

FUNDAÇÕES POR ENSOLEIRAMENTO GERAL EM MACIÇOS TERROSOS

Modelação usando Modelo de Estados Críticos

PEDRO MIRANDA LOPES

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

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais

É fazendo que se aprende a fazer aquilo que se deve aprender a fazer

Aristóteles

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar o seu agradecimento a todos os que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho, em especial:

- ao Prof. Doutor José Manuel Leitão Borges, orientador desta dissertação, pela sua total disponibilidade, apoio, interesse e entusiasmo que demonstrou ao longo deste trabalho;
- aos meus colegas de curso e amigos, pelo companheirismo, ânimo, troca de conhecimentos que contribuíram para tornar este trabalho melhor;
- à minha família, em especial aos meus pais e tios, pelo afecto e apoio transmitidos ao longo de toda a minha vida e formação académica que culmina com este trabalho.

RESUMO

A presente dissertação pretende contribuir para um melhor conhecimento acerca do comportamento de fundações de estruturas de pilares, e de paredes resistentes por ensoleiramento em solos arenosos, recorrendo ao modelo de estados críticos $p-q-\theta$.

Através de análises paramétricas, pretende-se estudar o comportamento do ensoleiramento e do solo subjacente perante a variação de parâmetros característicos, quer da fundação quer do maciço terroso.

Assim, é apresentada uma revisão bibliográfica, na qual são descritos os princípios de cálculo da capacidade de carga de ensoleiramentos e dos assentamentos, bem como o tipo de interacção que ocorre entre a superestrutura e a fundação como também entre a fundação e o maciço terroso. São referidos alguns princípios de dimensionamento de ensoleiramentos.

É utilizado um programa de cálculo bidimensional, baseado no método dos elementos finitos, sendo modelado o comportamento do solo através de um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo $p-q-\theta$). Utilizando este modelo, é estudado numericamente um problema base com recurso ao conceito de célula fundamental.

Posteriormente, são realizadas análises paramétricas com o intuito de perceber a importância de alguns parâmetros no comportamento da célula, tais como a altura do ensoleiramento, espaçamento entre pilares, profundidade do nível freático, possança e compacidade do maciço terroso, comparando o seu comportamento com o de sapatas isoladas.

De modo a complementar o problema base referido, realizou-se um estudo de um ensoleiramento de uma estrutura com paredes resistentes, estudando a influência de alternância de cargas no comportamento da fundação, bem como da variação da altura do ensoleiramento, do espaçamento entre pilares e da profundidade do nível freático. É de novo comparado o seu comportamento com o de sapatas isoladas.

Por fim, são enunciadas as principais conclusões decorrentes do trabalho realizado, assim como as principais perspectivas de futuros estudos, a realizar acerca do tema abordado.

PALAVRAS-CHAVE: Ensoleiramento geral, modelação numérica, modelo $p-q-\theta$, estudo paramétrico, método dos elementos finitos.

ABSTRACT

The present thesis aims do contribute to a better understanding of the mat foundation behavior, in structures with columns and resistant walls constructed on sandy soils, by using the critical state model $p-q-\theta$.

Through a numerical study, the behavior of the mat foundation and the underlying soil are analysed by changing some characteristic parameters of both foundation and soil.

A literature review is presented, where the design principles of the allowable bearing capacity of mats and settlements are outlined, as well as the type of interaction that occurs between the superstructure and the foundation and between the foundation and the soil. Some references are also made in what is concerned with design principles of the mat foundations.

In this thesis a two-dimension calculation software is used, based on the finite element method (FEM), for modelling the soil behavior through a non-linear elastoplastic constitutive model, based on a Soil Mechanics Critical State Model ($p-q-\theta$ model). By using this model, it is possible to study numerically an illustrative problem, using the concept unit cell.

Subsequently, parametric tests are performed in order to realize the relevance of some parameters on the cell behavior, such as the height of the mat, distance between column axis, depth of the groundwater table and bedrock, and the compactness of the soil. The behavior between spread footings and the mat foundation is also compared.

In order to complement the mentioned illustrative problem, a study of a mat foundation of a structure with resistant walls has been performed, studying the influence of alternating loads on its behavior, as well as the mat height variation, the distance between column axis and the depth of the groundwater level. Mat behaviour and spread footings were compared again.

Finally, the main conclusions of this work were presented, as well as the main study perspectives on this topic.

KEYWORDS: Mat foundation, numerical modelling, $p-q-\theta$ critical state model, parametric study, finite element model.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. OBJECTIVOS E ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	1
2. ENSOLEIRAMENTO GERAL: PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO	3
2.1. BREVE REFERÊNCIA A FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM GERAL	3
2.2. ENSOLEIRAMENTOS GERAIS	4
2.2.1. INTRODUÇÃO	4
2.2.2. CAPACIDADE DE CARGA DOS ENSOLEIRAMENTOS	5
2.2.3. ASSENTAMENTOS NOS ENSOLEIRAMENTOS	11
2.2.4. MÓDULO DE REACÇÃO DO SUBSOLO k_s OU COEFICIENTE DE WINKLER	20
2.3. DIMENSIONAMENTO DE ENSOLEIRAMENTOS: MÉTODOS UTILIZADOS	21
2.3.1. INTRODUÇÃO	21
2.3.2. MÉTODO SIMPLIFICADO DE FUNDAÇÕES RÍGIDAS	21
2.3.3. MÉTODO SIMPLIFICADO DE FUNDAÇÕES FLEXÍVEIS	22
2.3.4. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADO AOS ENSOLEIRAMENTOS	24
3. MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO	25
3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. MODELO P - Q - θ	26
3.2.1. PREÂMBULO	26
3.2.2. RELAÇÃO VOLUME ESPECÍFICO – TENSÃO MÉDIA EFECTIVA	26
3.2.3. LINHA DE ESTADOS CRÍTICOS (L.E.C)	27
3.2.4. SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA	29
3.2.5. LEI DE ENDURECIMENTO	31
3.2.6. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO P - Q - θ	31
3.3. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS PELA SIMULAÇÃO DE ENSAIOS TRIAXIAIS	34
3.3.1. PREÂMBULO	34
3.3.2. PROVETE COM OCR=1,00	35
3.3.3. PROVETE COM OCR=1,70	37
3.3.4. PROVETE COM OCR=2,41	38

3.3.5. PROVETE COM OCR=3,82	39
3.3.6. PROVETE COM OCR=6,63	40

4. PROBLEMA BASE: MODELAÇÃO USANDO O CONCEITO DE CÉLULA UNITÁRIA..... 43

4.1. INTRODUÇÃO	43
4.2. MODELO NUMÉRICO	44
4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	44
4.2.2. PRINCÍPIOS DE FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA RECRIB	44
4.3. PROBLEMA BASE	45
4.3.1. MODELAÇÃO DO PROBLEMA BASE E CARACTERIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	45
4.4. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	48
4.4.1. PREÂMBULO	48
4.4.2. ASSENTAMENTOS	48
4.4.3. TENSÕES	49

5. ANÁLISES PARAMÉTRICAS..... 57

5.1. INTRODUÇÃO	57
5.2. INFLUÊNCIA DA COMPACIDADE DO MACIÇO TERROSO	59
5.2.1. PREÂMBULO	59
5.2.2. ASSENTAMENTOS	59
5.2.2.1. História de carga de zero metros de aterro. Areia Medianamente Compacta ($ID = 56,93\%$)	59
5.2.2.2. História de carga de 5m de aterro. Areia Compacta ou densa	60
5.2.2.3. Areia muito compacta ou muito densa	61
5.3. INFLUÊNCIA DA POSSANÇA DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO	61
5.3.1. PREÂMBULO	61
5.3.2. ASSENTAMENTOS	62
5.3.3. TENSÕES	63
5.4. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE PILARES	68
5.4.1. PREÂMBULO	68
5.4.2. ASSENTAMENTOS	69
5.4.3. TENSÕES	71
5.5. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ENSOLEIRAMENTO	77
5.5.1. PREÂMBULO	77
5.5.2. ASSENTAMENTOS	78
5.5.3. TENSÕES	80
5.6. COMPARAÇÃO COM ENSOLEIRAMENTO FLEXÍVEL	87
5.6.1. PREÂMBULO	87
5.6.2. ASSENTAMENTOS	87

5.6.3. TENSÕES	88
5.7. COMPARAÇÃO ENTRE ENSOLEIRAMENTO E SAPATA	94
5.7.1. PREÂMBULO	94
5.7.2. ASSENTAMENTOS	94
5.7.3. TENSÕES	95
5.8. INFLUÊNCIA DO NÍVEL FREÁTICO	101
5.8.1. PREÂMBULO	101
5.8.2. ASSENTAMENTOS	102

6. MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PAREDES RESISTENTES COM FUNDAÇÃO POR ENSOLEIRAMENTO GERAL

6.1. INTRODUÇÃO	103
6.2. ESTUDO BASE	104
6.2.1. PREÂMBULO	104
6.2.2. CARACTERIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	104
6.2.3. ANÁLISE DE RESULTADOS	107
6.2.3.1. Preâmbulo	107
6.2.3.2. Assentamentos	107
6.2.3.3. Tensões	108
6.3. ANÁLISES PARAMÉTRICAS	115
6.3.1. PREÂMBULO	115
6.3.2. COMBINAÇÕES DE CARGAS APLICADAS NAS PAREDES	116
6.3.2.1. Considerações iniciais	116
6.3.2.2. Assentamentos	117
6.3.2.3. Tensões	118
6.3.3. VARIAÇÃO DA ALTURA DO ENSOLEIRAMENTO	123
6.3.3.1. Considerações iniciais	123
6.3.3.2. Assentamentos	123
6.3.3.3. Tensões	124
6.3.4. VARIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DO NÍVEL FREÁTICO	127
6.3.4.1. Considerações iniciais	127
6.3.4.2. Assentamentos	128
6.3.5. COMPARAÇÃO ENTRE SAPATAS CORRIDAS E ENSOLEIRAMENTO SEM ALTERNÂNCIA DE CARGAS	128
6.3.5.1. Considerações iniciais	128
6.3.5.2. Assentamentos	129
6.3.5.3. Tensões	130
6.3.6. COMPARAÇÃO ENTRE SAPATAS CORRIDAS E ENSOLEIRAMENTO COM ALTERNÂNCIA DE CARGAS	136
6.3.6.1. Considerações iniciais	136

6.3.6.2. Assentamentos	136
------------------------------	-----

6.3.6.3. Tensões	138
------------------------	-----

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	141
--------------------------------------	------------

BIBLIOGRAFIA	145
---------------------------	------------

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Tipos de ensoleiramento: a) de espessura constante; b) com “capitel invertido”; c) tipo waffle-slabs; d) com pedestais; e) constituintes das paredes de caves enterradas (Bowles, 1997).....	5
Fig. 2.2 – Mecanismo de rotura de uma fundação superficial (Sebenta de Mecânica dos Solos 2, Matos Fernandes, 2006)	6
Fig. 2.3 – Estrato rígido a uma profundidade H (Matos Fernandes, 2006)	9
Fig. 2.4 – Aumento da capacidade de carga através do recurso ao ensoleiramento (Bowles, 1997) .	10
Fig. 2.5 - correlação entre q_c e N em função do diâmetro médio das partículas do solo, segundo Robertson e Campanella, 1983.....	11
Fig. 2.6 – Influência da rigidez estrutural nos assentamentos diferenciais: a) estrutura flexível que tem uma distribuição de cargas reduzida e que pode sofrer maiores assentamentos diferenciais; b) estrutura rígida que tem maior capacidade de distribuição de esforços e por isso maior resistência à ocorrência de assentamentos diferenciais.	16
Fig. 2.7 – Distorções angulares admissíveis para diferentes situações (Bjerrum, 1963)	17
Fig. 2.8 – Redução dos momentos flectores na superestrutura recorrendo ao ensoleiramento. O momento flector M é baseado no assentamento diferencial entre pilares e não no assentamento total (Bjerrum, 1963 retirada de Bowles, 1997)	18
Fig. 2.9 – Determinação experimental do modulo k_s	20
Fig. 2.10 – Princípios de dimensionamento do método convencional rígido (Das, 1984)	22
Fig. 2.11 – Princípios do método simplificado de fundação flexível (Das, 1984)	22
Fig. 2.12 – Derivação de viga numa fundação elástica (Das, 1984)	23
Fig. 3.1 - Curvas teóricas, na teoria de estado crítico, de compressão, descompressão e recompressão no referencial (v , $\ln p$).....	26
Fig. 3.2 - L.E.C. no referencial (p , v , q)	28
Fig. 3.3 - L.E.C. nos referenciais: a) (p, q); b) ($\ln p, v$).....	28
Fig. 3.4 - Noção gráfica do nível de tensão SL	29
Fig. 3.5 - Superfícies de cedência do modelo $p-q-\theta$ (referencial (p, q)).....	30
Fig. 3.6 - Trajectórias de: a) Endurecimento (1-2) e b) Amolecimento (3-4)	30
Fig. 3.7 - Superfície do modelo $p-q-\theta$ no espaço de tensões principais efectivas.....	31
Fig. 3.8 – Malha de elementos finitos que representa o provete cilíndrico.....	34
Fig. 3.9 – Diagrama Tensão de desvio-Extensão axial para $OCR=1,00$	35
Fig. 3.10 – Diagrama volume específico–logaritmo neperiano da tensão média efectiva ($v - \ln p$) para $OCR=1,00$	36
Fig. 3.11 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial para $OCR=1,70$	37
Fig. 3.12 – Diagrama volume específico–logaritmo neperiano da tensão média efectiva ($v - \ln p$).....	38
Fig. 3.13 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial para $OCR=2,41$	38

Fig. 3.14 - Diagrama volume específico–logaritmo neperiano da tensão média efectiva para $OCR=2,41$	39
Fig. 3.15 – Diagrama tensão de desvio–extensão axial para $OCR=3,82$	40
Fig. 3.16 – Diagrama volume específico–logaritmo neperiano da tensão média efectiva para $OCR=3,82$	40
Fig. 3.17 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial para $OCR=6,63$	41
Fig. 3.18 – Diagrama volume específico–logaritmo neperiano da tensão média efectiva para $OCR=6,63$	41
Fig. 4.1 - Elemento finito bidimensional de 6 nós utilizado no modelo numérico	45
Fig. 4.2 – Ensoleiramento Geral	46
Fig. 4.3 – Célula fundamental	46
Fig. 4.4 – Malha de elementos finitos da célula fundamental	47
Fig. 4.5 – Assentamentos ocorridos ao na base do ensoleiramento	48
Fig. 4.6 – Incrementos de tensão vertical à superfície do maciço terroso	49
Fig. 4.7 – Acréscimo de tensão vertical efectiva em profundidade no maciço terroso	50
Fig. 4.8 - Estado dos acréscimos de tensão vertical no maciço terroso	51
Fig. 4.9 - a)Estado de tensão de corte no maciço terroso; b)Cruzetas de tensões principais	51
Fig. 4.10 - Acréscimos de tensão horizontal efectiva no maciço terroso	52
Fig. 4.11 – Níveis de tensão SL no maciço terroso	53
Fig. 4.12 – Acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento	53
Fig. 4.13 – Tensão de corte no ensoleiramento	54
Fig. 4.14 - Cruzetas de tensões principais no ensoleiramento	54
Fig. 4.15 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento	55
Fig. 4.16 – Deformada do ensoleiramento	55
Fig. 4.17 – Momentos flectores no ensoleiramento	56
Fig. 5.1 – Assentamentos	59
Fig. 5.2 - Assentamentos	60
Fig. 5.3 - Assentamentos	61
Fig. 5.4 – Assentamentos para as diferentes possanças na base do ensoleiramento	62
Fig. 5.5 – Acréscimos de tensão vertical efectiva no maciço terroso para: a) possança de 30m; b) possança de 20m; c)possança de 10m	63
Fig. 5.6 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso para as diferentes possanças	64
Fig. 5.7 – Acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento: a) possança de 30m; b) possança de 20m; c) possança de 10m	64

Fig. 5.8– Acréscimos de tensão horizontal efectiva: a)possança de 30m; b) possança de 20m; c)possança de 10m	65
Fig. 5.9– Acréscimos de tensão horizontal no ensoleiramento: a)possança de 30m; b)possança de 20m; c)possança de 10m	66
Fig. 5.10 – Diagrama de Momentos flectores no ensoleiramento	66
Fig. 5.11 – Estado de tensão de corte no maciço terroso: a) possança de 30m; b)possança de 20m; c)possança de 10m	67
Fig. 5.12 – Tensões de corte no ensoleiramento: a)possança de 30m; b)possança de 20m; c)possança de 10m	68
Fig. 5.13 – Assentamentos na base do ensoleiramento para os três diferentes espaçamentos entre pilares	69
Fig. 5.14 – Relação entre o assentamento máximo e o espaçamento entre eixos de pilares	70
Fig. 5.15 – Relação entre o assentamento máximo e a área de influência dos pilares	70
Fig. 5.16 – Relação entre o assentamento diferencial máximo e o espaçamento entre eixos de pilares	71
Fig. 5.17 – Acréscimos de tensão vertical efectiva no maciço terroso para os espaçamentos de: a) 6m; b) 8m; c) 10m	72
Fig. 5.18 – Acréscimo de tensão vertical efectiva ao longo da base do ensoleiramento	73
Fig. 5.19 – Relação entre a tensão máxima efectiva no maciço terroso e o espaçamento entre eixos de pilares	73
Fig. 5.20 – Relação entre a tensão máxima efectiva no maciço terroso e a área de influência de cada pilar	74
Fig. 5.21 – Acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento para os espaçamentos de: a) 6m; b) 8m; c) 10m.....	75
Fig. 5.22 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso para os espaçamentos de: a) 6m; b) 8m; c) 10m	75
Fig. 5.23 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento para os espaçamentos de: a) 6m; b) 8m; c) 10m.....	76
Fig. 5.24 - Momentos flectores no ensoleiramento para os diferentes espaçamentos entre eixos de pilares	77
Fig. 5.25 – Assentamentos totais na base do ensoleiramento para as diferentes alturas do mesmo .	78
Fig. 5.26 – Assentamentos na base do ensoleiramento, com uma escala maior, para diferentes alturas do mesmo	79
Fig. 5.27 - Relação entre a altura do ensoleiramento e o assentamento total ocorrido	80
Fig. 5.28 – Acréscimos de tensão vertical efectiva no solo ao longo da interface com o ensoleiramento para as diferentes alturas	80
Fig. 5.29 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso para as alturas de: a) 0,6m; b) 0,8m; c) 1,0m; d)1,2m	81

Fig. 5.30 – Acréscimo de tensão horizontal efectivo no maciço terroso para as alturas de: a)0,6m; b)0,8m; c)1,0m; d)1,2m	82
Fig. 5.31 – Estado de tensão de corte no maciço terroso para as alturas de: a)0,6m; b)0,8m; c)1,0m; d)1,2m.....	83
Fig. 5.32 – Acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento para as alturas de: a)0,6m; b)0,8m; c)1,0m; d)1,2m.....	84
Fig. 5.33 – Estado de tensão horizontal no ensoleiramento para as alturas de: a)0,6m; b)0,8m; c)1,0m; d)1,2m.....	84
Fig. 5.34 – Momentos flectores no ensoleiramento para as diferentes alturas.....	85
Fig. 5.35 – Estado de tensão de corte no ensoleiramento para as alturas de: a)0,6m; b)0,8m; c)1,0m; d)1,2m.....	86
Fig. 5.36 – Assentamentos totais no ensoleiramento rígido e flexível	87
Fig. 5.37 – Tensão vertical à superfície do solo para os dois tipos de ensoleiramento.....	88
Fig. 5.38 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso para o ensoleiramento: a)flexível; b)rígido.....	89
Fig. 5.39 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso para os ensoleiramentos: a)flexível; b)rígido	89
Fig. 5.40 - Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso para os ensoleiramentos: a)flexível; b)rígido	90
Fig. 5.41 – Estado de tensão de corte no maciço terroso para os ensoleiramentos: a)flexível; b)rígido	91
Fig. 5.42 – Acréscimo de tensão vertical nos ensoleiramentos: a)rígido; b)flexível	91
Fig. 5.43 – Acréscimo de tensão horizontal nos ensoleiramentos: a)rígido; b)flexível	92
Fig. 5.44 – Diagrama de momentos flectores para os dois tipos de ensoleiramentos	93
Fig. 5.45 – Estado de tensão de corte nos ensoleiramentos: a)rígido; b)flexível	93
Fig. 5.46 – Assentamento na base da fundação	94
Fig. 5.47 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso para: a)sapata; b)ensoleiramento	95
Fig. 5.48 - Acréscimo de tensão vertical efectiva na interface solo/fundação	96
Fig. 5.49 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso para: a)sapata; b)ensoleiramento	97
Fig. 5.50 – Estado de tensão de corte no maciço terroso para: a)sapata; b)ensoleiramento	98
Fig. 5.51 – Acréscimo de tensão vertical na fundação: a)sapata; b)ensoleiramento	99
Fig. 5.52 – Acréscimo de tensão horizontal na fundação: a)sapata; b)ensoleiramento	99
Fig. 5.53 – Diagrama de momentos flectores para os dois tipos de fundação directa	100
Fig. 5.54 – Estado de tensão de corte na fundação: a)sapata; b)ensoleiramento	101

Fig. 5.55 – Assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento para as diferentes profundidades do NF.....	102
Fig. 6.1 – Planta representativa da distribuição das paredes resistentes	105
Fig. 6.2 – Ensoleiramento e estrato em estudo	105
Fig. 6.3 – Ensoleiramento e estrato correspondentes à malha em estudo	105
Fig. 6.4 - Malha de elementos finitos do ensoleiramento e maciço terroso.....	106
Fig. 6.5 – Assentamento ocorrido ao longo da base do ensoleiramento.....	107
Fig. 6.6 - Acréscimos de tensão vertical efectiva no solo devido no final da construção	108
Fig. 6.7 - Variação em profundidade dos acréscimos de tensão vertical efectivos	109
Fig. 6.8 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso	109
Fig. 6.9 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso	110
Fig. 6.10 – Tensão de corte no maciço terroso.....	111
Fig. 6.11 – Cruzetas de tensão de corte no maciço terroso	111
Fig. 6.12 – Nível de tensão SL no maciço terroso	112
Fig. 6.13 – Acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento	112
Fig. 6.14 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento	113
Fig. 6.15 – Diagrama de Momentos flectores ao longo do ensoleiramento	114
Fig. 6.16 – Tensão de corte no ensoleiramento.....	114
Fig. 6.17 – Cruzetas relativas às tensões principais no ensoleiramento	115
Fig. 6.18– Combinação 1	116
Fig. 6.19– Combinação 2	117
Fig. 6.20 - Assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento para as diversas combinações de cargas.....	117
Fig. 6.21 - Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso para as: a) Combinação 1; b)Combinação 2; c)Combinação base	118
Fig. 6.22 – Acréscimos de tensão vertical na base do ensoleiramento para as diferentes combinações	119
Fig. 6.23 – Acréscimos de tensão horizontal efectiva no maciço para as combinações: a)1; b)2;c) Base	120
Fig. 6.24 – Tensão de corte no maciço terroso para as combinações: a) 1; b) 2; c) Base	121
Fig. 6.25 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento para as combinações: a) 1; b) 2; c) Base	122
Fig. 6.26 – Diagramas dos Momentos flectores para as diferentes combinações de cargas	122
Fig. 6.27 – Assentamentos máximos ocorridos na base do ensoleiramento para as diferentes alturas	123

Fig. 6.28 – Tensão vertical no solo ao longo da base do ensoleiramento para as diferentes alturas	124
Fig. 6.29 – Tensão de corte no maciço para as alturas de ensoleiramento de: a)0,6m; b)0,8m; c)1,0m	125
Fig. 6.30 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento para as alturas de: a)0,6m; b)0,8m; c)1,0m	126
Fig. 6.31 – Diagramas de momentos flectores para as diferentes alturas de ensoleiramento	126
Fig. 6.32 – Tensão de corte no ensoleiramento para as alturas de: a)0,6m;b)0,8m; c)1,0m	127
Fig. 6.33 – Assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento para as diferentes profundidades do nível freático	128
Fig. 6.34 – Assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento e das sapatas corridas	129
Fig. 6.35 – Tensões verticais no solo ao longo das bases das fundações	130
Fig. 6.36 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço para: a) as sapatas; b) o ensoleiramento	131
Fig. 6.37 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço para: a) as sapatas; b) o ensoleiramento	132
Fig. 6.38– Tensão de corte no maciço para: a) as sapatas; b) o ensoleiramento	133
Fig. 6.39– Acréscimo de tensão vertical: a) nas sapatas; b) no ensoleiramento	134
Fig. 6.40 – Acréscimo de tensão horizontal: a) nas sapatas; b) no ensoleiramento	134
Fig. 6.41 – Diagramas de momentos flectores para os dois tipos de fundação	135
Fig. 6.42 – Tensão de corte: a) nas sapatas; b) no ensoleiramento	135
Fig. 6.43 – Assentamentos ocorridos na base das fundações para a combinação 1	136
Fig. 6.44 – Assentamentos ocorridos na base das fundações para a combinação 2	137
Fig. 6.45 – Tensões verticais no solo ao longo da base das fundações na combinação 1	138
Fig. 6.46 – Tensões verticais no solo ao longo da base das fundações na combinação 2	139
Fig. 6.47 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço na combinação 2 para: a)sapatas; b)ensoleiramento	139
Fig. 6.48 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço para a combinação 2: a) nas sapatas; b) no ensoleiramento	140
Fig. 6.49 – Tensão de corte no maciço para a combinação 2:a) nas sapatas;b) no ensoleiramento	140

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Factores correctivos d_c , d_q e d_γ (Borges, 2008)	8
Quadro 2.2 – Assentamento máximo e diferencial expectável para os dois tipos de fundações (Bowles, 1997).....	18
Quadro 2.3 – Assentamento diferencial espectável de acordo com o factor de rigidez K_r e o assentamento total s	19
Quadro 2.4 – Ordem de grandeza de k_s para diferentes tipos de solo (Bowles, 1997)	21
Quadro 3.1 - Características do solo constituinte dos provetes	34
Quadro 3.2 – Índices de vazios mínimo, máximo e característico.....	36
Quadro 3.3 – Classificação de solos arenosos quanto à sua compacidade (Matos Fernandes, 2006).....	36
Quadro 4.1 – Características do maciço de terroso do problema base.....	48
Quadro 4.2– Assentamentos máximo, mínimo e diferencial na base do ensoleiramento.....	48
Quadro 4.3 – Estado dos incrementos de tensão vertical à superfície do maciço terroso.....	50
Quadro 5.1 – Resumo dos cálculos efectuados	58
Quadro 5.2 - Assentamentos na base do ensoleiramento para as diferentes possanças	62
Quadro 5.3 – Assentamentos para os diferentes espaçamentos entre pilares	69
Quadro 5.4 – Acréscimo de tensão no maciço terroso	72
Quadro 5.5 – Valores máximos e mínimos do acréscimo da tensão horizontal efectiva no maciço terroso	76
Quadro 5.6 – Valores máximos e mínimos da tensão horizontal no ensoleiramento.....	77
Quadro 5.7 – Assentamentos máximo, mínimo e diferencial para as diferentes alturas de ensoleiramento	79
Quadro 5.8 – Acréscimos de tensão vertical efectiva no maciço terroso	81
Quadro 5.9 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso.....	82
Quadro 5.10 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento para as diferentes alturas	85
Quadro 5.11 – Estado de tensão de corte no ensoleiramento	86
Quadro 5.12 – Assentamentos ocorridos para os dois tipos de ensoleiramento	87
Quadro 5.13 – Acréscimo de tensão horizontal para os ensoleiramentos flexível e rígido	92
Quadro 5.14 – Estado de tensão de corte no ensoleiramento	94
Quadro 6.1 – Parâmetros característicos do maciço arenoso	104
Quadro 6.2 – Acções nas paredes.....	106
Quadro 6.3 – Assentamentos e distorção ocorridos na base do ensoleiramento	107
Quadro 6.4 – Valores do acréscimo da tensão vertical efectiva na superfície do maciço terroso	109
Quadro 6.5 – Resumo dos cálculos a realizar	116

Quadro 6.6 – Assentamentos e distorções ocorridos para cada combinação	118
Quadro 6.7 – Assentamentos máximo, mínimo, diferencial e distorção na base do ensoleiramento para as diferentes alturas	124
Quadro 6.8 – Assentamentos e distorção ocorridos para os dois tipos de fundação	129
Quadro 6.9 – Estado de tensão de corte no maciço para os dois tipos de fundação	133
Quadro 6.10 – Assentamentos e distorção ocorridos na base dos dois tipos de fundação para a Combinação 1	136
Quadro 6.11 – Assentamentos e distorção ocorridos na base dos dois tipos de fundação para a combinação 2	137
Quadro 6.12 – Resumo dos valores dos assentamentos e distorções ocorridos em cada combinação para cada tipo de fundação	138

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a - comprimento do semi-eixo na direcção p ;

B - menor dimensão do ensoleiramento ou largura da fundação (m) (Equação 2.1), maior dimensão da área carregada (Equação 2.20), Largura da base de fundação perpendicular à direcção de interesse (Equação 2.28);

c - coesão do maciço terroso;

C_c - índice de compressibilidade;

C_r - índice de recompressibilidade;

CPT – Cone Penetration Test;

D - altura desde o piso térreo até à base da fundação (m);

d_c , d_q e d_γ - factores correctivos que têm em conta a resistência ao corte do solo acima da base de fundação;

E - Módulo de elasticidade da superestrutura;

e - índice de vazios;

e_0 - índice de vazios inicial;

e_{max} - índice de vazios máximo;

e_{min} - índice de vazios mínimo;

EI_b - Rigidez à flexão da superestrutura e do ensoleiramento;

EI_f - Rigidez à flexão do ensoleiramento;

E_S - Módulo de deformabilidade de um dado estrato;

E_V - Modulo de Young da viga;

F - Factor de segurança ou vector das cargas exteriores;

f_c , f_q e f_γ - factores correctivos que têm em conta o efeito inferior da camada portante;

i_c , i_q e i_γ - factores correctivos devido a cargas inclinadas;

I_D - índice de compacidade;

I_S - coeficiente que é função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento;

I_V - Momento de Inércia da viga;

H - possança do maciço terroso;

h - altura do ensoleiramento (ou de uma secção característica)

h_0 - espessura inicial de um dado estrato do maciço;

h_j - altura de uma camada genérica de estrato terroso;

k_0 - coeficiente de impulso em repouso;

K_r - factor de rigidez da fundação;

k_s - módulo de reacção do subsolo ou coeficiente de Winkler;
 l - vão entre pilares contíguos;
L.C.I. - Linha de Compressão Isotrópica;
L.E.C. - Linha de Estados Críticos;
 M - função do invariante θ e do ângulo de atrito ϕ ;
MEF – Método dos Elementos Finitos;
 n - relação entre os eixos da elipse nas direcções q e p ;
 N_c , N_q e N_γ - parâmetros adimensionais e constituem os factores de capacidade de carga dependentes apenas do ângulo de atrito;
OCR (Overconsolidation Ratio) - Grau de sobreconsolidação;
 P - carga no pilar;
 p - tensão média efectiva;
 p_0 - tensão média efectiva em estado de repouso;
 p'_c - tensão de pré-consolidação efectiva;
 $p_{c,max}$ - tensão de pré-consolidação máxima;
 q - tensão de desvio;
 q_a - capacidade de carga admissível;
 q_c - resistência de ponta ao avanço do aparelho no ensaio CPT;
 q_{ult} - carga última;
 R – razão entre a $p_{c,max}$ a que o solo esteve sujeito e p_0 ;
R.E.B.A.P. - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
 s - Assentamento vertical;
 s_c - Assentamento por consolidação primária;
 s_d - Assentamento por consolidação secundária;
 s_{dif} - assentamento diferencial;
 $s_{dif,max}$ - assentamento diferencial máximo;
 s_i - Assentamento imediato;
 s_{max} - assentamento máximo;
 $s_{min.}$ - assentamento mínimo;
 SL - Nível de tensão (Stress Level);
SPT - Standard Penetration Test;
 s_c , s_q e s_γ - factores correctivos de fundações superficiais de desenvolvimento não infinito;
 u - pressão na água dos poros;
 z – profundidade de influência do assentamento;

- α - distorção;
- α_p - coordenada p do centro da elipse;
- Δ - vector dos deslocamentos;
- δ - assentamento total;
- δ_c - assentamento de consolidação, que pode ser obtido pelas equações definidas para s_c ;
- δ_d - assentamento de distorção ou imediato, baseado na teoria da elasticidade e podendo ser obtido pelas equações definidas para s_i ;
- ΔH_a - assentamento admissível;
- $\Delta\sigma$ - Acréscimo de tensão, é função da carga e da profundidade de influência;
- $\Delta\sigma'_v$ - incremento de tensão vertical;
- $\Delta\sigma_{zj}, \Delta\sigma_{xj}, \Delta\sigma_{yj}$ - acréscimos de tensão nas diferentes direcções ortogonais;
- ε_v^p - deformação volumétrica plástica;
- ϕ - ângulo de atrito;
- Γ - volume específico de solo em situação de estado crítico para $p=1$;
- γ - peso volúmico do solo (kN/m^3);
- λ, m, k e N - parâmetros característicos do solo;
- v' - volume específico do solo;
- ν_j - Coeficiente de Poisson de uma camada genérica;
- θ - invariante das tensões;
- σ' - tensão efectiva;
- σ'_h - tensão horizontal efectiva;
- σ'_p - tensão efectiva de pré-consolidação;
- σ'_{v0} - tensão efectiva vertical de repouso;
- σ'_v - tensão vertical efectiva;
- $\sigma'_{x,max}$ - tensão efectiva horizontal máxima;
- $\sigma'_{x,min}$ - tensão efectiva horizontal mínima;
- $\sigma_{x,max}$ - tensão horizontal máxima;
- $\sigma_{x,min}$ - tensão horizontal mínima;
- $\sigma'_{x,dif}$ - tensão horizontal efectiva diferencial (diferença entre $\sigma'_{x,max}$ e $\sigma'_{x,min}$);
- $\sigma'_{y,max}$ - Tensão vertical efectiva máxima;
- $\sigma'_{y,min}$ - tensão vertical efectiva mínima;
- $\sigma'_{y,dif}$ - tensão vertical efectiva diferencial (diferença entre $\sigma'_{y,max}$ e $\sigma'_{y,min}$);
- $\sigma_{y,max}$ - tensão vertical máxima;

$\sigma_{y,min}$ - tensão vertical mínima;

$\tau_{xy,max}$ – tensão de corte máxima;

$\tau_{xy,min}$ - tensão de corte mínima;

$\tau_{xy,pos,max}$ - tensão de corte positiva máxima;

$\tau_{xy,neg,max}$ - tensão de corte negativa máxima;

ψ - factor de ajuste tridimensional, relacionado com as pressões de água no solo.

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um ensoleiramento é essencialmente uma fundação superficial muito extensa que geralmente constitui a fundação completa de uma estrutura. Este tipo de fundações são normalmente dimensionadas pelos engenheiros em situações onde as cargas provenientes da estrutura são significativamente elevadas, ou quando as características do solo sejam tais que obriguem a que as sapatas ocupem mais do que metade da área de implantação do edifício. Nesse sentido, quando o maciço terroso é propício a assentamentos diferenciais e algo expansivos, a continuidade estrutural deste tipo de fundações, bem como a sua rigidez à flexão, permitem compensar as irregularidades do solo. Em situações onde as cargas provenientes dos pilares têm valores diferentes, surgem assentamentos diferenciais na fundação, aos quais o ensoleiramento tem capacidade de resposta dada à sua rigidez. Por vezes, quando a estrutura está sujeita a cargas laterais distribuídas não uniformemente ao longo da mesma, tais que levem a movimentos horizontais diferenciais nas fundações, mais uma vez a continuidade surge como solução para resistir a esses movimentos. Quando as fundações estão situadas abaixo do nível freático, a impermeabilização da mesma torna-se importante. Deste modo, sendo os ensoleiramentos estruturas monolíticas, estas constituem barreiras de impermeabilização por si só que também resistem à impulsão provocada pelo nível freático devido ao seu peso.

Por fim, este tipo de fundações é amplamente usado como suporte a silos, chaminés e estruturas tipo torre.

1.2. OBJECTIVOS E ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho tem como principal objectivo contribuir para o aprofundamento do conhecimento sobre o comportamento de fundações por ensoleiramento geral de estruturas com uma malha quadrada de pilares. Para tal, é aplicado um programa de elementos finitos desenvolvido por Borges (1995) que recorre ao modelo de estados críticos $p-q-\theta$.

De seguida é apresentada a estrutura da dissertação:

- Capítulo 2: São elaboradas considerações teóricas acerca das fundações por ensoleiramento. É feita uma pequena nota introdutória acerca das fundações superficiais em geral e de seguida é aprofundado o caso das fundações por ensoleiramento. São tecidas considerações acerca do modo de cálculo da capacidade de carga, dos assentamentos e dos métodos de dimensionamento;

- Capítulo 3: É caracterizado em pormenor o modelo constitutivo do solo (modelo de estados críticos $p-q-\theta$). De modo a caracterizar melhor a compacidade do solo de fundação são simulados ensaios triaxiais;
- Capítulo 4: É modelado e analisado um problema base relativo à fundação por ensoleiramento sobre um maciço arenoso de uma estrutura constituída por pilares, sendo caracterizado inicialmente o programa de elementos finitos utilizado. A análise é realizada com recurso ao conceito de célula fundamental em estado axissimétrico;
- Capítulo 5: Com base no problema analisado no capítulo 4, são feitas variações de alguns parâmetros de modo a avaliar a sua influência no comportamento do ensoleiramento. As análises paramétricas envolvem a compacidade e a possança do maciço terroso, o espaçamento entre eixos de pilares, a altura do ensoleiramento, a profundidade do nível freático, a conjugação da variação do espaçamento entre eixos e da altura do ensoleiramento, e comparação dos comportamentos entre sapatas isoladas e ensoleiramento;
- Capítulo 6: De modo a complementar o estudo, foi modelado um ensoleiramento de uma estrutura com paredes resistentes sendo feita uma simulação bidimensional em estado plano de deformação. As análises envolvem alternância de cargas aplicadas nas paredes resistentes, bem como a variação da altura do ensoleiramento e da profundidade do nível freático. Finalmente, são comparados os comportamentos do ensoleiramento com o caso de sapatas isoladas, com e sem alternância de cargas.

2

ENSOLEIRAMENTO GERAL: PRINCÍPIOS DE FUNCIONAMENTO

2.1. BREVE REFERÊNCIA A FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM GERAL

Uma fundação tem como principal função distribuir e transmitir cargas permanentes e dinâmicas provenientes da superestrutura para o substrato do solo, de modo a que, entre outros aspectos, não hajam grandes assentamentos diferenciais. A escolha do tipo de fundação a projectar para um edifício depende essencialmente da profundidade a que se encontra o estrato rígido do solo, das dimensões das sapatas compatíveis com o carregamento no solo, da capacidade de carga, da homogeneidade do solo e ainda do tipo de superestrutura.

Das fundações superficiais existentes distinguem-se os principais grupos: sapatas isoladas, sapatas conjuntas, sapatas contínuas e ensoleiramentos gerais.

Relativamente às sapatas isoladas, estas constituem a forma mais simples de fundação para transmissão de cargas dos pilares ao solo tendo evoluído de fundações em blocos de pedra e alvenaria. Este tipo de fundação é o mais eficiente quando a carga é aplicada axialmente e quando é muito pequena, comparativamente à capacidade de carga admissível do solo. O seu plano de base pode ser quadrado, quando a única carga aplicada é axial, ou rectangular quando existem momentos flectores induzidos pela excentricidade de cargas em uma ou mais direcções, para que desta forma não sejam transmitidas forças de tracção no solo (a que este, em geral, não tem capacidade resistente). Por outro lado, quando ocorrem grandes variações de tensão na base da sapata devidas a momentos flectores induzidos que criam tensões de tracção no terreno, é usual deslocar a base da sapata do centro do pilar de modo a criar um momento contrário que equilibre essas tracções na base da fundação. Nas situações em que os pilares se situam nos limites de propriedade, a fundação correspondente irá constituir uma sapata com pilar excêntrico.

No que diz respeito às sapatas contínuas, estas são realizadas quando os pilares são colocados em fila com espaçamentos relativamente curtos, de maneira a que caso fossem utilizadas sapatas isoladas, estas iriam aproximar-se ou até mesmo sobrepor-se. Estas sapatas são desenvolvidas na linha dos pilares. No entanto, quando em alguns pilares o espaçamento entre eles é considerável, há que ter em conta o esforço transversal e momento flector gerados, sendo o problema semelhante ao caso de uma

viga contínua sobre pilares. Nesse caso a rigidez da sapata corrida deverá ser aumentada, a qual poderá ser conseguida através da utilização de uma viga superior ou inferior de ligação entre sapatas em toda a sua extensão, dependendo do tipo de solo e dos requisitos de construção no nível de fundação.

As sapatas conjuntas são sapatas que albergam vários pilares muito próximos sem que estes estejam necessariamente em fila. O seu dimensionamento é muito semelhante ao dimensionamento das sapatas contínuas, com a excepção de terem de ser analisadas as várias direcções da sapata, consoante o número de pilares que a sapata tem em cada direcção.

2.2. ENSOLEIRAMENTOS GERAIS

2.2.1. INTRODUÇÃO

O ensoleiramento geral é um tipo de fundação directa usado como interface entre os vários pilares em diversas direcções e o solo de fundação. Em locais onde o terreno de fundação tem baixa capacidade de carga ou quando os assentamentos diferenciais devem ser mínimos, a fundação por ensoleiramento geral torna-se mais económica. Quando o terreno tem baixa capacidade de suporte as áreas das bases das sapatas tendem a aumentar até, no limite, se sobreporem. Este tipo de fundações é usual em reservatórios, silos, e em várias estruturas em torre. Quando a área ocupada pelas bases das sapatas ultrapassa 50% da área total de implantação do edifício é usual recorrer-se a este tipo de fundações (ou então a fundações indirectas por estacas). Para uma disposição rectangular de pilares, se o carregamento é aproximadamente semelhante ou se o arranjo de cargas é simétrico, o ensoleiramento será rectangular em planta, excedendo ou não as dimensões do edifício em uma certa área.

No caso do carregamento de pilares ser variável ou se não estiver disposto de forma simétrica, ou ainda se os pilares estiverem no limite da propriedade, o ensoleiramento não vai obedecer de forma simétrica ao arranjo de pilares, podendo não ser obtida a coincidência entre a resultante de cargas e o centro de gravidade da fundação. Como consequência ter-se-á uma excentricidade no carregamento. Há que garantir ainda que a tensão máxima combinada ao longo do ensoleiramento não excede a tensão admissível do solo de modo a que só haja tracção no bordo onde a tensão de compressão é mínima. Deste modo a espessura do ensoleiramento poderá não ser uniforme em toda a sua área. Neste trabalho em particular apenas será modelado um ensoleiramento de espessura constante.

Nos ensoleiramentos de espessura constante, a sua constituição assemelha-se à de uma laje contínua, que suporta directamente os pilares (laje fungiforme), podendo ser constituída com uma espessura superior em redor da base do pilar, assemelhando-se a um capitel invertido. O ensoleiramento actua como uma placa contínua em vez de uma combinação de vigas e lajes, sendo a armadura disposta de forma compatível com as características de deformação da fundação. Tendo em conta a forma de rotura do ensoleiramento seria mais correcto adoptar um sistema de armadura quadruplo incorporando as faixas diagonais. Apesar de esta ideia ter sido considerada em normas antigas, a mesma não foi mantida em normas actuais e, assim sendo, é adoptado o sistema duplo de armação.

