub> [m]	Valor médio ângulo atrito [°]	K <sub>0</sub>	K <sub>a</sub>	K	A <sub>b</sub> [m <sup>2</sup> ]	L <sub>B</sub> / B	R <sub>b,m</sub> [KN]	R <sub>s,m</sub> [KN]
GERAL	0,60	10,00	6,00	35	0,43	0,27	0,39				
				44	0,31	0,18	0,27	0,2827	4	4 071,50	2 829,24

Identificação da estaca	Profundidade (m)	N	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	Ângulo de atrito (φ <sub>k</sub> ) [°]	σ <sub>v</sub> ' [KPa]	σ <sub>h</sub> ' [KPa]	q <sub>s</sub> [KPa]	Camadas	P [m]
GERAL	1,50	3,00	6,43	25	13,50	5,23	3,66	Camada 1	1,88
	3,00	8,00	12,12	31	27,00	10,46	7,33	Camada 2	
	4,50	14,00	19,63	35	40,50	15,70	10,99		
	6,00	16,00	19,43	36	54,00	20,93	14,65		
	7,50	7,00	8,50	30	54,00	20,93	14,65	Camada 3	
	9,00	11,00	12,19	33	54,00	20,93	14,65		
	10,50	31,00	32,96	40	54,00	20,93	14,65		
	12,00	26,00	25,57	39	54,00	20,93	14,65		
	13,50	60,00	55,15	44	54,00	20,93	14,65	Camada 4	
	15,00	60,00	51,96	44	54,00	14,80	14,29		
16,50	60,00	49,27	44	54,00	14,80	14,29			



## **ANEXO VIII – PEÇAS DESENHADAS**





**Materiais:** (Consultar também o capítulo 12)

- BETÃO ARMADO

Beirão: C 25 / 30

Armaduras: Ø A 500 N R

Recobrimento: - 6 cm (fundações superficiais)

- 7 cm (estacas)

- 10 cm (na face inferior dos maciços de encabeçamento)

Designação: Edifício de Habitação - Matosinhos

Desenho N.º: 01

Autor: Fernando Manuel Carvalho Martinho, 1930616

Data: JUNHO 2017

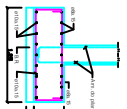
Designação: Planta Fund. Superficiais

Escala: 1/100

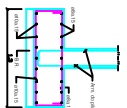
Orientador/or: Tiago Domingues, Eng.º



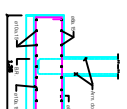
SAPATA S1  
(Escala: 1/100)



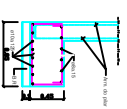
SAPATA S2  
(Escala: 1/100)



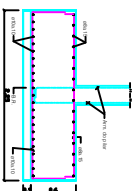
SAPATA S3  
(Escala: 1/100)



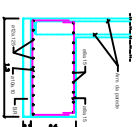
SAPATA S4/S18  
(Escala: 1/100)



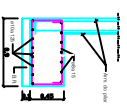
SAPATA S5/S17  
(Escala: 1/100)



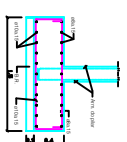
SAPATA S7/S11  
(Escala: 1/100)



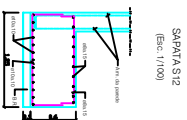
SAPATA S8  
(Escala: 1/100)



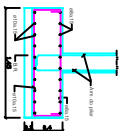
SAPATA S9  
(Escala: 1/100)



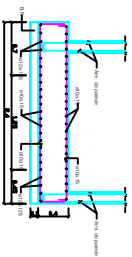
SAPATA S10  
(Escala: 1/100)



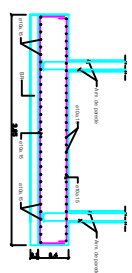
SAPATA S12  
(Escala: 1/100)



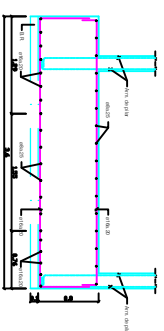
SAPATA S19  
(Escala: 1/100)