É comum recorrer-se a ensoleiramentos em caves enterradas de modo a transmitir as cargas provenientes dos pilares segundo uma distribuição de tensões mais uniforme e de modo a providenciar a cave de uma laje de pavimento. Uma das vantagens de recorrer a ensoleiramentos em caves abaixo do nível freático é a de criar uma barreira à passagem de água. Dependendo dos custos e tendo em conta que um ensoleiramento necessita de armaduras de reforço superiores e inferiores, poderá ser mais económico recorrer-se a sapatas conjuntas ou isoladas, com o objectivo de utilizar uma menor quantidade de aço, mesmo que a área coberta pelas sapatas ultrapasse os 50% da área total de implantação.

Em situações em que o nível freático se situe a uma profundidade reduzida, a construção do ensoleiramento poderá ser complementada com estacas que mobilizem atrito lateral suficiente que contrarie o efeito de impulsão da água.

De acordo com Bowles (1997), os tipos de ensoleiramentos usualmente projectados são (Fig. 2.1): ensoleiramento de espessura constante (*flat plate*), ensoleiramentos de maior espessura na zona inferior dos pilares (*plate thickened under columns*), ensoleiramento tipo *waffle-slabs* com o ensoleiramento reduzindo de espessura nas zonas sem pilares, ensoleiramento com pedestais junto aos pilares (simulando o efeito dos capiteis) e ensoleiramentos constituídos pelas paredes de caves enterradas. A forma mais comum de ensoleiramento é a de espessura constante consistindo numa laje de espessura entre os 0,75 e 2,00 m, reforçado em duas direcções, inferior e superiormente. O ensoleiramento de espessura constante tende a ser sobredimensionado devido muitas vezes ao custo elevado e falta de fiabilidade dos programas de cálculo, sendo o custo recorrente do sobredimensionamento.

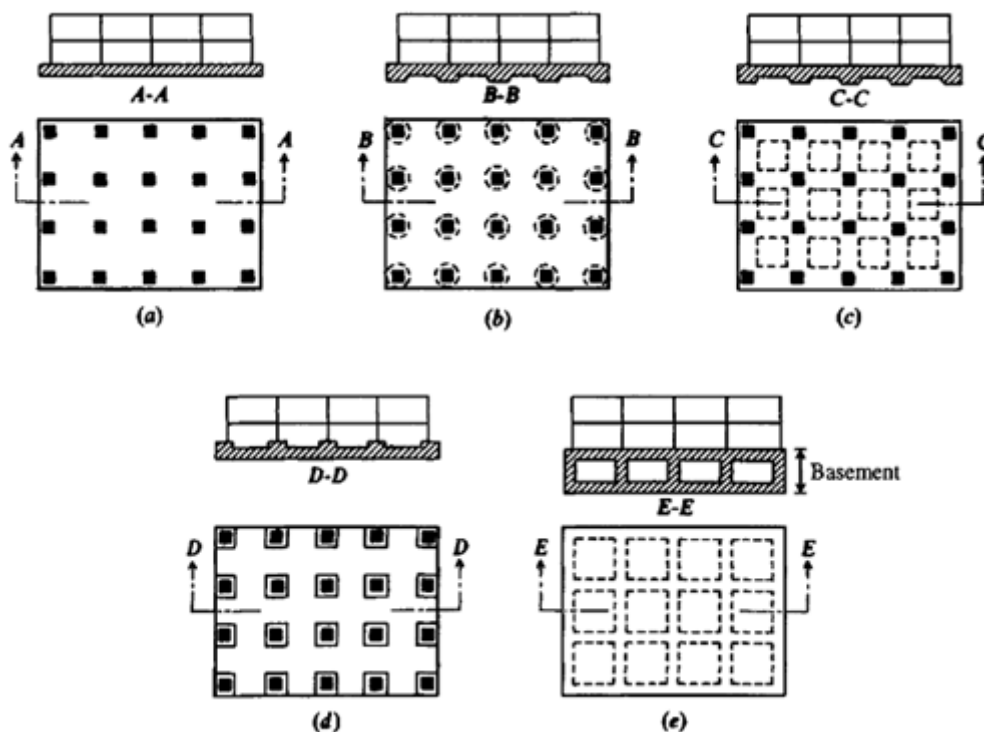


Fig. 2.1 – Tipos de ensoleiramento: a) de espessura constante; b) com "capitel invertido"; c) tipo waffle-slabs; d) com pedestais; e) constituintes das paredes de caves enterradas (Bowles, 1997)

2.2.2. CAPACIDADE DE CARGA DOS ENSOLEIRAMENTOS

Os ensoleiramentos devem ser dimensionados para assentamentos com uma dada tolerância. Esses assentamentos podem ocorrer devido à consolidação do terreno, incluindo efeitos secundários, a assentamentos imediatos ou elásticos, ou à combinação das duas situações.

Os ensoleiramentos transmitem as cargas aplicadas provenientes da superestrutura ao solo introduzindo esforços de compressão e corte nos mesmos. A magnitude dos esforços vai depender da capacidade de carga do solo e da área do ensoleiramento. Deste modo, o ensoleiramento deverá ser estável face ao esforço transversal, sendo que uma fissura devida a este tipo de esforço poderá resultar de uma carga excessiva de punção ou de um momento flector aplicado. O corte por

punçoamento de ensoleiramentos em solos arenosos é a rotura mais comum neste tipo de fundações, especialmente em areias muito soltas. A alta compressibilidade deste tipo de solos leva a assentamentos diferenciais consideráveis.

Vésic (1973) investigou os vários tipos de rotura em fundações superficiais através de ensaios de carga e concluiu que o dimensionamento de fundações superficiais em areias densas é determinado fundamentalmente pelo esforço de corte na fundação, enquanto que em areias soltas esse dimensionamento já é mais condicionado pelo esforço de punçoamento proveniente da superestrutura. (Donald P. Conduto, 2001).

Segundo Bowles (1997), as expressões da capacidade de carga definidas por Vésic (1973,1975), para fundações contínuas, como é o caso dos ensoleiramentos, são as mais apropriadas a ter em conta no seu dimensionamento.

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot f_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot f_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma \cdot f_\gamma \quad (2.1)$$

B – menor dimensão do ensoleiramento (m);

D – altura desde o piso térreo até à base da fundação (m);

c – coesão do maciço terroso;

γ – peso volúmico do solo (kN/m^3)

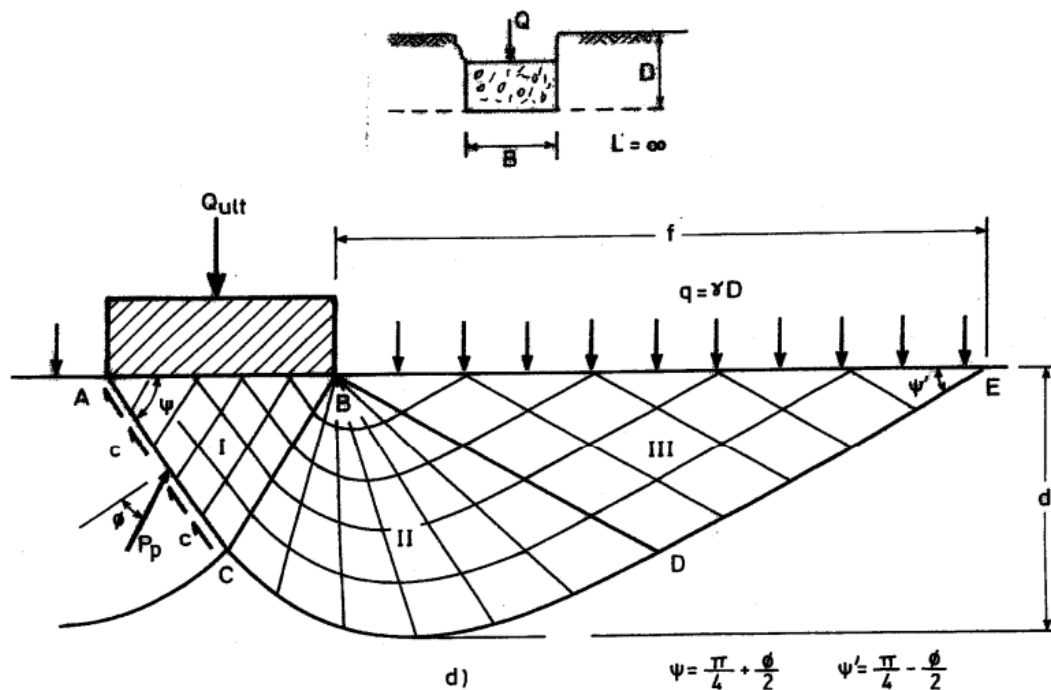


Fig. 2.2 – Mecanismo de rotura de uma fundação superficial (Sebenta de Mecânica dos Solos 2, Matos Fernandes, 2006)

N_c , N_q e N_γ são parâmetros adimensionais e constituem os factores de capacidade de carga dependentes apenas do ângulo de atrito. As expressões de N_c e N_q foram desenvolvidas por Meyerhof (1963) e a de N_γ foi corrigida da proposta por Meyerhof por Vésic (1975).

$$N_q = e^{\pi \cdot tg \phi} \cdot tg^2(\pi/4 + \phi/2) \quad (2.2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot cotg \phi \quad (2.3)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot tg \phi \quad (2.4)$$

Os factores correctivos s são aplicados a fundações superficiais com desenvolvimento não infinito, ou seja, sempre que o desenvolvimento (ou comprimento) da fundação seja da mesma ordem de grandeza da respectiva largura. Segundo o Eurocódigo 7 (2004) as expressões relativas a estes factores são:

- Análises em tensões totais ($\phi = 0$)

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \quad (2.5)$$

$$s_q = 1 \quad (2.6)$$

- Análises em tensões efectivas

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (2.7)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \phi' \quad (2.8)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B}{L} \quad (2.9)$$

No caso particular de fundações superficiais por ensoleiramento geral, $B \times L$ corresponde à área do ensoleiramento.

Os factores i dizem respeito a situações em que a solicitação transmitida ao terreno é inclinada, havendo portanto uma componente normal à base, V , e uma componente tangencial à mesma base, H . As expressões relativas a estes factores presentes no Eurocódigo 7 (2004) são:

- Análises em tensões totais ($\phi = 0$)

$$i_c = 0,5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{B \cdot L \cdot c_u}} \right) \quad (2.10)$$

$$i_q = 1 \quad (2.11)$$

- Análises em tensões efectivas

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_c \cdot \tan \phi'} \quad (2.12)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V+B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'}\right)^m \quad (2.13)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V+B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'}\right)^{m+1} \quad (2.14)$$

Nas equações anteriores, $m = m_B = \frac{2+B/L}{1+B/L}$ caso H seja paralela à menor dimensão da fundação B , ou $m = m_L = \frac{2+L/B}{1+L/B}$ caso H seja paralela à maior dimensão L , ou ainda $m = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$ caso H faça um ângulo θ com a direcção da maior dimensão. É de referir que quando existe uma componente H da carga aplicada à fundação, terá que ser verificada a segurança em relação ao escorregamento pela base. Segundo Matos Fernandes (2006), no caso das fundações de estruturas hiperstáticas de betão armado ou de aço, a contribuição do impulso passivo para a segurança ao escorregamento deve ser desprezada, já que a sua mobilização, ao contrário da resistência da interface entre a base da fundação e o maciço de fundação, exige deslocamentos que na maior parte dos casos serão in comportáveis pelas próprias estruturas.

Por fim, os factores d têm em conta a resistência ao corte do solo acima da base de fundação. Segundo Borges (2008), a consideração da camada de espessura D acima da base da fundação superficial apenas como uma sobrecarga é normalmente justificada pela menor resistência desta camada em relação à do maciço de fundação propriamente dito. No entanto, nalguns casos a contribuição da sua resistência ao corte para a capacidade de carga não é desprezável. Com o objectivo de ter em conta a resistência referida, autores como Meyerhof, Hansen e Vesic propuseram os coeficientes d_c , d_q e d_γ .

Quadro 2.1 – Factores correctivos d_c , d_q e d_γ (Borges, 2008)

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

Matos Fernandes (2006) propõe mais um factor correctivo para a expressão da capacidade de carga relacionado com a localização de um maciço rígido a pequena profundidade. Tendo em conta a Fig. 2.2, as superfícies de cedência que se desenvolvem na rotura não envolvem outra camada senão aquela que está imediatamente subjacente à fundação. Ora tal pode não acontecer quando a camada portante tem subjacente uma formação de muito maior resistência. Este problema foi abordado por Mandel e Salençon (1969) que formulando o problema com base na teoria da plasticidade, obtiveram por via numérica os factores correctivos f_c , f_q e f_γ , das três parcelas da capacidade de carga para ter em conta o efeito inferior da camada portante, fronteira essa admitida como rígida. Estes factores são função do ângulo de atrito da camada portante e da relação entre a largura da fundação, B , e a espessura daquela camada, H .

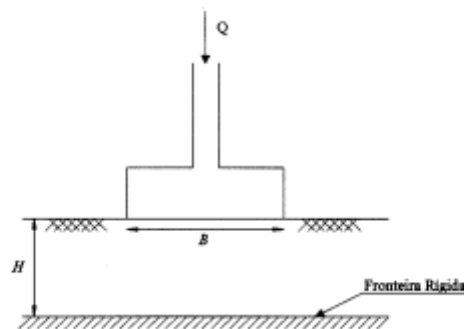


Fig. 2.3 – Estrato rígido a uma profundidade H (Matos Fernandes, 2006)

A tensão máxima admissível pelo solo é determinada tendo por base o factor de segurança correspondente aos ensoleiramentos de determinado valor B (tabela 4-9 Bowles, 1997). De modo a serem consideradas tensões admissíveis de dimensionamento, a capacidade última do terreno é dividida por esse factor de segurança obtendo-se assim a capacidade de carga admissível q_a .

$$q_a = \frac{q_{ult}}{F} \quad (2.15)$$

q_{ult} – carga última;

F – Factor de segurança.

Ao dimensionar a fundação considera-se uma tensão actuante q que não ultrapasse a capacidade de carga admissível q_a . A tensão q é devida à actuação de uma força máxima Q normal à base de fundação e descarregada pela superestrutura. Essa força Q é obtida através das várias combinações de acções mas sem o uso de coeficientes de majoração das mesmas. Uma abordagem alternativa de aplicação da segurança é a preconizada no Eurocódigo 7, através de aplicação de coeficientes de segurança parciais (majoração das acções e minoração das características de resistência dos materiais).

Segundo Coduto (2001), por vezes não são especificados os correctos factores de segurança a aplicar, sendo os próprios engenheiros, baseando-se na sua experiência profissional, a escolher qual o melhor factor de segurança. Para tal, têm em consideração:

- O tipo de solo: a capacidade de resistência ao corte em argilas é inferior à das areias, levando ao uso de maiores factores nas primeiras;

- Dados característicos obtidos *in situ*: projectos em que não tenha sido feito um número mínimo de ensaios *in situ*, envolvem um maior grau de incerteza quanto aos parâmetros característicos do solo, requerendo por isso maiores factores de segurança;
- Em solos com muita variabilidade nas suas características exigem-se maiores factores de segurança;
- Importância da estrutura e consequências de rotura: em projectos importantes, como é o caso de hospitais, e estruturas com grandes relações entre altura e largura, como o caso de torres e chaminés, as consequências de rotura são catastróficas, o que leva à adopção de factores de segurança mais conservativos;
- A frequência com que a carga de projecto ocorre na vida útil da estrutura: certas estruturas, tais como silos, têm maior probabilidade de estarem sujeitas às cargas de projecto durante o seu período de vida do que estruturas como, por exemplo, um edifício de escritórios, obrigando por isso à adopção de factores de segurança superiores.

O verdadeiro factor de segurança necessário é algo inferior ao considerado em projecto devido a:

- Os factores importantes para o corte tais como a coesão e o ângulo de atrito já envolvem factores de segurança, pelo que considerar grandes factores de segurança no dimensionamento é um procedimento conservativo;
- As cargas de serviço são em grande parte da vida útil da estrutura inferiores às consideradas em projecto;
- Os assentamentos controlam o dimensionamento final, fazendo com que a fundação seja mais larga do que o necessário para respeitar o critério da capacidade de carga.

Segundo Meyerhof (1965) quando a capacidade de carga é baseada em ensaios de penetração, como por exemplo o SPT e o CPT, em solos arenosos ou de cascalho arenoso, a expressão da tensão admissível, $q_a = \frac{N}{F_2} \cdot K_d$, definida pelo mesmo (sendo N um valor estatístico médio para a área de influência da fundação desde uma distância de $0,5B$ acima da base até pelo menos $2B$ abaixo da mesma e F_2 o factor de segurança de valor igual a $0,08$), pode ser adaptada para a Equação 2.16.

$$q_a = \frac{N_{55}}{0,08} \cdot \left(\frac{\Delta H_a}{25,0} \right) \cdot K_d \quad (2.16)$$

$K_d = 1 + 0,33D/B \leq 1,33$ e ΔH_a é o assentamento admissível tal como 25, 40, 50, 60mm, etc. O factor $F_2 = 0,08$ converte a equação original de Meyerhof para permitir um incremento de 50% da capacidade de carga e também para converter em kPa. A relação $\Delta H_a/25,0$ permite o uso de qualquer assentamento, desde que a equação original tenha sido baseada no valor mínimo de 25mm.

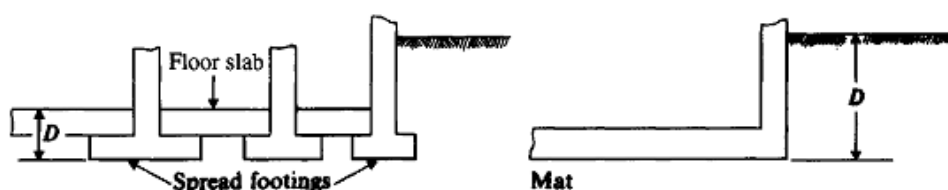


Fig. 2.4 – Aumento da capacidade de carga através do recurso ao ensoleiramento (Bowles, 1997)

Tendo em conta o valor de q_c obtido no ensaio CPT (resistência de ponta ao avanço do aparelho) é possível através da Fig. 2.5 (correlação entre q_c e N em função do diâmetro médio das partículas do solo, segundo Robertson e Campanella, 1983) ou da expressão $N_{55} = \frac{q_c}{4}$, estimar o valor de N_{55} de modo a determinar o valor de q_a .

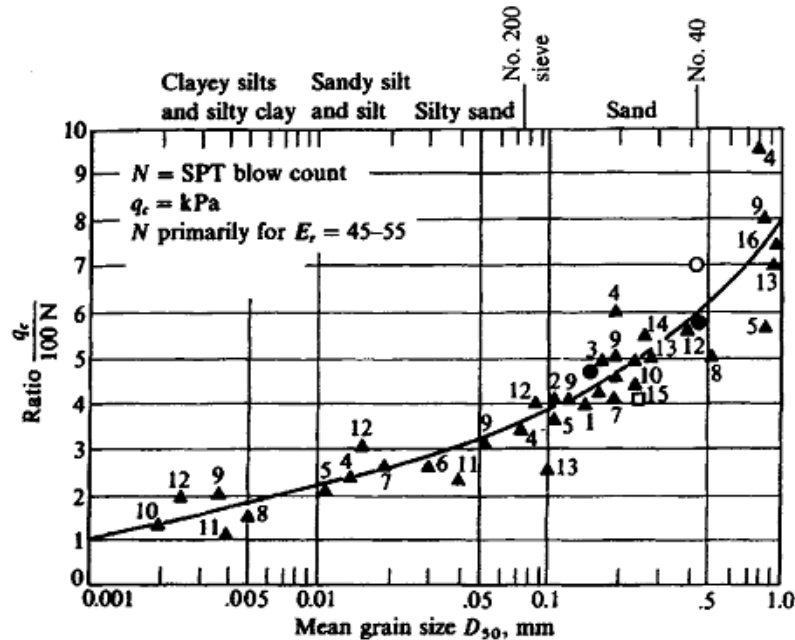


Fig. 2.5 - correlação entre q_c e N em função do diâmetro médio das partículas do solo, segundo Robertson e Campanella, 1983

Em muitos casos o ensoleiramento assenta em solos coesivos em que q_c , proveniente de testes de penetração, é o único parâmetro disponível. Nesses casos as amostras contidas em provetes provenientes de ensaios SPT são submetidas a testes de compressão não confinados (ou confinados triaxiais) de modo a serem obtidos parâmetros de maior fiabilidade. Em alternativa, podem ser realizados ensaios *in situ* para determinar mais parâmetros essenciais ao dimensionamento do ensoleiramento.

2.2.3. ASSENTAMENTOS NOS ENSOLEIRAMENTOS

Os assentamentos em fundações devem ser estimados com muita precaução para edifícios, pontes, torres entre outras estruturas de custo similar. Apenas por coincidência é que os assentamentos determinados recorrendo a programas informáticos correspondem a uma boa estimativa das deformações reais que se dão aquando do carregamento. Durante o assentamento ocorrem modificações da estrutura original do solo, passando o mesmo a estar submetido a novas cargas aplicadas decorrentes das deformações impostas. A deformação que altera o estado de tensão do maciço produz um acumular de distorções das partículas num certo volume de solo em torno das áreas carregadas. A acumulação das deformações das várias partículas numa dada direcção constitui o assentamento nessa direcção.

As principais componentes de um dado assentamento são o rolamento e o escorregamento/deslizar das partículas, que provocam a alteração do índice de vazios e o esmagamento das partículas

alterando, por isso, ligeiramente as características do material. Apenas uma pequena parte do assentamento global é devida a deformações elásticas das partículas. Como consequência, se a carga aplicada é removida, apenas uma pequena parte do assentamento é recuperável. Mesmo que se tenha uma componente elástica reduzida, segundo Bowles (1997), é conveniente considerar que o solo se trata de um material “pseudo-elástico” com os parâmetros “elásticos” E_s , G , μ e k_s de modo a ser possível estimar assentamentos. Esta abordagem parece razoável uma vez que um acréscimo da tensão aplicada causa assentamento, e um grande acréscimo da tensão aplicada causa grandes assentamentos. A experiência indica que esta metodologia leva a resultados satisfatórios, segundo Bowles (1997).

Segundo Coduto (2001), existem dois principais problemas na análise de assentamentos:

- Obtenção de valores razoáveis dos parâmetros elásticos do solo: Problemas em manter amostras de solo inalteradas retiradas *in situ* levam a erros laboratoriais em cerca de 50% ou mais no cálculo desses parâmetros. Por esse motivo, há uma tendência em realizar ensaios *in situ*. A anisotropia dos solos é muito comum, fazendo com que hajam diferenças, por vezes substanciais, entre os valores verticais (os mais úteis) e horizontais dos parâmetros elásticos. De modo a contornar tal problema é usual recorrer-se a correlações entre as várias direcções principalmente para estudos de pré-dimensionamento. Quando a zona de influência dos assentamentos se encontra estratificada é necessário estimar parâmetros elásticos para os diferentes estratos.
- Obtenção de valores acerca do estado de tensão razoáveis através da aplicação de cargas: Verifica-se geralmente uma certa dificuldade em modelar em programas de cálculo os valores numéricos correctos bem como a profundidade de influência efectiva de um dado assentamento. Uma forma de ultrapassar tal dificuldade passa pelo recurso a equações da teoria da elasticidade que tenham em conta a profundidade de influência desde a base de fundação até à profundidade desejada (normalmente essa profundidade atinge valores na ordem de quatro a cinco vezes a largura da fundação).

A Equação 2.17 é usada para estimar os assentamentos verticais.

$$s = \int_0^z \frac{\Delta\sigma}{E_s} dz \quad (2.17)$$

$\Delta\sigma$ – Acréscimo de tensão, é função da carga e da profundidade de influência;

E_s - Módulo de deformabilidade de um dado estrato, é função da profundidade de influência e do tipo de solo constituinte do estrato;

z – profundidade de influência do assentamento.

A expressão atrás descrita é genérica, sendo necessário pormenorizar a mesma no caso de estratos estratificados.

Os assentamentos são geralmente classificados como imediatos e de consolidação (primária e/ou secundária). Os assentamentos por consolidação são tidos em conta em solos saturados ou praticamente saturados, onde se pretende estimar o assentamento final bem como o tempo que demora a ocorrer tal assentamento.

$$S = s_i + s_c + s_d \quad (2.18)$$

s_i - Assentamento imediato;

s_c - Assentamento por consolidação primária;

s_d - Assentamento por consolidação secundária.

Segundo Matos Fernandes, a aplicação da Teoria da Elasticidade na determinação do estado de tensão e deformações associadas aos assentamentos imediatos têm duas condições: as solicitações têm que ser essencialmente monótonas (crescem até determinado valor e partir do mesmo mantêm-se sensivelmente constantes) e as tensões transmitidas ao solo têm que ser modestas em relação à tensão de rotura do próprio solo, isto é, ao valor da capacidade de carga. Estas duas condições são verificadas geralmente com as fundações superficiais de edifícios correntes. Em particular, a segunda verifica-se pela grande susceptibilidade aos assentamentos diferenciais das estruturas hiperestáticas e especialmente dos revestimentos. Tudo isto faz com que o dimensionamento das fundações seja regido por condições de deformabilidade do solo e não tanto pelas condições de segurança em relação à rotura do solo. Esta circunstância leva à adopção no contacto fundação-terreno de tensões relativamente baixas, para as quais se verifica uma razoável proporcionalidade em relação às deformações que são ocasionadas no maciço. Assim sendo, o assentamento imediato à superfície pode ser determinado pela aplicação da Lei de Hooke.

$$s_i = \sum_{j=1}^n \frac{1}{E_j} \cdot [\Delta\sigma_{zj} - \nu_j \cdot (\Delta\sigma_{xj} + \Delta\sigma_{yj})] \cdot h_j \quad (2.19)$$

$\Delta\sigma_{zj}, \Delta\sigma_{xj}, \Delta\sigma_{yj}$ - acréscimos de tensão nas diferentes direcções ortogonais;

h_j - altura de uma camada genérica;

ν_j - Coeficiente de Poisson de uma camada genérica.

A Equação 2.19 mencionada é a expressão geral usada para determinar assentamentos imediatos, estando já adaptada para estratos estratificados. No caso de um estrato algo homogéneo em que as características elásticas sejam constantes em profundidade a expressão a utilizar pode ser a Equação 2.17, atrás mencionada, tendo em conta os acréscimos de tensão nas três direcções ortogonais. Esses acréscimos podem ser exprimidos analiticamente em função da carga aplicada à superfície, das coordenadas do ponto em análise, das dimensões da área carregada e do coeficiente de Poisson, no caso das direcções x e y. Desenvolvendo o integral, é possível chegar à Equação 2.20.

$$s_i = q \cdot B \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_S \quad (2.20)$$

B – maior dimensão da área carregada;

I_S - coeficiente que é função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento.

I_S e consequentemente s_i , são função do ponto sob o qual se procedeu à integração das deformações verticais uma vez que a solução analítica obtida pela expressão anterior não corresponde em rigor ao

caso do carregamento de um maciço por uma fundação. Isto justifica-se pelo facto de se tomar a pressão actuante à superfície como uma sobrecarga, ou seja, supondo que cada força elementar de que esta é composta se aplica ao meio elástico sem que exista qualquer solidariedade física com as forças vizinhas. A Equação 2.20 é proveniente de uma simplificação do método de Boussinesq.

Para carregamentos em solos normalmente consolidados a Equação 2.21 é usada para o cálculo do assentamento por consolidação primária.

$$s_c = \frac{h_0}{1+e_0} \cdot C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (2.21)$$

No caso de se tratar de um carregamento de um solo sobreconsolidado em que durante o mesmo a tensão efectiva de pré-consolidação não seja ultrapassada, a Equação 2.22 é a mais adequada.

$$s_c = \frac{h_0}{1+e_0} \cdot C_r \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (2.22)$$

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

σ'_{v0} - tensão efectiva vertical de repouso;

e_0 - índice de vazios inicial;

h_0 - espessura inicial de um dado estrato do maciço;

C_c - índice de compressibilidade;

C_r - índice de recompressibilidade.

Para que o cálculo seja matematicamente mais rigoroso é conveniente considerar o estrato dividido em vários substratos e para cada substrato aplicar as expressões mencionadas, procedendo no final ao somatório dos resultados obtidos.

Durante muito tempo os assentamentos por consolidação secundária apenas eram tidos em conta para solos argilosos. No entanto, Burland e Burbidge (1985) desenvolveram um estudo no qual concluíram que em solos granulares as fundações também sofrem assentamentos diferidos no tempo que não devem ser desprezados. Tais assentamentos são significativos em fundações sujeitas a cargas variáveis. Segundo os mesmos autores a Equação 2.23 é a adequada para estimar o assentamento por consolidação secundária ao fim de um determinado tempo, t , superior a três anos.

$$s_d = s_t = s_i \cdot \left(1 + R_3 + R_t \cdot \log \frac{t}{3}\right) \quad (2.23)$$

R_3 e R_t são os assentamentos diferidos no tempo, expressos como fracções de s_i , correspondentes aos três primeiros anos após a construção e a cada ciclo logarítmico de tempo após os mesmos três anos, respectivamente. Burland e Burbidge sugerem para cargas essencialmente constantes valores de 0,3 e de 0,2 para R_3 e R_t , respectivamente, o que significa considerar $s_t = 1,5s_i$ para $t=30$ anos. Para cargas

com variações significativas, os valores sugeridos são, respectivamente, 0,7 e 0,8, o que corresponde a um $s_t = 2,5s_i$ para $t=30$ anos.

Skempton e Bjerrum (1957) desenvolveram um método de determinar o assentamento total em fundações superficiais. Ao contrário do método anterior que tem em conta o assentamento unidimensional, este método avalia os assentamentos tridimensionalmente, dividindo o assentamento em duas componentes: o assentamento imediato δ_d (também chamado de assentamento de distorção, inicial ou não drenado) que é causado pela distorção lateral do solo subjacente à fundação, e o assentamento de consolidação δ_c (também conhecido como assentamento de consolidação primária) que é causado por mudanças no volume do solo que resulta de mudanças da tensão efectiva. Deste modo, segundo Skempton e Bjerrum o assentamento de fundações superficiais é dado pela Equação 2.24.

$$\delta = \delta_d + \psi \cdot \delta_c \quad (2.24)$$

δ - assentamento total;

δ_d - assentamento de distorção ou imediato, baseado na teoria da elasticidade e podendo ser obtido pelas equações anteriormente definidas para s_i ;

ψ - factor de ajuste tridimensional, relacionado com as pressões de água no solo;

δ_c – assentamento de consolidação, que pode ser obtido pelas equações definidas anteriormente para s_c .

Em maciços onde a ocorrência de assentamentos constitui um problema para a superestrutura bem como a nível dos revestimentos do edifício, os ensoleiramentos surgem como a melhor solução a adoptar para as fundações. São aconselhados para solos com depósitos irregulares, com “lençóis” de material compressível, partículas de rocha suspensa, etc. Existem diversas metodologias para o controlo desses assentamentos, entre elas: recurso a uma grande fundação de modo a produzir tensões de contacto com o solo reduzidas; criar o efeito de flutuação, isto é, fazer com que o peso da superestrutura, combinado com o do ensoleiramento, iguale o peso do solo escavado de modo a minimizar assentamentos; dimensionar o ensoleiramento recorrendo ao conceito de distribuição de esforços, relacionado com a rigidez do ensoleiramento e com a contribuição da rigidez da superestrutura ao ensoleiramento; permitir que hajam maiores assentamentos na fundação sem comprometer a estabilidade estrutural, tendo em conta esses mesmos assentamentos no dimensionamento do ensoleiramento.

O efeito de flutuação deverá fazer com que os assentamentos do ensoleiramento sejam limitados a um certo intervalo (geralmente entre 50 e 80mm). O problema que levanta maiores preocupações é o dos assentamentos diferenciais. Mais uma vez, o ensoleiramento geral surge como a melhor solução para reduzir estes valores.

Segundo Coduto (2001), as causas mais comuns da ocorrência de assentamentos diferenciais são:

- Variação no perfil do solo: Uma estrutura pode, por vezes, estar em parte assente num solo compacto e em parte num solo solto, levando a assentamentos diferenciais excessivos entre as suas fundações. Esta causa é das mais importantes para a ocorrência de assentamentos diferenciais;

- Variação das cargas provenientes da superestrutura: No dimensionamento da fundação consideram-se diferentes combinações de cargas de forma a ter em conta a combinação que leva a um maior assentamento diferencial;
- Dimensionamento condicionado pela capacidade de carga: certas fundações podem ser condicionadas pela capacidade de carga e não pelo assentamento, logo mesmo o assentamento considerado em projecto pode ser menor do que os que são considerados em outras fundações da mesma estrutura;
- Tolerâncias de construção: as dimensões das fundações concretizadas *in situ* têm sempre alguma variação em relação às dimensões estipuladas em projecto, variando as mesmas de umas fundações para as outras, mesmo que as suas dimensões de projecto sejam iguais. Tal factor irá levar a assentamentos diferenciais, tão importantes quanto a diferença entre as dimensões das fundações.

Coduto (2001) refere um método de cálculo de assentamentos diferenciais que recorre a uma série de análises de assentamentos totais, as quais consideram a variação expectável em cada um dos factores relevantes. Por exemplo, uma análise pode considerar o caso mais desfavorável acerca das propriedades do solo, cargas, entre outros, enquanto que outra análise pode considerar o caso mais favorável dessas mesmas propriedades. A diferença entre os assentamentos obtidos das duas análises constitui o assentamento diferencial.

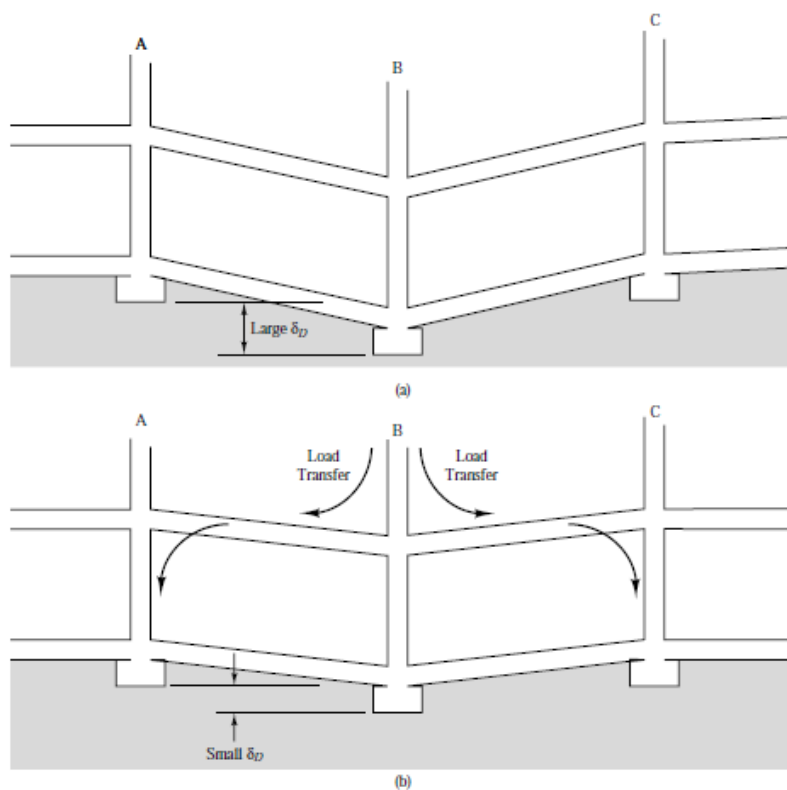


Fig. 2.6 – Influência da rigidez estrutural nos assentamentos diferenciais: a) estrutura flexível que tem uma distribuição de cargas reduzida e que pode sofrer maiores assentamentos diferenciais; b) estrutura rígida que tem maior capacidade de distribuição de esforços e por isso maior resistência à ocorrência de assentamentos diferenciais.

Bjerrum (1963) desenvolveu um estudo que comparava os assentamentos totais com os diferenciais, indicando ordens de grandeza para as distorções angulares admissíveis, α . Tendo por base o

afastamento médio entre pilares, l , é possível determinar o assentamento diferencial máximo admissível entre pontos de apoios contíguos (Fig. 2.7).

$$s_{dif} = \alpha \cdot l \quad (2.25)$$

Uma vez que os assentamentos máximos são difíceis de serem estimados devido às heterogeneidades dos maciços naturais e capacidade de redistribuição de cargas pelas estruturas hiperstaticas, na prática são fixados os assentamentos máximos admissíveis em vez de limitar o assentamento diferencial máximo. Deste modo, Matos Fernandes (2006) estabeleceu as relações dispostas nas Equações 2.26 e 2.27 entre os valores máximos do assentamento total e do assentamento diferencial para solos sedimentares e para solos residuais, respectivamente.

$$s_{dif.max} = 0,5 \cdot s_{max} \quad (2.26)$$

$$s_{dif.max} = s_{max} \quad (2.27)$$

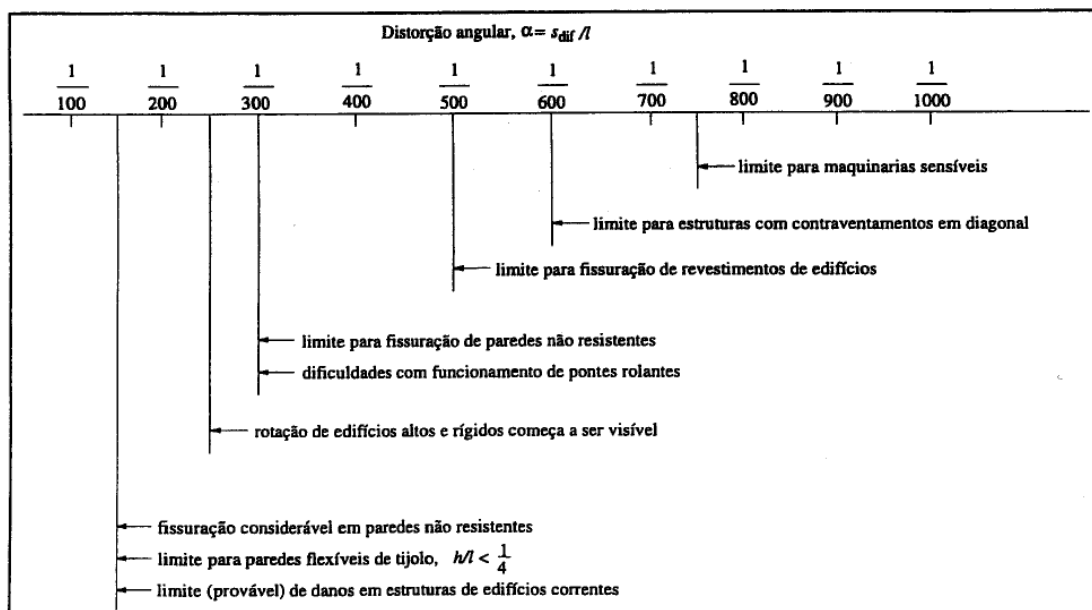


Fig. 2.7 – Distorções angulares admissíveis para diferentes situações (Bjerrum, 1963)

Devido à continuidade estrutural, os ensoleiramentos sofrem menores assentamentos diferenciais, ou pelo menos o assentamento diferencial ocorre numa distância maior e por isso é menos problemático. Estes assentamentos são bastante controlados pela rigidez do ensoleiramento.

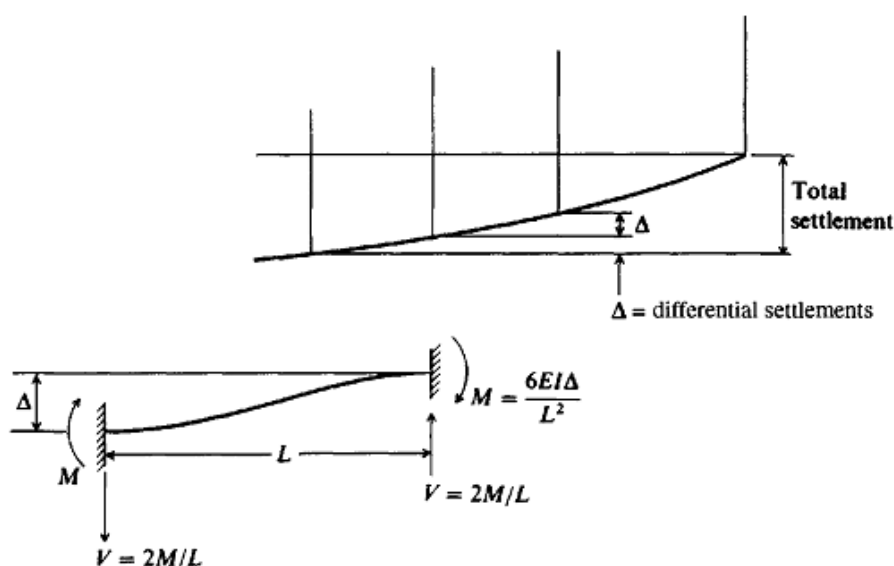


Fig. 2.8 – Redução dos momentos flectores na superestrutura recorrendo ao ensoleiramento. O momento flector M é baseado no assentamento diferencial entre pilares e não no assentamento total (Bjerrum, 1963 retirada de Bowles, 1997)

Através da Fig. 2.8 é possível constatar que os momentos flectores ($6EI\Delta/L^2$) e os esforços transversos ($12EI\Delta/L^3$) induzidos na superestrutura dependem dos deslocamentos diferenciais Δ entre as extremidades da viga. A continuidade promovida pelos ensoleiramentos faz com que haja um menor valor de assentamento total esperado em comparação com as sapatas isoladas (Bowles, 1997).

Quadro 2.2 – Assentamento máximo e diferencial expectável para os dois tipos de fundações (Bowles, 1997)

Tipo de fundação	Assentamento máximo espectável (mm)	Assentamento diferencial espectável (mm)
Sapatas	25	20
Ensoleiramento	50	20

Segundo Bowles (1997), o assentamento diferencial pode ser arbitrariamente considerado como 20mm se o assentamento total esperado não ultrapassar os 50mm, ou poderá ser estimado aproximadamente usando o factor de rigidez K_r .

$$K_r = \frac{EI_b}{E_s B^3} \quad (2.28)$$

$$EI_b = EI_f + \sum EI_{bi} + \sum \frac{Eah^3}{12} \quad (2.29)$$

EI_b - Rigidez à flexão da superestrutura e do ensoleiramento

E - Módulo de elasticidade da superestrutura

El_f - Rigidez à flexão do ensoleiramento

E_s - Módulo de elasticidade do solo

$\sum \frac{Eah^3}{12}$ - Rigidez efectiva das paredes perpendiculares a B

$\sum El_{bi}$ - Rigidez dos vários membros que compõe a superestrutura e que conferem rigidez à mesma

B - Largura da base de fundação perpendicular à direcção de interesse.

O comité 336 da ACI, que propôs a consideração do factor de rigidez K_r , sugeriu que os assentamentos diferenciais estão relacionados com o assentamento total estimado da fundação bem como com o factor de rigidez K_r da estrutura, tal como se indica na seguinte tabela.

Quadro 2.3 – Assentamento diferencial espectável de acordo com o factor de rigidez K_r e o assentamento total s

K_r	Assentamento diferencial espectável
0	0,5xs para base longa
	0,35xs para base quadrada
0,5	0,1xs
>0,5	Ensoleiramento rígido, sem assentamentos diferenciais

A análise dos assentamentos deve ser feita em zonas onde os acréscimos de tensão excedem a tensão *in situ* p'_0 . Estes podem ser imediatos e/ou de consolidação ajustados para um determinado OCR , e dependem da estratificação do solo.

O maior problema que se verifica, especialmente em escavações profundas em solos argilosos, é a expansão dos mesmos e/ou o caudal de água do subsolo que afluí lateralmente para a base de escavação, fazendo com que a mesma se eleve. Este fenómeno de impulsão faz com que a elevação atinja valores na ordem dos 25 aos 50mm. É difícil determinar em softwares de cálculo os assentamentos quando ocorre impulsão. Teoricamente, este problema pode ser resolvido se for reaplicada ao ensoleiramento uma tensão q_0 igual à inicialmente existente antes da escavação. Na prática tal metodologia não resulta, e mesmo que possa ter alguma eficácia nunca pode ser realizada à mesma velocidade com que ocorre este fenómeno. É de esperar que se parte da impulsão se dá devido a um fluxo lateral profundo de água, será muito difícil de prever qual a elevação que provoca e quanto é que dessa elevação poderá ser compensada por uma recompressão elástica. Geralmente, em obras onde ocorre o efeito de impulsão, é necessária uma avaliação de perícia por parte de engenheiros com alguma experiência em obras semelhantes, com o objectivo de estimar qual será a resposta do solo, já que não existem teorias exactas capazes de resolver este tipo de problemas. Alguns especialistas referem que, recorrendo a um modelo de elementos finitos eficaz é possível resolver o problema. No entanto, os resultados obtidos por softwares baseados nesse modelo apenas permitem obter algumas medições, que por si só não permitem resolver o problema, por mais avançado que seja o software. A razão é a de que um modelo de elementos finitos será tão eficaz quanto mais precisos forem os parâmetros E_s e μ introduzidos no software. Mesmo que seja possível obter um E_s inicial preciso, este tenderá a reduzir durante e após a escavação, à medida que diminui a tensão confinada p'_0 e que ocorre a expansão do solo. No entanto, actualmente são utilizados modelos complexos, como por exemplo os

baseados na Mecânica dos Solos dos estados Críticos, que, em grande parte, ultrapassam os inconvenientes referidos.

A impulsão pode também ocorrer em escavações profundas de solos arenosos mas a elevação produzida é reduzida. Este fenómeno não é considerado em escavações na ordem os 2 a 3 metros na maioria dos solos, mas pode traduzir-se num problema maior em escavações na ordem dos 10 a 20 metros de profundidade em solos argilosos.

2.2.4. MÓDULO DE REACÇÃO DO SUBSOLO k_s OU COEFICIENTE DE WINKLER

O módulo k_s trata-se de uma relação conceptual entre a tensão no solo subjacente à fundação e o assentamento que é largamente utilizado na análise estrutural de fundações tais como sapatas contínuas e ensoleiramentos (Equação 2.30), como à frente se verá:

$$k_s = \frac{q}{s} \quad (2.30)$$

s é o assentamento sofrido pela base da fundação e q é a relação entre a força aplicada e a área da fundação. Uma vez que k_s depende de q e s , vai depender também das coordenadas na base de fundação onde se considera s .

Segundo Bowles, k_s é tomado como constante depois de ser atingido (Fig. 2.9) um assentamento máximo X_{max} . Depois desse assentamento máximo ser atingido a tensão no solo passa a ser constante e de valor $q_{con} = k_s(X_{max})$. O valor de X_{max} pode ser directamente estimado para um valor na ordem dos 6 a 25 mm ou por inspecção da curva obtida através de um teste de carga.

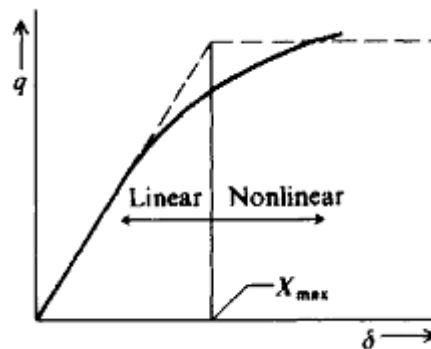


Fig. 2.9 – Determinação experimental do módulo k_s

O Quadro 2.4 mostra a ordem de grandeza do módulo k_s para diferentes tipos de solos (Bowles, 1997).

Quadro 2.4 – Ordem de grandeza de k_s para diferentes tipos de solo (Bowles, 1997)

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

2.3. DIMENSIONAMENTO DE ENSOLEIRAMENTOS: MÉTODOS UTILIZADOS

2.3.1. INTRODUÇÃO

O problema da interacção entre o solo e a base da fundação resume-se basicamente à determinação das tensões de contacto, distribuídas ao longo da interface dos dois elementos. Uma vez determinadas as tensões nessa interface é possível proceder a uma avaliação da deformação ocorrida, dos momentos flectores e esforço transversal, bem como dos assentamentos ocorridos, comparando estes últimos com os assentamentos admissíveis.

Existem diversos métodos de dimensionamento de ensoleiramentos: o método simplificado de fundações rígidas, o método simplificado de fundações flexíveis e o método dos elementos finitos. Estes métodos serão descritos nas secções seguintes.

2.3.2. MÉTODO SIMPLIFICADO DE FUNDAÇÕES RÍGIDAS

De todos os métodos de dimensionamento este método é o mais simples, não exigindo por isso grande esforço em termos de cálculo analítico. Este método começa por dividir o ensoleiramento em bandas rectangulares segundo as direcções x e y, de dimensões constantes carregadas por uma linha de pilares, sendo cada banda resistida pela tensão do solo. Cada banda é estudada como uma fundação conjunta com as fundações adjacentes, mas analisada individualmente. Este método é aplicável quando o ensoleiramento é infinitamente rígido e a distribuição de pilares é uniforme em termos espaciais e em termos de cargas aplicadas a cada um deles. No entanto, não é muito recomendável actualmente devido à grande quantidade de simplificações que se vão realizando ao longo do cálculo analítico e também devido à variedade de programas de cálculo disponíveis no mercado e de fácil utilização. Um ensoleiramento é demasiado importante e dispendioso (cerca de 5 a 10% do custo total de todos os elementos estruturais) para que não seja utilizado um programa de cálculo refinado com os melhores métodos analíticos, Bowles (1997).

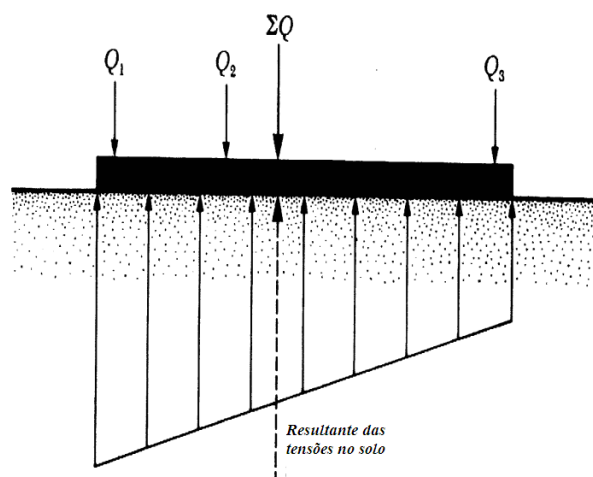


Fig. 2.10 – Princípios de dimensionamento do método convencional rígido (Das, 1984)

2.3.3. MÉTODO SIMPLIFICADO DE FUNDAÇÕES FLEXÍVEIS

Segundo este método o solo é assumido como sendo equivalente a um número infinito de molas elásticas, tal como mostra a Fig. 2.11, sendo esta fundação apelidada de fundação Winckler. A constante elástica associada a cada mola é o coeficiente de Winckler, k_s .

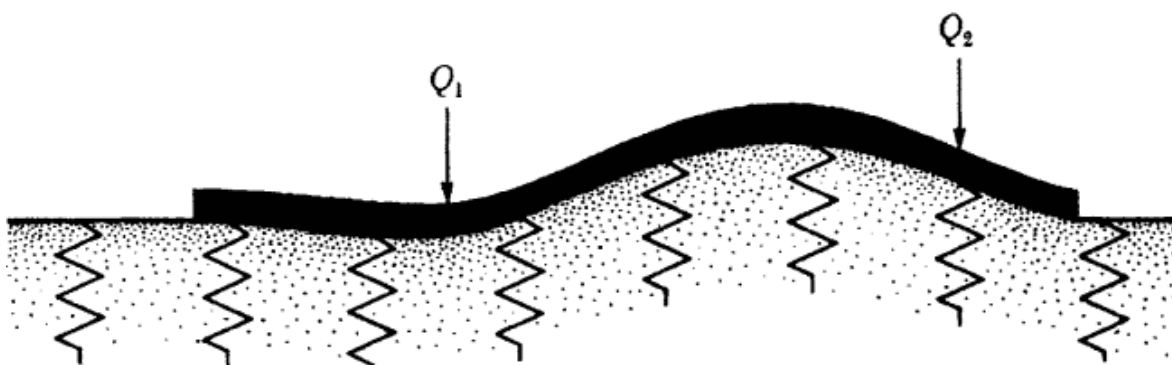


Fig. 2.11 – Princípios do método simplificado de fundação flexível (Das, 1984)

O conceito por detrás do dimensionamento de fundações flexíveis consiste em considerar uma viga de largura B e comprimento infinito, tal como está ilustrado na Fig. 2.12, sendo que essa viga está sujeita a uma única carga concentrada Q .

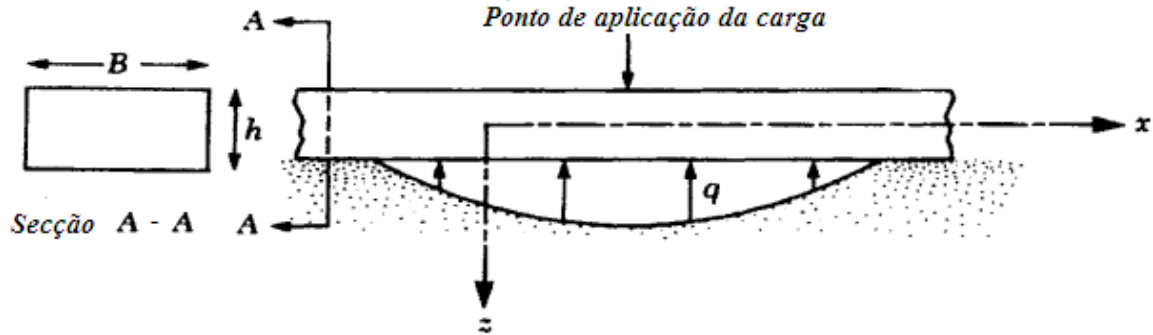


Fig. 2.12 – Derivação de viga numa fundação elástica (Das, 1984)

Partindo dos fundamentos da Mecânica, o momento M em qualquer secção da viga é expresso pela Equação 2.31.

$$M = \frac{E_V}{I_V} \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} \quad (2.31)$$

E_V - Modulo de Young da viga;

I_V - Momento de Inércia da viga;

Por sua vez, $I_V = \frac{1}{12} B h^3$, em que h corresponde à altura da secção da viga. Uma vez que o esforço transversal $V = dM/dx$ e $q = dV/dx = d^2 M/dx^2$, substituindo na Equação 2.31 vem:

$$q = \frac{E_V}{I_V} \cdot \frac{d^4 z}{dx^4} \quad (2.32)$$

em que, $q = -\delta \cdot k'_S$ e $k'_S = k_S \cdot B$. Sendo que,

$$-\delta \cdot k_S \cdot B = \frac{E_V}{I_V} \cdot \frac{d^4 z}{dx^4}$$

vem:

$$\delta = e^{\alpha x} (A' \cos \lambda x + A'' \sin \lambda x) \quad (2.33)$$

δ – Assentamento num dado ponto da fundação;

A' e A'' – constantes;

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_s B}{4EI}}.$$

2.3.4. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADO AOS ENSOLEIRAMENTOS

O desenvolvimento do Método dos Elementos Finitos (MEF) começou com Hrennikoff (1941) no campo da engenharia de estruturas. O MEF trata-se de um método numérico de resolução de problemas da física e da engenharia, tais como a transferência de calor, transferência de massa, potencial electromagnético, análise do escoamento de fluidos e análise estrutural.

Para problemas que envolvem geometrias, cargas e propriedades de materiais complexas, não é possível obter normalmente soluções analíticas matemáticas. Estas soluções requerem geralmente a solução de equações diferenciais as quais não são facilmente obtidas devido à complexidade das geometrias, cargas aplicadas e propriedades dos materiais envolvidos. Assim, são necessários métodos numéricos para chegar a soluções aceitáveis. A formulação de elementos finitos de um problema consiste num sistema de equações algébricas, em vez de um conjunto de equações diferenciais. Estes métodos numéricos permitem obter valores aproximados de incógnitas nos pontos discretos. Desta forma, este processo de modelação que divide “um corpo” num sistema equivalente de pequenos corpos ou unidades (elementos finitos) interligados por pontos comuns a dois ou mais elementos (pontos nodais ou nós). No MEF, em vez de se resolver o problema para o corpo todo numa só operação, as equações para cada elemento finito são formuladas e combinadas com outras para obter a solução para todo o corpo.

Em suma, a solução para problemas estruturais passa por determinar os deslocamentos em cada nó, as deformações e as tensões em cada um dos elementos que compõem a estrutura sujeita a cargas aplicadas.

O MEF só começou a tornar-se prático para a resolução de problemas de engenharia nos anos 50. Este método transformou o problema das fundações assentes num maciço num processo informático de análise matricial (Zienkiewicz e Cheung, 1967). O ensoleiramento é modelado como uma malha de elementos finitos interligados apenas em nós, e o solo pode ser modelado como um conjunto de molas isoladas (fundação Winckler) ou como um meio com um comportamento constitutivo mais ou menos complexo. A matriz de análise estrutural pode ainda incluir a influência da superestrutura.

3

MODELO CONSTITUTIVO DO SOLO

3.1. INTRODUÇÃO

O comportamento constitutivo dos solos é normalmente bastante complexo devido à grande diversidade de factores que o influenciam. Depende das suas características intrínsecas, como por exemplo, a sua natureza física, consistência, estado de tensão *in situ*, entre outros, bem como das características da acção que lhe é imposta pelas fundações, modificando assim o seu estado de tensão inicial.

Segundo Cardoso (1987), no comportamento dos solos sujeitos a deformações por corte, são de realçar os seguintes aspectos:

- As relações entre as tensões e as deformações são não lineares sendo que parte das deformações não são recuperáveis;
- O comportamento dos ciclos de carga e descarga pode ser considerado linear independentemente no nível de tensão inicial;
- A deformabilidade e a resistência variam com a tensão principal intermédia σ_2 ;
- As trajectórias de tensão influenciam o comportamento dos solos para além destes serem influenciados pelo estado de tensão inicial e final.

Para que fossem considerados todos os parâmetros envolvidos no comportamento dos solos seria necessária a determinação laboratorial extensiva de todos eles, tornando o estudo inviável e pouco prático. Além do mais, um modelo “perfeito” exigiria um software muito complexo, com problemas de convergência de resultados, e sem utilidade prática em obras de geotecnia (Cardoso, 1987, Medeiros e Eisenstein, 1983, Lopes, 1992, Lewis e Schrefler, 1987).

É de referir ainda que um maciço terroso em condições reais não é um material homogéneo, sendo que as variabilidades e incertezas que apresenta em relação à sua estrutura física e comportamento mecânico são mais significativas do que o grau de precisão de um modelo “perfeito”.

Neste sentido torna-se necessário adoptar um modelo que utilize um número reduzido de parâmetros facilmente obtidos em laboratório ou *in situ*, que tenham em conta as características mais importantes do comportamento do solo e que, deste modo, permitam a resolução dos principais problemas de interesse prático.

O modelo escolhido para as simulações numéricas deste trabalho foi o modelo $p-q-\theta$ (Borges, 1995). Trata-se de um modelo elastoplástico com superfícies de cedência fechadas, com endurecimento ou amolecimento dependente do tipo de trajectória de tensão e onde o conceito de cedência está separado do de rotura final ou estado crítico. Este modelo adopta a superfície de Mohr-Coulomb para a

superfície de estados críticos. Diz-se que uma região de solo se encontra em estado crítico, ou rotura última, quando ao deformar-se não se verificam variações de volume nem variações das componentes do tensor das tensões efectivas. Um solo sujeito a deformações distorcionais pode entrar em cedência e continuar a deformar-se até eventualmente atingir a linha de estado crítico, situação em que se verificam as condições de plasticidade perfeita.

3.2. MODELO p - q - θ

3.2.1. PREÂMBULO

Tal como já foi referido, o modelo p - q - θ utilizado neste trabalho é um modelo da Mecânica dos Solos de Estados Críticos.

Neste subcapítulo será feita uma caracterização do modelo em causa, seguindo de perto, em parte, o referido em Borges (1995).

3.2.2. RELAÇÃO VOLUME ESPECÍFICO – TENSÃO MÉDIA EFECTIVA

Na teoria dos estados críticos as curvas de compressão virgem, descompressão e recompressão isotrópicas (isto é, quando $q=0$, sendo q a tensão de desvio) assumem-se como lineares no referencial $(\ln p, v)$, sendo v o volume específico do solo, ou seja, o volume de solo que contém uma unidade de volume material sólido ($v=1+e$, onde e representa o índice de vazios), e p a tensão média efectiva.

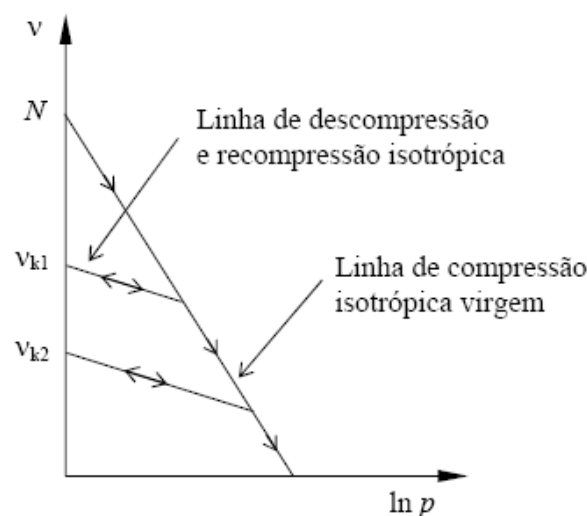


Fig. 3.1 - Curvas teóricas, na teoria de estado crítico, de compressão, descompressão e recompressão no referencial $(v, \ln p)$

A linha de compressão isotrópica virgem, ou linha de consolidação isotrópica, representa-se pela seguinte equação:

$$v = N - \lambda \cdot \ln p \quad (3.1)$$

em que λ e N são constantes características do solo. Por sua vez, as equações das linhas de descompressão ou recompressão isotrópicas definem-se da seguinte forma:

$$v = v_k - k \cdot \ln p \quad (3.2)$$

Nesta equação k é, igualmente, uma característica do solo e v_k depende do ponto da linha de consolidação isotrópica correspondente ao início de um processo de descompressão-recompressão.

3.2.3. LINHA DE ESTADOS CRÍTICOS (L.E.C)

Segundo a teoria dos estados críticos, quando uma amostra de solo é sujeita a tensões de desvio, ela tende a aproximar-se da linha de estados críticos definida pelas seguintes equações:

$$q = M \cdot p \quad (3.3)$$

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p \quad (3.4)$$

Γ trata-se de uma característica do solo (volume específico de solo em situação de estado crítico para $p=1$) e M é uma função do invariante θ e do ângulo de atrito ϕ (definido em termos de tensões efectivas) sob a forma:

$$M = \frac{3 \sin \phi}{\sqrt{3} \cos \theta + \sin \phi \sin \theta} \quad (3.5)$$

Estas três equações enunciadas definem assim, no referencial (p, v, q) , a linha de estados críticos.

Na Fig. 3.2 representa-se essa linha para estados de tensão mantendo um valor constante de θ (ou M). Na Fig. 3.3 estão desenhadas representações esquemáticas nos referenciais (p, q) e $(\ln p, v)$.

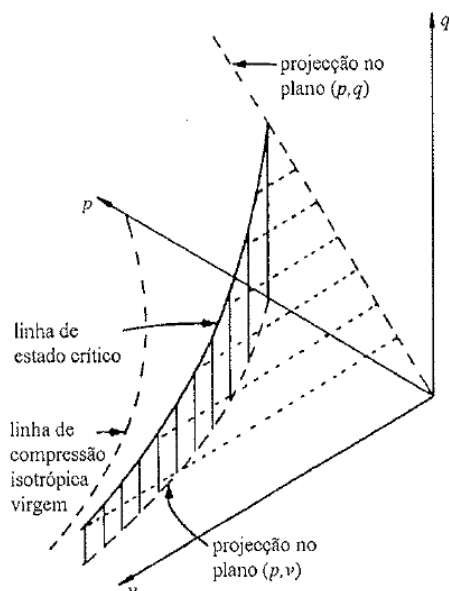


Fig. 3.2 - L.E.C. no referencial (p, v, q)

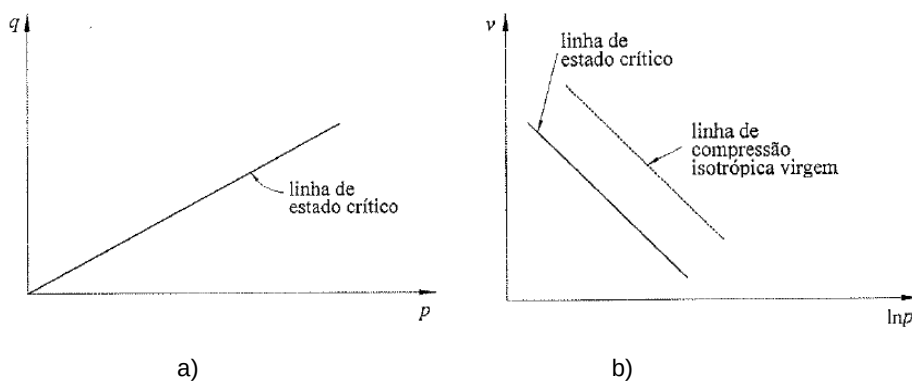


Fig. 3.3 - L.E.C. nos referenciais: a) (p, q) ; b) $(\ln p, v)$

Na Fig. 3.3, a linha de estados críticos no referencial (p, q) é uma recta cuja inclinação, definida pelo ângulo Ψ , é variável pois é função não só do ângulo de atrito ϕ (que é constante), mas também de θ (que depende do estado de tensão e que pode variar entre -30° e 30°).

De modo a avaliar a proximidade de um determinado estado em relação ao estado crítico, torna-se necessário definir o conceito de nível de tensão, SL , descrito na Equação 3.6.

$$SL = \frac{q}{Mp} \quad (3.6)$$

Tendo em consideração um certo estado de tensão, representado na Fig. 3.4 pelo ponto A no referencial (p, q) , o valor de SL dado pela Equação 3.6 tem o significado de ser o quociente entre o declive da recta tracejada e o da recta de estado crítico, ou seja:

$$SL = \frac{tg \gamma}{tg \Psi} \quad (3.7)$$

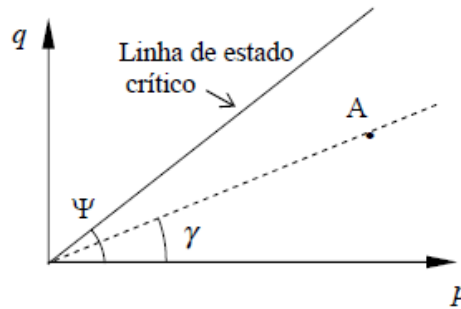


Fig. 3.4 - Noção gráfica do nível de tensão SL

3.2.4. SUPERFÍCIE DE CEDÊNCIA

A superfície de cedência no modelo p - q - θ é, no referencial (p, q) , uma elipse, definida pela seguinte equação:

$$f = (p - \alpha_p)^2 + \left(\frac{q}{n}\right)^2 - a^2 = 0 \quad (3.8)$$

em que α_p é a coordenada p do centro da elipse, n é a relação entre os eixos da elipse nas direcções q e p , e a é o comprimento do semi-eixo na direcção p (Fig. 3.5).

Uma vez que a superfície de cedência se modifica com as deformações plásticas (endurecimento ou amolecimento), mais especificamente com a deformação volumétrica plástica, ε_v^p , os parâmetros α_p e a são dependentes de ε_v^p ; por sua vez n depende do invariante θ das tensões, visto que a inclinação da linha de estados críticos no referencial (p, q) , que intersecta a elipse na extremidade do seu semi-eixo segundo q , varia em função de θ , de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

A superfície de cedência depende, por conseguinte, das deformações plásticas e contrai ou expande consoante o solo amolece ou endurece: ao amolecimento estão associados valores de ε_v^p negativos (aumento de volume) e ao endurecimento valores positivos (diminuição de volume).

Uma vez que se trata de um modelo com fluxo associado, durante a cedência, o vector das deformações plásticas é normal à elipse no ponto que define o estado de tensão. Para uma trajectória de tensão do tipo 1-2 como mostram as Fig. 3.5 e Fig. 3.6, ou seja, à direita do semi-eixo da elipse segundo q , o vector das deformações plásticas, normal à superfície, é inclinado para a direita (isto é, a

componente volumétrica das deformações plásticas é positiva), o que determina o endurecimento do solo. A elipse expande até atingir a posição 2 que corresponde ao estado crítico ou resistência última. No caso de uma trajectória do tipo 3-4 (Fig. 3.5 e Fig. 3.6), isto é, à esquerda dos centros da elipse, o modelo simula um comportamento com amolecimento devido à dilatação do material, ocorrendo por isso deformações volumétricas plásticas negativas determinadas pela inclinação para a esquerda do respectivo vector das deformações. Consequentemente, a elipse diminui de tamanho e, no ponto 4, atinge-se o limite correspondente a variação de volume nula, isto é, ao estado crítico.

O comportamento de endurecimento é típico de solos normalmente ou medianamente consolidados, enquanto o amolecimento é típico de solos medianamente ou fortemente sobreconsolidados.

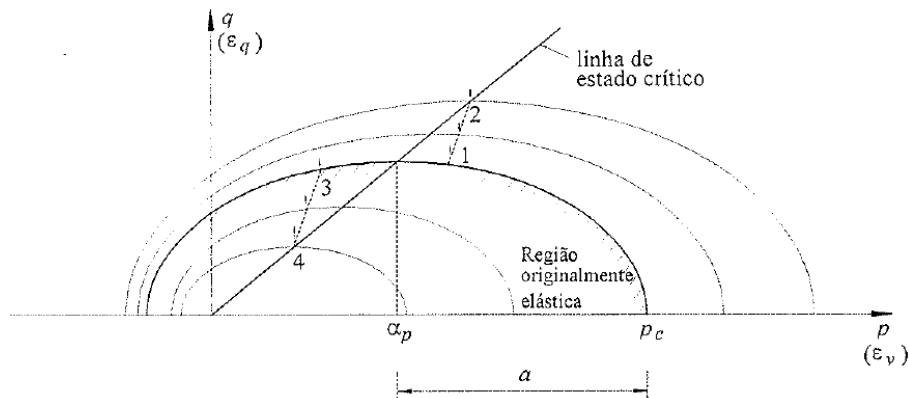


Fig. 3.5 - Superfícies de cedência do modelo p - q - θ (referencial (p,q))

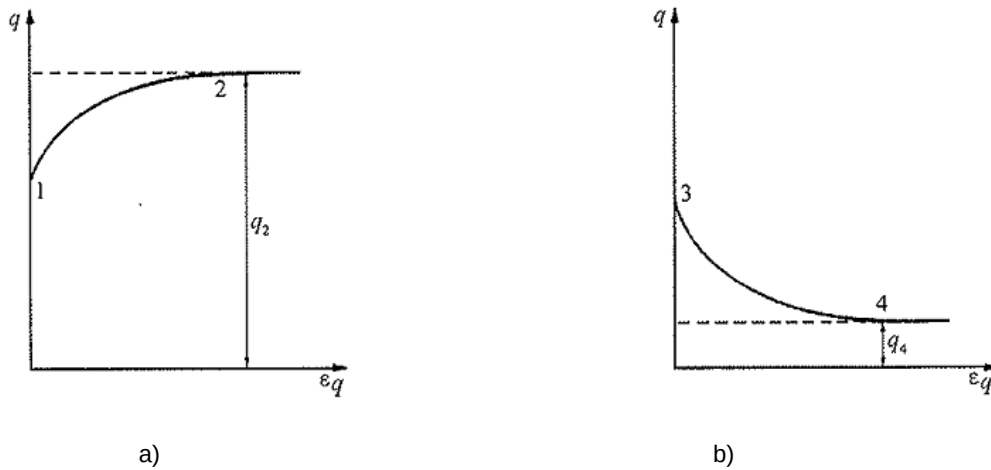


Fig. 3.6 - Trajectórias de: a) Endurecimento (1-2) e b) Amolecimento (3-4)

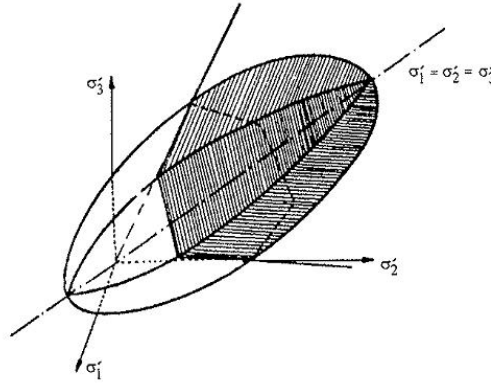


Fig. 3.7 - Superfície do modelo $p-q-\theta$ no espaço de tensões principais efectivas

3.2.5. LEI DE ENDURECIMENTO

Para determinar uma lei de endurecimento tem que se ter em conta que, na Equação 3.8 relativa à superfície de cedência, as duas grandezas α_p e a dependem da deformação volumétrica plástica, ε_v^p , considerada aqui como parâmetro de endurecimento. No entanto, é possível ser adoptada apenas uma destas duas grandezas (neste caso α_p) para lei de endurecimento, uma vez que, tal como demonstrado por Borges (1995), α_p e a relacionam-se pela Equação 3.10:

$$a = b \cdot \alpha_p \quad (3.10)$$

em que,

$$b = e^{\left(\frac{N-\Gamma}{\lambda-k}\right)} - 1 \quad (3.11)$$

Por fim, Borges (1995) deduz a Equação 3.12

$$\alpha_p = \alpha_{p0} \cdot e^{\left(\varepsilon_v^p \cdot \frac{v_0}{\lambda-k}\right)} \quad (3.12)$$

que traduz a lei de endurecimento do modelo $p-q-\theta$, a qual permite obter o parâmetro α_p da nova superfície de cedência, função das deformações volumétricas plásticas acumuladas, ε_v^p , partindo da superfície de cedência inicial (com valores de α_{p0} e v_0 conhecidos).

3.2.6. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO $P-Q-\Theta$

Os parâmetros do modelo $p-q-\theta$ podem ser determinados a partir de ensaios laboratoriais simples e comuns na Mecânica dos Solos. Estes podem ser divididos em dois grupos: os que estão relacionados com a natureza intrínseca do solo, independentes da história de tensões (ϕ' , λ , k , N , Γ), e aqueles que

dependem do historial de tensões, sendo eles o grau de sobreconsolidação isotrópica OCR (Overconsolidation Ratio) e o coeficiente de impulso em repouso, k_0 (Gunn, 1996).

O ângulo de atrito ϕ' pode ser obtido através de ensaios triaxiais, drenados ou não drenados, com medição da pressão neutra. Os ensaios devem prolongar-se até grandes deformações de modo a assegurar que as amostras atinjam situações próximas do estado crítico. No caso dos ensaios serem não drenados as pressões neutras devem ser medidas, uma vez que é necessário constatar que os seus valores não variam na parte final do ensaio. Se variam, significa que a amostra ainda não atingiu o estado crítico e os resultados obtidos levam a valores subestimados de ϕ' , em amostras normalmente consolidadas, ou sobrestimados em amostras sobreconsolidadas (Gunn, 1996).

Os parâmetros λ e k podem ser determinados através de ensaios edométricos ou triaxiais em amostras consolidadas isotropicamente ou com uma relação entre as tensões correspondente ao coeficiente de impulso em repouso k_0 . Podem ainda ser obtidos segundo trajectórias de tensão com valor constante de $\eta=q/p$, visto que o declive da linha de compressão virgem é, no referencial $(\ln p, v)$, independente de η . Em ensaios de compressão unidimensional, é usual representar os resultados em termos de índice de vazios e e $\log_{10} \sigma'_v$ onde σ'_v corresponde à tensão vertical efectiva. Neste referencial $(e, \log_{10} \sigma'_v)$ os parâmetros λ e k podem ser obtidos através da aplicação das seguintes equações:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln(10)} \quad (3.13)$$

$$k = \frac{C_r}{\ln(10)} \quad (3.14)$$

Nestas equações C_c e C_r correspondem aos índices de compressibilidade e recompressibilidade, respectivamente.

No que diz respeito aos parâmetros N e Γ , estes correspondem às ordenadas na origem da linha de compressão isotrópica virgem e da linha de estado crítico, representadas num referencial $(\ln p, v)$. Assim sendo, o parâmetro N pode ser obtido através de ensaios triaxiais correspondentes à linha de compressão isotrópica referida, em primeira carga. Em relação ao parâmetro Γ , este pode ser obtido a partir dos ensaios executados para a determinação do ângulo de atrito, definindo a linha de estado crítico através de uma recta que aproxime os diversos valores de $(\ln p, v)$ correspondentes às diferentes situações de estado crítico ensaiadas (Borges, 1995; Gunn, 1996).

Relativamente aos parâmetros dependentes da história das tensões do solo, a sua abordagem é mais complexa. Na Mecânica dos Solos clássica o grau de sobreconsolidação OCR é um parâmetro muito importante no dimensionamento de obras geotécnicas e trata-se da razão entre a tensão efectiva de pré-consolidação e a tensão efectiva vertical de repouso.

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (3.15)$$

Com base em resultados obtidos através de um conjunto de ensaios experimentais que ilustram o comportamento típico das argilas, foi possível concluir que num maciço normalmente consolidado o coeficiente de impulso em repouso k_0 é em principio, em regra não muito distante de 0,5, e em maciços sobreconsolidados esse mesmo coeficiente cresce com o grau de sobreconsolidação, não

havendo por isso uma relação biunívoca entre k_0 e OCR (Matos Fernandes, 2006). No entanto, tendo em conta estudos experimentais em laboratório, é possível concluir que para solos sobreconsolidados que tenham experimentado, após carregamento em ramo virgem, uma descarga, o valor de k_0 pode ser calculado a partir do valor do mesmo parâmetro para o solo normalmente consolidado e do grau de sobreconsolidação, através da Equação 3.16 (Schmidt, 1966).

$$k_0^{OC} = k_0^{NC} \cdot OCR^m \quad (3.16)$$

Mayne e Kulhawy (1982) após terem analisado resultados de 170 ensaios concluíram que a Equação 3.16 pode ser utilizada, de forma satisfatória, em primeira descarga, tanto em solos argilosos como em solos arenosos. Segundo os mesmos, m , para a maioria dos solos argilosos, varia de 0,4 a 0,5, e para solos arenosos $m = \sin(\phi')$, para qualquer tipo de solo. É de referir ainda que, em primeira carga, o valor do coeficiente de impulso em repouso de um solo normalmente consolidado, pode ser estimado razoavelmente recorrendo à Equação 3.17, estabelecida por Jaky (1944):

$$k_0^{NC} = 1 - \sin(\phi') \quad (3.17)$$

Na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, ao contrário da Mecânica dos Solos Clássica, o grau de sobreconsolidação pode ser obtido através do parâmetro R , que se define pela razão entre a tensão de pré-consolidação máxima $p_{c,max}$ a que o solo esteve sujeito e o valor da tensão média efectiva em estado de repouso p_0 .

$$R = \frac{p_{c,max}}{p_0} \quad (3.18)$$

Partindo das tensões efectivas em repouso, R define a dimensão da superfície de cedência, sendo importante a sua estimativa. Uma vez que a consolidação é avaliada a partir do parâmetro OCR , estimado a partir dos ensaios edométricos, é importante relacionar os dois parâmetros de sobreconsolidação. Uma vez que a relação R/OCR não é constante, Chang et al. (1999) definiram que o grau de sobreconsolidação R pode ser obtido através da Equação 3.19.:

$$R = \beta \cdot OCR \quad (3.19)$$

onde

$$\beta = \frac{9(1-k_0^{NC})^2 + M(\theta)(1+2k_0^{NC})^2}{M(\theta)(1+2k_0^{OC})(1+2k_0^{NC})} \quad (3.20)$$

A Equação 3.20 foi deduzida considerando que a elipse que define a superfície de cedência no referencial (p, q) cruza a origem do sistema de eixos. Em relação ao estado de tensão no solo, a

expressão é válida tendo em conta uma simplificação corrente em problemas de Geotecnia em que a superfície do terreno horizontal e que consiste em admitir que as tensões efectivas verticais são tensões principais. Deste modo, caso $k_0 < 1$ então $\theta = -30^\circ$ e se $k_0 > 1$ vem $\theta = 30^\circ$.

3.3. CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS PELA SIMULAÇÃO DE ENSAIOS TRIAXIAIS

3.3.1. PREÂMBULO

Neste subcapítulo pretendeu-se ilustrar o funcionamento teórico do modelo de estados críticos $p-q-\theta$ através da simulação de ensaios triaxiais. Com o objectivo de simular estes ensaios em solos arenosos foram escolhidas características típicas deste tipo de solos (Quadro 3.1).

Quadro 3.1 - Características do solo constituinte dos provetes

	λ	K	Γ	$\Phi' (^\circ)$	ν'	N	γ (kN/m^3)	K_0	OCR
Areia	0,03	0,005	1,8	35	0,3	1,81733	20	0,43	1,00

Os parâmetros definidos no Quadro 3.1 são parâmetros característicos do modelo de estados críticos $p-q-\theta$ e que regem o comportamento dos solos aquando da sua solicitação. É com base nestes parâmetros que se vai estudar o comportamento do solo e que se irá classificar o mesmo quanto à sua compacidade.

Na simulação destes ensaios foi utilizado o programa de cálculo RECRIB desenvolvido por Borges (1995).

Segundo Lambe e Whitman (1979), as dimensões habituais para os provetes cilíndricos dos ensaios triaxiais são normalmente de 75 a 100mm para o comprimento, e de 38mm para o diâmetro.

Na Fig. 3.8 está representada a malha que caracteriza o provete ensaiado (dois elementos finitos triangulares) e indicado o eixo de simetria (estado axissimétrico).

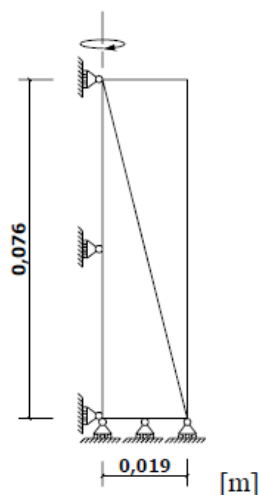


Fig. 3.8 – Malha de elementos finitos que representa o provete cilíndrico

Foram considerados cinco provetes diferentes correspondentes a solos com diferentes historiais de tensões e por isso diferentes compacidades. De modo a simular as diferentes compacidades consideraram-se diferentes valores de OCR que reflectissem o historial de tensões às quais o solo já esteve sujeito. Considerou-se que os provetes foram “consolidados” (estado de tensão inicial do ensaio para a fase de carregamento axial para uma tensão vertical de $\sigma'_v=50$ kPa e uma tensão lateral $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$ em que $K_0=0,43$).

Foi ainda considerado que no ensaio a pressão da câmara é mantida constante e a pressão no êmbolo aumenta, através de deslocamentos controlados, com um máximo de 2cm. Os deslocamentos impostos no programa de elementos finitos foram impostos através de incrementos, num total de 500 (cada incremento corresponde pois a um deslocamento de 0,004 cm).

Segundo Lambe e Whitman (1979), os ensaios triaxiais fornecem um valor directo do módulo de Young, E . Quando é retirado um valor de E de um solo, é tido em conta o módulo secante desde a tensão de desvio nula até à tensão de desvio correspondente a metade da resistência de pico. Este intervalo corresponde normalmente à grandeza de tensões em fundações habituais. A tensão de desvio no ensaio é dada pela expressão $q = \sigma'_v - \sigma'_h$.

3.3.2. PROVETE COM OCR=1,00

Neste ensaio o provete correspondente tem um grau de consolidação OCR=1,00. Após o final do ensaio foi obtida a Fig. 3.9 relativa à Tensão de desvio–Deformação axial ($q - \varepsilon$).

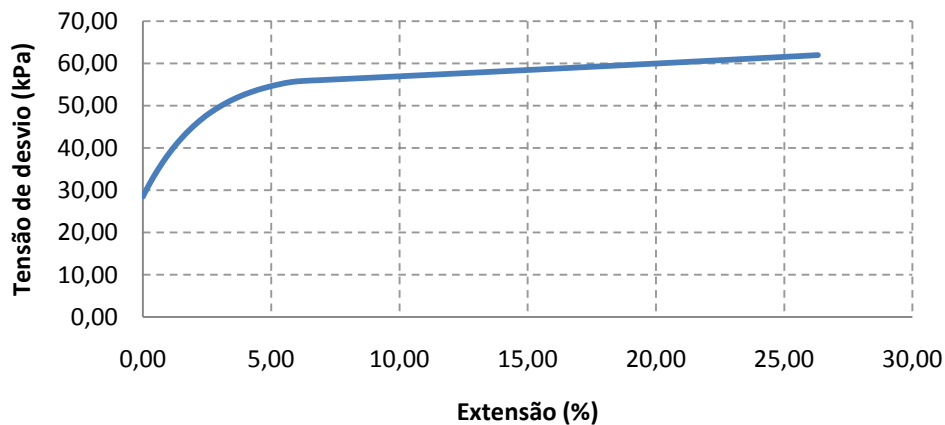


Fig. 3.9 – Diagrama Tensão de desvio-Extensão axial para OCR=1,00

Pela observação Fig. 3.9 relativa às tensões de desvio é possível constatar que estamos perante uma areia solta a medianamente compacta devido à tipologia do comportamento, isto é, verifica-se uma deformabilidade inicial alta e a inexistência de um “pico” na curva.

De modo a poder confirmar os resultados obtidos foi determinado o índice de compactidade I_D . Para tal foram tidos em conta os índices de vazios máximos e mínimos característicos do solo e o índice de vazios inicial no ensaio (obtido através dos parâmetros característicos do solo).

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 (\%) \quad (3.21)$$

Atendendo a que $v = 1 + e$, estimaram-se os valores $e_{máx}$ e $e_{mín}$ do solo em questão através da aplicação da Equação 3.1 (linha de compressão isotrópica virgem, correspondente pois a $OCR=1$) para valores de p muito baixo ($p=1$ kPa) e muito alto ($p=700$ kPa), respectivamente.

No Quadro 3.2 são apresentados os índices de vazios correspondentes ao solo em análise.

Quadro 3.2 – Índices de vazios mínimo, máximo e característico

	e	$e_{máx}$	$e_{mín}$
Areia	0,706	0,817	0,621

Para os valores apresentados no Quadro 3.2, $I_D = 56,93$ %. Segundo Matos Fernandes (2006), a classificação dos solos arenosos quanto à compactidade pode ser realizada tendo em conta o índice I_D .

Quadro 3.3 – Classificação de solos arenosos quanto à sua compactidade (Matos Fernandes, 2006)

Areia	I_D (%)
Muito Solta	0 – 20
Solta	20 – 40
Medianamente Compacta	40 – 60
Compacta ou densa	60 – 80
Muito Compacta ou Muito densa	80 – 100

Tendo em conta o Quadro 3.3 apresentado por Matos Fernandes (2006), é possível classificar a areia ensaiada de Medianamente Compacta.