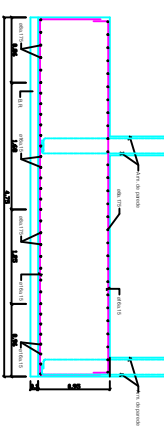
SAPATA S96 (eixos 2-1)  
(Escala: 1/100)



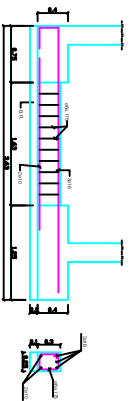
SAPATA S8 (eixos DC)  
(Escala: 1/100)



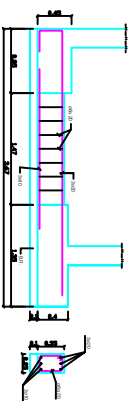
SAPATA S13/S14  
(Escala: 1/100)



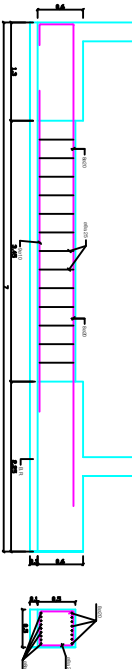
SAPATA S15/S16  
(Escala: 1/100)



Viga equilibrio V1  
(Escala: 1/100)

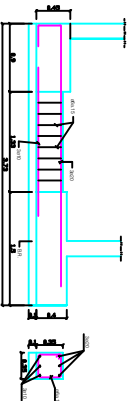


Viga equilibrio V2  
(Escala: 1/100)

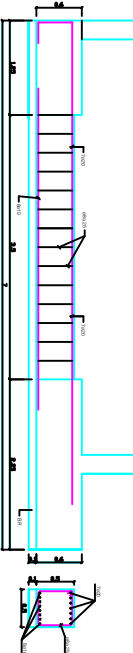


Viga equilibrio V3  
(Escala: 1/100)

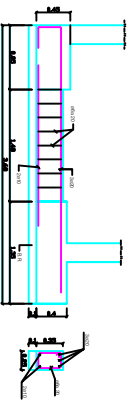
Viga equilibrio V4  
(Escala: 1/100)



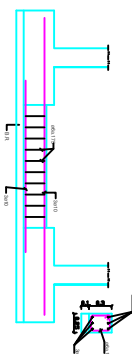
Viga equilibrio V5  
(Escala: 1/100)



Viga equilibrio V6  
(Escala: 1/100)



Viga equilibrio V7 (genérica)  
(Escala: 1/100)



**Materiais:** (Consultar também o capítulo 12)

- BETÃO ARMADO

Betão: C 25 / 30

Armaduras: Ø A 500 N R

Recobrimento: - 6 cm (fundações superficiais)

- 7 cm (estacas)

- 10 cm (na face inferior dos maciços de encabeçamento)

Designação: Edifício de Habitação - Matosinhos

Desenho N.º: 02

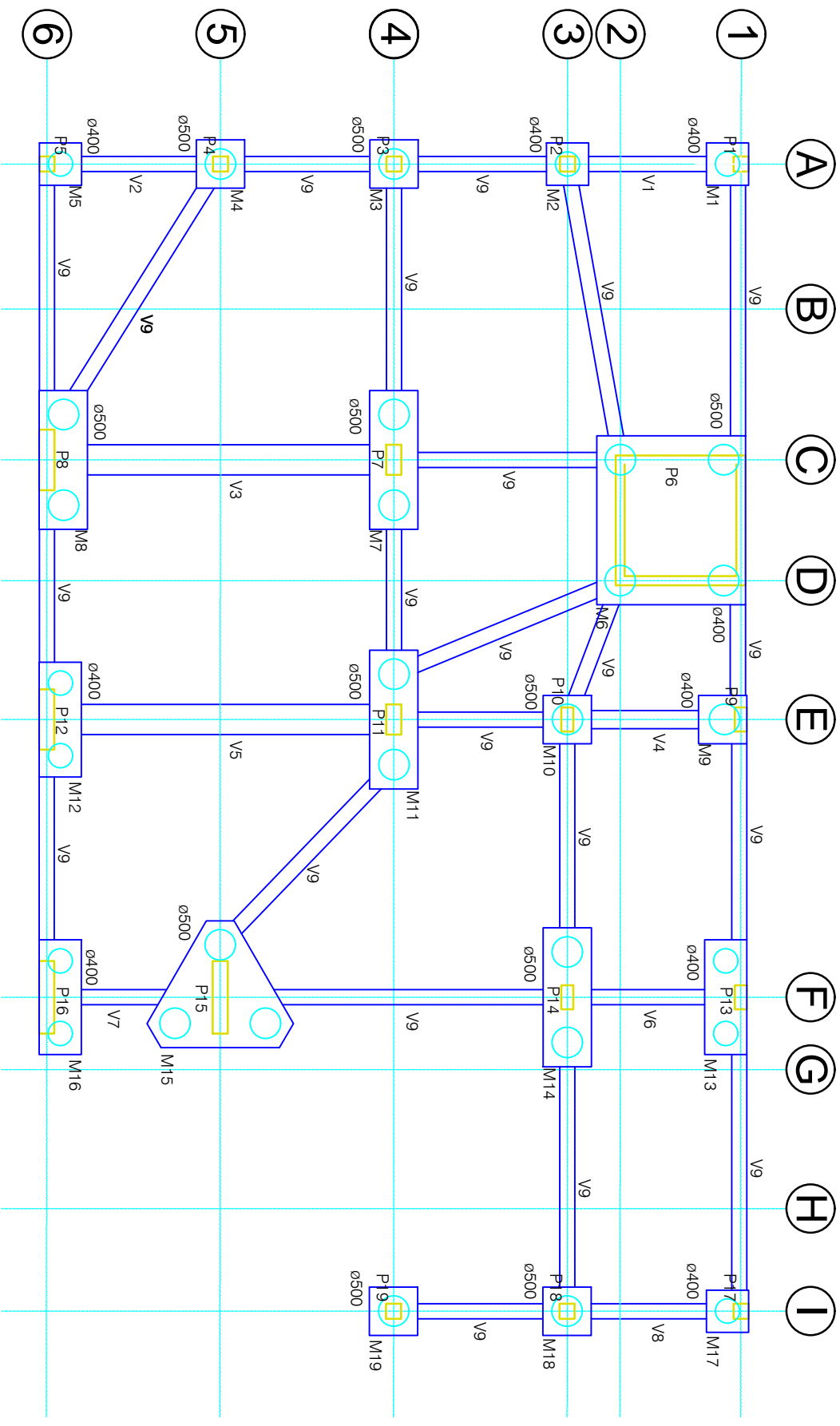
Autor: Fernando Manuel Carvalho Marinho, 1930616

Data: JUNHO 2017

Designação: Pormenores construtivos

Escala: 1/100

Orientador: Tiago Domingues, Eng.



**Materiais:** (Consultar também o capítulo 12)

- BETÃO ARMADO

Beirão: C 25 / 30

Armaduras: Ø A 500 N R

Recobrimento: - 6 cm (fundações superficiais)

- 7 cm (estacas)

- 10 cm (na face inferior dos maciços de encaibecamento)