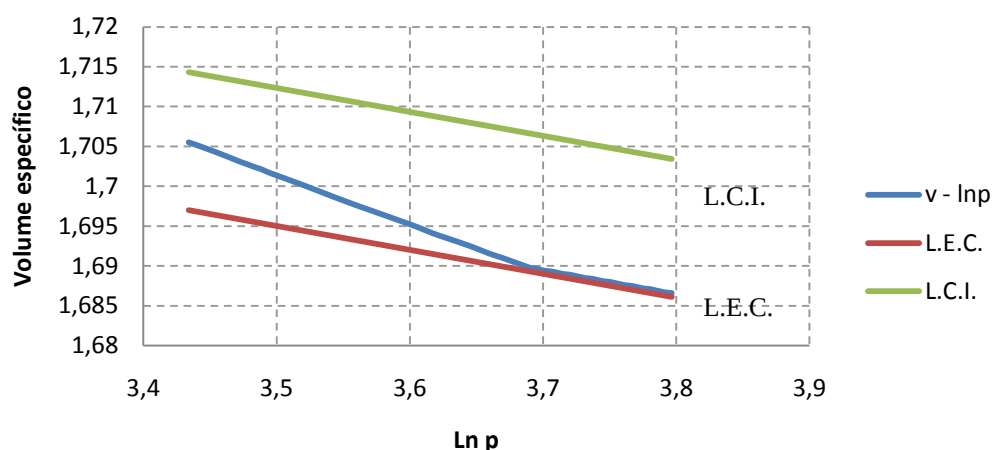


Fig. 3.10 – Diagrama volume específico-logaritmo neperiano da tensão média efectiva ($v - \ln p$) para $OCR=1,00$

Observando agora a Fig. 3.10 relativa à relação volume específico-tensão média efectiva ($v - \ln p$), é possível constatar que o volume v vai diminuindo à medida que o logaritmo neperiano da tensão média efectiva aumenta até ser atingido o estado crítico do solo. Este comportamento vem confirmar que a areia no início do ensaio tinha um volume de vazios que foi diminuindo ao longo do mesmo devido à

consequente arrumação das partículas, até ser atingido o estado crítico. Tal como se verifica na Fig. 3.9 relativa à tensão de desvio-deformação ($q - \varepsilon$), não existe uma resistência de pico, não havendo por isso tensões de imbricamento e consequentemente um aumento do índice de vazios para vencer esse imbricamento entre as partículas. Uma vez que a linha que exhibe o comportamento do provete durante o ensaio está situada à direita da Linha de Estados Críticos, pode afirmar-se que a areia ainda não atingiu uma compactação elevada.

3.3.3. PROVETE COM $OCR=1,70$

O provete deste ensaio tem um grau de sobreconsolidação $OCR=1,70$ considerando-se o mesmo estado de tensão inicial que no ensaio anterior.

Tendo em conta as considerações atrás enunciadas, obteve-se o diagrama tensão de desvio-deformação ($q - \varepsilon$) representado na Fig. 4.11 .

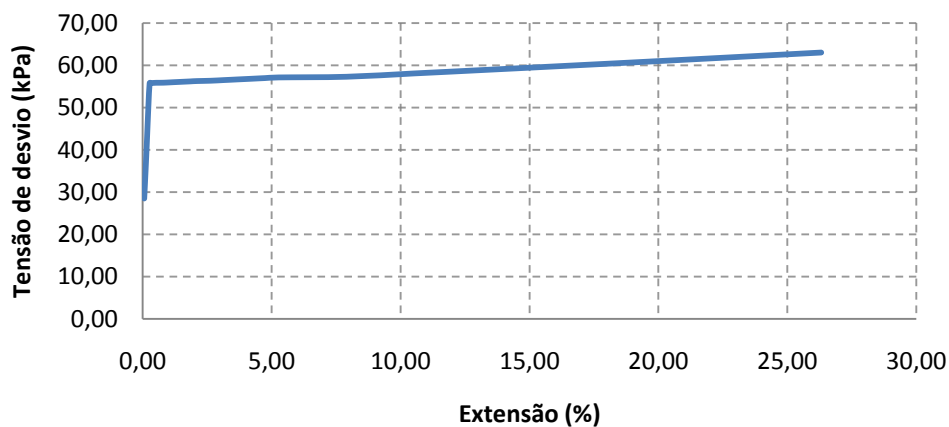


Fig. 3.11 – Diagrama tensão de desvio-extendão axial para $OCR=1,70$

Observando a Fig. 3.11 é possível concluir que a inclinação do troço inicial do mesmo (regime elástico) é superior à inclinação demonstrada no comportamento do provete com $OCR=1,70$. Quer isto dizer que o solo é agora menos deformável, apresentando um módulo de Young, E , de 13MPa. Mais uma vez não se verifica uma resistência de “pico” pronunciada na Fig. 3.11 sendo que a linha que exhibe o comportamento do provete não converge para uma tensão de desvio crítica constante, o que mostra que as partículas de areia ainda continuam em arrumação.

Tal como no ensaio anterior, foi calculado o Índice de compactidade, I_D . Para um índice de vazios inicial de $e = 0,692$, obteve-se um $I_D=63,70\%$ o que mostra que estamos perante uma areia compacta ou densa, segundo a classificação de Matos Fernandes (2006). Esta classificação vai ao encontro do comportamento verificado na Fig. 3.11. Como o índice de compactidade está próximo dos 60%, valor a partir do qual a areia deixa de ser medianamente compacta a compacta, passando a ser compacta a densa, é natural que a resistência de pico não seja visível no ensaio.

Assim como no ensaio anterior, foi obtido um gráfico volume–tensão média efectiva ($v - \ln p$), ilustrado na Fig. 3.12.

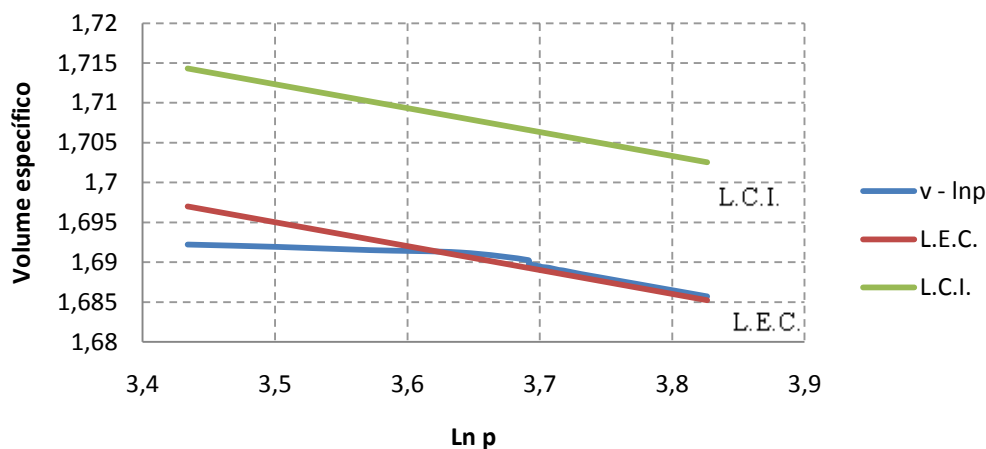


Fig. 3.12 – Diagrama volume específico–logaritmo neperiano da tensão média efectiva ($v - \ln p$)

Observando a Fig. 3.12 constata-se que o volume v vai diminuindo à medida que aumenta o logaritmo neperiano da tensão média efectiva até ser atingido o estado crítico do solo, tal como acontece no ensaio anterior. No entanto, a linha deste ensaio parte de um ponto à esquerda da L.E.C., passando posteriormente para a sua direita, antes de ser atingido o estado crítico do solo. Este comportamento evidencia que o provete agora ensaiado pertence a um solo ligeiramente sobreconsolidado.

3.3.4. PROVETE COM $OCR=2,41$

A Fig. 3.13 relativa à tensão de desvio–deformação ($q - \varepsilon$) deste ensaio, em que $OCR=2,41$.

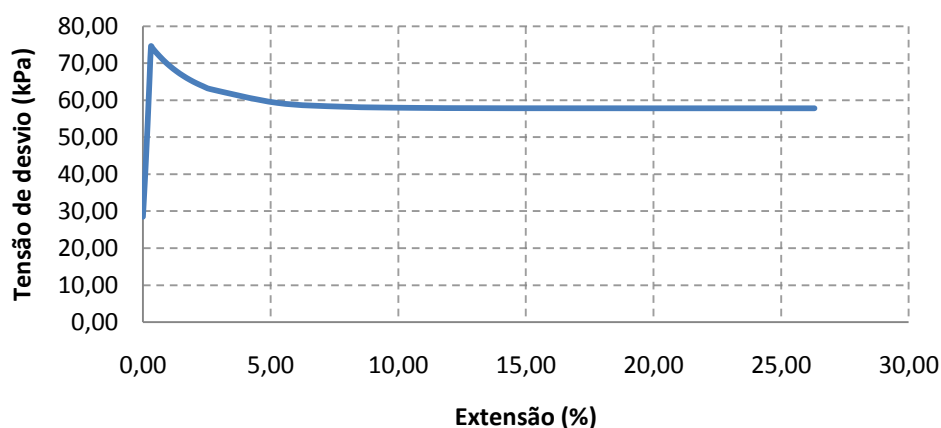


Fig. 3.13 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial para $OCR=2,41$

Em regime elástico, a Fig. 3.13 demonstra uma maior inclinação, isto é, menor deformabilidade, e também acréscimos de volume, após a resistência de pico, o que significa que os deslocamentos entre partículas alteram progressivamente a estrutura do solo, fortemente imbricada no início. Tendo em

conta esse facto, o provete tende, após a resistência de pico (onde q atinge valores na ordem dos 74 kPa), para uma compactidade cada vez menor, o que explica que a amostra continue a experimentar deformações com diminuição da tensão de desvio instalada, até que é atingida uma resistência residual onde q assume valores na ordem dos 58 kPa. O provete em causa apresenta um $E=14,6$ MPa, um valor superior ao do ensaio anterior, o que mostra que este provete é menos deformável.

O índice de vazios inicial exibido pela amostra ensaiada é de 0,684, sendo que o seu índice de compactidade assume o valor de 68,08%, mostrando que estamos perante uma areia compacta ou densa.

Na Fig. 3.14 está representado o comportamento do provete no que diz respeito à relação volume-tensão média efectiva ($v - \ln p$).

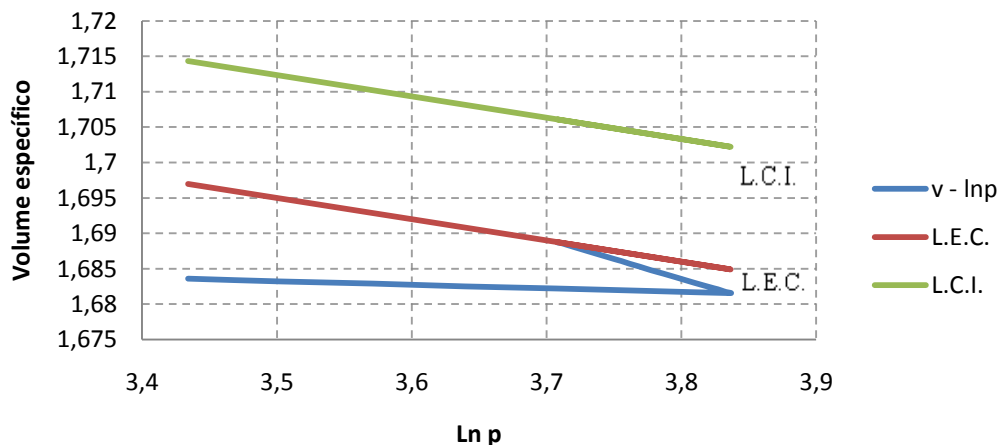


Fig. 3.14 - Diagrama volume específico-logaritmo neperiano da tensão média efectiva para OCR=2,41

Observando a Fig. 3.14 é possível concluir que a linha que mostra o comportamento do provete durante o ensaio se situa à esquerda da L.E.C. Ora, isto significa que estamos perante um solo mais compacto, que as amostras de ensaio anteriores. Numa primeira fase o volume v vai diminuindo até que é atingida a superfície de cedência, correspondente a um valor de $\ln p=3,83$. Nessa altura verifica-se um aumento de volume v , diminuindo $\ln p$, até ser atingida a L.E.C.. O ponto em que se altera o comportamento do provete corresponde à resistência de pico verificada na Fig. 3.13, após terem sido vencidas as tensões de imbricamento resultantes da arrumação inicial das partículas.

3.3.5. PROVETE COM OCR=3,82

De seguida são apresentadas as figuras relativas à tensão de desvio-deformação ($q - \varepsilon$) (Fig. 3.15) e volume específico-tensão média efectiva ($v - \ln p$) (Fig. 3.16), para OCR=3,82.

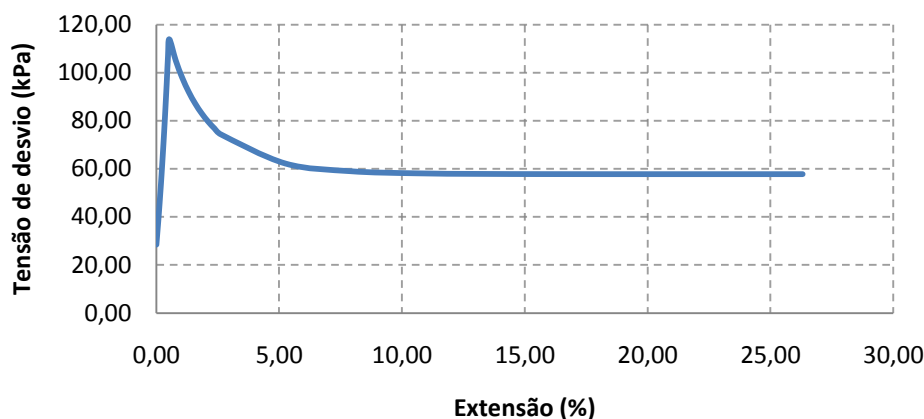


Fig. 3.15 – Diagrama tensão de desvio–extensão axial para $OCR=3,82$

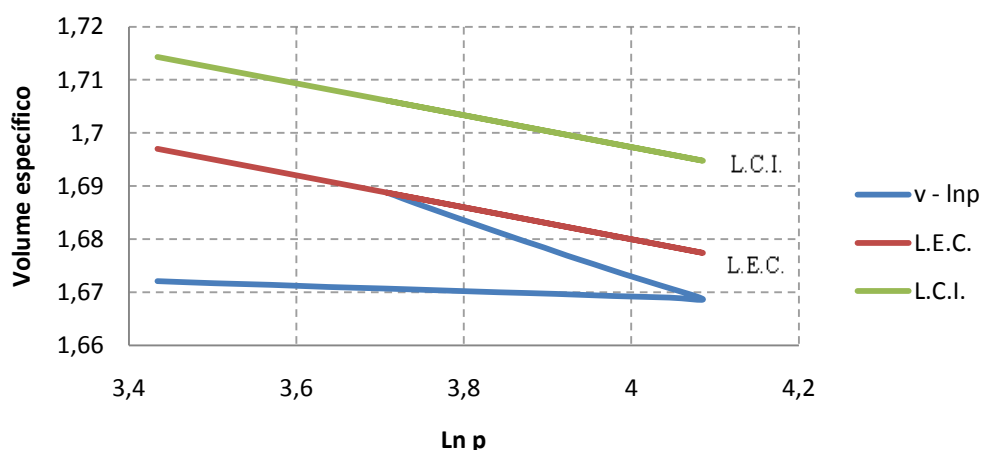


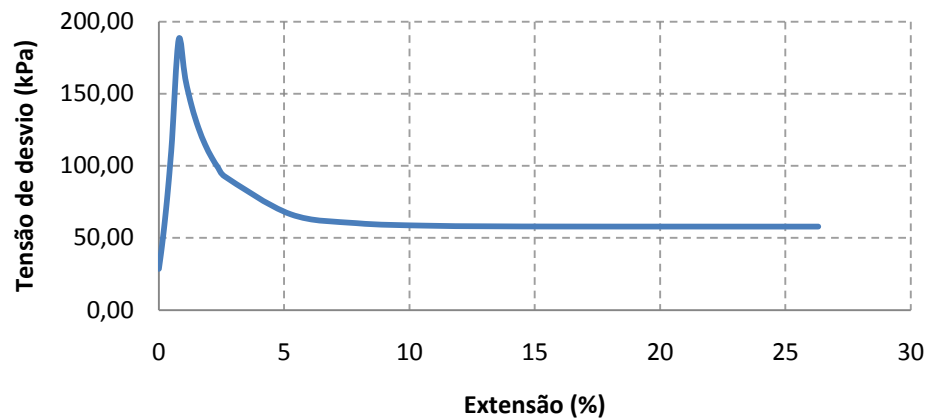
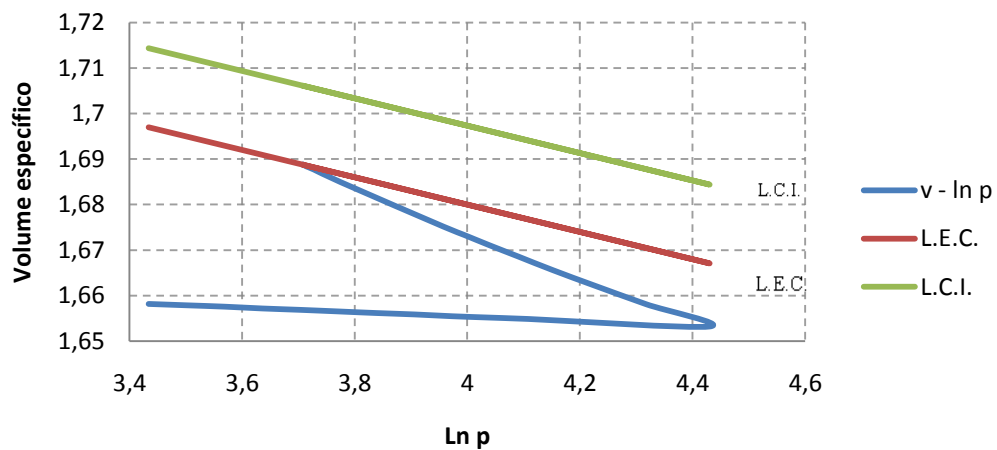
Fig. 3.16 – Diagrama volume específico–logaritmo neperiano da tensão média efectiva para $OCR=3,82$

No caso deste provete, verifica-se na Fig. 3.15 que a resistência de piso é mais pronunciada ($q=114$ kPa) do que no ensaio anterior, justificada pela maior arrumação das partículas, tendendo posteriormente para uma resistência residual, onde $q=57,8$ kPa. Para um $e=0,672$, obteve-se um índice de compactidade de 73,93%, correspondente a uma areia compacta ou densa. A inclinação inicial em regime elástico é superior, sendo o módulo de deformabilidade de 16,2 MPa.

No que diz respeito à Fig. 3.16, o comportamento exibido pelo provete ensaiado é semelhante ao do ensaio anterior. A linha representativa do ensaio está situada à esquerda da L.C.E. o que significa que estamos perante um solo compacto. É de referir que após ser atingida a resistência de pico do solo, há um maior aumento de volume v neste ensaio do que no ensaio anterior devido ao facto das partículas terem um grau de arrumação maior.

3.3.6. PROVETE COM $OCR=6,63$

De seguida são apresentadas as figuras relativas a este último ensaio, correspondente a $OCR=6,63$

Fig. 3.17 – Diagrama tensão de desvio-extensão axial para $OCR=6,63$ Fig. 3.18 – Diagrama volume específico-logaritmo neperiano da tensão média efectiva para $OCR=6,63$

Em relação à Fig. 3.17, a inclinação inicial em regime elástico é a mais acentuada deste grupo de ensaios, sendo por isso o seu módulo de deformabilidade o mais elevado, com um valor de 20,1MPa. Tal como seria de esperar a resistência de pico exibida é bastante acentuada em relação às figuras dos ensaios anteriores, devido ao elevado grau de imbricamento das partículas. Para a resistência de pico, q atinge valores na ordem dos 187 kPa, e para a resistência residual, $q=57,8$ kPa. Para um índice de vazios de $e=0,658$, o seu índice de compacidade $I_D=81,01\%$, correspondendo, por isso, o provete ensaiado a uma areia muito compacta ou muito densa.

No que diz respeito à Fig. 3.18, o aumento de v é o maior de todos os ensaios devido ao elevado índice de compacidade do solo. Uma vez que a linha que exhibe o comportamento do provete no ensaio está situada à esquerda da L.C.E. e que o aumento do volume v é considerado o maior em relação aos restantes ensaios, é possível constatar que estamos perante um solo fortemente sobreconsolidado.

4

PROBLEMA BASE: MODELAÇÃO USANDO O CONCEITO DE CÉLULA UNITÁRIA

4.1. INTRODUÇÃO

Com o intuito de estudar o comportamento de fundações por ensoleiramento geral em maciços terrosos recorrendo ao modelo de estados críticos $p-q-\theta$, é realizado neste capítulo um estudo base, usando o conceito de célula unitária, como à frente se explica.

Numa primeira fase é descrito o modelo numérico utilizado, sendo descritos os princípios de funcionamento do programa RECRIB. Foi considerado que neste problema base os pilares têm um afastamento entre eixos de 6m, estão distribuídos segundo uma malha quadrada regular (em planta) e, para a combinação de acções em serviço analisadas neste capítulo, estão sujeitos a forças de compressão axial da mesma ordem de grandeza. Será ainda caracterizada a malha de elementos finitos. Tratando-se de uma fundação directa, foram escolhidas características típicas de um solo arenoso para o maciço terroso.

Numa segunda fase serão analisados os resultados obtidos a partir da modelação numérica do problema base. Serão caracterizados os assentamentos obtidos, bem como os diagramas e colorações de tensões verticais, horizontais e de corte no solo e na fundação, e ainda os diagramas de momentos flectores ocorridos no ensoleiramento.

O problema analisado neste capítulo servirá de base ao estudo paramétrico abordado no capítulo 5, onde serão avaliados os efeitos no comportamento do problema da variação da grandeza de vários parâmetros, designadamente a compacidade do solo, a possança do maciço, o espaçamento entre pilares, a altura do ensoleiramento, a profundidade do nível freático e a comparação da utilização de sapatas. Estas análises serão complementadas no capítulo 6 com análises de outro problema e respectivos estudos paramétricos, nas quais se considerará diferentes combinações de acções nos pilares, incluindo situações em que estes estão sujeitos a cargas de compressão axial de ordem de grandeza distinta (combinações mais desfavoráveis em termos de assentamentos diferenciais).

4.2. MODELO NUMÉRICO

4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nesta secção é feita uma descrição do programa de cálculo automático utilizado para a modelação do problema base. Este programa, baseado no método dos elementos finitos, intitula-se de RECRIB e foi desenvolvido por Borges (1995).

No contexto deste estudo, o modelo admite as seguintes hipóteses teóricas fundamentais:

- Simulação de estados planos e axissimétricos de deformação;
- Formulação acoplada, em solos argilosos saturados, das equações de equilíbrio (problema mecânico) e escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas do solo (modelo elastoplástico) formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot);
- Análises drenadas em solos arenosos;
- Utilização do modelo de estados críticos $p-q-\theta$, na simulação do comportamento do solo;
- Utilização de um modelo elástico linear bidimensional na simulação do comportamento constitutivo do ensoleiramento ou das sapatas de betão armado.

Nos estudos realizados neste trabalho, os solos de fundação são sempre arenosos, não havendo pois modelação de análises acopladas relativas a problemas de consolidação.

4.2.2. PRINCÍPIOS DE FUNCIONAMENTO DO PROGRAMA RECRIB

O programa de cálculo baseia-se no método dos elementos finitos, e apresenta como variáveis básicas os deslocamentos no caso de análises drenadas.

Para a aplicação do método dos elementos finitos torna-se necessário discretizar o meio em elementos (elementos finitos). Em cada cálculo, as variáveis básicas no interior do elemento são definidas por funções de forma, a partir de valores dessas variáveis nos nós dos elementos. O grau das funções de forma é determinante no rigor da solução numérica obtida, impondo o número mínimo de nós (pontos onde são determinadas as incógnitas do problema) que cada elemento deverá ter.

O método consiste em cada cálculo (para cada incremento de carga), na resolução do sistema de equações cujas incógnitas são, como se referiu, os deslocamentos nos nós dos elementos que discretizam o meio, a partir dos quais se determinam as deformações e as tensões, tendo em consideração o comportamento constitutivo dos materiais. Torna-se necessário referir que a continuidade do meio tem de ser garantida, sendo por isso imposta a compatibilidade das variáveis nos pontos nodais entre elementos adjacentes.

Para análises drenadas bidimensionais, o programa usa o elemento triangular de seis nós (nos vértices e nos pontos médios dos lados) para modelar os estratos de solo ou outros materiais (Fig. 4.1).

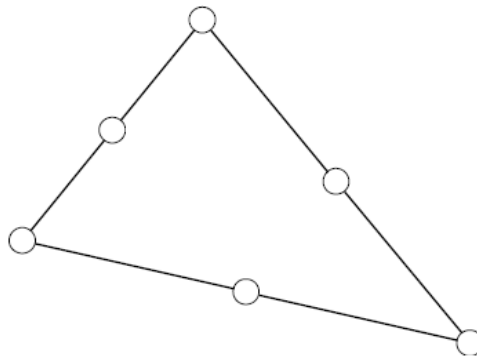


Fig. 4.1 - Elemento finito bidimensional de 6 nós utilizado no modelo numérico

4.3. PROBLEMA BASE

4.3.1. MODELAÇÃO DO PROBLEMA BASE E CARACTERIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Para o estudo base foi considerada uma possança para o solo de fundação de 10m (assente no firme rochoso) e um espaçamento entre eixos de pilares de 6m distribuídos segundo uma malha quadrada (Fig. 4.2). O nível freático está situado à superfície do maciço terroso.

Os pilares têm secção quadrada de 1,1m de lado e admite-se que, para a combinação de acções em análise (acções em serviço), os pilares transmitem todos a mesma tensão uniforme de 3781,5 kPa ao ensoleiramento, o que corresponde à força de compressão axial nos pilares de 4576 kN. Considera-se 1m para a altura do ensoleiramento. Foi verificada a segurança, em pré-dimensionamento, relativamente aos estados limites últimos de resistência ao punçoamento, ao corte em viga larga (esforço transversal) e à flexão.

Visto que o ensoleiramento apresenta grande extensão planimétrica e que, para a combinação de acções em questão, todos os pilares estão igualmente carregados, recorreu-se ao conceito de célula fundamental ou unitária (Fig. 4.3). Assim usou-se uma modelação numérica simplificada onde o sistema estrutural é constituído somente pelo ensoleiramento e pelo solo de fundação da área de influência de um só pilar. Pelas características do problema existe simetria relativamente ao eixo vertical que passa pelo centro do pilar. Esta particularidade permite tratar o problema simplificadamente como um problema bidimensional axissimétrico confinado. Para simplificar a análise, considera-se que cada pilar tem uma área de influência circular (com área igual a $6 \times 6 \text{ m}^2$, sendo portanto o raio da célula unitária igual a 3,4m).

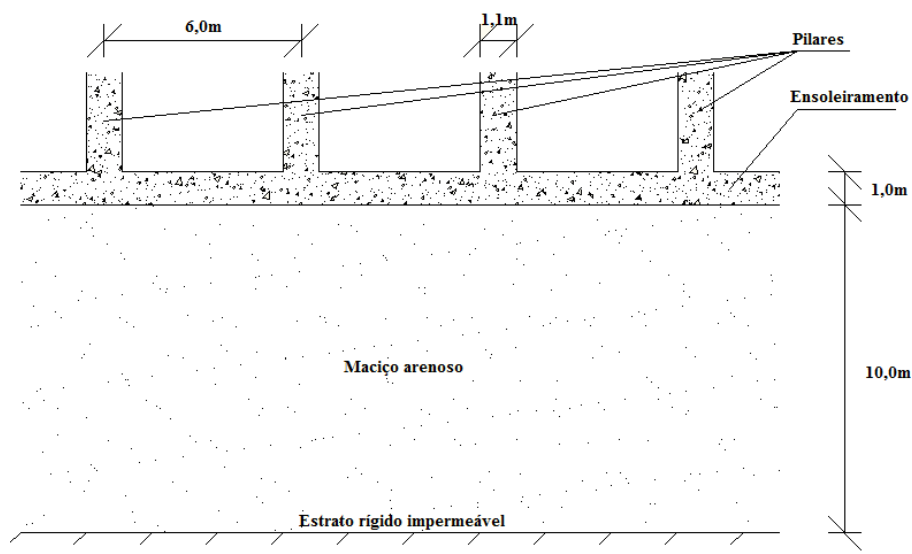


Fig. 4.2 – Ensoreamento Geral

A simulação da célula unitária é garantida através da imposição de condições fronteira. Para tal foram impedidos deslocamentos horizontais em todos os nós pertencentes às fronteiras laterais da malha bem como os deslocamentos horizontais e verticais na fronteira horizontal inferior da malha de modo a simular o estrato subjacente rígido.

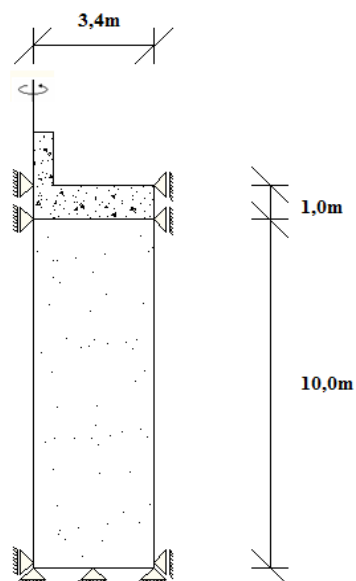


Fig. 4.3 – Célula fundamental

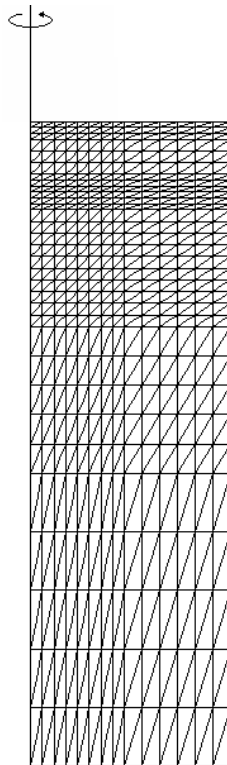


Fig. 4.4 – Malha de elementos finitos da célula fundamental

Na Fig. 4.4 está representada a malha de elementos finitos usada na modelação do problema base. Esta malha é constituída por um total de 896 elementos, organizados da seguinte forma:

- 700 elementos triangulares de 6 nós que constituem o solo arenoso;
- 196 elementos triangulares de 6 nós que constituem o ensoleiramento.

Quanto ao número de nós a mesma é composta por 495 nós de vértice e 1390 nós de lado dos elementos, perfazendo um total de 1885 nós.

A região de aplicação da carga proveniente do pilar, de transição entre o solo e o ensoleiramento bem como a zona do solo subjacente ao ensoleiramento são regiões da malha mais discretizadas.

No Quadro 4.1 são apresentadas as características adoptadas para o maciço arenoso de fundação (parâmetros do modelo $p-q-\theta$, cujos significados foram definidos no capítulo 3). Adoptaram-se valores de $OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$ (Equação 3.15) diminuindo linearmente em profundidade, equivalentes a uma “história de carga” sobre a superfície do maciço de 200 kPa. Estando o nível freático à superfície, o valor de OCR a meio da camada é pois de 5 ($\sigma'_v=50$ kPa e $\sigma'_p=250$ kPa). Na sequência das análises feitas no capítulo 3 relativamente a solos arenosos com diferentes valores de OCR simulados pelo modelo $p-q-\theta$, pode pois considerar-se que o solo do presente estudo base corresponde, em termos médios, a uma areia compacta ou densa.

A tensão vertical uniforme transmitida pelo pilar ao ensoleiramento foi modelada de modo incremental, tendo sido considerados 1500 incrementos no total.

Quadro 4.1 – Características do maciço de terroso do problema base

	λ	k	Γ	$\Phi' (^{\circ})$	v'	N	γ (kN/m ³)	K_0
Areia	0,03	0,005	1,8	35	0,3	1,81733	20	0,43

4.4. ANÁLISE DE RESULTADOS

4.4.1. PREÂMBULO

Utilizando o programa RECRIB foram obtidas figuras representativas de assentamentos, bem como figuras relativas aos estados de tensão quer no maciço terroso quer no ensoleiramento (tensões efectivas verticais, horizontais, de corte e cruzetas de tensões principais efectivas) para a situação de carregamento máximo.

4.4.2. ASSENTAMENTOS

Encontra-se representado na Fig. 4.5 o assentamento ocorrido na base do ensoleiramento.

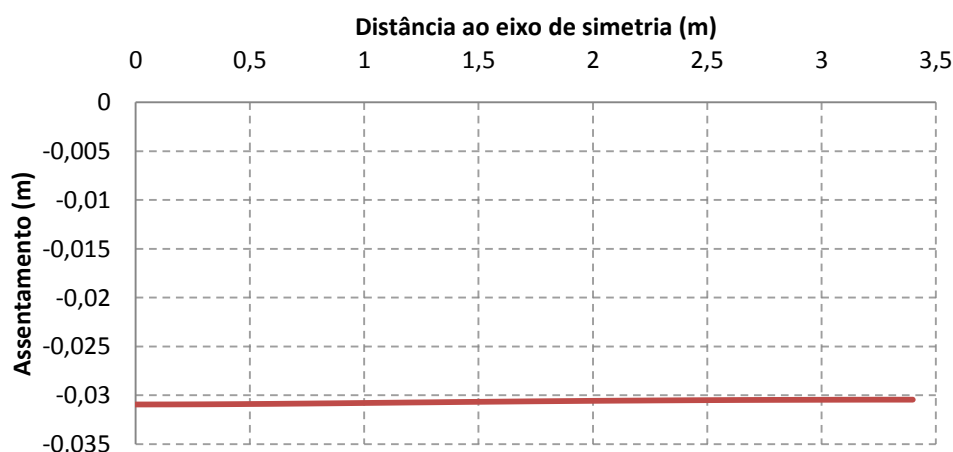


Fig. 4.5 – Assentamentos ocorridos ao na base do ensoleiramento

Tal como se pode ver pela Fig. 4.5, o assentamento na base do ensoleiramento é praticamente uniforme em toda a extensão da fundação.

No Quadro 4.2 apresentam-se os valores dos assentamentos máximo, mínimo e diferencial ocorridos na base do ensoleiramento.

Quadro 4.2– Assentamentos máximo, mínimo e diferencial na base do ensoleiramento

Cota (m)	$s_{m\acute{a}x.}(cm)$	$s_{m\acute{i}n.}(cm)$	$s_{dif.}(cm)$
0	3,09	3,05	0,05

Dado a que o solo de fundação corresponde a uma areia compacta ou densa, seria de esperar um assentamento máximo reduzido. O assentamento máximo sofrido pela base do ensoleiramento assume

um valor típico para um solo com um grau de consolidação considerável e que já esteve submetido a tensões superiores às que está sujeito com construção da obra.

Segundo Bowles (1996), o assentamento máximo esperado num ensoleiramento não deve exceder os 50mm e o assentamento diferencial máximo não deverá exceder os 20mm. Ora, neste caso, os dois limites são cumpridos. Uma vez que o assentamento diferencial obtido é substancialmente inferior ao limite de 20mm e que este tipo de assentamento é dos mais imprevisíveis em obra, é de referir que para o caso deste problema base, há uma margem de segurança elevada para a ocorrência de assentamentos diferenciais.

Uma das principais vantagens no recurso ao ensoleiramento em detrimento de sapatas isoladas está na maior uniformização dos deslocamentos ocorridos na base da fundação. Segundo Bowles (1996), no caso de fundações envolvendo sapatas isoladas, o assentamento máximo admissível já seria de 25mm, valor este que teria sido ultrapassado nesse caso.

4.4.3. TENSÕES

De modo a analisar as tensões às quais o solo e o ensoleiramento estão sujeitos, foram realizados gráficos que ilustram os incrementos de tensão vertical na base do ensoleiramento e a sua evolução em profundidade. Para complementar esses gráficos foram realizadas colorações de incrementos de tensões para ilustrar essa mesma evolução de tensão em profundidade. Para além das tensões verticais foram realizadas colorações para as tensões de corte no ensoleiramento e no solo, bem como para os incrementos de tensões horizontais nos mesmos. Com base nas tensões horizontais, foram realizadas figuras que ilustram o diagrama de momentos flectores aos quais o ensoleiramento está sujeito.

Os incrementos de tensões verticais efectivas no solo na base do ensoleiramento estão especificadas na Fig. 4.6.

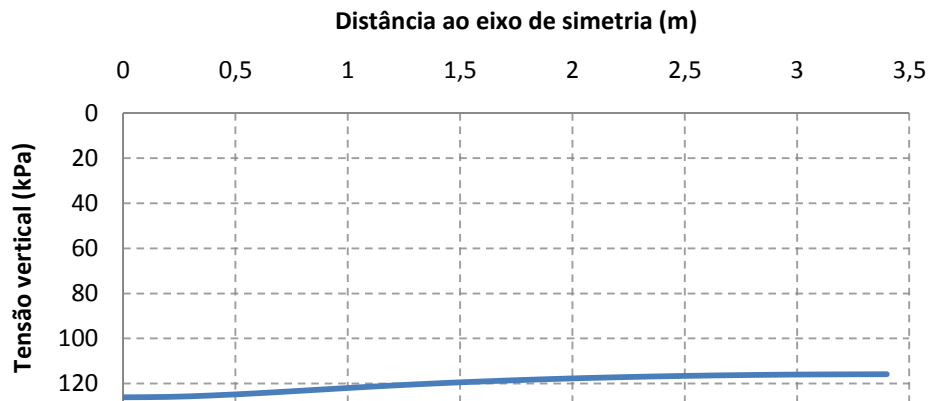


Fig. 4.6 – Incrementos de tensão vertical à superfície do maciço terroso

No Quadro 4.3 são apresentados os valores relativos ao estado dos incrementos de tensão vertical à superfície do maciço terroso.

Quadro 4.3 – Estado dos incrementos de tensão vertical à superfície do maciço terroso

Cota (m)	$\sigma'_{y,max}$ (kPa)	$\sigma'_{y,min}$ (kPa)	$\sigma'_{y,dif}$ (kPa)
0	126,1	115,8	10,3

Pela observação da Fig. 4.6 e do Quadro 4.3 é possível constatar que a tensão vertical efectiva registada à superfície do maciço terroso é aproximadamente constante, com uma diferença máxima de apenas 10,3kPa. Uma das principais características dos ensoleiramentos com alguma rigidez é a de promover acréscimos de tensão vertical constantes no maciço de fundação, tal como acontece no caso deste problema base. As cargas provenientes dos pilares são distribuídas uniformemente pela base de fundação, sendo transmitida uma tensão aproximadamente constante. No entanto, apesar da redistribuição de esforços promovida pelo ensoleiramento ser eficaz, é de notar que o valor da tensão vertical efectiva máxima ocorre na zona subjacente ao pilar, de onde provêm as cargas.

Na Fig. 4.7 é mostrada a variação dos incrementos da tensão vertical efectiva no solo em profundidade.

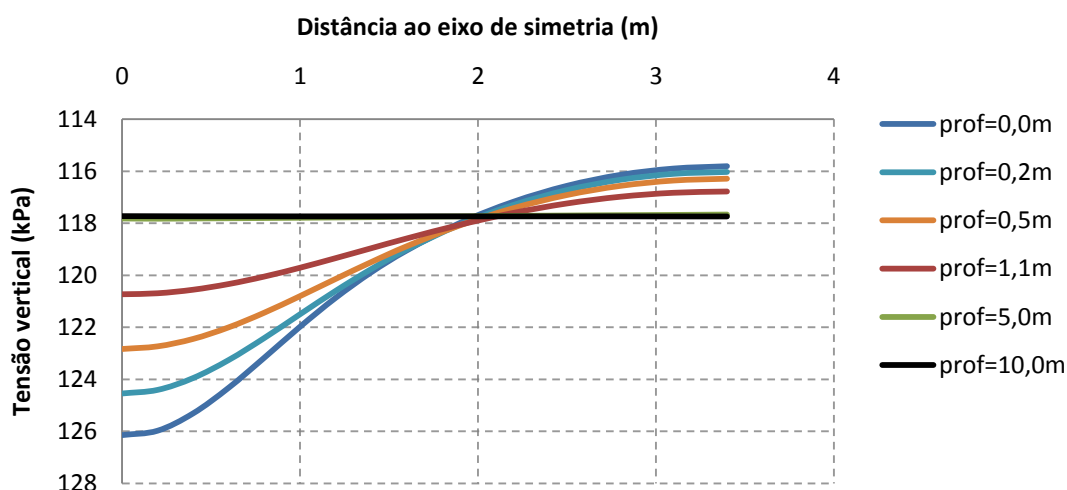


Fig. 4.7 – Acréscimo de tensão vertical efectiva em profundidade no maciço terroso

Pela Fig. 4.7 é possível constatar que na zona subjacente ao pilar (próxima ao eixo de simetria da célula fundamental), verifica-se uma degradação do acréscimo de tensão para profundidades reduzidas. Já na extremidade da célula fundamental ocorre um ligeiro aumento do acréscimo de tensão vertical efectiva no solo. Tal fenómeno acontece devido à uniformização sucessiva do nível de tensão vertical efectiva, apesar de ser uma variação em profundidade de grandeza pouco significativa. Para maiores profundidades o incremento de tensão vertical uniformiza nos 117,7 kPa ao longo de toda a base do ensoleiramento.

De modo a complementar as conclusões referidas, foram realizadas colorações dos acréscimos de tensões verticais para o solo e ensoleiramento.

Na Fig. 4.8 está representado o estado dos acréscimos de tensão vertical no maciço de fundação.

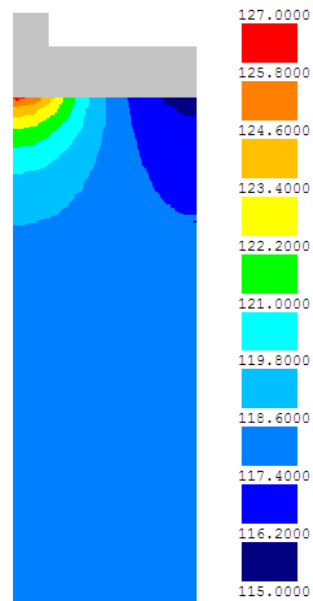


Fig. 4.8 - Estado dos acréscimos de tensão vertical no maciço terroso

Tal como se pode ver pela Fig. 4.8, o acréscimo de tensão vertical máxima ocorre na zona do pilar, atingindo um valor na ordem dos 126,1 kPa. Para maiores profundidades a tensão vertical é aproximadamente constante, atingindo valores na ordem dos 117 kPa, tal como já mostrava a Fig. 4.7. Na Fig. 4.9 está representado o estado de tensão de corte no maciço terroso assim como as cruzetas de tensões principais.

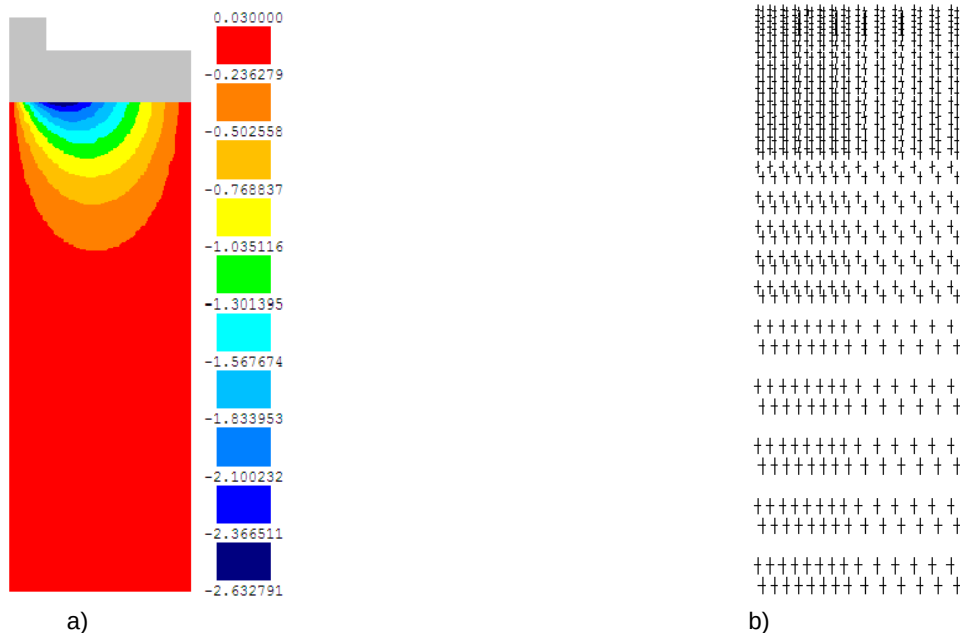


Fig. 4.9 - a) Estado de tensão de corte no maciço terroso; b) Cruzetas de tensões principais

Através da observação da coloração de tensões de corte da Fig. 4.9 é possível constatar que não ocorrem praticamente tensões de corte no maciço terroso, sendo o valor máximo e mínimo obtidos próximos de zero. Este facto é confirmado pelas cruzetas de tensões, as quais estão essencialmente orientadas segundo as direcções horizontal e vertical, apresentando algumas delas um ângulo em relação a essas direcções desprezável. Tal é justificável pela solicitação aproximadamente constante do maciço que o ensoleiramento promove, provocando acréscimos de tensão vertical aproximadamente constantes, tal como já se tinha demonstrado.

Na Fig. 4.10 está representada a coloração relativa aos acréscimos de tensão horizontal efectiva no maciço terroso.

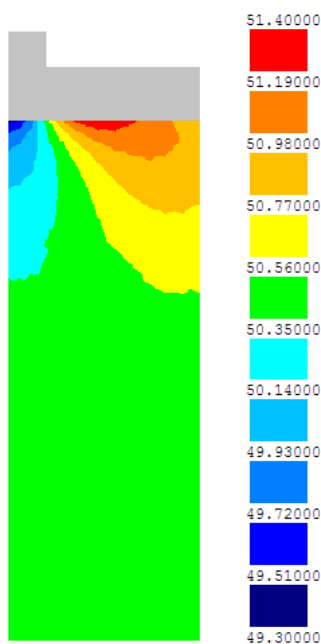


Fig. 4.10 - Acréscimos de tensão horizontal efectiva no maciço terroso

Pela observação da Fig. 4.10 é possível concluir que o solo está sujeito a um acréscimo de tensão horizontal praticamente uniforme, sendo que o nível de tensão horizontal efectiva atingido é de sensivelmente 50kPa. Este resultado era espectável uma vez que o valor registado para a tensão vertical no maciço é aproximadamente constante e as tensões de corte são praticamente nulas. As colorações de tensões horizontais obtidas são típicas de um ensoleiramento rígido, sendo transmitidos ao maciço terroso acréscimos de tensão aproximadamente constantes.

O conceito de nível de tensão, referido no capítulo anterior, permite quantificar a proximidade de um determinado estado de tensão em relação à situação de estado crítico.

Na Fig. 4.11 estão representados os níveis de tensão, SL , no maciço terroso.

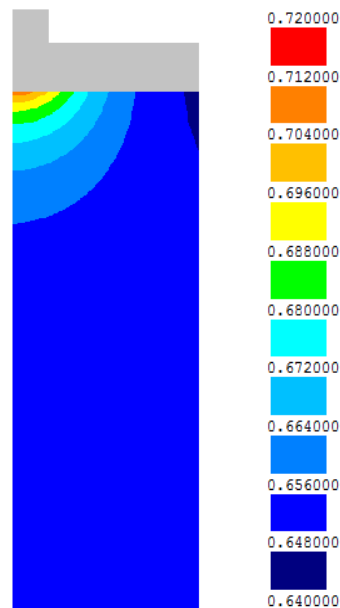


Fig. 4.11 – Níveis de tensão SL no maciço terroso

Tal como se pode ver pela Fig. 4.11 o nível de tensão SL no maciço terroso assume um valor aproximadamente constante. Uma vez que em nenhuma zona $SL=1,0$, o solo não atinge o estado crítico.

Na Fig. 4.12 está representado o acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento.

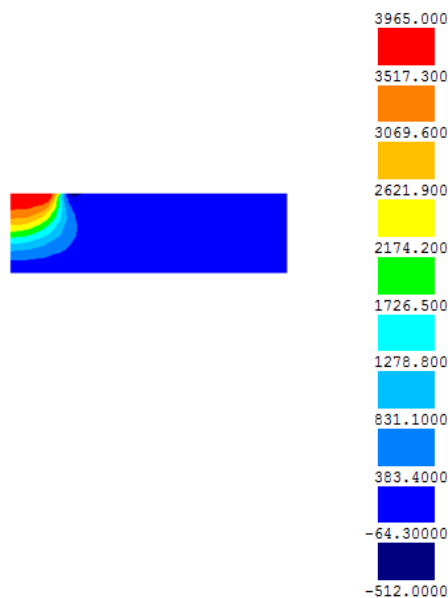


Fig. 4.12 – Acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento

No caso do ensoleiramento, a maior tensão vertical ocorre na zona do pilar, atingindo valores na ordem dos 3970 kPa, valor este que é aproximadamente igual à tensão vertical actuante no pilar. É de notar um valor de acréscimo de tensão vertical negativo na zona extremidade do pilar.

Na Fig. 4.13, está representada a coloração relativa às tensões de corte no ensoleiramento

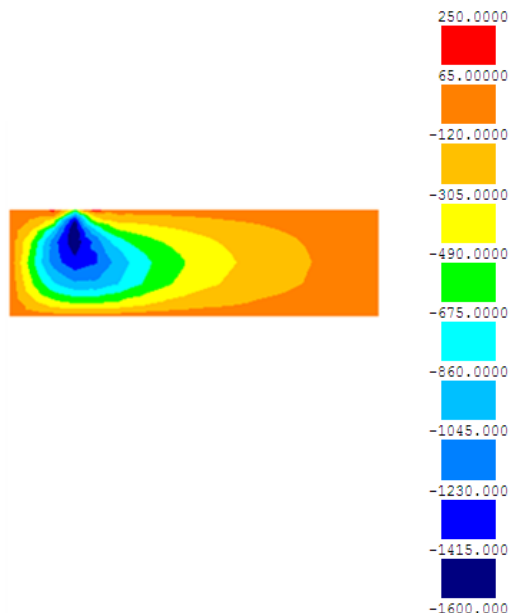


Fig. 4.13 – Tensão de corte no ensoleiramento

Observando a coloração das tensões de corte da Fig. 4.13 é possível notar que as tensões de corte mais elevadas são mobilizadas junto da fronteira do pilar, isto é, dentro do perímetro crítico de punçoamento.

Na Fig. 4.14 estão representadas as cruzetas de tensões principais relativas ao ensoleiramento.



Fig. 4.14 - Cruzetas de tensões principais no ensoleiramento

É possível constatar que as cruzetas têm maior dimensão na zona subjacente e circundante ao pilar, o que está de acordo, naturalmente, com os resultados da Fig. 4.13. É de notar que na fronteira do pilar as cruzetas fazem um maior ângulo em relação às direcções horizontal e vertical, denunciando uma maior expressão das tensões de corte nesta zona.

Na Fig. 4.15 está representada a coloração relativa ao acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento.

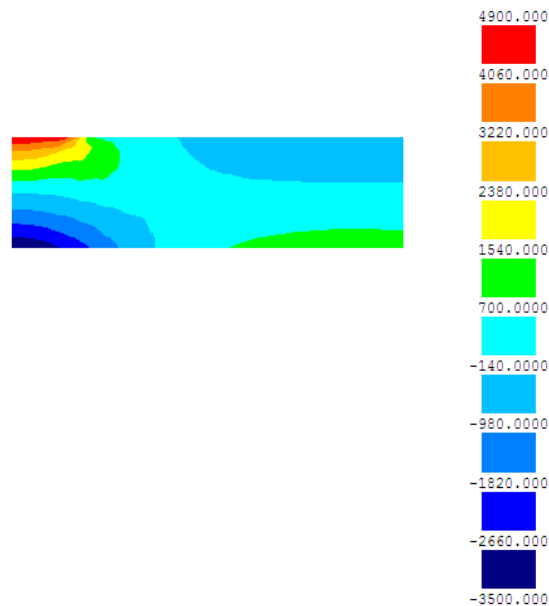


Fig. 4.15 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento

Na Fig. 4.16 está representada a malha deformada do ensoleiramento (com ampliação dos deslocamentos).

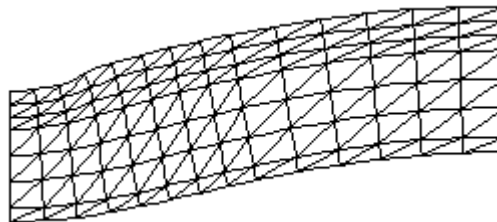


Fig. 4.16 – Deformada do ensoleiramento

Comparando a coloração relativa às tensões horizontais no ensoleiramento com a malha deformada é possível concluir que os níveis máximos de tensão de compressão são atingidos na zona subjacente ao pilar e acima do eixo neutro da secção do ensoleiramento. Ora, tal acontece devido à forte compressão das fibras provocada pela flexão da fundação. Já nas fibras abaixo do eixo neutro da secção do ensoleiramento, subjacente ao pilar, acontece o contrário. Nesta zona são atingidos os níveis máximos de tensão de tracção.

Na Fig. 4.17 estão representados os valores dos momentos flectores ao longo do ensoleiramento.

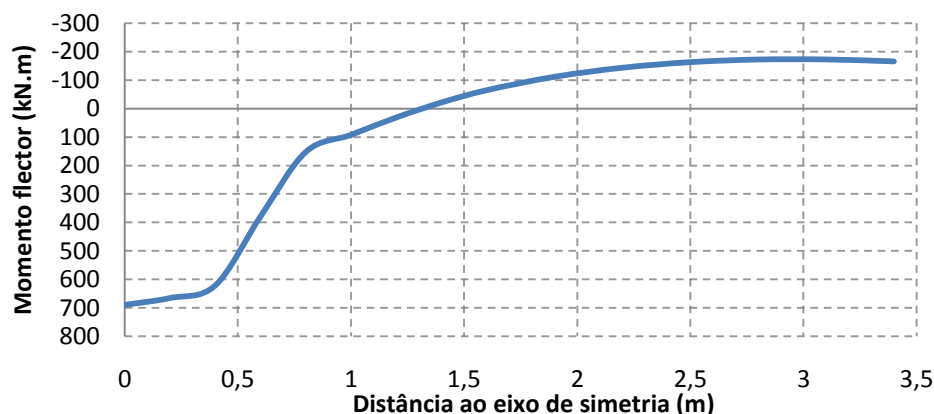


Fig. 4.17 – Momentos flectores no ensoleiramento

Pela observação da Fig. 4.17 é possível concluir que, como se referiu atrás, na zona subjacente ao pilar há compressão das fibras da malha acima do eixo neutro e consequentemente uma tracção nas fibras abaixo do eixo neutro, uma vez que o momento flector assume valores positivos. A uma distância de aproximadamente 1,3m do eixo de simetria da célula fundamental as compressões e tracções das fibras superiores e inferiores são nulas. A partir desta distância ocorre a compressão das fibras inferiores e a tracção das fibras superiores uma vez que o diagrama assume valores negativos.

A uma distância de 0,55m do eixo de simetria há uma variação mais acentuada dos momentos flectores. Essa zona corresponde à zona adjacente ao pilar. Na zona próxima dos 3,4m (meio vão entre pilares), o valor do momento flector já é negativo mas de uma ordem de grandeza inferior à do momento junto do eixo do pilar.

5

ANÁLISES PARAMÉTRICAS

5.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior, recorrendo ao programa de elementos finitos RECRIB (Borges, 1995), estudou-se o comportamento de uma fundação directa por ensoleiramento sobre um solo arenoso. Foram analisados diagramas de tensões verticais, horizontais e de corte, quer no ensoleiramento quer no solo de fundação, bem como os momentos flectores aos quais o ensoleiramento estava sujeito. Neste capítulo pretende-se comparar o problema base com outras situações através da alteração de alguns parâmetros.

Tendo em conta o estudo realizado no capítulo anterior, neste capítulo foram considerados diferentes parâmetros não só relacionados com a geometria da fundação bem como com a possança do solo de fundação, com a compacidade do solo de fundação e com o tipo de fundação directa.

As análises alvo de estudo neste capítulo são:

- Compacidade do solo de fundação;
- Possança do maciço de fundação;
- Espaçamento entre pilares do edifício;
- Altura do ensoleiramento;
- Conjugação de efeitos da altura do ensoleiramento e do espaçamento entre pilares;
- Comparação com fundação por sapatas;
- Variação da profundidade do nível freático.

É de referir que as considerações feitas no capítulo anterior acerca das condições fronteira, mantêm-se para este capítulo. Quanto às características do solo de fundação apenas a compacidade e a possança do mesmo será alterada nos subcapítulos correspondentes. A variação da compacidade é feita considerando diferentes valores de *OCR* do solo, adoptando diferentes “histórias de carga” sobre a superfície do maciço. Por simplificação em termos de organização do texto, admite-se que as “histórias de carga” correspondem a aterros previamente existentes sobre o maciço e posteriormente escavados, de diferentes alturas, sendo o seu peso específico de 20 kN/m^3

No Quadro 5.1. encontra-se um resumo de todos os cálculos que serão realizados neste capítulo.

Quadro 5.1 – Resumo dos cálculos efectuados

Caso de estudo	Nome do cálculo	Altura de aterro (história de carga) (m)	Altura do ensoleiramento (m)	Espaçamento entre pilares (m)	Possança (m)	Profundidade do NF (m)
Compacidade	C0	10,0	1,0	6,0	10,0	0,0
	C1	0,0	1,0	6,0	10,0	0,0
	C2	5,0	1,0	6,0	10,0	0,0
	C3	20,0	1,0	6,0	10,0	0,0
Possança	P0	10,0	1,0	6,0	10,0	0,0
	P1	10,0	1,0	6,0	20,0	0,0
	P2	10,0	1,0	6,0	30,0	0,0
Espaçamento entre pilares	E0	10,0	1,0	6,0	10,0	0,0
	E1	10,0	1,0	8,0	10,0	0,0
	E2	10,0	1,0	10,0	10,0	0,0
Altura do ensoleiramento	A0	10,0	1,0	6,0	10,0	0,0
	A1	10,0	0,6	6,0	10,0	0,0
	A2	10,0	0,8	6,0	10,0	0,0
	A3	10,0	1,2	6,0	10,0	0,0
Ens. Flexível	AE0	10,0	1,0	6,0	10,0	0,0
	AE1	10,0	0,6	10,0	10,0	0,0
Sapata	S1	10,0	1,0	6,0	10,0	0,0
Nível Freático	NF0	10,0	1,0	6,0	10,0	0,0
	NF1	10,0	1,0	6,0	10,0	>10,0
	NF2	10,0	1,0	6,0	10,0	3,0
	NF3	10,0	1,0	6,0	10,0	6,0

5.2. INFLUÊNCIA DA COMPACIDADE DO MACIÇO TERROSO

5.2.1. PREÂMBULO

Neste subcapítulo pretende-se estudar a influência que a compacidade do maciço terroso tem nos assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento. Para simular diferentes compacidades do maciço terroso foram considerados maciços com uma possança de 10m e sujeitos a diferentes alturas de aterro previamente existentes sobre o maciço e posteriormente escavados. As diferentes alturas de aterro pretendem simular maciços com diferentes “histórias de cargas”.

As alturas de aterro (“história de carga”) equivalentes consideradas foram de 0,0m, 5,0m e 20,0m, sendo o seu peso específico de 20 kN/m³.

Os assentamentos obtidos para cada variante foram comparados com os assentamentos obtidos no problema base. O maciço terroso do problema base tem uma compacidade correspondente a um solo que teve sujeito a uma historia de carga de 10m de aterro.

5.2.2. ASSENTAMENTOS

5.2.2.1. História de carga de zero metros de aterro. Areia Medianamente Compacta ($I_D = 56,93\%$)

Para simular a compacidade do primeiro solo não foi considerada qualquer altura de aterro ($OCR=1,00$). Este solo apresenta um índice de compacidade idêntico ao primeiro solo simulado no ensaio triaxial do Capítulo 4, isto é, $I_D = 56,93\%$, correspondendo assim a uma areia medianamente compacta.

Recorrendo ao programa RECRIB, foi possível obter os assentamentos na base da fundação.

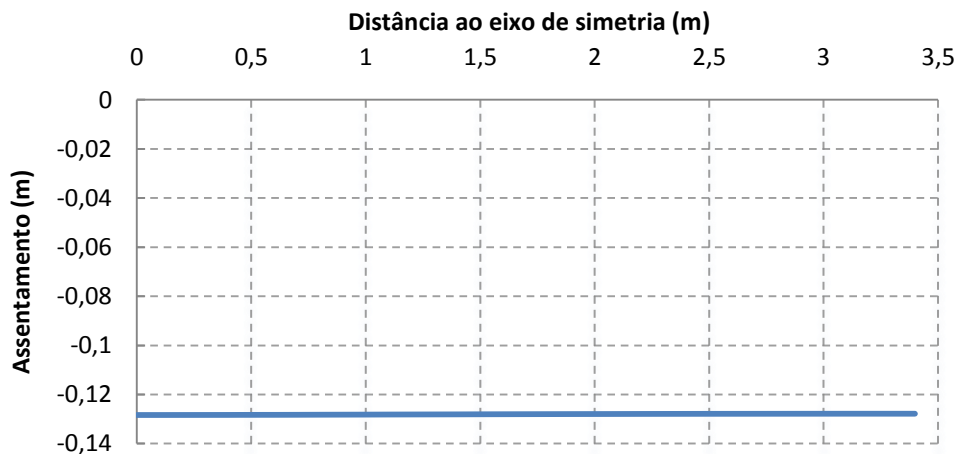


Fig. 5.1 – Assentamentos

Pela Fig. 5.1 é possível concluir que a base do ensoleiramento assenta de uma forma constante, sendo que o assentamento diferencial máximo ocorrido é de 0,48 mm, um valor desprezável face às dimensões do problema. No entanto, o assentamento total sofrido pela base do ensoleiramento foi de 12,8 cm, um valor muito elevado para o ensoleiramento. O solo é normalmente consolidado, sendo que ainda não tinha sofrido no seu historial tensões mais altas que as tensões iniciais de repouso. Por esse motivo eram de esperar assentamentos consideráveis para a carga aplicada ao terreno

Segundo Bowles (1996), o assentamento máximo que se pode tolerar por um ensoleiramento é de 50mm. Assim sendo, para que pudesse ser construído o ensoleiramento sujeito às cargas consideradas no problema base, o terreno teria de ser compactado previamente.

5.2.2.2. História de carga de 5m de aterro. Areia Compacta ou densa

Considere-se agora um maciço terroso que esteve sujeito no seu historial a tensões equivalentes a uma altura de aterro de 5m. Segundo a classificação de Matos Fernandes (2006), e tendo em conta os ensaios triaxiais simulados no capítulo 3, a areia é compacta ou densa.

Para a carga total aplicada obtiveram-se os assentamentos representados na Fig. 5.2.

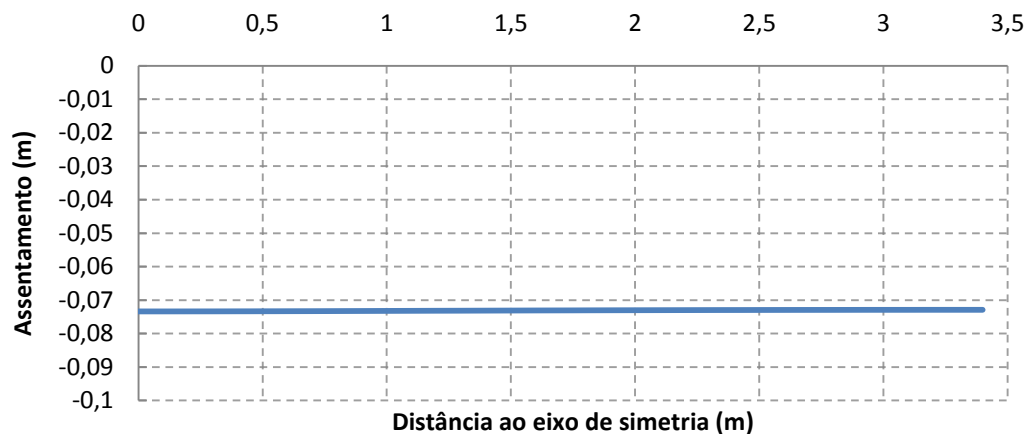


Fig. 5.2 - Assentamentos

Tal como no caso anterior, o assentamento diferencial máximo do ensoleiramento é de 0,48mm, valor este que pode ser considerado desprezável. O assentamento máximo sofrido pelo ensoleiramento é de 7,3cm. Apesar deste valor ser inferior ao do caso anterior, ainda é considerável para o ensoleiramento.

Perante o assentamento ocorrido pode-se concluir que a compactidade do solo não é suficiente para que o mesmo sirva de fundação ao ensoleiramento em causa.

5.2.2.3. Areia muito compacta ou muito densa

Por ultimo, recorrendo ao software RECRIB, foi considerado um solo que esteve submetido a tensões no seu historial equivalentes a 20m de aterro.

Obtiveram-se os assentamentos dispostos na Fig. 5.3.

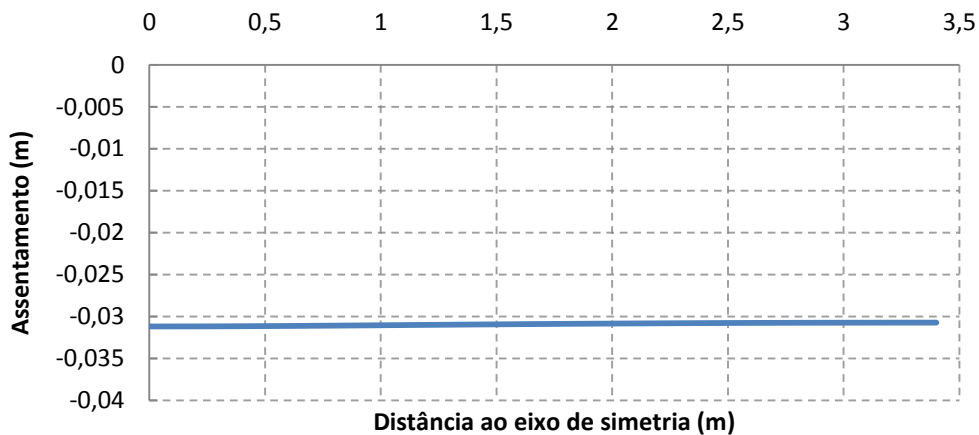


Fig. 5.3 - Assentamentos

O assentamento máximo ocorrido na base do ensoleiramento foi de 3,07cm e o deslocamento diferencial mais uma vez pode ser desprezado. O assentamento ocorrido é muito semelhante ao que ocorreu no problema base (“história de carga” de 10m de aterro). Isto significa que o acréscimo de tensão introduzido pela construção do ensoleiramento é inferior ao introduzido por uma altura de aterro de 10m, ou seja, quer no estudo base quer no cálculo analisado nesta secção a tensão final no terreno é inferior à tensão vertical de pré-consolidação, σ'_p .

Perante os assentamentos ocorridos no problema base e neste ultimo solo simulado, pode concluir-se que a compactidade apresentada no problema base é suficiente para que os assentamentos ocorridos no ensoleiramento sejam adequados para este.

5.3. INFLUÊNCIA DA POSSANÇA DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

5.3.1. PREÂMBULO

Neste subcapítulo procurou-se analisar a influência da possança do maciço de fundação nos assentamentos sofridos pelo ensoleiramento bem como nas tensões verticais, horizontais e de corte efectivas quer no maciço quer no ensoleiramento. Para tal foram consideradas mais duas possanças: 20m e 30m.

Todas as características geométricas do ensoleiramento bem como a carga aplicada nos pilares mantêm-se em relação ao problema base.

5.3.2. ASSENTAMENTOS

Na Fig. 5.4 estão representadas as linhas que ilustram o assentamento ocorrido ao longo da base do ensoleiramento para as diferentes possanças.

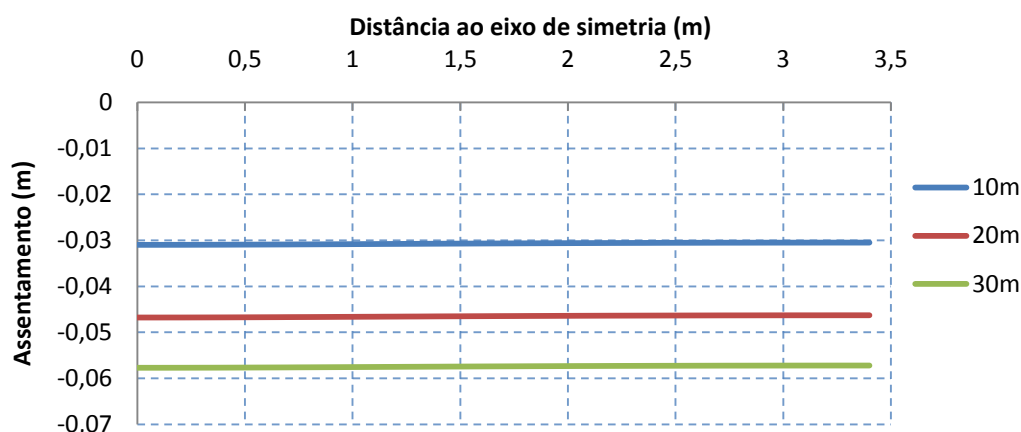


Fig. 5.4 – Assentamentos para as diferentes possanças na base do ensoleiramento

Tal como é possível observar através da Fig. 5.4, os assentamentos na base da fundação tendem naturalmente a aumentar à medida que a possança do solo de fundação aumenta.

Quadro 5.2 - Assentamentos na base do ensoleiramento para as diferentes possanças

Possança (m)	s_{max} (cm)	s_{min} (cm)	s_{dif} (mm)
10	3,09	3,05	0,48
20	4,68	4,63	0,48
30	5,77	5,72	0,48

No que diz respeito ao assentamento diferencial máximo ocorrido na base do ensoleiramento (Quadro 5.2), o mesmo é igual para os três casos, assumindo valores próximos de 0,5mm, valor este que pode ser considerado desprezável.

Pelos valores de assentamentos apresentados é possível concluir que há uma maior diferença entre os assentamentos das possanças de 10m e 20m do que entre os assentamentos das possanças de 20m e 30m. No primeiro caso a diferença é de 1,59cm e no segundo caso a diferença é de 1,09cm. Estes resultados devem-se ao facto de a rigidez do solo, dependente das tensões iniciais instaladas, aumentar em profundidade, ou seja, para os mesmos acréscimos de carga, o solo deforma-se menos nas camadas mais profundas.

Para os três casos referidos, foram consideradas as mesmas características geométricas do ensoleiramento bem como a mesma compacidade do solo. Para uma possança de 10m o assentamento sofrido é de 3,05cm, um valor aceitável para edifícios correntes. No entanto para uma possança superior de 30m, esse assentamento já é de 5,72cm.

5.3.3. TENSÕES

No que diz respeito às tensões instaladas no solo e no ensoleiramento, foram estudadas as tensões verticais, horizontais e de corte, quer para o ensoleiramento quer para o solo, bem como o diagrama de momentos que está instalado no ensoleiramento. A Fig. 5.5 ilustra a distribuição dos acréscimos das tensões verticais efectivas para as três profundidades de solo de fundação.

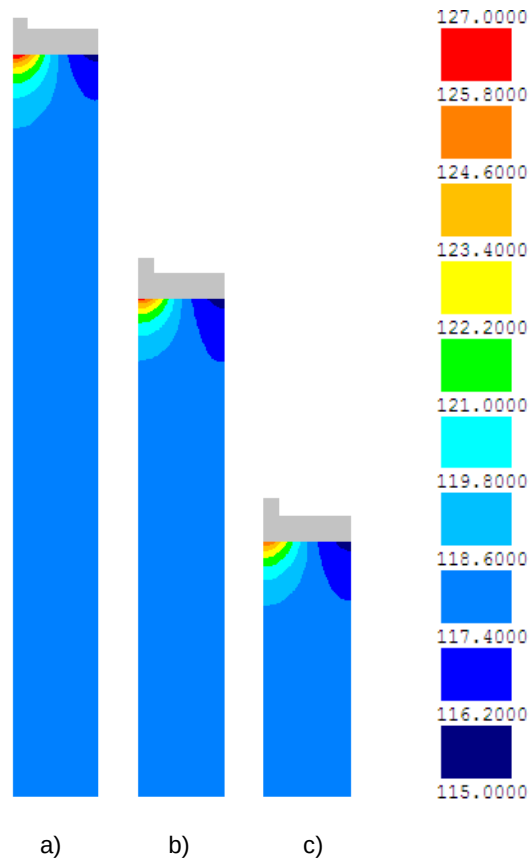


Fig. 5.5 – Acréscimos de tensão vertical efectiva no maciço terroso para: a) possança de 30m; b) possança de 20m; c) possança de 10m

Tal como se pode ver pela Fig. 5.5 para diferentes possanças de solo de fundação, para camadas à mesma profundidade não há qualquer diferença no estado de tensão vertical no maciço. Os maiores acréscimos de tensão vertical no maciço verificam-se essencialmente a profundidades reduzidas. No capítulo 4 referente ao problema base verificou-se que para profundidades superiores a 5m, o acréscimo de tensão vertical efectiva passava a ser constante em profundidade. Por esse motivo, para possanças elevadas o acréscimo de tensão vertical efectiva será sempre constante a partir dessa profundidade. Note-se, no entanto, que esta constatação só é verdadeira porque se está a admitir a modelação do problema através da célula unitária, opção que só é adequada em situações onde a área de implantação do edifício é grande quando comparada com a possança do solo compressível. Quando tal não se verifica, a modelação por célula unitária não permite obter a variação adequada dos acréscimos de tensão vertical nos estratos a maiores profundidades (que irão diminuindo, ao contrário do que acontece na célula unitária).

Na Fig. 5.6 é possível verificar que as tensões verticais na base do ensoleiramento coincidem para os três casos de profundidade de solo de fundação.

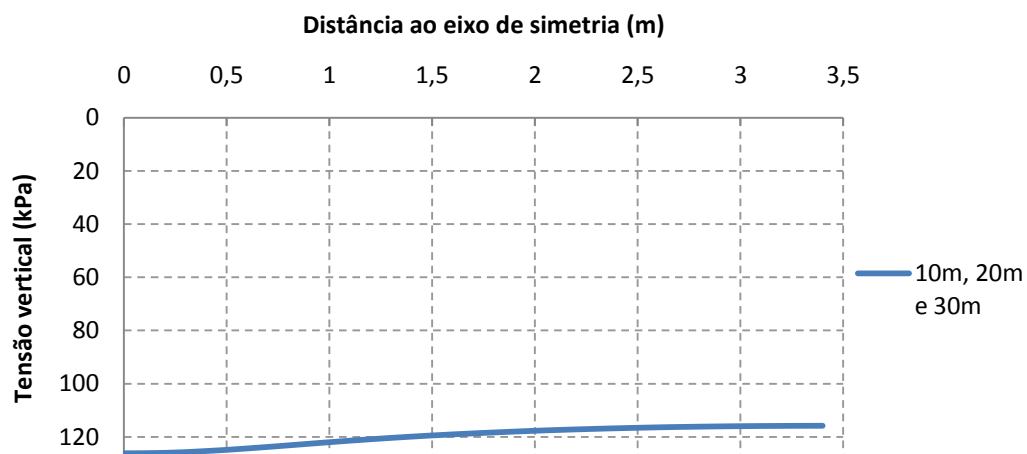


Fig. 5.6 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso para as diferentes possanças

Tal como no solo de fundação, o estado de tensão vertical no ensoleiramento mantém-se para os três casos.

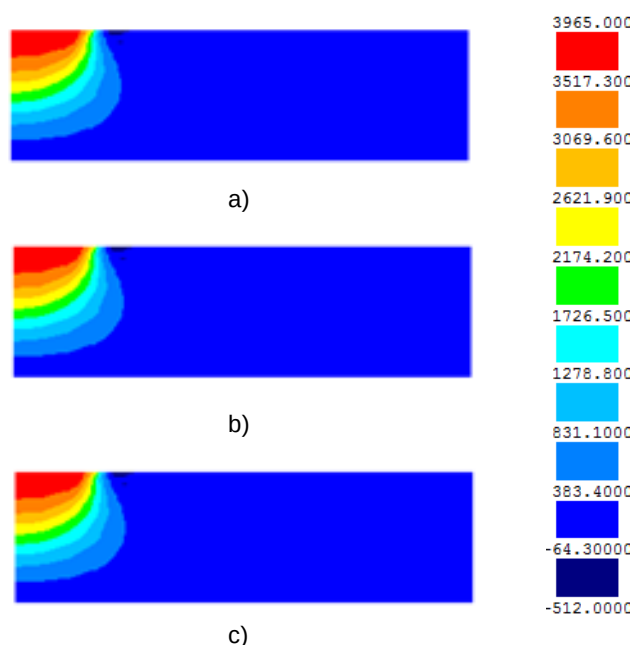


Fig. 5.7 – Acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento: a) possança de 30m; b) possança de 20m; c) possança de 10m

Uma vez que as tensões verticais na face inferior do ensoleiramento são iguais nos três casos, a diferença de possança do maciço terroso não tem influência no estado de tensão do ensoleiramento. Observando a Fig. 5.7 é possível constatar que a possança do maciço terroso não tem qualquer influência no estado de tensão vertical do ensoleiramento.

De seguida é apresentada a Fig. 5.8. relativa às tensões horizontais efectivas no maciço de fundação.

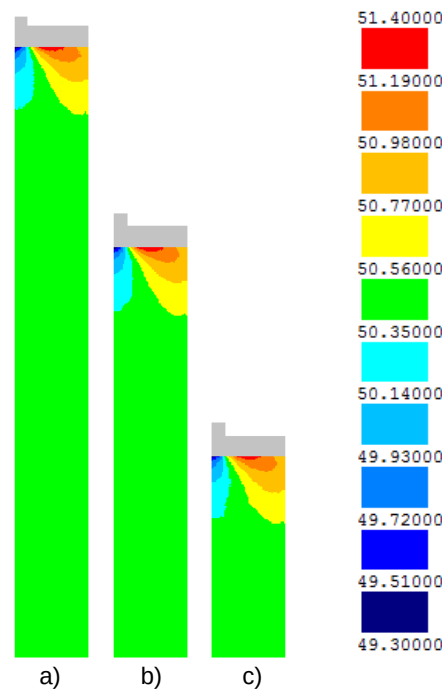


Fig. 5.8— Acréscimos de tensão horizontal efectiva: a) possança de 30m; b) possança de 20m; c) possança de 10m

No que diz respeito ao estado de tensão horizontal do maciço de fundação, tal como aconteceu no estado de tensão vertical, a diferença de profundidade do maciço rochoso firme não tem qualquer influência na distribuição das tensões horizontais para camadas à mesma profundidade. As forças constantes aplicadas no pilar fazem com que os acréscimos de tensão horizontal efectiva sejam aproximadamente constantes em todo o maciço terroso. Apesar das figuras terem várias cores, a variação entre o valor máximo e mínimo registado é muito reduzida, podendo afirmar-se que o estado de tensão horizontal efectiva é praticamente constante.

Tal como acontecia no caso do estado tensão vertical no ensoleiramento, no estado de tensão horizontal a distribuição de tensões é semelhante para as três diferentes profundidades do maciço rochoso firme.

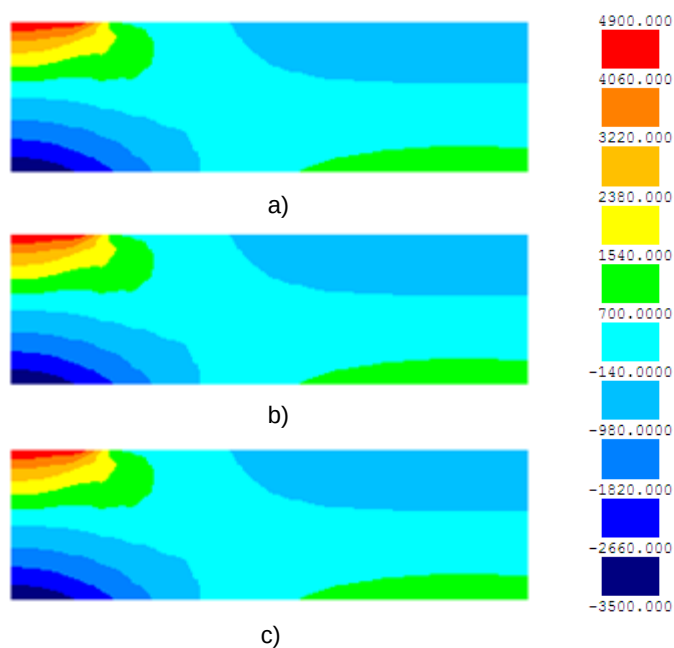


Fig. 5.9– Acréscimos de tensão horizontal no ensoleiramento: a)possança de 30m; b)possança de 20m; c)possança de 10m

Na Fig. 5.10 apresenta-se o diagrama de momentos flectores para as três diferentes possanças, que são idênticos, pelas razões já atrás referidas.

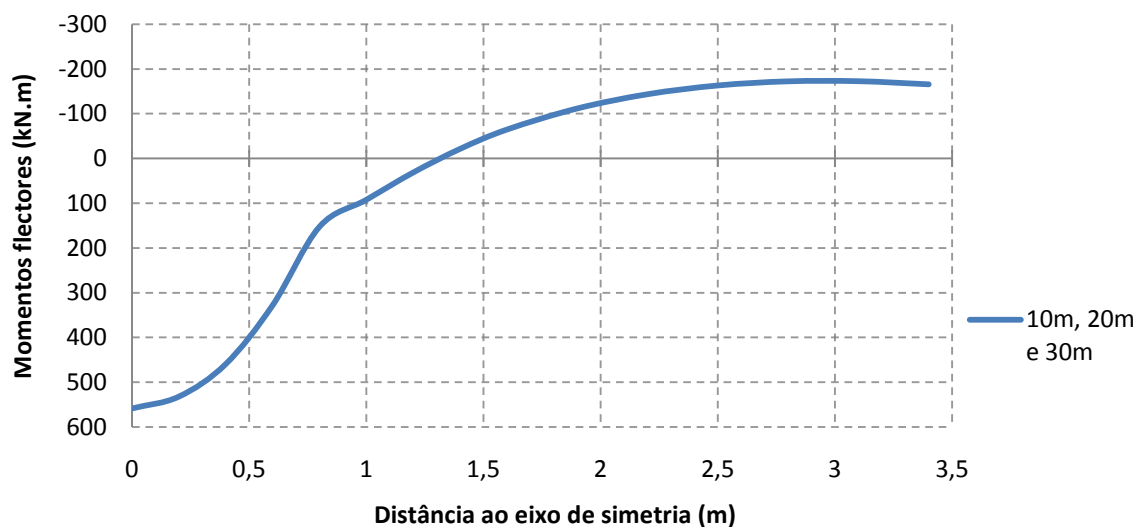


Fig. 5.10 – Diagrama de Momentos flectores no ensoleiramento

Na Fig. 5.11 está representado o estado de tensão de corte para as diferentes possanças do maciço de fundação.

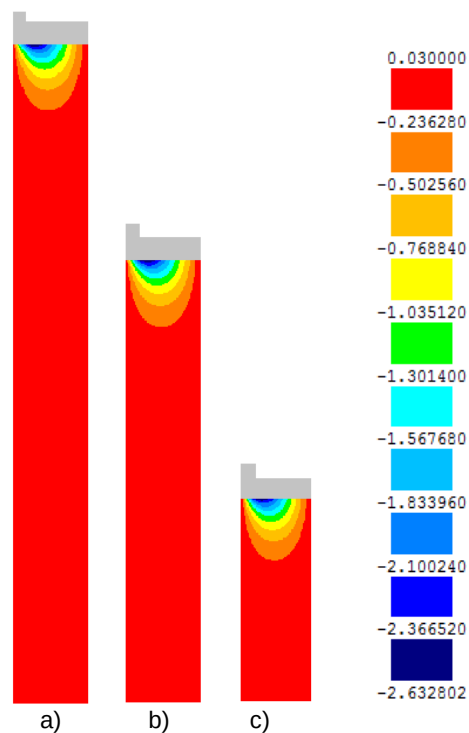


Fig. 5.11 – Estado de tensão de corte no maciço terroso: a) possança de 30m; b) possança de 20m; c) possança de 10m

Tal como no estado de tensão vertical e horizontal, a distribuição das tensões de corte é semelhante independentemente da profundidade do maciço rochoso firme. Para além desse facto, é possível verificar que as tensões de corte são praticamente nulas para qualquer uma das possanças, uma vez que o carregamento do ensoleiramento leva a assentamentos constantes na base do mesmo, promovendo acções no maciço orientadas segundo os eixos principais ortogonais. Observando a Fig. 4.9b) relativa às cruzetas de tensões no maciço terroso no problema base (10m de possança), é possível constatar que apenas um número reduzido de cruzetas na zona subjacente ao pilar apresenta um ângulo pouco pronunciado em relação aos eixos principais ortogonais, demonstrando assim o pouco significado das tensões de corte no maciço terroso.

Na Fig. 5.12 está representada a distribuição de tensões de corte no ensoleiramento para as diferentes possanças.

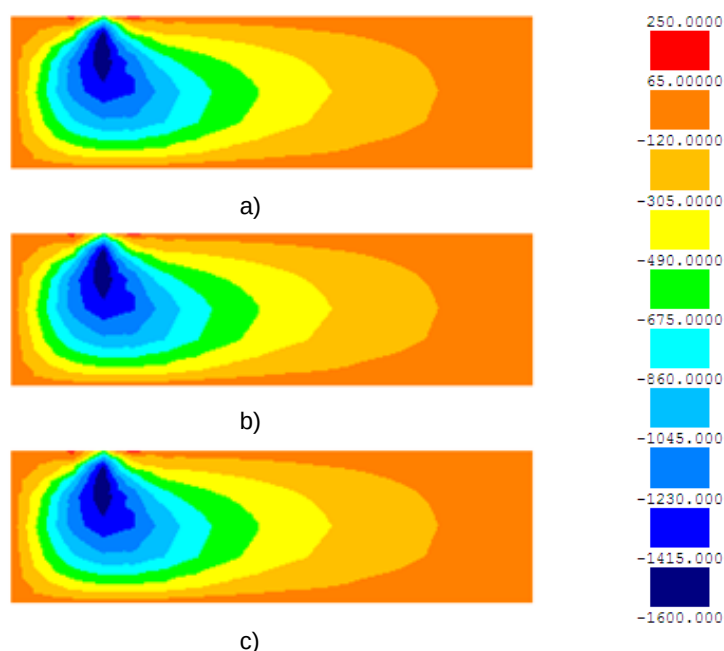


Fig. 5.12 – Tensões de corte no ensoleiramento: a) possança de 30m; b) possança de 20m; c) possança de 10m

Como se pode observar pela Fig. 5.12, a distribuição de tensões de corte no ensoleiramento é semelhante para as diferentes profundidades do firme rochoso, tal como acontecia para a distribuição de tensões verticais e horizontais. Este facto é justificável, como se referiu, pela aplicação das mesmas acções ao ensoleiramento, quer na face superior (pilar), quer na face inferior (solo).