Designação: Edifício de Habitação - Matosinhos

Desenho N.º: 03

Autor: Fernando Manuel Carvalho Martinho, 1930616

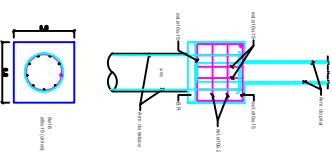
Data: JUNHO 2017

Designação: Planta Fund. Profundas

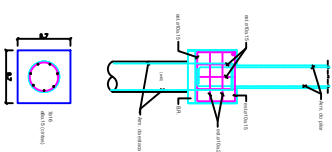
Escala: 1/100

Orientador: Tiago Domingues, Eng.º

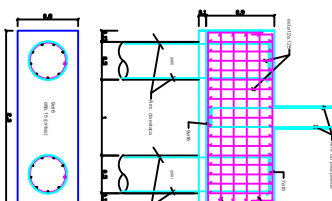
Maciço de 1 estaca diam 300mm (M3M4,M3M10,M3M19)  
(Escala: 1/100)



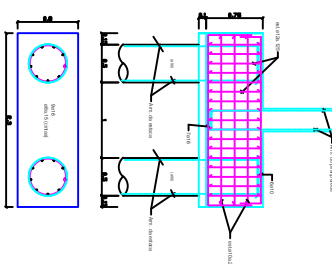
Maciço de 1 estaca diam 400mm (M1,M2,M3M17)  
(Escala: 1/100)



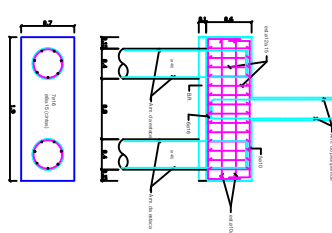
Maciço de 2 estacas (M7,M11)  
(Escala: 1/100)



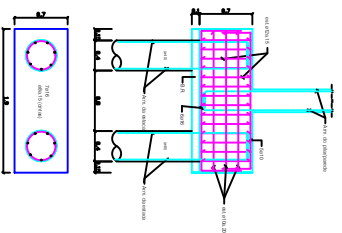
Maciço de 2 estacas (M8)  
(Escala: 1/100)



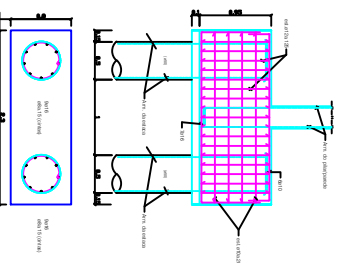
Maciço de 2 estacas (M12)  
(Escala: 1/100)



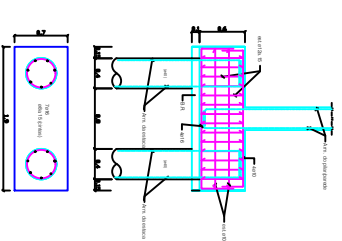
Maciço de 2 estacas (M13)  
(Escala: 1/100)



Maciço de 2 estacas (M14)  
(Escala: 1/100)



Maciço de 2 estacas (M16)  
(Escala: 1/100)



**Materiais:** (Consultar também o capítulo 12)

- BETÃO ARMADO

Betão: C 25 / 30

Armaduras: Ø A 500 N R

Recobrimento: - 6 cm (fundações superficiais)

- 7 cm (estacas)

- 10 cm (na face inferior dos maciços de encabeçamento)

Designação: Edifício de Habitação - Matosinhos

Desenho N.º: 04

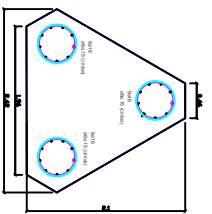
Autor: Fernando Manuel Carvalho Marinho, 1930616

Data: JUNHO 2017

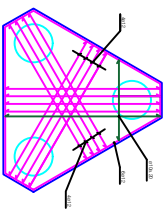
Designação: P.Orm. Maciços Estacas

Escala: 1/100

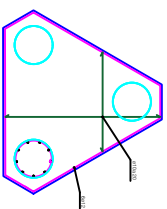
Orientador: Tiago Domingues, Eng.º



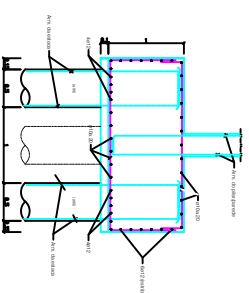
Maciço de 3 estacas - armadura estacas (M15)  
(Esc. 1/100)