5.4. INFLUÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE PILARES

5.4.1. PREÂMBULO

Pretende-se neste subcapítulo analisar a influência que a variação do espaçamento entre pilares tem nos assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento bem como no estado de tensão vertical, horizontal e de corte e no diagrama de momentos flectores instalados no ensoleiramento. Para tal foram considerados espaçamentos entre eixos de 8m e de 10m, sendo que esses espaçamentos foram comparados com o espaçamento original de 6m entre eixos do problema base.

Todas as características do solo de fundação, bem como as cargas aplicadas no pilar e a altura do ensoleiramento foram mantidas em relação ao problema base.

5.4.2. ASSENTAMENTOS

Na Fig. 5.13 são apresentados os assentamentos ocorridos para os diferentes espaçamentos entre eixos de pilares considerados.

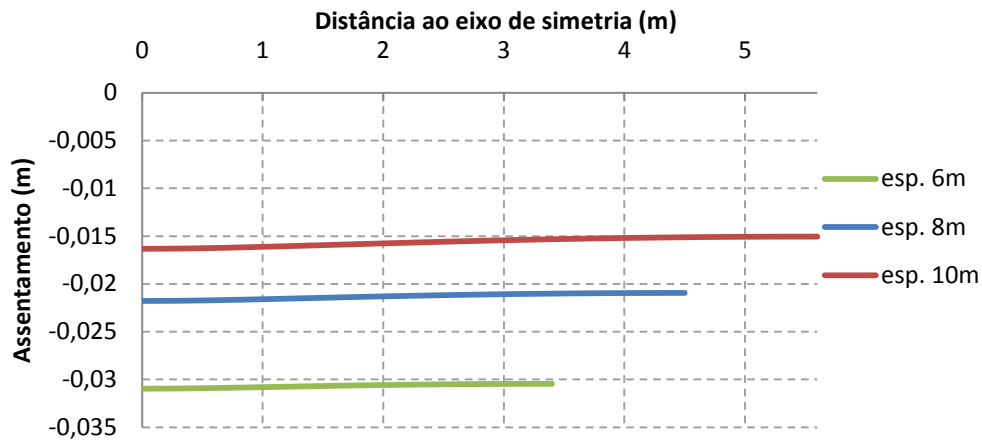


Fig. 5.13 – Assentamentos na base do ensoleiramento para os três diferentes espaçamentos entre pilares

O Quadro 5.3 resume os assentamentos máximos, mínimos e diferenciais ocorridos para cada espaçamento entre eixos de pilares considerado.

Quadro 5.3 – Assentamentos para os diferentes espaçamentos entre pilares

Espaçamento (m)	s_{max} (cm)	s_{min} (cm)	s_{dif} (mm)
6m	3,09	3,05	0,48
8m	2,18	2,10	0,83
10m	1,63	1,50	1,28

Tendo por base a Fig. 5.13 e o Quadro 5.3 apresentados, é possível concluir que à medida que o espaçamento entre eixos de pilares aumenta, o assentamento máximo da base do ensoleiramento tende a diminuir. Uma vez que a carga aplicada nos pilares não é alterada para os diferentes espaçamentos, o menor assentamento explica-se pela distribuição das cargas aplicadas ao pilar por uma maior área de influência, diminuindo consequentemente a tensão vertical.

É de referir que não sendo alterada a altura do ensoleiramento com a variação do espaçamento entre eixos de pilares, é de esperar que para maiores espaçamentos, o ensoleiramento se assemelhe a uma fundação mais flexível. Por esse motivo são de se esperar maiores assentamentos diferenciais para maiores espaçamentos. Há uma maior diferença de assentamentos diferenciais entre os espaçamentos entre eixos de pilares de 8m para 10m, do que entre espaçamentos de 6m para 8m.

A Fig. 5.14 vem justificar esta conclusão.

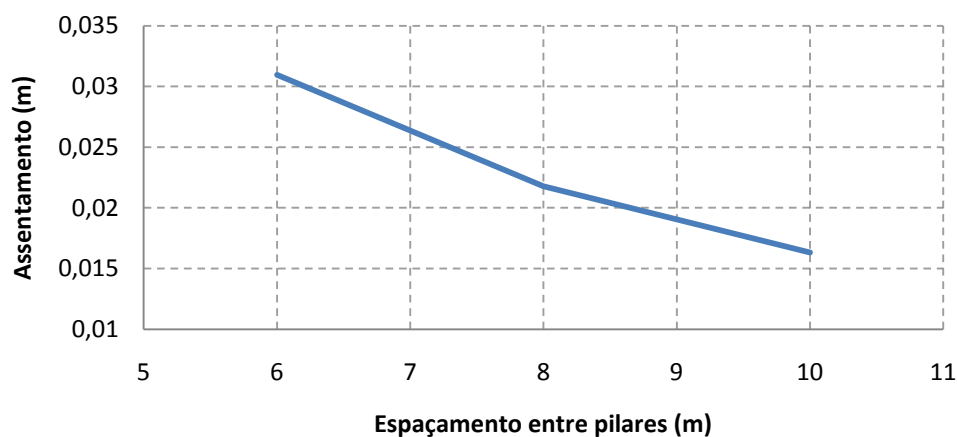


Fig. 5.14 – Relação entre o assentamento máximo e o espaçamento entre eixos de pilares

É de notar que há uma maior diferença entre o assentamento ocorrido para um espaçamento de 6m e 8m do que entre o assentamento ocorrido para um espaçamento de 8m e 10m. Essa diferença é perceptível na variação de inclinação da Fig. 5.14.

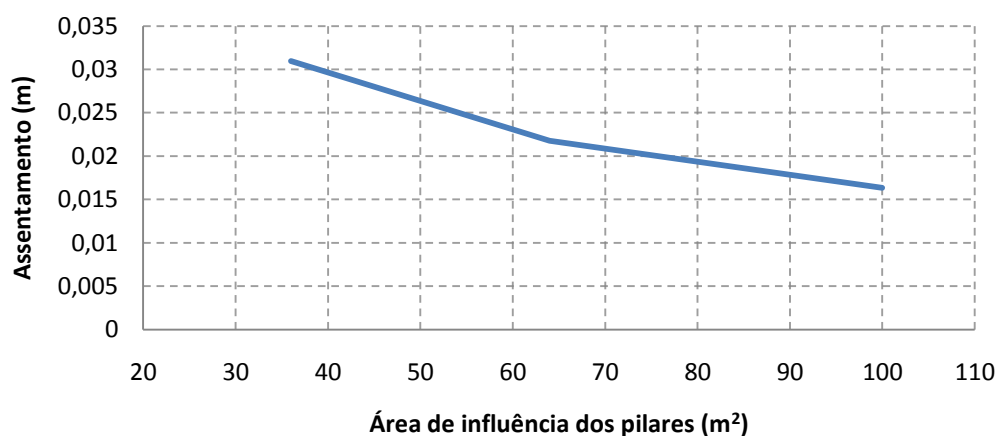


Fig. 5.15 – Relação entre o assentamento máximo e a área de influência dos pilares

Na Fig. 5.15 verifica-se uma menor diferença entre os assentamentos máximos ocorridos para as áreas de influência dos pilares de 64m^2 e 100m^2 (correspondentes aos espaçamentos de 8m e 10m) do que entre as áreas de 36m^2 e 64m^2 (correspondentes aos espaçamentos de 6m e 8m) pela diferença de inclinação da recta.

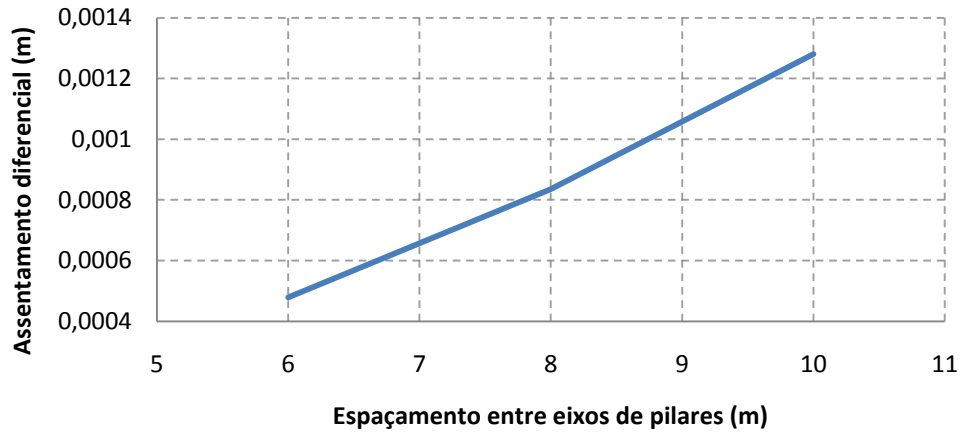


Fig. 5.16 – Relação entre o assentamento diferencial máximo e o espaçamento entre eixos de pilares

Pela observação da Fig. 5.16 é possível concluir que à medida que o espaçamento entre eixos de pilares aumenta, a diferença entre assentamentos diferenciais ocorridos tende a ser cada vez maior, o que é perceptível pela mudança de inclinação da recta. Tal acontecimento é explicável pela maior flexibilidade da fundação com o aumento do espaçamento entre eixos de pilares.

5.4.3. TENSÕES

Uma vez que a área de influência dos pilares aumentou com o aumento do espaçamento entre eixos dos mesmos para a mesma carga aplicada, é de se esperar que a tensão vertical no solo assumia valores inferiores.

Na Fig. 5.17 está representado o estado dos acréscimos de tensão vertical efectiva no solo para os diversos espaçamentos considerados

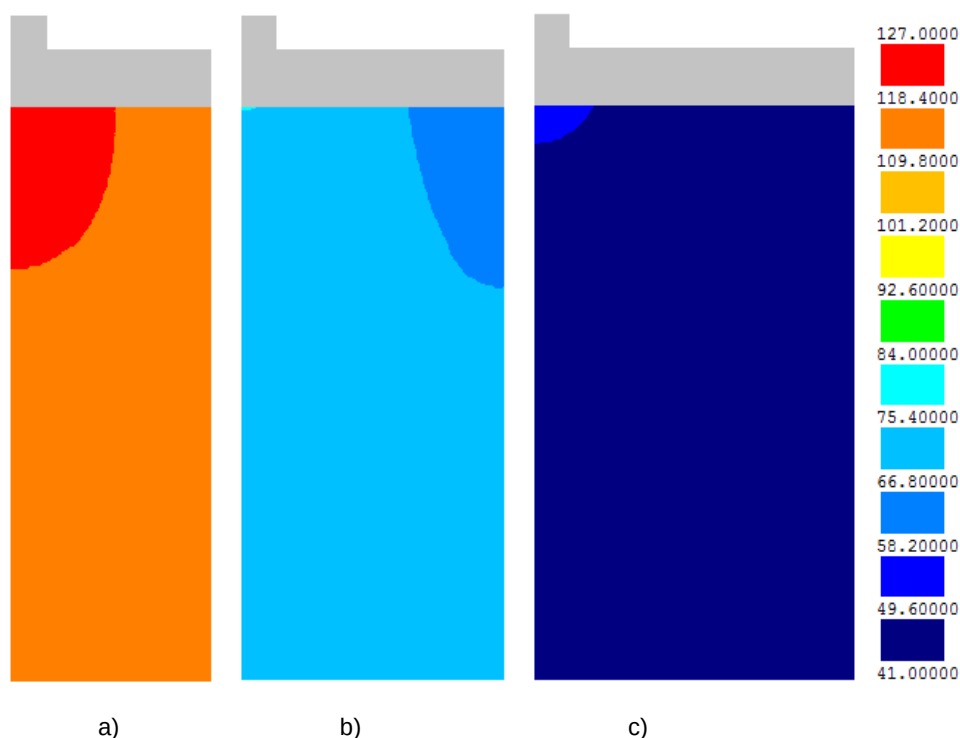


Fig. 5.17 – Acréscimos de tensão vertical efectiva no maciço terroso para os espaçamentos de: a) 6m; b) 8m; c) 10m

No Quadro 5.4 estão representados os valores máximos e mínimos registados do acréscimo da tensão vertical efectiva no maciço terroso para os diferentes espaçamentos entre eixos de pilares.

Quadro 5.4 – Acréscimo de tensão no maciço terroso

Espaçamento (m)	$\sigma'_{y,max}$ (kPa)	$\sigma'_{y,min}$ (kPa)
6m	126,1	115,0
8m	75,8	65,4
10m	52,5	41,0

Para o espaçamento de 8m, a tensão vertical máxima efectiva obtida no solo é de 75,8 kPa, um valor algo inferior aos 126,1 kPa registados para o espaçamento entre eixos de pilares de 6m. Tal como para um espaçamento de 8m, a tensão vertical máxima efectiva instalada no solo baixou para o espaçamento de 10m em relação aos espaçamentos de 8m e 6m com o aumento da área de influência dos pilares, assumindo agora um valor de 52,5 kPa.

É de referir que a distribuição de tensões pelo maciço de fundação ocorre de forma idêntica para os três espaçamentos diferentes. Tal é justificado pela semelhança qualitativa dos três casos em análise.

Na Fig. 5.18 estão representadas as variações da tensão vertical ao longo da base do ensoleiramento, para os diferentes espaçamentos entre eixos de pilares.

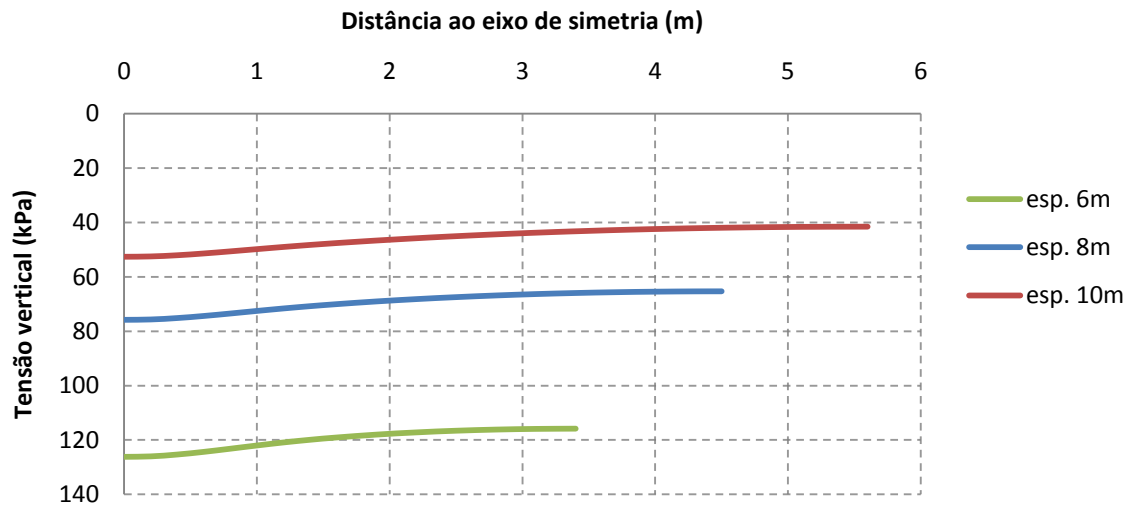


Fig. 5.18 – Acréscimo de tensão vertical efectiva ao longo da base do ensoleiramento

Pela observação da Fig. 5.18 é possível constatar que variação da tensão vertical entre a zona próxima ao eixo de simetria e a extremidade da célula unitária é idêntica para os três diferentes espaçamentos entre eixos e de uma ordem de grandeza inferior aos valores máximos e mínimos registados. Assim, é possível dizer que as cargas provocam acréscimos de tensão vertical aproximadamente constantes. No entanto, a tensão vertical decresce com o aumento do espaçamento, sendo que há um maior decréscimo entre os espaçamentos de 6m e 8m do que entre os espaçamentos de 8m e 10m, para a mesma variação de espaçamento (sensivelmente metade).

Pela Fig. 5.19 é possível verificar a menor variação entre um espaçamento de 8m para 10m do que de 6m para 8m. O segundo tramo tem sensivelmente metade do declive que o primeiro (uma vez que a diferença entre 6m e 8m é de 50,4 kPa, e a diferença entre 8m e 10m é de 23,2 kPa).

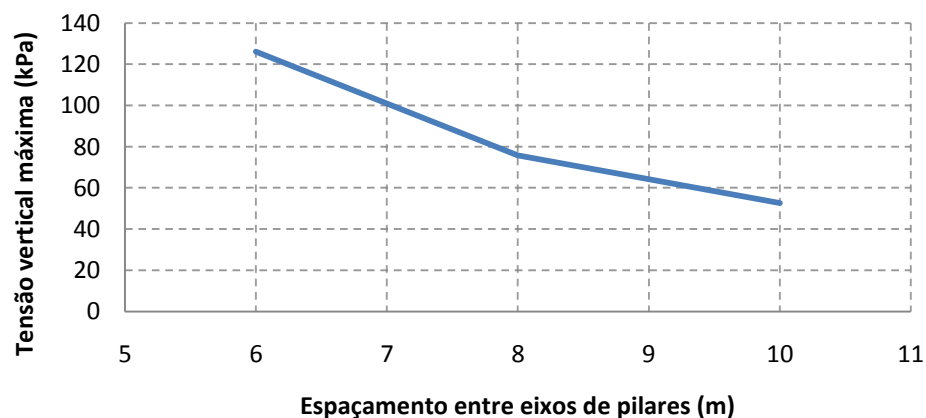


Fig. 5.19 – Relação entre a tensão máxima efectiva no maciço terroso e o espaçamento entre eixos de pilares

A Fig. 5.20 estabelece a relação entre a tensão vertical máxima efectiva e a área de influência de cada pilar.

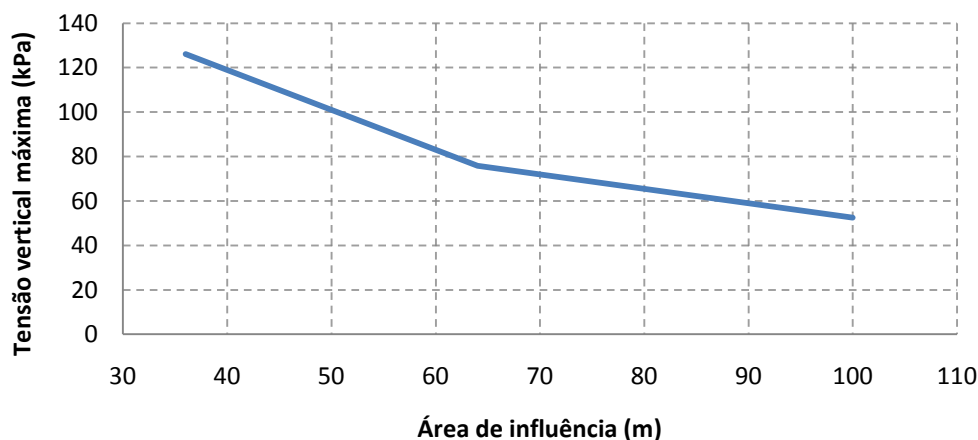
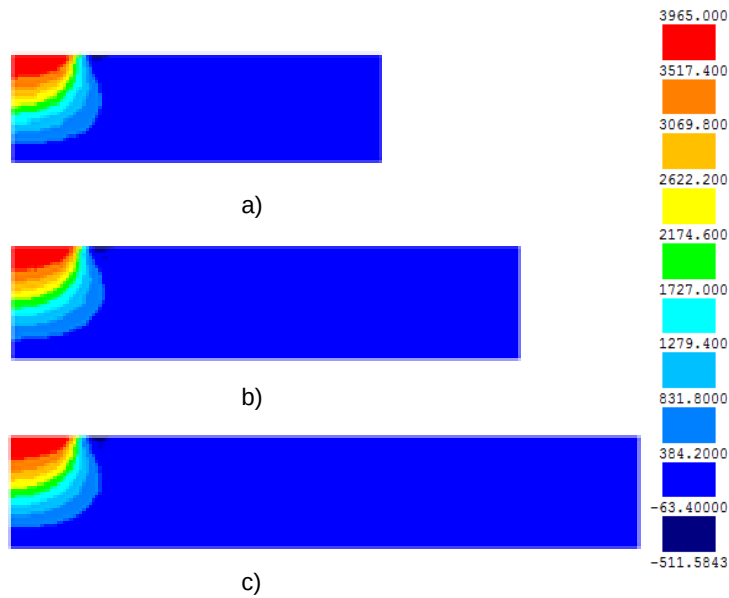


Fig. 5.20 – Relação entre a tensão máxima efectiva no maciço terroso e a área de influência de cada pilar

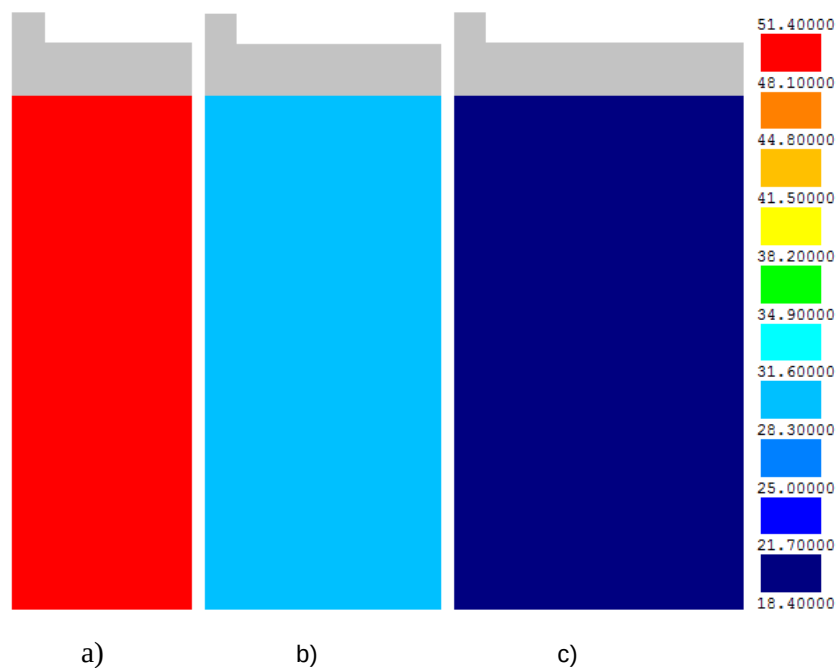
Tal como acontecia na Fig. 5.19, na Fig. 5.20 verifica-se uma quebra que demonstra a menor diferença da tensão vertical máxima atingida entre as áreas de 64m^2 (8m de espaçamento) e 100m^2 (10m de espaçamento) do que entre as áreas de 36m^2 (6m de espaçamento) e 64m^2 .

No que diz respeito ao estado de tensão vertical no ensoleiramento, para qualquer um dos espaçamentos definidos, a distribuição de tensões é semelhante, sendo os valores da tensão vertical máximos e mínimos iguais. Isto justifica-se pelo facto das cargas aplicadas nos pilares serem idênticas para os três espaçamentos diferentes. A tensão máxima vertical verifica-se no ponto de aplicação das cargas, isto é, subjacente ao pilar, não dependendo significativamente da área de influência dos pilares. Embora as colorações nos três casos sejam qualitativamente semelhantes para a escala de cores utilizada, a distribuição quantitativa é, naturalmente, diferente na base do ensoleiramento, como se viu na Fig. 5.18.

Tal pode ser verificado pela Fig. 5.21.



Na Fig. 5.22 apresenta-se o acréscimo de tensão horizontal no maciço terroso para os três diferentes espaçamentos entre pilares.



Pela observação da Fig. 5.22 pode-se concluir que os acréscimos de tensão horizontal efectiva registados variam de uns exemplos para os outros, apesar de serem constantes em cada um deles (a

diferença máxima entre os valores máximos e mínimos registados é de apenas 2kPa). A variação do acréscimo de tensão horizontal é maior entre os espaçamentos de 6m e de 8m do que entre os espaçamentos de 8m e de 10m, sendo no primeiro caso de sensivelmente 20 kPa e no segundo de sensivelmente 10 kPa.

No Quadro 5.5 resumem-se os valores máximos e mínimos dos acréscimos de tensão horizontal efectiva no maciço terroso. Dado a reduzida diferença entre os valores máximos e mínimos para cada espaçamento, é possível referir que o acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço é praticamente constante.

Quadro 5.5 – Valores máximos e mínimos do acréscimo da tensão horizontal efectiva no maciço terroso

Espaçamento (m)	$\sigma'_{x,max}$ (kPa)	$\sigma'_{x,min}$ (kPa)
6m	51,4	49,3
8m	29,9	28,4
10m	19,9	18,4

Na Fig. 5.23 estão representadas as variações no ensoleiramento do acréscimo de tensão horizontal para os diferentes espaçamentos entre eixos de pilares.

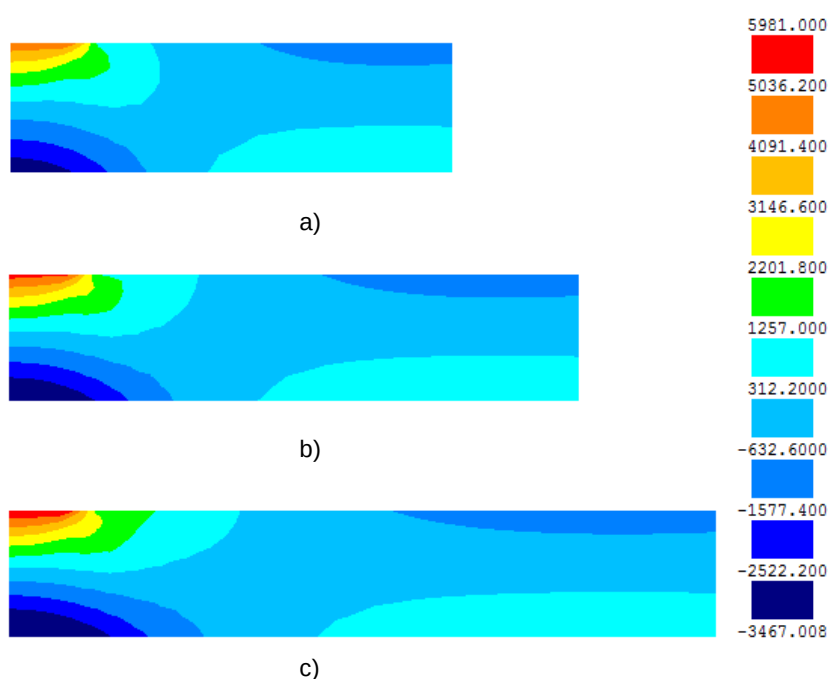


Fig. 5.23 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento para os espaçamentos de: a) 6m; b) 8m; c) 10m

Pela observação da Fig. 5.23 é possível concluir que à medida que aumenta o espaçamento entre eixos dos pilares os níveis máximos de tensão registados aumentam, quer tracções (valores negativos) quer compressões (valores positivos), pelo maior “vão de flexão”, que provoca um maior momento flector no ensoleiramento na zona do pilar, como à frente se mostra (Fig. 5.24). Uma maior flexão no

ensoleiramento faz com que as fibras traccionem/comprimam mais e, conseqüentemente, as tensões horizontais sejam maiores.

É de referir que há um maior aumento dos valores máximos e mínimos da tensão horizontal entre os espaçamentos de 6m e 8m, do que entre os espaçamentos de 8m e 10m. O Quadro 5.6 resume os valores máximos e mínimos da tensão horizontal verificada no ensoleiramento.

Quadro 5.6 – Valores máximos e mínimos da tensão horizontal no ensoleiramento

Espaçamento (m)	$\sigma_{x,max}$ (kPa)	$\sigma_{x,min}$ (kPa)
6m	4806,7	-3467,0
8m	5468,9	-4149,4
10m	5980,1	-4669,6

Tendo em conta o aumento ocorrido nos níveis de tensão horizontal, é de esperar, como se referiu, que ocorra o mesmo nos momentos flectores no ensoleiramento. Fig. 5.24 mostra a diferença entre o diagrama de momentos flectores para os três diferentes espaçamentos entre eixos de pilares.

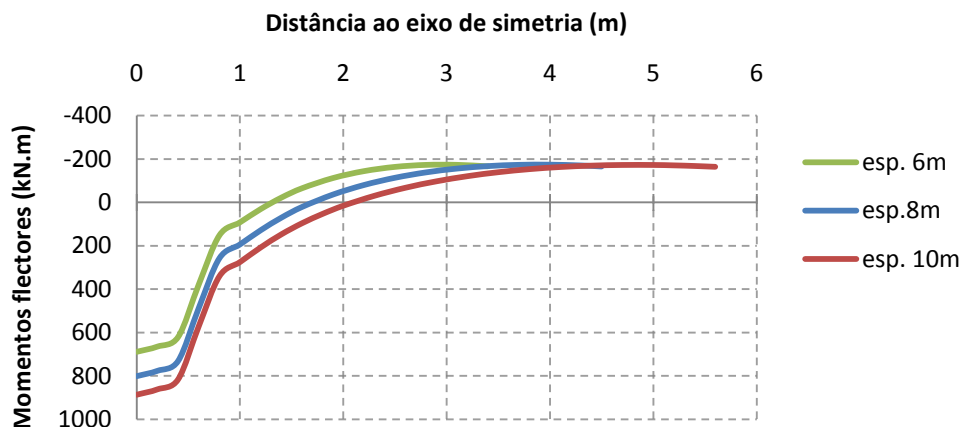


Fig. 5.24 - Momentos flectores no ensoleiramento para os diferentes espaçamentos entre eixos de pilares

Pela observação da Fig. 5.24 é possível concluir que os valores máximos dos momentos flectores ocorrem na zona próxima ao pilar e aumentam com o espaçamento entre os mesmos. No entanto esse aumento é menor entre os espaçamentos de 8m e de 10m do que entre os espaçamentos de 6m e 8m. É de referir que o valor máximo dos momentos negativos atingido no diagrama dos momentos flectores é idêntico para os três diferentes espaçamentos.

5.5. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ENSOLEIRAMENTO

5.5.1. PREÂMBULO

Neste subcapítulo foi estudada a influência da variação da altura do ensoleiramento nos assentamentos sofridos pela base da fundação e no estado de tensão vertical, horizontal e de corte, quer no solo de fundação quer no ensoleiramento. Foram estudadas as alturas de 0,6m, 0,8m e de 1,2m e posteriormente comparadas com a altura de 1,0m do problema base.

As características do betão foram mantidas bem como as características do solo de fundação. A largura da célula fundamental foi mantida nos 3,4m, assim como a profundidade do estrato rígido rochoso.

Na consideração da altura de ensoleiramento de 1,0m no problema base, foi realizado um pré-dimensionamento onde foi considerada a resistência ao punçoamento da fundação. Nesse pré-dimensionamento foi obtida a tensão actuante de cálculo de $v_{sd}=0,84$ MPa, um valor inferior aos 0,85 MPa regulamentares (tensão resistente de cálculo para um betão B35) e por isso não seria necessária armadura de punçoamento. Uma vez que foi reduzida a altura do ensoleiramento para a mesma carga aplicada no pilar e para as mesmas dimensões do pilar, há que verificar a resistência ao punçoamento para a nova fundação.

Para a altura do ensoleiramento de $h=0,8$ m o valor de cálculo da tensão actuante de corte por punçoamento, v_{sd} , assume no pré-dimensionamento o valor de 1,19 MPa, maior que os 0,85 MPa regulamentares. Assim sendo, para esta altura de ensoleiramento torna-se necessária a incorporação de armadura resistente ao punçoamento.

Segundo o Art.º 54º do REBAP, a armadura de punçoamento não pode resistir mais do que 1,6 vezes a parcela resistente do betão. Para uma altura de 0,8m, a tensão de cálculo de punçoamento actuante na armadura é de $v_{sd,arm}=1,19-0,85=0,34$ MPa e corresponde a $0,4xv_{rd,betão}$, logo a altura de 0,8m está regulamentar.

A mesma verificação ao punçoamento foi realizada para uma altura de ensoleiramento de 0,6m. Para essa mesma altura $v_{sd}=1,79$ MPa $>0,85$ MPa, logo não regulamentar, como seria de esperar. Assim sendo, a parcela correspondente à tensão de cálculo de punçoamento actuante na armadura é de $v_{sd,arm}=1,79-0,85=0,94$ MPa, e por isso $v_{sd,arm}/v_{rd,betão}=1,11 < 1,6$ estando de acordo com o Art.º 54º do REBAP.

5.5.2. ASSENTAMENTOS

Na Fig. 5.25 são apresentados os assentamentos totais ocorridos na base do ensoleiramento para as alturas de 0,6m, 0,8m, 1,0m (problema base) e 1,2m.

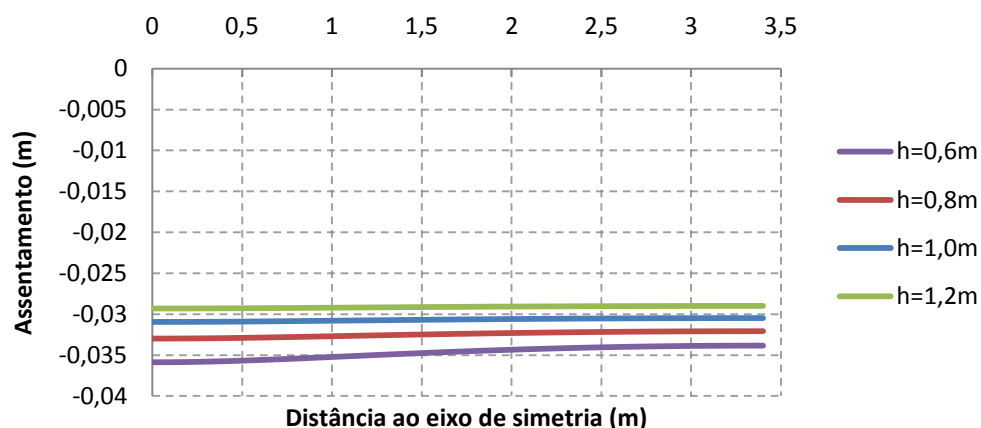


Fig. 5.25 – Assentamentos totais na base do ensoleiramento para as diferentes alturas do mesmo

Na Fig. 5.26 estão ilustrados numa escala maior os assentamentos ocorridos para que haja uma melhor noção do assentamento diferencial para cada uma das alturas de ensoleiramento.

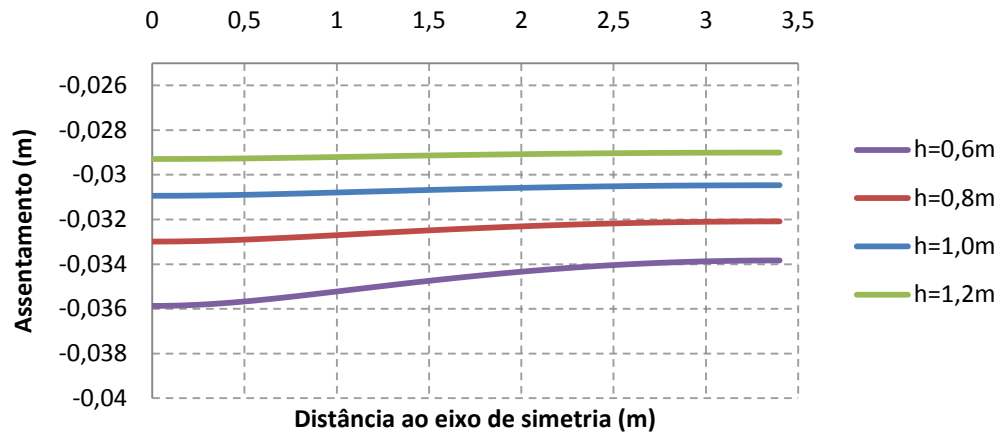


Fig. 5.26 – Assentamentos na base do ensoleiramento, com uma escala maior, para diferentes alturas do mesmo

No Quadro 5.7 estão resumidos os valores dos assentamentos máximos e mínimos ocorridos bem como os assentamentos diferenciais máximos para cada uma das alturas de ensoleiramento consideradas.

Quadro 5.7 – Assentamentos máximo, mínimo e diferencial para as diferentes alturas de ensoleiramento

h (m)	s_{max} (cm)	s_{min} (cm)	s_{dif} (mm)
0,6	3,59	3,38	2,02
0,8	3,30	3,21	0,90
1,0	3,09	3,05	0,48
1,2	2,93	2,90	0,29

Pela observação das Fig. 5.25, Fig. 5.26 e do Quadro 5.7 é possível concluir que à medida que reduz a altura do ensoleiramento, o assentamento máximo ocorrido aumenta assim como o assentamento diferencial máximo. Uma vez que a altura do ensoleiramento diminui para a mesma área de influência do pilar, o ensoleiramento assume uma maior flexibilidade. Essa flexibilidade faz com que haja uma menor redistribuição dos esforços provenientes do pilar o que provoca a existência de uma tensão vertical transmitida ao solo menos uniforme (como se verá a seguir) e, conseqüentemente, maiores assentamentos totais diferenciais.

Na Fig. 5.27 encontra-se representada a relação entre o assentamento total ocorrido e a altura do ensoleiramento.

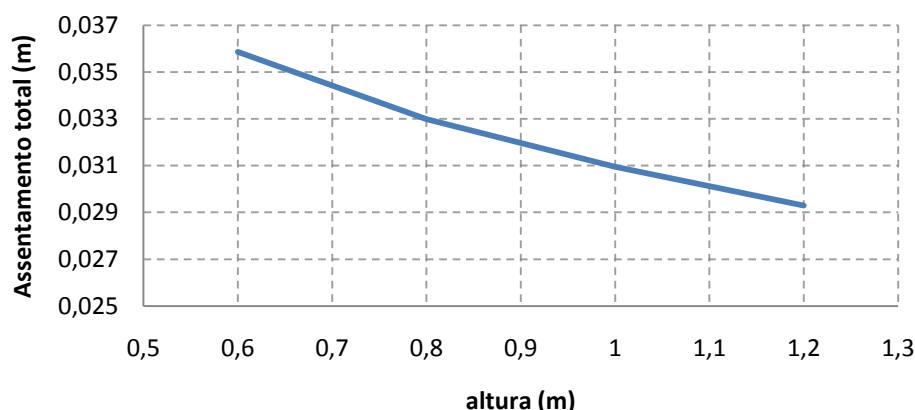


Fig. 5.27 - Relação entre a altura do ensoleiramento e o assentamento total ocorrido

Pela observação da Fig. 5.27 é possível concluir que, como referido, quanto maior é a altura do ensoleiramento menor é o assentamento máximo ocorrido. É de referir que para a mesma variação na altura do ensoleiramento há uma maior diminuição no assentamento máximo entre as alturas de 0,6m e de 0,8m do que entre 1,0m e 1,2m. O mesmo acontece em relação ao assentamento diferencial máximo em que para as mesmas variações na altura de ensoleiramento, há uma diminuição do assentamento diferencial entre 1,2m e 1,0m em cerca de metade da diminuição registada entre as alturas de 0,8m e de 1,0m, e em cerca de $\frac{1}{4}$ da diminuição registada entre as alturas de 0,6m e de 0,8m.

5.5.3. TENSÕES

Na Fig. 5.28 estão representados os acréscimos das tensões verticais efectivas na interface ensoleiramento/macício terroso para as diferentes alturas consideradas.

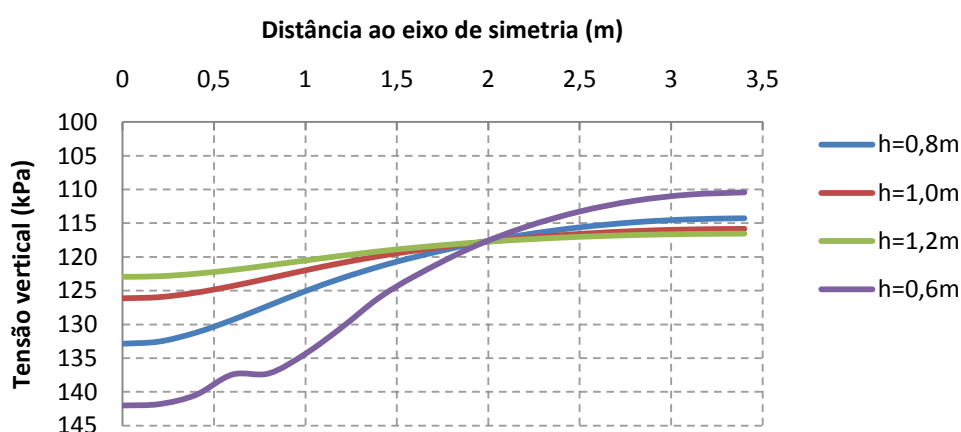


Fig. 5.28 – Acréscimos de tensão vertical efectiva no solo ao longo da interface com o ensoleiramento para as diferentes alturas

Pela observação da Fig. 5.28 é possível constatar que para alturas de ensoleiramento inferiores, os níveis máximos de tensão vertical efectiva são mais elevados. Este facto justifica-se pela menor rigidez do ensoleiramento. É de notar que no caso da menor altura de ensoleiramento a diferença entre a tensão vertical máxima e mínima é mais acentuada devido à menor capacidade que o ensoleiramento tem em redistribuir esforços.

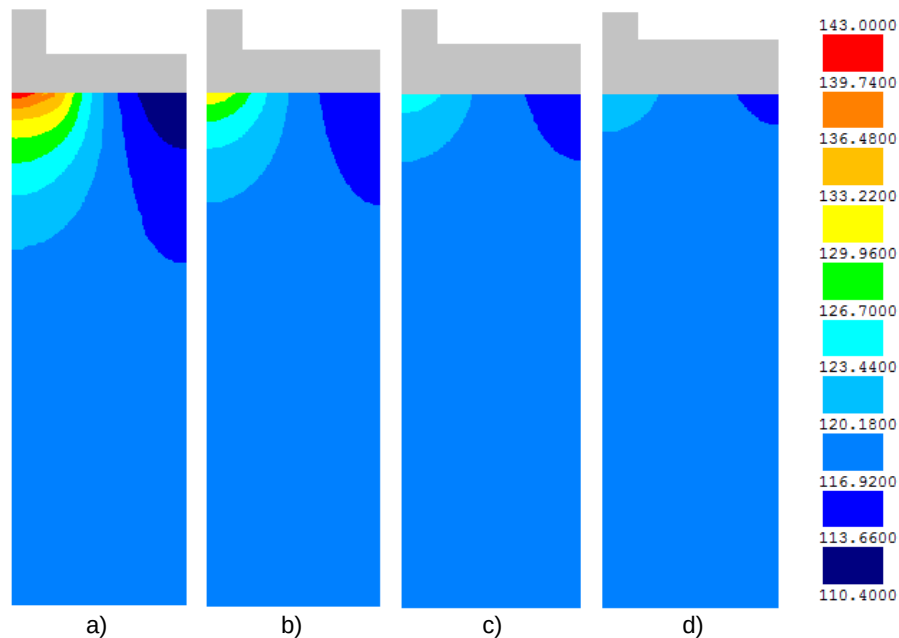


Fig. 5.29 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso para as alturas de: a) 0,6m; b) 0,8m; c) 1,0m; d) 1,2m

Na Fig. 5.29 está representado o acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço para as diferentes alturas de ensoleiramento. É de notar que o valor máximo da tensão verificado é superior para uma altura de 0,6m e que o valor mínimo é inferior também para uma altura de 0,6m. Ora, estas imagens vêm justificar a conclusão de que o ensoleiramento flexa mais para alturas menores, não tendo assentamentos uniformes, carregando mais o solo junto ao pilar, onde os assentamentos são maiores.

No Quadro 5.8 encontram-se resumidos os valores máximos e mínimos dos acréscimos das tensões verticais efectivas no maciço terroso para as diferentes alturas de ensoleiramento.

Quadro 5.8 – Acréscimos de tensão vertical efectiva no maciço terroso

Altura (m)	$\sigma'_{y,max}$ (kPa)	$\sigma'_{y,min}$ (kPa)
0,6	142,0	110,4
0,8	132,9	114,3
1,0	127,0	115,0
1,2	122,0	116,5

No que diz respeito aos acréscimos das tensões horizontais efectivas no solo, a distribuição dos mesmos pelo maciço é idêntica para as alturas de ensoleiramento de 0,8m, 1,0m e de 1,2m, onde o valor máximo assumido é de aproximadamente 52 kPa e mínimo de 49 kPa. Uma vez que estes valores são próximos pode dizer-se que o acréscimo de tensão horizontal efectiva é praticamente

constante. No entanto, para a altura de ensoleiramento de 0,6m, o valor mínimo mantém-se idêntico aos restantes mas o valor máximo atinge os 60,3 kPa. Na Fig. 5.30 está representado o acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço para as diferentes alturas.

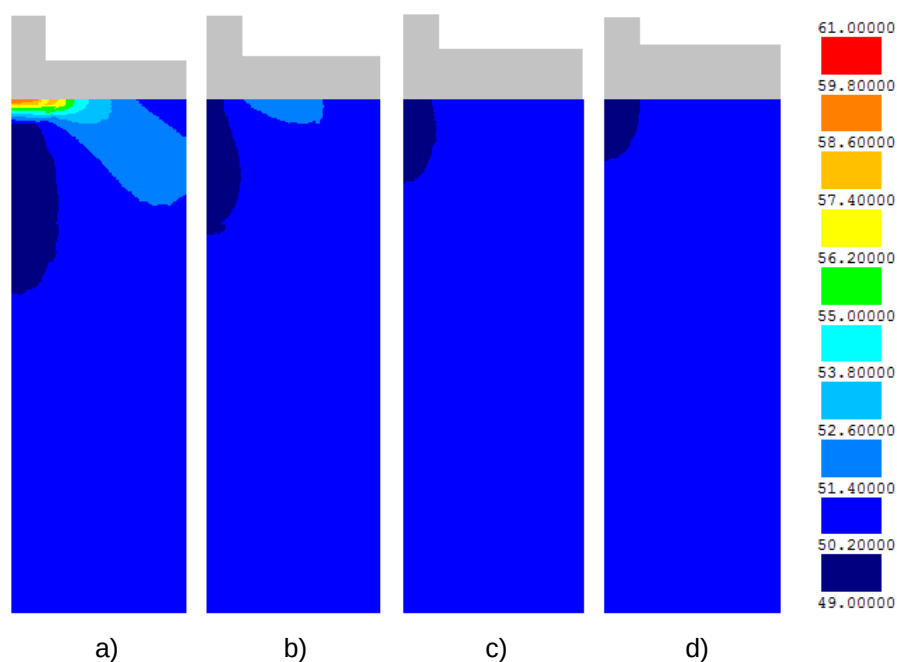


Fig. 5.30 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso para as alturas de: a) 0,6m; b) 0,8m; c) 1,0m; d) 1,2m

Quadro 5.9 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso

Altura (m)	$\sigma'_{x,max}$ (kPa)	$\sigma'_{x,min}$ (kPa)
0,6	60,3	49,0
0,8	52,1	49,2
1,0	51,4	49,3
1,2	51,1	49,4

Em relação às tensões de corte verificadas no maciço de fundação, é possível concluir pela observação da Fig. 5.31 que as tensões de corte vão sendo cada vez maiores (em valor absoluto) à medida que a altura do ensoleiramento diminui. Este facto tem a ver com a existência de maiores distorções no solo associadas aos maiores assentamentos diferenciais da superfície do terreno.

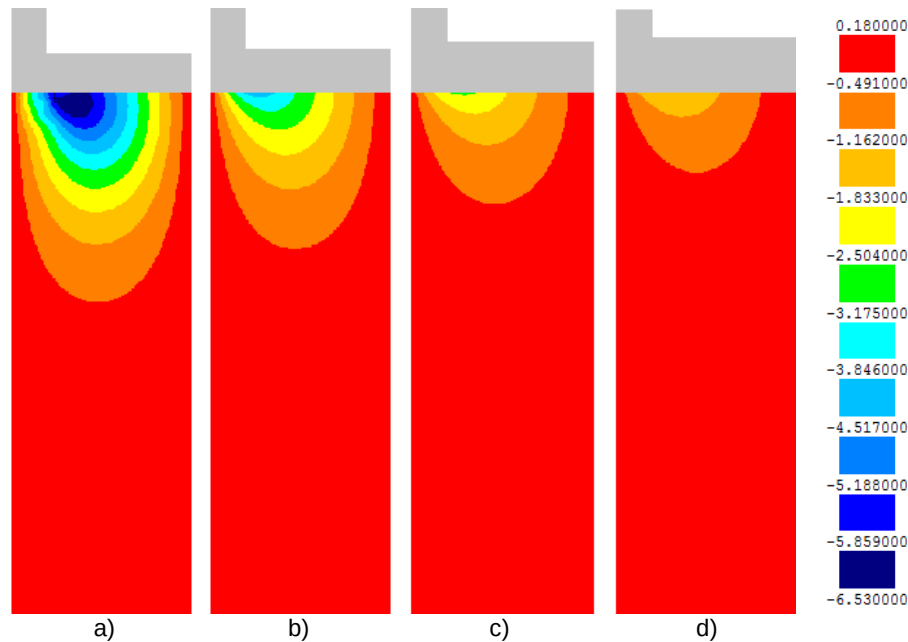


Fig. 5.31 – Estado de tensão de corte no maciço terroso para as alturas de: a)0,6m; b)0,8m; c)1,0m; d)1,2m

No entanto, mesmo para a altura do ensoleiramento de 0,6m, a grandeza das tensões de corte é bastante baixa.

No que diz respeito ao acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento, para qualquer uma das alturas, os máximos e mínimos atingidos assumem a mesma ordem de grandeza. No entanto, é de referir que para uma altura de 0,6m os valores máximos de compressão e tracção são ligeiramente menores do que para uma altura de ensoleiramento de 1,2m.

Na Fig. 5.32 estão representadas as distribuições do acréscimo da tensão vertical no ensoleiramento para as diferentes alturas.

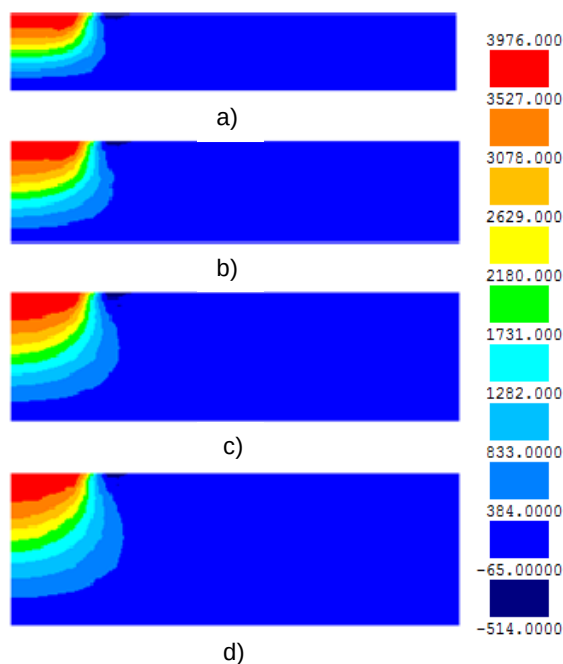


Fig. 5.32 – Acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento para as alturas de: a) 0,6m; b) 0,8m; c) 1,0m; d) 1,2m

Em relação ao estado de tensão horizontal no ensoleiramento, os limites da tensão de tracção e de compressão aumentam com diminuição da altura de ensoleiramento. É de notar que esse aumento é maior entre as alturas de 0,8m e de 0,6m do que entre as restantes.

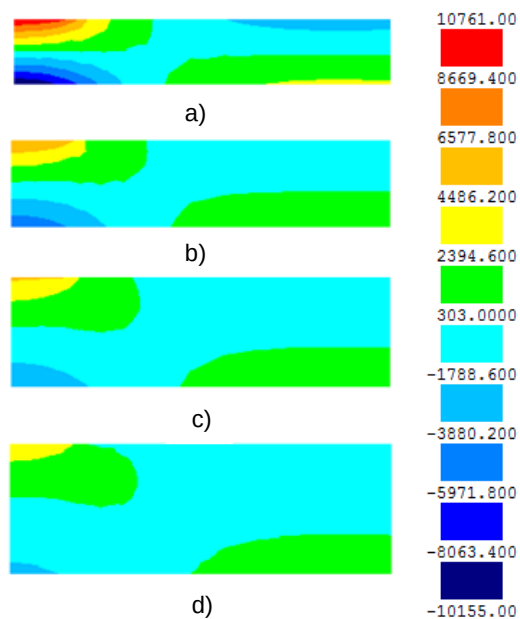


Fig. 5.33 – Estado de tensão horizontal no ensoleiramento para as alturas de: a) 0,6m; b) 0,8m; c) 1,0m; d) 1,2m

No Quadro 5.10 encontram-se resumidos os valores máximos (compressões) e mínimos (tracções) do acréscimo da tensão horizontal registados no ensoleiramento para as diferentes alturas.

Quadro 5.10 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento para as diferentes alturas

Altura (m)	$\sigma_{x,max}$ (kPa)	$\sigma_{x,min}$ (kPa)
0,6	10760,9	-10155,0
0,8	6613,1	-5650,4
1,0	4806,7	-3467,0
1,2	3918,2	-2261,3

As tensões horizontais de compressão e tracção no ensoleiramento aumentam quando a altura do mesmo diminui, uma vez que a secção do ensoleiramento absorve momentos flectores de ordem de grandeza semelhante (Fig. 5.34) nos diferentes casos; para alturas menores, resultam, naturalmente, maiores tensões de compressão e tracção na secção transversal.

Na Fig. 5.34 estão representados os diagramas de momentos flectores para as diferentes alturas de ensoleiramento.

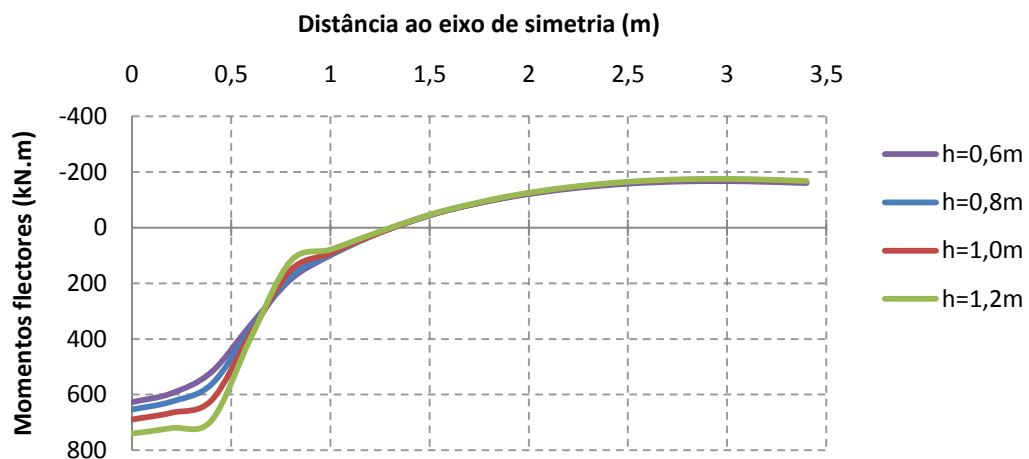


Fig. 5.34 – Momentos flectores no ensoleiramento para as diferentes alturas

Apesar da tensão horizontal no ensoleiramento aumentar, a altura diminui fazendo com que os diagramas de momentos flectores sejam idênticos. Na zona subjacente ao pilar, onde se verificam maiores diferenças no diagrama, o momento flector tende a aumentar com a altura do ensoleiramento.

Este facto resulta das diferenças de tensão vertical aplicada pelo terreno na face inferior do ensoleiramento (Fig. 5.28). As tensões mais elevadas “a meio vão” entre os pilares (para alturas de ensoleiramento maiores) têm como consequência aumentar os momentos máximos no ensoleiramento.

Na Fig. 5.35 está representado o estado de tensão de corte para as diferentes alturas de ensoleiramento.

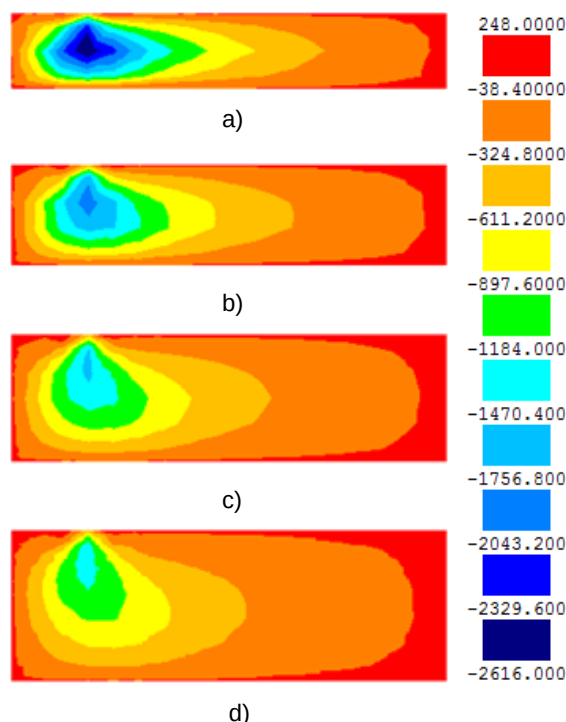


Fig. 5.35 – Estado de tensão de corte no ensoleiramento para as alturas de: a)0,6m; b)0,8m; c)1,0m; d)1,2m

No Quadro 5.11 estão resumidos os valores máximos e mínimos das tensões de corte verificadas para as diferentes alturas de ensoleiramento.

Quadro 5.11 – Estado de tensão de corte no ensoleiramento

Altura (m)	$\tau_{xy,max}$ (kPa)	$\tau_{xy,min}$ (kPa)
0,6	202,4	-2615,7
0,8	227,3	-1936,8
1,0	243,0	-1574,2
1,2	247,0	-1443,4

Tal como se pode ver pelo Quadro 5.11 para as alturas de ensoleiramento de 1,0m e de 1,2m os valores máximos e mínimos de tensão de corte têm a mesma ordem de grandeza. Os valores mínimos tendem a ser cada vez mais baixos (maiores em valor absoluto) à medida que a altura do ensoleiramento diminui. Isto é, a diminuição da altura, e consequentemente da rigidez do ensoleiramento, faz com que o punçoamento provocado pelo pilar seja mais pronunciado, levando assim a uma maior mobilização das tensões de corte na zona subjacente ao pilar.

5.6. COMPARAÇÃO COM ENSOLEIRAMENTO FLEXÍVEL

5.6.1. PREÂMBULO

Neste subcapítulo pretende-se comparar a situação de um ensoleiramento rígido com a situação de um ensoleiramento muito flexível. Para tal foi tomado como ensoleiramento rígido o problema base, de altura de 1,0m e espaçamento entre eixos de pilares de 6m, e como flexível foi considerado um ensoleiramento de altura igual a 0,6m e espaçamento entre eixos de pilares de 10m.

As características do maciço de fundação foram mantidas, bem como a profundidade do maciço rochoso firme.

5.6.2. ASSENTAMENTOS

Na Fig. 5.36 são apresentados os assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento rígido e na base do ensoleiramento flexível.

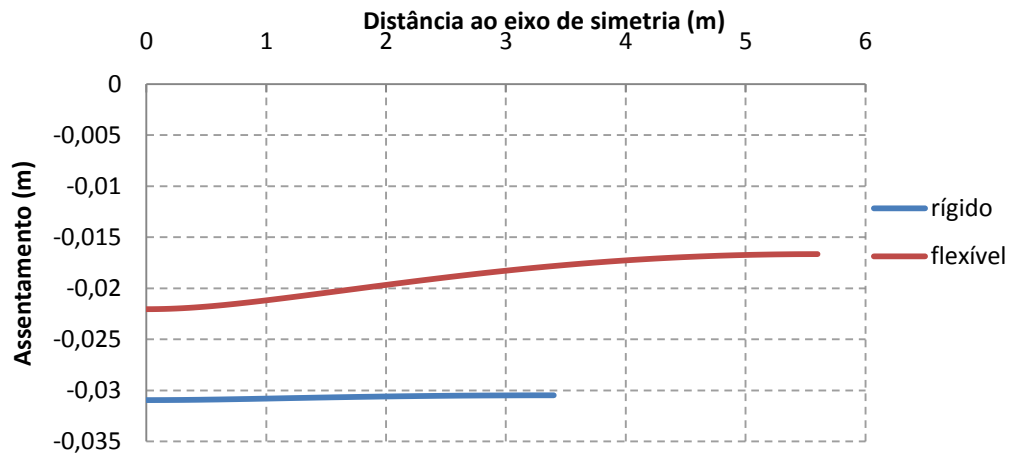


Fig. 5.36 – Assentamentos totais no ensoleiramento rígido e flexível

Como se pode ver na Fig. 5.36 o ensoleiramento rígido atinge um assentamento máximo superior ao ensoleiramento flexível. Isto deve-se ao facto de haver uma menor área de influência do pilar envolvida, estando por isso as cargas provenientes do mesmo concentradas numa menor área. No entanto verifica-se que o assentamento diferencial máximo ocorrido no ensoleiramento flexível é algo superior ao do ensoleiramento rígido.

No Quadro 5.12 encontram-se resumidos os assentamentos máximos, mínimos e diferenciais ocorridos para cada uma das situações.

Quadro 5.12 – Assentamentos ocorridos para os dois tipos de ensoleiramento

Espaçamento (m)	$h(m)$	$s_{max.} (cm)$	$s_{min.} (cm)$	$s_{dif.} (mm)$
10	0,6	2,20	1,66	5,50
6	1,0	3,09	3,05	0,48

5.6.3. TENSÕES

Na Fig. 5.37 estão representadas as tensões verticais na interface fundação/solo relativas ao ensoleiramento rígido e ao flexível.

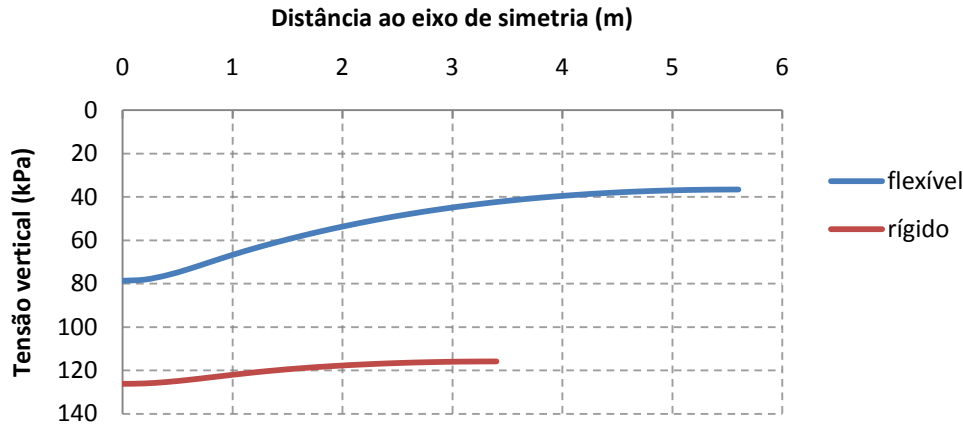


Fig. 5.37 – Tensão vertical à superfície do solo para os dois tipos de ensoleiramento

Tal como se pode ver pela Fig. 5.37 há uma maior variação nas tensões verticais no caso do ensoleiramento flexível do que no ensoleiramento rígido. Tal deve-se à flexibilidade do mesmo, onde as tensões se concentram mais na zona próxima ao pilar. Na extremidade da área de influência do pilar as tensões reduzem-se para metade em relação às que se verificam na zona próxima do pilar.

No caso do ensoleiramento rígido, uma vez que há uma maior redistribuição de esforços, o gradiente entre as tensões verticais máximas e mínimas é menor. No entanto como a área de influência do pilar é menor que a área de influência do pilar no ensoleiramento flexível, o nível de tensão vertical para o ensoleiramento rígido é superior ao verificado para o flexível.

Para complementar a Fig. 5.37 apresenta-se a Fig. 5.38 que ilustra o acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço para os dois casos.

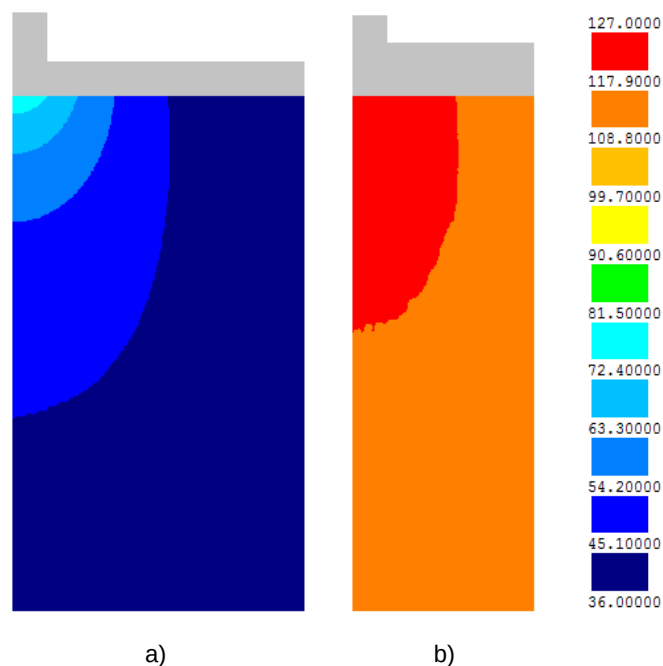


Fig. 5.38 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso para o ensoleiramento: a)flexível; b)rígido

Na Fig. 5.39 estão representadas as distribuições da tensão horizontal no maciço de fundação para cada um dos tipos de ensoleiramento. Na Fig. 5.40 estão representadas as mesmas distribuições, mas com uma escala de colorações diferentes de modo a tornar mais perceptível a variação do estado de tensão horizontal efectiva no maciço relativo ao ensoleiramento flexível.

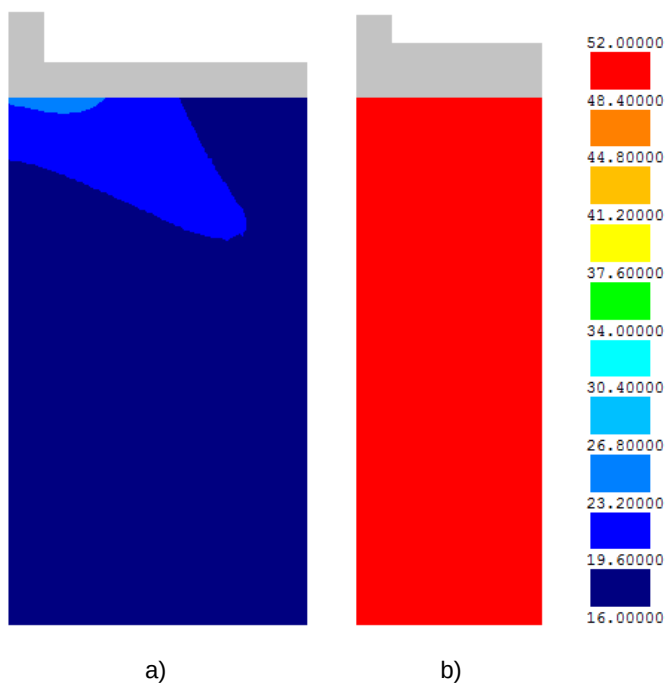


Fig. 5.39 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso para os ensoleiramentos: a)flexível; b)rígido

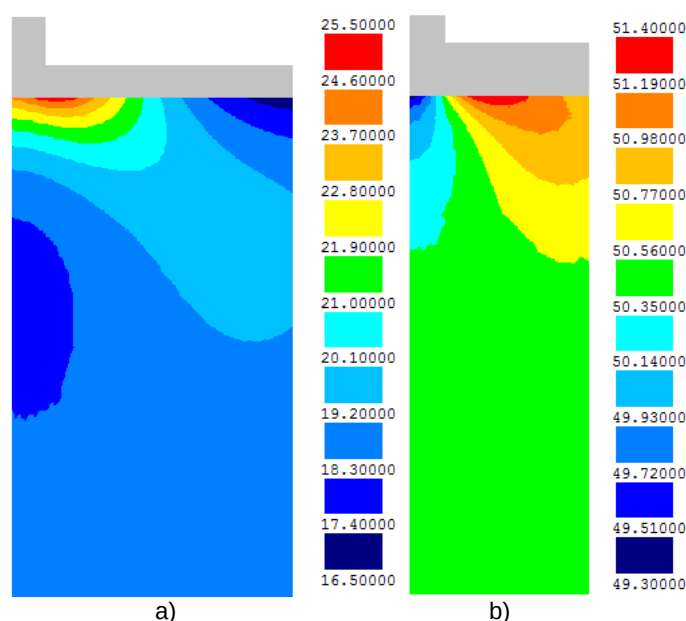


Fig. 5.40 - Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso para os ensoleiramentos: a)flexível; b)rígido

Pela observação das Fig. 5.39 e Fig. 5.40 é possível notar que no caso do ensoleiramento rígido a variação de tensões horizontais ao longo no maciço é muito reduzida. O mesmo não acontece no caso do ensoleiramento flexível. Tal deve-se ao facto dos assentamentos no ensoleiramento rígido serem aproximadamente constantes ao longo da base da fundação.

No ensoleiramento flexível os níveis máximos e mínimos de tensão horizontal no maciço são inferiores aos registados para o ensoleiramento rígido, o que é justificável pela maior área de distribuição de esforços provenientes do pilar. O gradiente entre o valor máximo e mínimo é superior ao registado para o caso do ensoleiramento rígido, devido à menor rigidez disponível e consequentemente ao maior assentamento diferencial, provocando um estado de tensão horizontal no maciço não tão homogéneo.

Na Fig. 5.41 está representado o estado de tensão de corte para cada um dos ensoleiramentos.

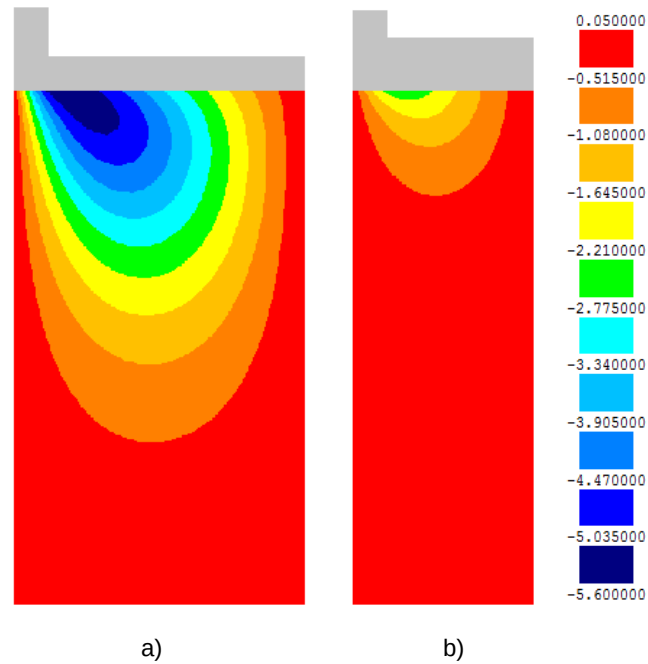


Fig. 5.41 – Estado de tensão de corte no maciço terroso para os ensoleiramentos: a) flexível; b) rígido

Devido às maiores distorções do maciço (maiores assentamentos diferenciais) no caso do ensoleiramento flexível, as tensões de corte neste são mais expressivas.

Na Fig. 5.42 está representado o acréscimo de tensão para os dois tipos de ensoleiramento considerados.

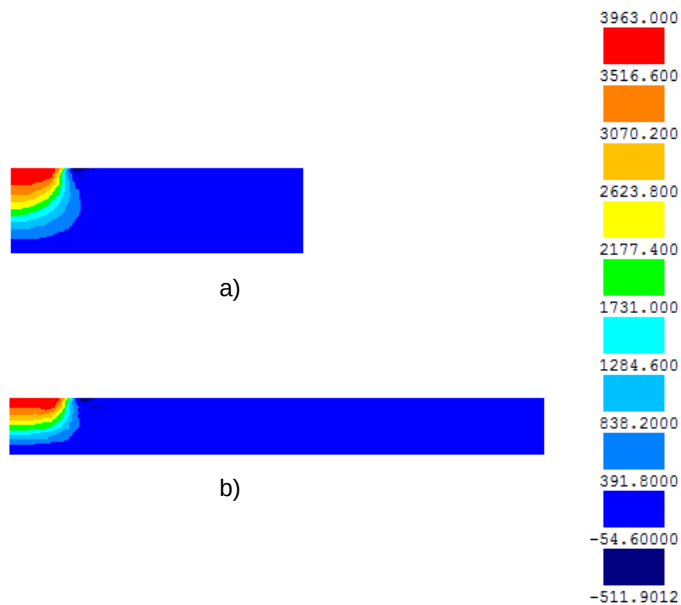


Fig. 5.42 – Acréscimo de tensão vertical nos ensoleiramentos: a) rígido; b) flexível

Observando a Fig. 5.42 é possível constatar que a distribuição da tensão vertical pelo ensoleiramento é semelhante nos dois casos referidos, embora quantitativamente diferentes, particularmente na face inferior, como se viu na Fig. 5.37.

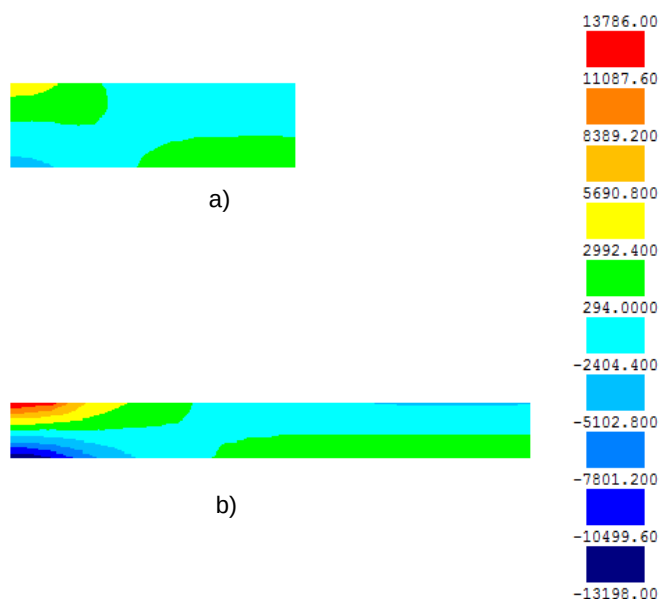


Fig. 5.43 – Acréscimo de tensão horizontal nos ensoleiramentos: a)rígido; b)flexível

Na Fig. 5.43 está representado o acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento para os dois casos.

No Quadro 5.13 estão resumidos os valores máximos e mínimos para os dois tipos de ensoleiramento.

Quadro 5.13 – Acréscimo de tensão horizontal para os ensoleiramentos flexível e rígido

Altura (m)	Espaçamento (m)	$\sigma_{x,max}$ (kPa)	$\sigma_{x,min}$ (kPa)
0,6	10	13785,3	-13197,7
1,0	6	4806,7	-3467,0

As tensões horizontais são maiores no caso do ensoleiramento flexível devido à menor altura do mesmo, tendo presente que os momentos máximos nos dois casos são da mesma ordem de grandeza, como a seguir se mostra.

Na Fig. 5.44 estão representados os diagramas de momentos flectores nos dois diferentes tipos de ensoleiramento.

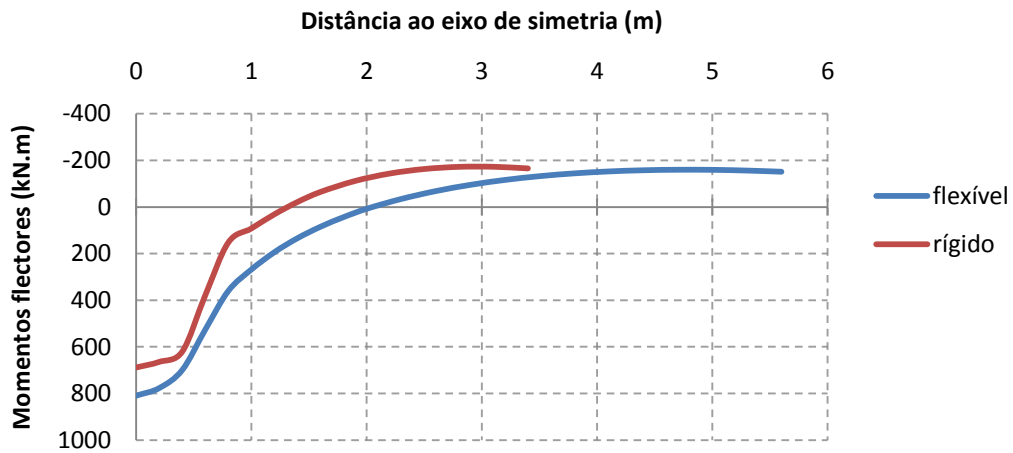


Fig. 5.44 – Diagrama de momentos flectores para os dois tipos de ensoleiramentos

Observando a Fig. 5.44 é possível constatar que os momentos máximos negativos são idênticos para os dois tipos de ensoleiramento. Já o valor máximo do momento flector positivo atingido no caso do ensoleiramento flexível é superior ao do ensoleiramento rígido, mas de ordem de grandeza não muito diferente.

Na Fig. 5.45 está representado o estado de tensão de corte para os dois diferentes tipos de ensoleiramento.

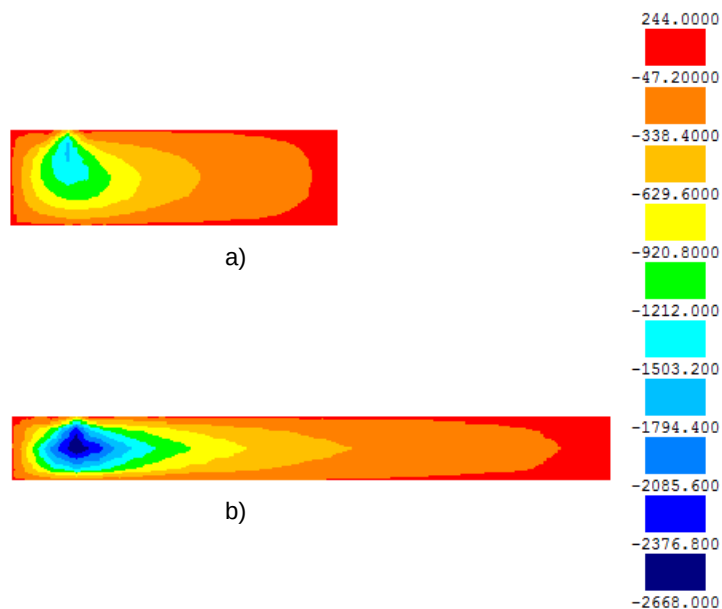


Fig. 5.45 – Estado de tensão de corte nos ensoleiramentos: a)rígido; b)flexível

No Quadro 5.14 estão resumidos os valores máximos e mínimos para a tensão de corte nos dois tipos de ensoleiramento considerados.

Quadro 5.14 – Estado de tensão de corte no ensoleiramento

Altura (m)	Espaçamento (m)	$\tau_{xy,max}$ (kPa)	$\tau_{xy,min}$ (kPa)
0,6	10	200,2	-2667,9
1,0	6	243,0	-1574,2

Conclui-se, mais uma vez, que as tensões de corte têm valor absoluto mais expressivo no caso do ensoleiramento de menor altura.

5.7. COMPARAÇÃO ENTRE ENSOLEIRAMENTO E SAPATA

5.7.1. PREÂMBULO

Neste subcapítulo pretende-se analisar as diferenças entre uma fundação directa por sapatas e por ensoleiramento geral no que diz respeito aos assentamentos ocorridos bem como ao estado de tensão vertical, horizontal e de corte, quer no solo de fundação quer na própria fundação.

A altura da fundação é mantida assim como as cargas aplicadas provenientes do pilar. Para definir as dimensões em planta e a altura da sapata considerado o cálculo de pré-dimensionamento tendo em conta a segurança relativamente ao estado limite último de resistência do maciço (capacidade de carga), bem como relativamente aos estados limites últimos de resistência da sapata (punçoamento, corte em viga larga e flexão).

Na modelação do caso com sapatas, utilizou-se igualmente o conceito de célula unitária.

5.7.2. ASSENTAMENTOS

Na Fig. 5.46 estão representados os assentamentos ocorridos para a situação de ensoleiramento geral correspondente ao problema base, e para a situação de sapata de dimensões 4,8x4,8 m².

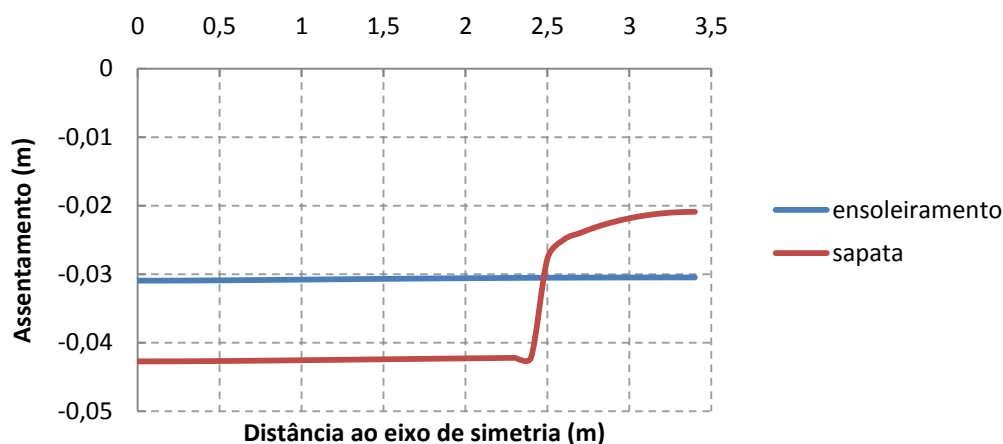


Fig. 5.46 – Assentamento na base da fundação

Tal como se pode ver pela Fig. 5.46, no caso da sapata ocorrem maiores assentamentos do que no caso do ensoleiramento. Uma vez que a área de influência de um pilar no ensoleiramento é algo superior à área em planta na sapata seriam de esperar maiores assentamentos no caso da sapata, já que a carga proveniente do pilar é a mesma (trata-se da mesma carga distribuída por uma menor área).

Sendo a distância entre a extremidade da sapata e o eixo de simetria da mesma de 2,4m, é de esperar que a partir dessa distância os assentamentos sofridos pela superfície do solo, sejam bem menores do que no caso do ensoleiramento uma vez que não estão a ser directamente solicitados pelas cargas provenientes do pilar.

Na diferença de assentamento verificada entre os dois tipos de fundação directa é de notar a vantagem que o ensoleiramento tem em relação às fundações em sapatas no que diz respeito aos assentamentos ocorridos.

5.7.3. TENSÕES

Na Fig. 5.47 estão representados os acréscimos de tensão vertical no solo para o caso do ensoleiramento (problema base) e para o caso da sapata, bem como na Fig. 5.48 relativa aos acréscimos das tensões verticais na interface solo/fundação.

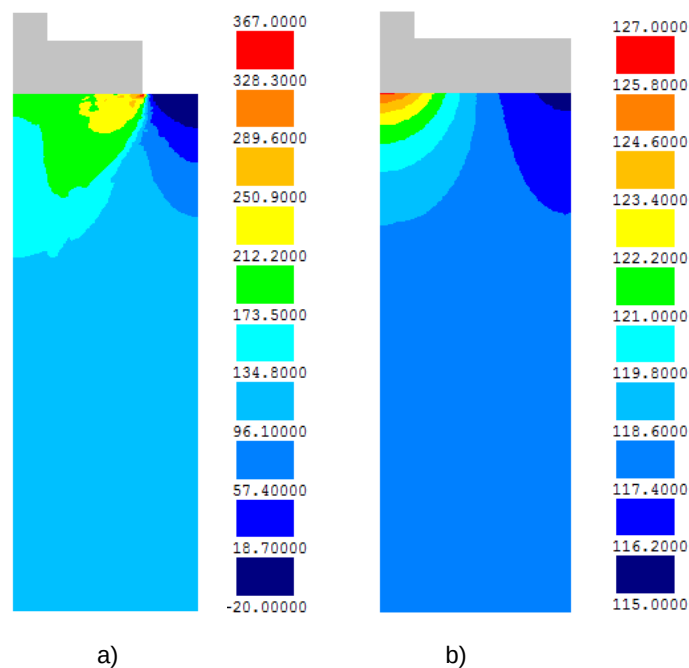


Fig. 5.47 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso para: a)sapata; b)ensoleiramento

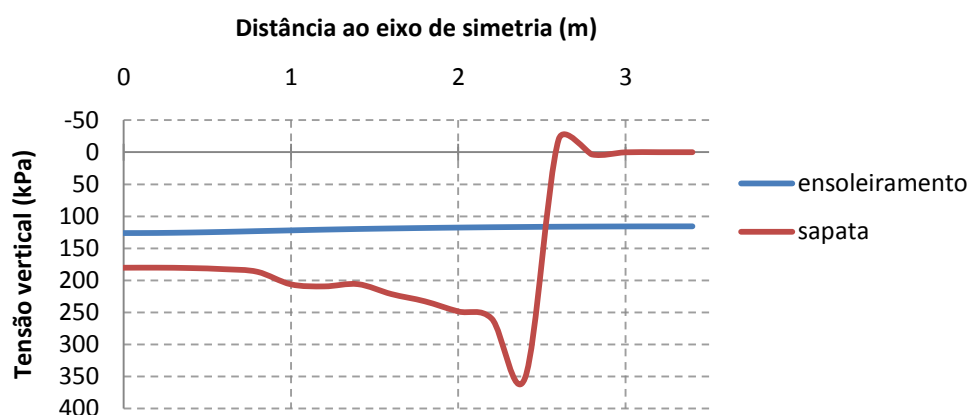


Fig. 5.48 - Acréscimo de tensão vertical efectiva na interface solo/fundação

Tal como se pode ver pela Fig. 5.48, a variação no caso do ensoleiramento entre os valores máximo e mínimo registados é reduzida face à ordem de grandeza desses mesmos valores, podendo assim afirmar-se que o estado de tensão no solo é aproximadamente constante.

Já no caso da sapata o gradiente entre os níveis máximo e mínimo registado é bastante superior.

Dado que a área da sapata em planta é sensivelmente 1,5 vezes inferior à área de influência de um pilar no ensoleiramento, a tensão no solo é inferior no caso deste último, pois a mesma carga proveniente do pilar é distribuída por uma maior área. Este factor consiste na principal vantagem da execução de ensoleiramento face à execução de sapatas. É de notar que o valor máximo da tensão de compressão no solo ocorre imediatamente antes da fronteira da sapata, devido à “singularidade” da modelação numérica (esquina da sapata).