Maciço de 3 estacas - armadura interior (M15)  
(Esc. 1/100)

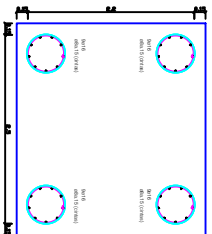


Maciço de 3 estacas - armadura superior (M15)  
(Esc. 1/100)

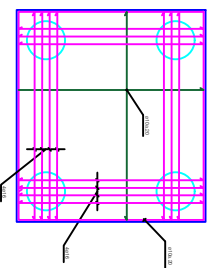


Maciço de 3 estacas (M15)  
(Esc. 1/100)

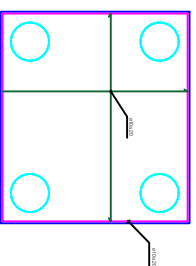
Maciço de 4 estacas - armadura estacas (M6)  
(Esc. 1/100)



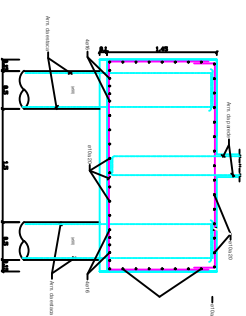
Maciço de 4 estacas - armadura interior (M6)  
(Esc. 1/100)



Maciço de 4 estacas - armadura superior (M6)  
(Esc. 1/100)



Maciço de 4 estacas (M6)  
(Esc. 1/100)



## Materiais: (consultar também o capítulo 12)

- BETÃO ARMADO

Betão: C 25 / 30

Armaduras: Ø A 500 N R

Recobrimento: - 6 cm (fundações superficiais)

- 7 cm (estacas)

- 10 cm (na face inferior dos maciços de encabeçamento)

Designação: Edifício de Habitação - Matosinhos

Desenho N.º: 05

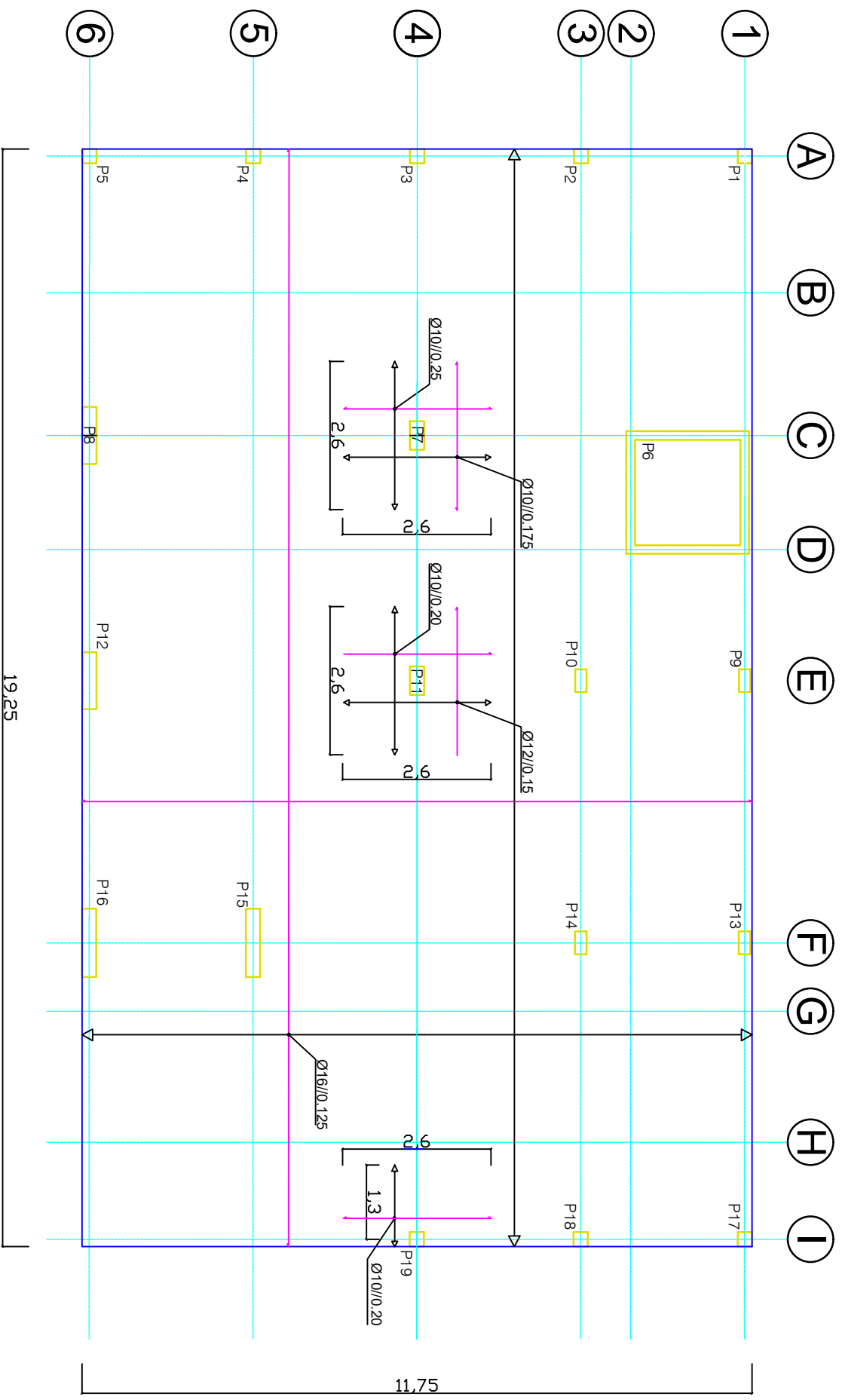
Autor: Fernando Manuel Carvalho Marinho, 1930616

Data: JUNHO 2017

Designação: P.Orm. Maciços Estacas

Escala: 1/100

Orientador: Tiago Domingues, Eng.º



**Materiais:** (Consultar também o capítulo 12)

- BETÃO ARMADO

Betão: C 25 / 30

Armaduras: Ø A 500 N R

Recobrimento: - 6 cm (fundações superficiais)

- 7 cm (estacas)

- 10 cm (na face inferior dos muros de encabeçamento)

Designação: Edifício de Habitação - Matosinhos

Desenho N.º: 06

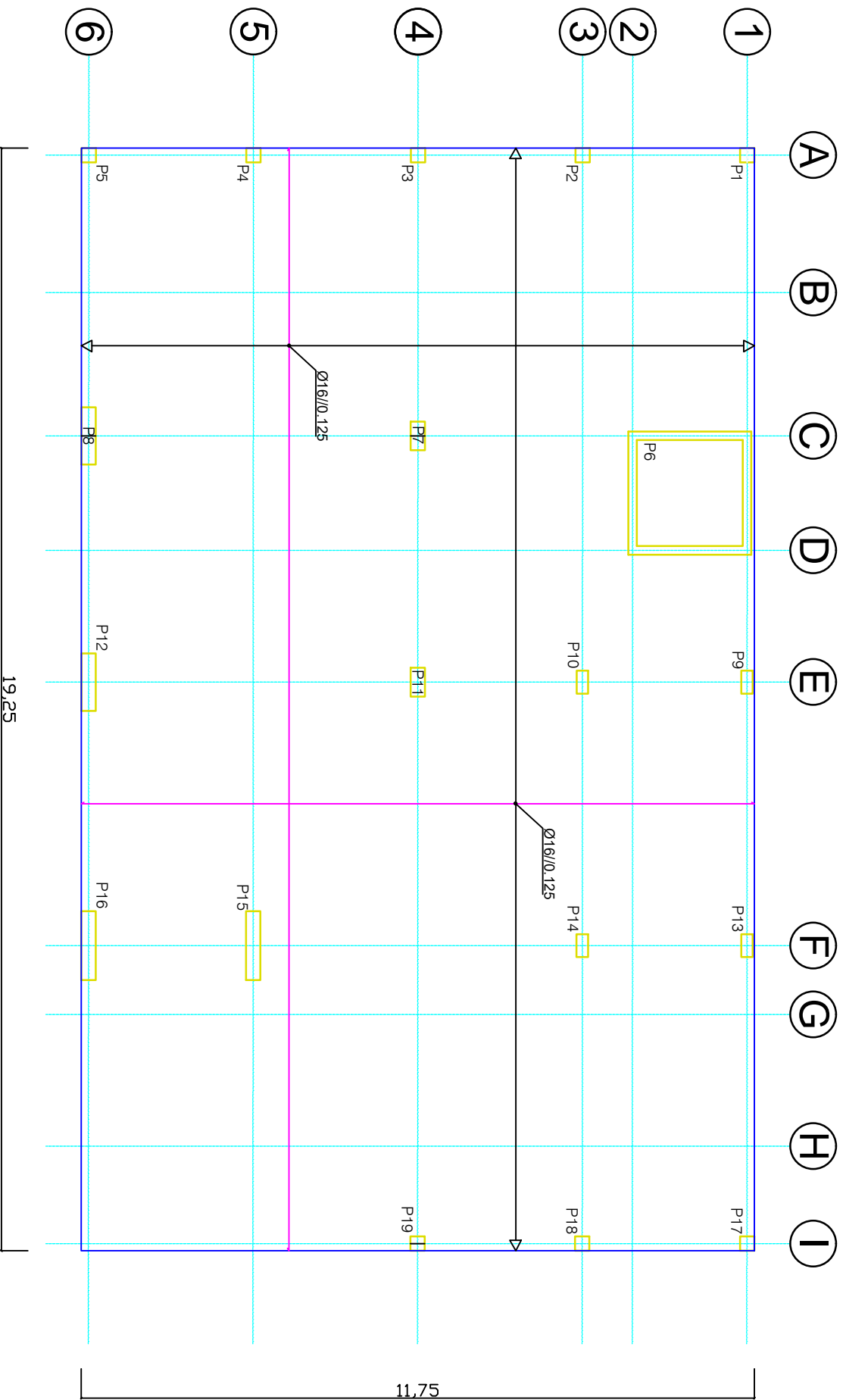
Autor: Fernando Manuel Carvalho Marinho, 1930616

Data: JUNHO 2017

Designação: Ensoleiramento (Arm. Int.)

Escala: 1/100

Orientador/or: Tiago Domingues, Eng.º



**Materiais:** (Consultar também o capítulo 12)

- BETÃO ARMADO

Betão: C 25 / 30

Armaduras: Ø A 500 N R

Recobrimento: - 6 cm (fundações superficiais)

- 7 cm (estacas)

- 10 cm (na face inferior dos maciços de encabeçamento)

Designação: Edifício de Habitação - Matosinhos

Desenho N.º: 07

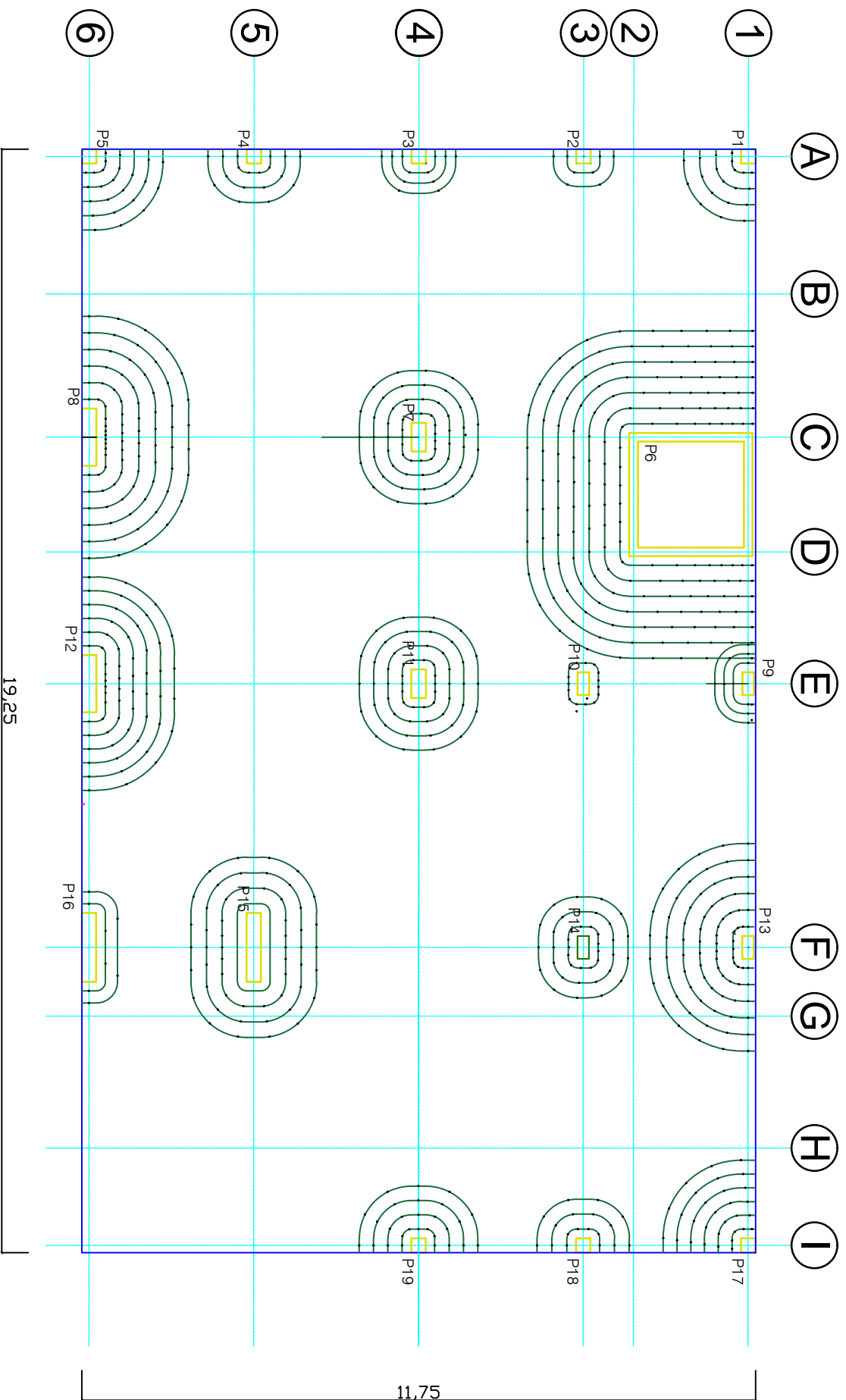
Autor: Fernando Manuel Carvalho Marinho, 1930616

Data: JUNHO 2017

Designação: Ensoleiramento(Arm. Sup)

Escala: 1/100

Orientador/or: Tiago Domingues, Eng.º



Ø Armadura de punção é de 12mm

**Materiais:** (Consultar também o capítulo 12)

- BETÃO ARMADO

Betão: C 25 / 30

Armaduras: Ø A 500 N R

Recobrimento: - 6 cm (fundações superficiais)

- 7 cm (estacas)

- 10 cm (na face inferior dos maciços de encabeçamento)

Designação: Edifício de Habitação - Matosinhos

Desenho N.º: 08

Autor: Fernando Manuel Carvalho Marinho, 1930616

Data: JUNHO 2017

Designação: Armadura Punção

Escala: 1/100

Orientador: Tiago Domingues, Eng.º