É de referir ainda que a partir de uma profundidade de 4m a 5m, o estado de tensão em ambos os casos atinge um valor constante e de grandeza semelhante, apenas com uma diferença de aproximadamente 35 kPa devido à degradação das tensões em profundidade.

Na Fig. 5.49 estão representadas as colorações de tensões horizontais efectivas no solo para o caso de fundação em ensoleiramento e em sapatas.

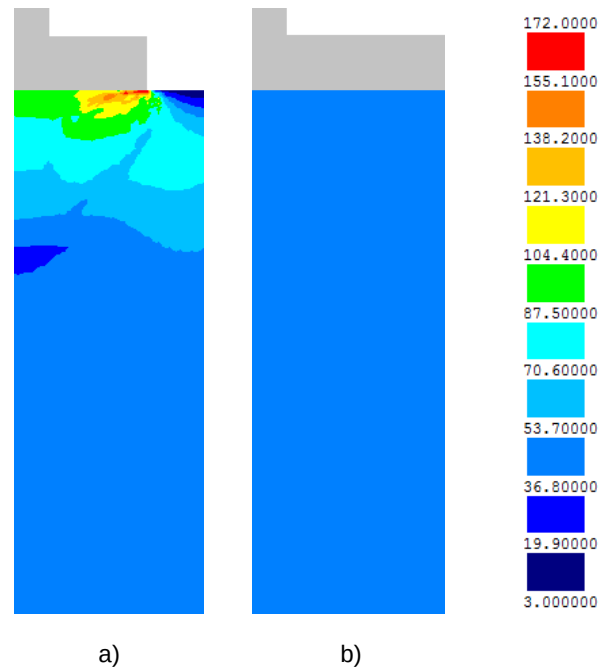


Fig. 5.49 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso para: a) sapata; b) ensoleiramento

Tal como se pode ver pela Fig. 5.49 no ensoleiramento há um acréscimo de tensão horizontal constante devido à solicitação aproximadamente uniforme que este tipo de fundações promove. Já no caso da sapata, o estado de tensão no solo não é uniforme uma vez que a superfície do terreno não é toda carregada.

Na Fig. 5.50 são apresentadas as distribuições das tensões de corte para os dois tipos de fundação directa no maciço terroso.

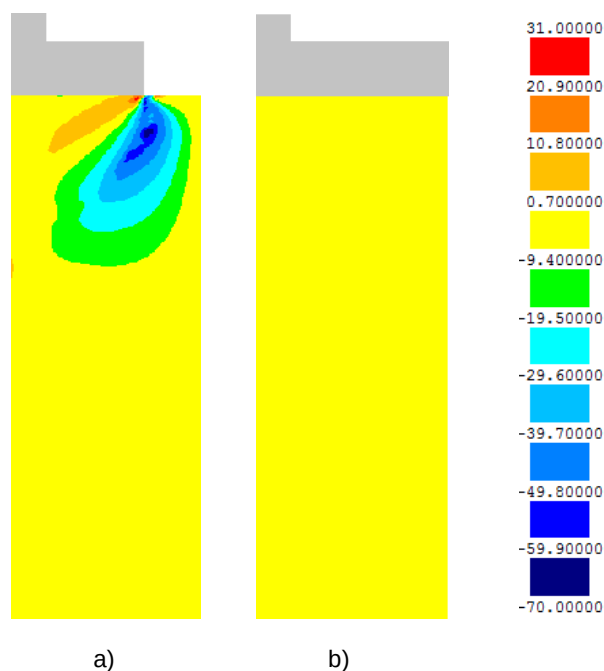


Fig. 5.50 – Estado de tensão de corte no maciço terroso para: a) sapata; b) ensoleiramento

Pela observação da Fig. 5.50 é possível concluir que no caso do ensoleiramento a tensão de corte no maciço de fundação é constante e praticamente nula. Tal acontece visto que, como já se referiu, a solicitação do ensoleiramento é uniforme ao longo da célula em estudo e essencialmente vertical, levando apenas a acréscimos de tensão horizontal e vertical. No entanto, a solicitação da sapata, porque não carrega toda a superfície do maciço, provoca tensões de corte de grandeza significativa (associadas a distorções também significativas).

Na Fig. 5.51 estão representadas as colorações dos acréscimos de tensões verticais relativas ao ensoleiramento estudado como problema base e a sapata.

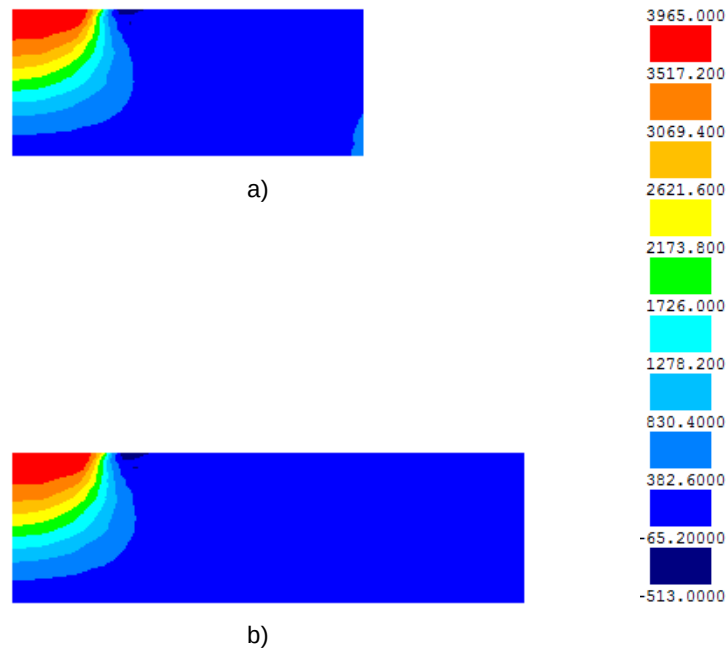


Fig. 5.51 – Acréscimo de tensão vertical na fundação: a) sapata; b) ensoleiramento

A Fig. 5.51 mostra que o estado de tensão vertical nos dois tipos de fundações é qualitativamente semelhante.

De seguida apresenta-se a Fig. 5.52 relativa ao acréscimo de tensão horizontal na fundação.

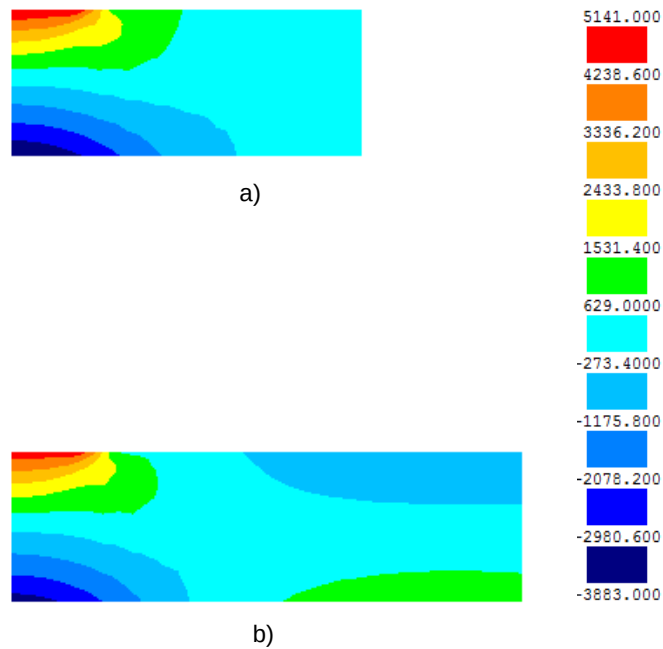


Fig. 5.52 – Acréscimo de tensão horizontal na fundação: a) sapata; b) ensoleiramento

Pela observação da Fig. 5.52 é possível constatar que o estado de tensão horizontal nas duas fundações na zona subjacente ao pilar é semelhante, uma vez que as fundações têm a mesma altura e um momento flector com grandeza semelhante (Fig. 5.53). No entanto, no caso do ensoleiramento, na zona próxima da fronteira da célula fundamental notam-se colorações referentes a tracções das fibras superiores do ensoleiramento e compressões nas fibras inferiores do ensoleiramento. Tal deve-se ao facto do ensoleiramento pertencente à célula em estudo estar solidário com a célula vizinha, isto é, há um “encastramento” com a célula vizinha que provoca uma flexão no mesmo inversa à que ocorre na zona subjacente ao pilar. No caso da sapata tal não se verifica uma vez que apenas se mobilizam momentos flectores positivos. A Fig. 5.53 relativa aos momentos flectores vem justificar a Fig. 5.52.

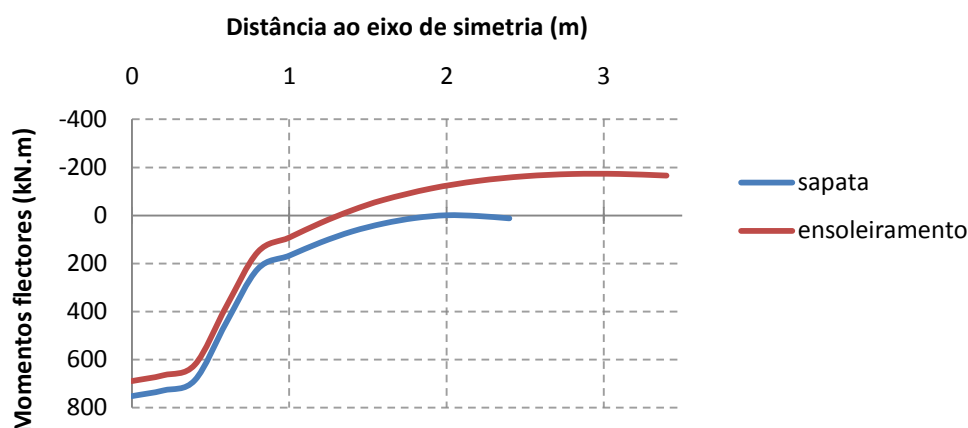


Fig. 5.53 – Diagrama de momentos flectores para os dois tipos de fundação directa

Tal como se pode ver pela Fig. 5.53 não ocorrem momentos negativos na sapata, sendo que esta desenvolve uma flexão sempre no mesmo sentido. No entanto verificam-se níveis de momentos flectores máximos superiores aos do ensoleiramento, decorrentes de uma maior tensão vertical do terreno sobre a face inferior da sapata (Fig. 5.48).

Por último é apresentada a Fig. 5.54 referente às tensões de corte verificadas nos dois tipos de fundação.

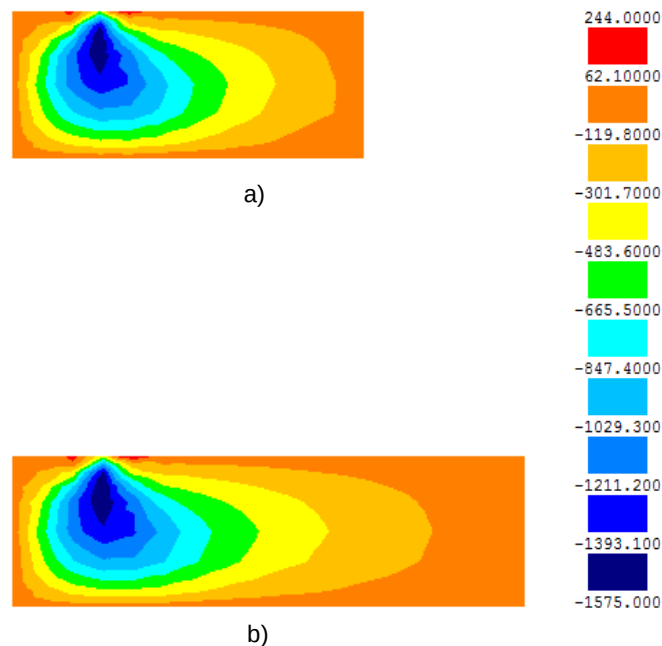


Fig. 5.54 – Estado de tensão de corte na fundação: a) sapata; b) ensoleiramento

Pela observação da Fig. 5.54 é possível concluir que o estado de tensão de corte nas duas fundações desenvolve-se de forma idêntica, uma vez que o perímetro crítico decorrente do punçoamento do pilar na fundação tem as mesmas dimensões quer para a sapata quer para o ensoleiramento, dada à mesma altura útil d . A zona mais crítica nos dois casos verifica-se na fronteira do pilar, zona essa onde são mobilizadas maiores tensões de corte.

5.8. INFLUÊNCIA DO NÍVEL FREÁTICO

5.8.1. PREÂMBULO

Neste subcapítulo pretende-se estudar a influência da variação no nível freático nos assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento. Para tal foi simulada uma situação em que o nível freático está situado abaixo do maciço rochoso (*bedrock*) e duas situações em que o nível freático se situa a 3m e 6m da superfície do maciço terroso, para além do problema base (nível freático à superfície)

As características do maciço terroso foram mantidas, assim como a sua posança. O ensoleiramento manteve uma altura de 1,0m e um espaçamento entre eixos de pilares de 6m.

A variação do nível freático no maciço terroso vem demonstrar a importância do princípio da tensão efectiva.

Considerando que as partículas do solo constituem a “estrutura resistente” do mesmo, há que ter em consideração apenas a tensão resistente dessas partículas. Deste modo torna-se necessário descontar a tensão nos poros saturados do solo, isto é, a pressão neutra. Esta consideração traduz o princípio da tensão efectiva.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (5.1)$$

Na Equação 5.1, para uma determinada profundidade no maciço σ representa a tensão total, u a pressão na água dos poros e σ' a tensão efectiva, tensão essa que representa a tensão resistente das partículas do solo.

5.8.2. ASSENTAMENTOS

Na Fig. 5.55 estão representados os deslocamentos ocorridos na base da fundação para as diferentes profundidades do nível freático.

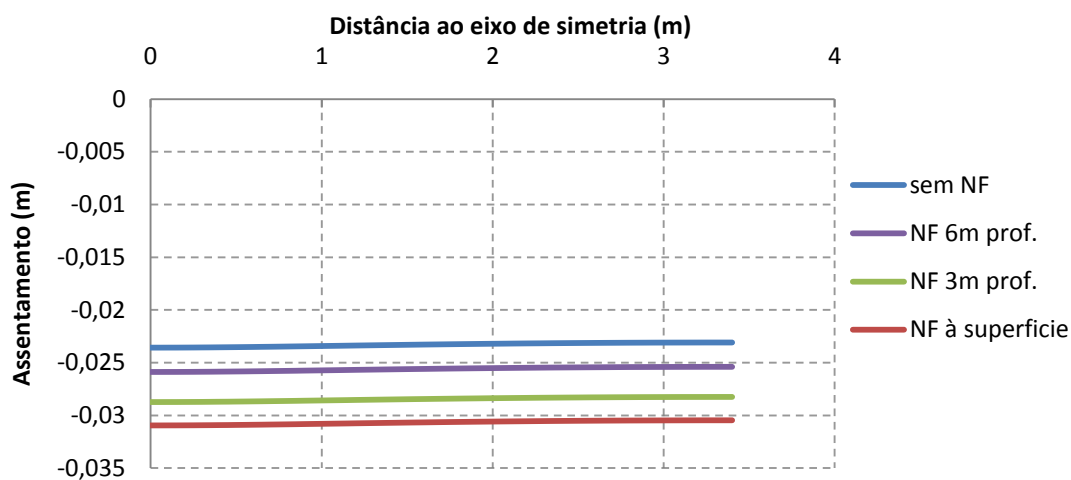


Fig. 5.55 – Assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento para as diferentes profundidades do NF

Tal como se pode verificar pela Fig. 5.55, quanto menos profundo estiver o nível freático maiores serão os assentamentos ocorridos na base da fundação. Quanto maior for a pressão na água dos poros, provocada por um nível freático próximo da superfície, menor será a tensão efectiva. Os resultados observados resultam naturalmente do facto de a rigidez do solo diminuir com a diminuição da tensão efectiva.

6

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE PAREDES RESISTENTES COM FUNDAÇÃO POR ENSOLEIRAMENTO GERAL

6.1. INTRODUÇÃO

Nos capítulos anteriores procurou-se desenvolver um estudo com foco num problema base de fundações por ensoleiramento geral analisando os assentamentos ocorridos, bem como os acréscimos de tensão provocados pela construção dessa fundação. Foram realizados estudos complementares que consistiram na alteração de alguns parâmetros definidos no problema base, comparando os resultados obtidos dessas variações com os resultados de assentamentos e de acréscimos de tensão provenientes do problema base. Este problema definia-se como uma malha quadrada em planta de pilares com as mesmas cargas actuantes em cada um deles.

Neste capítulo pretende-se complementar a análise do problema base e suas análises paramétricas com a modelação de paredes resistentes em betão armado com fundação directa por ensoleiramento geral para várias combinações de acções nas diferentes paredes. A lógica de análise será idêntica à realizada nos capítulos anteriores. Enquanto que nos capítulos anteriores foi realizada uma análise recorrendo ao conceito de célula fundamental, ou seja, em estado axissimétrico, neste capítulo a análise será realizada em estado bidimensional (estado plano de deformação).

Numa primeira fase será constituído um estudo base com cargas distribuídas por metro de desenvolvimento dessas paredes. Será caracterizada a malha de elementos finitos modelada no estudo base. Após a modelação da malha de elementos finitos, serão analisados os resultados obtidos, nomeadamente a nível dos assentamentos ocorridos e dos acréscimos de tensão provocados pela construção do ensoleiramento. Numa segunda fase e após a caracterização do estudo base, foram consideradas diferentes análises paramétricas tendo por base aquele estudo. As análises alvo de estudo neste capítulo incidiram sobre:

- Combinações de cargas distribuídas pelas paredes resistentes;
- Variação da altura do ensoleiramento;
- Variação da profundidade do nível freático;
- Comparação do ensoleiramento geral com a solução de sapatas corridas, com e sem alternância de cargas aplicadas.

No que diz respeito aos parâmetros característicos do solo de fundação, serão mantidos os mesmos dos capítulos anteriores, bem como a classe do betão. Neste capítulo a possança do maciço terroso é de 20m e o nível freático encontra-se a 10m de profundidade.

6.2. ESTUDO BASE

6.2.1. PREÂMBULO

Neste subcapítulo será feita inicialmente uma caracterização da malha de elementos finitos que constitui o estudo base.

Recorrendo novamente ao software RECRIB, desenvolvido por Borges, foi possível modelar essa malha de modo a serem obtidos resultados a nível dos assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento, bem como a nível dos acréscimos de tensão no maciço terroso provocados pela construção desta fundação. Serão ainda caracterizados os estados de tensão vertical, horizontal e de corte no ensoleiramento, bem como os diagramas de momentos flectores ocorridos ao longo do mesmo.

Tendo em conta que o maciço de fundação é constituído por um solo arenoso, foram considerados os mesmos parâmetros característicos do solo do Capítulo 4.

Quadro 6.1 – Parâmetros característicos do maciço arenoso

	λ	k	Γ	$\Phi' (^{\circ})$	ν'	N	γ (kN/m^3)	K_0
Areia	0,03	0,005	1,8	35	0,3	1,81733	20	0,43

O grau de compactidade do maciço terroso equivale, em termos médios, a uma areia compacta ou densa, segundo a classificação de Matos Fernandes (2006).

6.2.2. CARACTERIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Neste estudo base foi considerado que a possança do maciço terroso era de 20m e que o nível freático está situado a uma profundidade de 10m. Ao contrário do Capítulo 5, neste capítulo foi realizada uma análise em estado plano de deformação, deixando de se ter em conta o conceito de célula fundamental.

No que diz respeito à superestrutura, a mesma descarrega as cargas ao longo de 6 paredes resistentes que por sua vez descarregam no ensoleiramento geral. Foi definido um eixo de simetria, tendo sido estudada apenas metade da fundação. Definiu-se uma altura constante para o ensoleiramento de 0,8m e uma largura de paredes de 0,3m. Os eixos das paredes resistentes estão espaçados de 6m, fazendo com que a fundação tenha uma largura de 30,3m (tendo sido apenas estudada uma largura de 15,15m). De modo a que se processassem os assentamentos na fundação sem que o limite da mesma fosse condicionado pelas condições fronteiriça estabelecidas para a malha de elementos finitos, considerou-se que a malha tem uma extensão de 45m para além do limite da fundação. As características do betão armado constituinte da fundação são idênticas às considerados no problema base do capítulo 4.

Na Fig. 6.1 encontra-se representada em planta a distribuição das paredes resistentes em betão armado

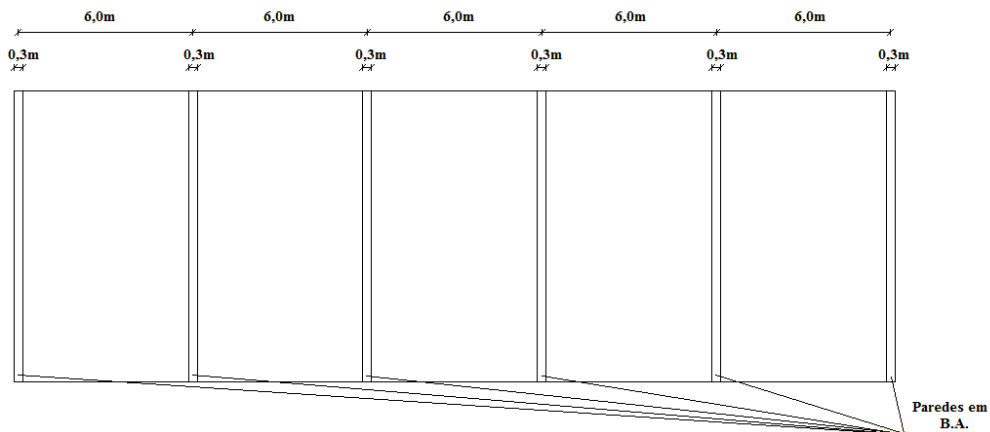


Fig. 6.1 – Planta representativa da distribuição das paredes resistentes

Na Fig. 6.2 está representado o ensoleiramento e o estrato em estudo.

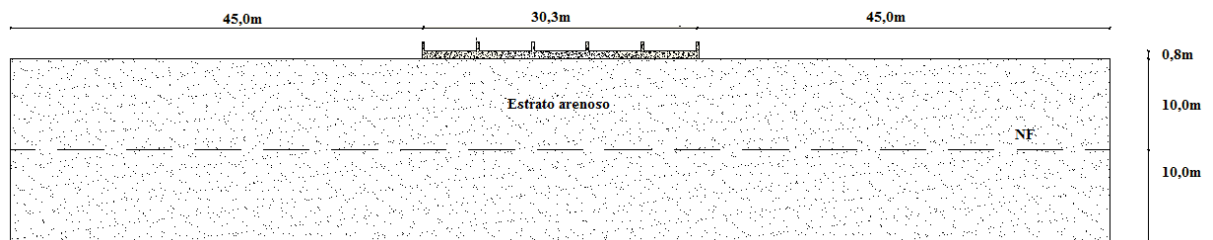


Fig. 6.2 – Ensoleiramento e estrato em estudo

Na Fig. 6.3 encontra-se representada a metade de ensoleiramento estudada no programa RECRIB.

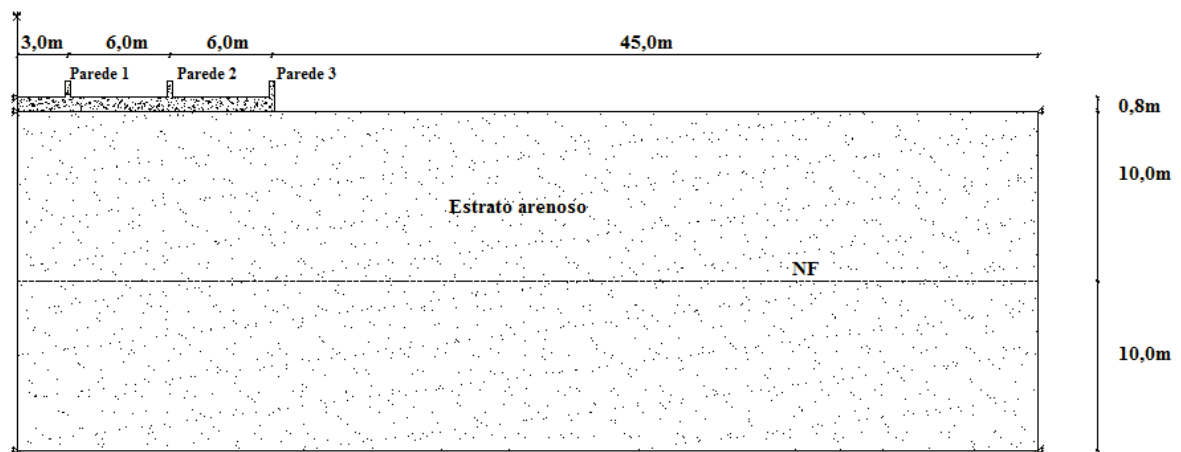


Fig. 6.3 – Ensoleiramento e estrato correspondentes à malha em estudo

Tal como no capítulo 4, a simulação do comportamento do maciço terroso foi garantida tendo em conta condições fronteira. Nesse sentido foram impedidos deslocamentos horizontais em todos os nós pertencentes às fronteiras laterais da malha bem como os deslocamentos horizontais e verticais na fronteira horizontal inferior da malha de modo a simular o estrato subjacente rígido. Na Fig. 6.4 encontra-se representada a malha de elementos finitos característica deste estudo base.

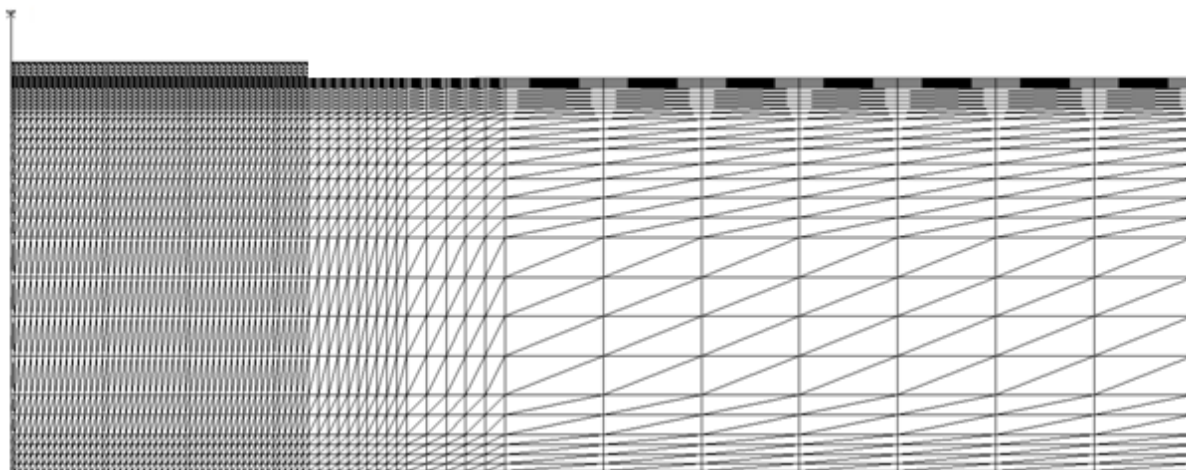


Fig. 6.4 - Malha de elementos finitos do ensoleiramento e maciço terroso

A malha de elementos finitos representada na Fig. 6.4 anterior é constituída por 4890 elementos, organizados da seguinte forma:

- 4380 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento) que constituem o solo arenoso;
- 510 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento) que constituem o ensoleiramento;

Em regiões onde se prevê maiores gradientes de tensões, a malha está mais discretizada. Essas regiões englobam as zonas de aplicação de cargas provenientes das paredes, bem como a zona de transição entre o ensoleiramento e o maciço terroso.

No Quadro 6.2 estão indicadas as acções em serviço que as paredes transmitem ao ensoleiramento, neste estudo base. A acção na parede 3 (parede de canto) é metade da acção nas paredes 1 e 2. Como referido anteriormente, mais à frente serão analisados os resultados correspondentes a outras combinações de acções.

Quadro 6.2 – Acções nas paredes

Parede	Acção em serviço	
	(kN/m)	(kPa)
1	762,6	2542
2	762,6	2542
3	381,3	1271

6.2.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

6.2.3.1. Preâmbulo

Usando o programa RECRIB obtiveram-se figuras representativas do assentamento na base do ensoleiramento bem como figuras que ilustram a distribuição dos acréscimos de tensão ao longo do maciço e o estado de tensão no ensoleiramento. Foram ainda obtidas figuras relativas a cruzetas de tensões principais, níveis de tensão e malhas deformadas. Todas as figuras de assentamentos e tensões dizem respeito à situação de carregamento máximo, correspondentes às acções definidas no Quadro 6.2.

6.2.3.2. Assentamentos

A Fig. 6.5 mostra os assentamentos ocorridos ao longo da base do ensoleiramento.

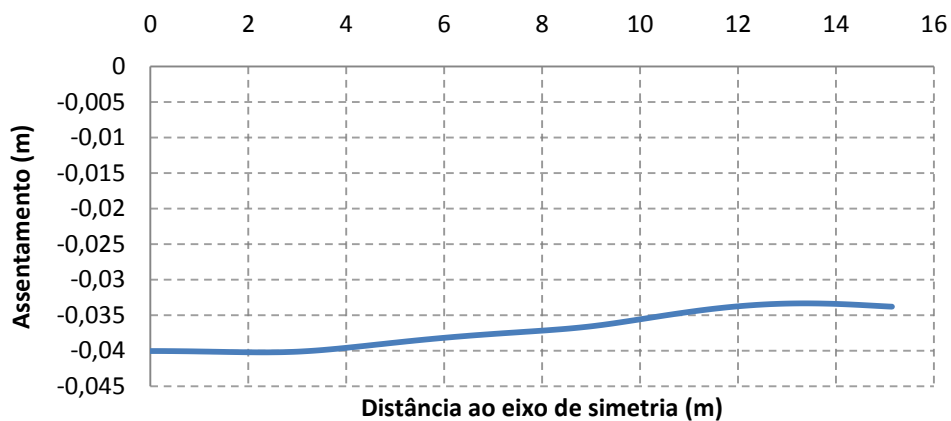


Fig. 6.5 – Assentamento ocorrido ao longo da base do ensoleiramento

Tendo em consideração a Fig. 6.5, é possível afirmar que o assentamento ocorrido na base do ensoleiramento é aproximadamente constante. No Quadro 6.3 estão apresentados os valores máximo e mínimo de assentamento ocorridos na base do ensoleiramento, bem como o assentamento diferencial máximo ocorrido no vão mais desfavorável entre paredes resistentes e a distorção correspondente.

Quadro 6.3 – Assentamentos e distorção ocorridos na base do ensoleiramento

Cota (m)	$s_{m\acute{a}x.}(cm)$	$s_{m\acute{i}n.}(cm)$	$s_{dif.m\acute{a}x}(cm)$	α
0	4,02	3,33	0,36	$5,95 \times 10^{-4}$

Segundo Bjerrum (1963), a distorção máxima admissível, α_{max} , para este tipo de estruturas é de 1/300. A distorção ocorrida, α , é dada pela razão entre o assentamento diferencial máximo ocorrido, $s_{dif.max}$, e o vão entre paredes onde ocorre esse assentamento diferencial máximo. Tendo em conta que o vão máximo entre paredes é de 6m, a distorção máxima é de 0,003. Uma vez que a distorção ocorrida é de $5,95 \times 10^{-4}$, é claramente verificada a condição de distorção angular máxima admissível (Bjerrum, 1983).

Segundo Bowles (1996), para ensoleiramentos o assentamento máximo admissível é de 50mm, e o assentamento diferencial máximo é de 20mm. Uma vez que ambos estes valores são superiores aos obtidos no ensoleiramento em análise, estas condições são igualmente verificadas.

Tendo em conta a diferença considerável entre o assentamento diferencial máximo ocorrido e o admissível, há uma margem de segurança elevada em relação a esta condição. Esta margem pode assim comportar a margem de erro nos cálculos efectuados pelo programa de elementos finitos, que por mais preciso que seja, nunca reflecte exactamente a situação real dado ao comportamento complexo dos maciços terrosos.

A constância aproximada dos assentamentos constitui uma das principais vantagens dos ensoleiramentos em relação às sapatas isoladas. Nestas últimas, os assentamentos diferenciais tendem a ser superiores, podendo comprometer a integridade de vários elementos constituintes do edifício, tais como paredes não resistentes em alvenaria e vãos envidraçados, levando a fissurações e mau funcionamento dos mesmos.

6.2.3.3. Tensões

De modo a ter em conta os acréscimos de tensão aos quais o solo está sujeito foram realizados gráficos que mostram os acréscimos na base do ensoleiramento relativo às tensões verticais efectivas. De modo a complementar os valores obtidos, realizaram-se imagens com colorações que demonstrassem o estado de tensão vertical no maciço e no ensoleiramento, bem como o estado de tensão horizontal e de corte. Com base no estado de tensão horizontal no ensoleiramento obteve-se o diagrama de momentos flectores ao longo do mesmo. Por fim foram realizadas colorações relativas aos níveis de tensão no maciço terroso e cruzetas de tensões principais.

Na Fig. 6.6 está representado o valor do acréscimo de tensão vertical verificado no solo ao longo da base do ensoleiramento.

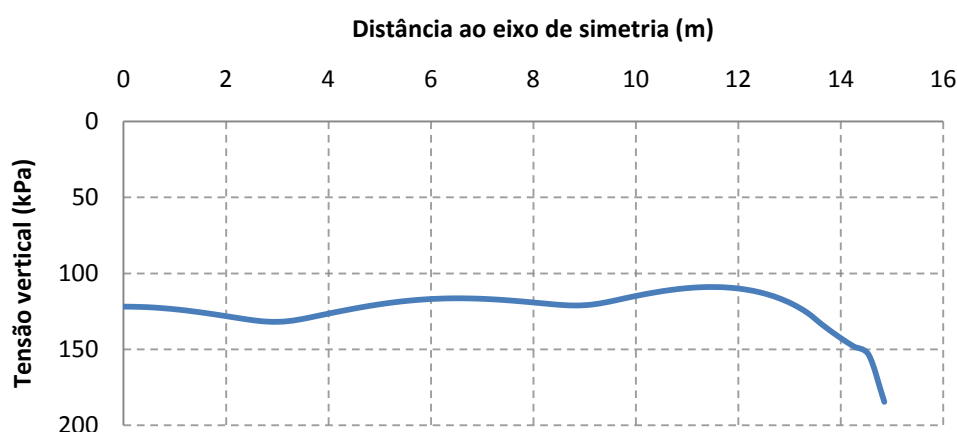


Fig. 6.6 - Acréscimos de tensão vertical efectiva no solo devido no final da construção

Observando a Fig. 6.6 nota-se um maior acréscimo de tensão nas zonas subjacentes às paredes resistentes e verifica-se um acréscimo brusco da extremidade do ensoleiramento. Este acréscimo brusco é provocado pelas cargas provenientes da última parede que, ao se distribuírem pela fundação,

tendem a aumentar a tensão vertical no canto inferior do ensoleiramento. Trata-se do efeito de actuação de uma força sobre uma área muito reduzida (canto da fundação).

No Quadro 6.4 são apresentados os valores máximo, mínimo e diferencial dos acréscimos de tensão verificados na base do ensoleiramento.

Quadro 6.4 – Valores do acréscimo da tensão vertical efectiva na superfície do maciço terroso

Cota (m)	$\sigma'_{y,max}$ (kPa)	$\sigma'_{y,min}$ (kPa)	$\sigma'_{y,dif}$ (kPa)
0	148,0	109,0	39,1

Na Fig. 6.7 está representada a variação em profundidade dos acréscimos de tensão vertical efectivos no maciço e na Fig. 6.8 o estado de tensão vertical efectiva no maciço terroso

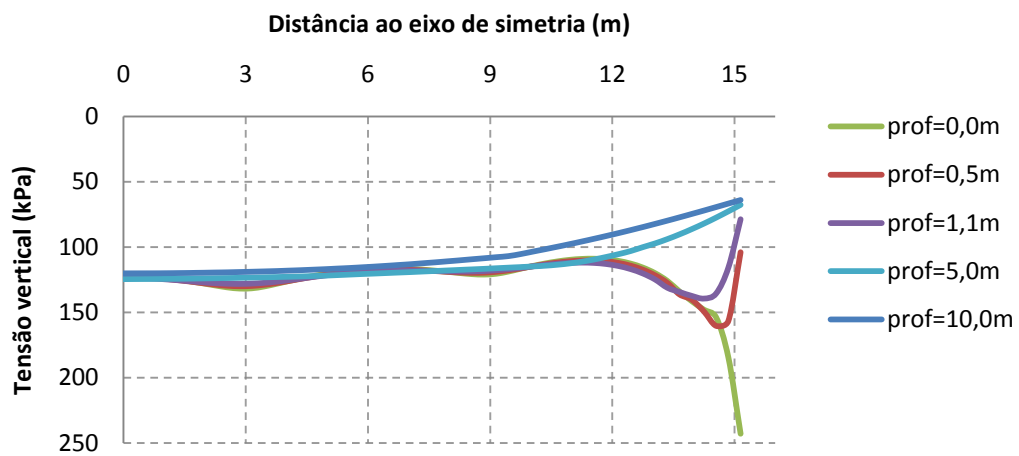


Fig. 6.7 - Variação em profundidade dos acréscimos de tensão vertical efectivos

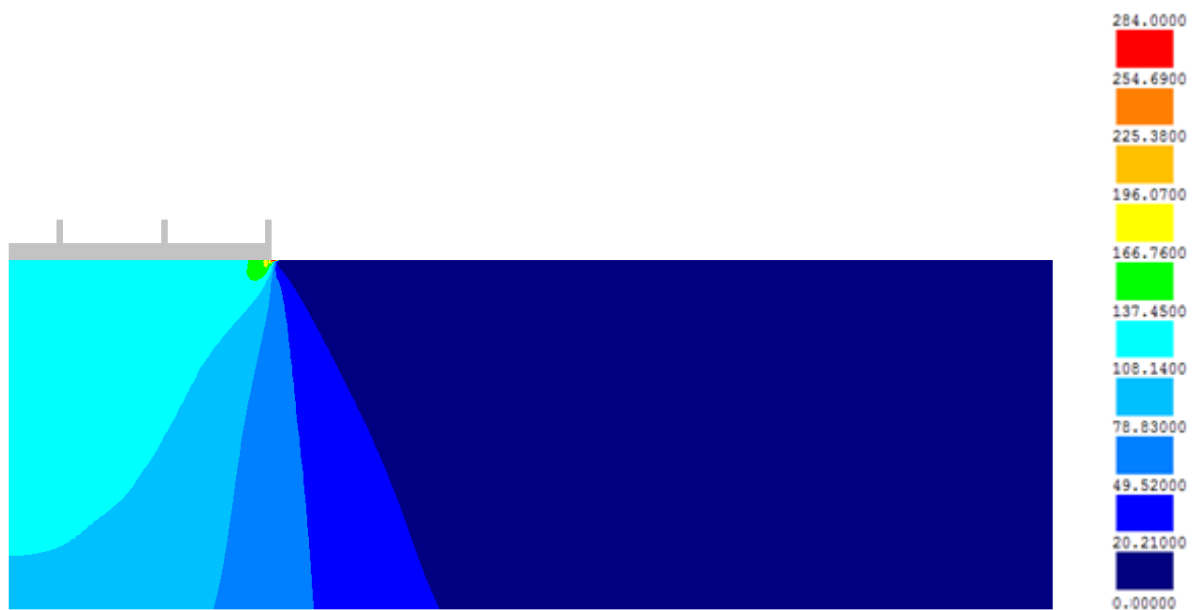


Fig. 6.8 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso

Tal como se pode verificar na Fig. 6.8 o pico de tensão máxima é atingido junto da extremidade do ensoleiramento, tal como mostra a Fig. 6.6. Na base do ensoleiramento verifica-se uma cor constante para profundidades reduzidas, sendo que a partir dos 5m de profundidade a coloração deixa de ser a mesma para a extremidade do ensoleiramento, o que vem explicar a diminuição registada na Fig. 6.7 para essa mesma profundidade. Isto é, nota-se uma certa degradação da tensão vertical em profundidade.

Na Fig. 6.9 está representado o acréscimo de tensão horizontal no maciço terroso.

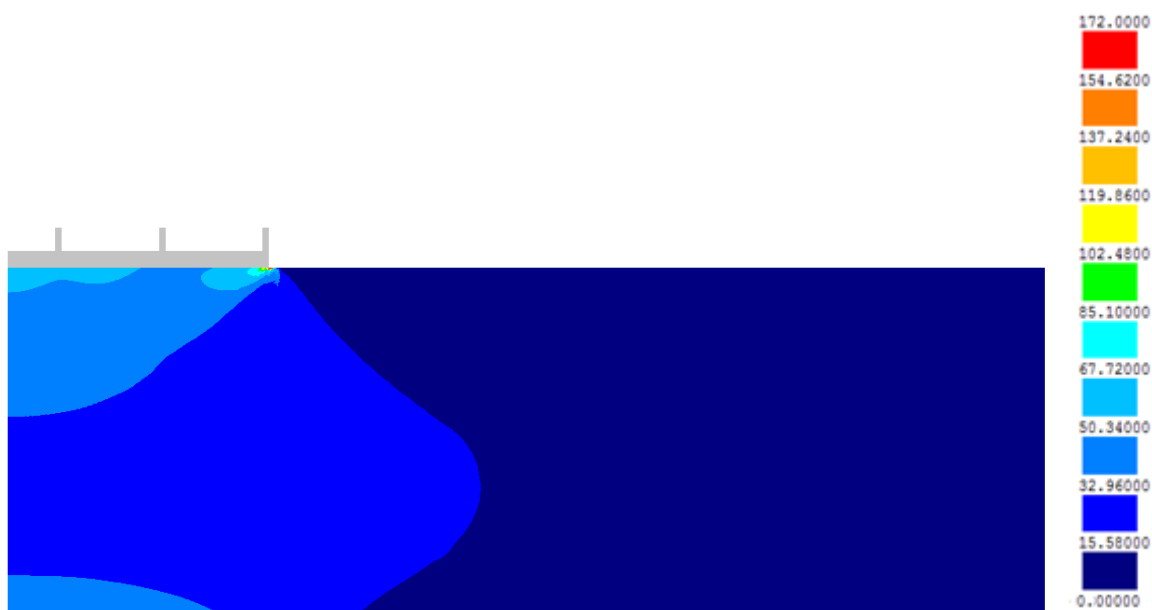


Fig. 6.9 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço terroso

Observando a Fig. 6.9 é possível verificar que os acréscimos de tensão horizontal efectivos são maiores na base do ensoleiramento, diminuindo em profundidade, à semelhança do acréscimo de tensão vertical. Na restante região do maciço não envolvida pelo ensoleiramento, o acréscimo de tensão horizontal tende a desvanecer-se à medida que a distância ao ensoleiramento, na horizontal, aumenta.

Na Fig. 6.10 está representado o estado de tensão de corte no maciço terroso.



Fig. 6.10 – Tensão de corte no maciço terroso

Tendo em conta a Fig. 6.10 é possível constatar que os maiores níveis de tensão de corte verificam-se na extremidade do ensoleiramento. As partículas imediatamente antes do limite do ensoleiramento, ao serem solicitadas pelo mesmo verticalmente, produzem esforços nas partículas vizinhas, criando um movimento ascensional do solo para a zona adjacente ao ensoleiramento.

A Fig. 6.11 relativa às cruzetas de tensões principais no maciço vem comprovar a Fig. 6.10 relativa ao estado de tensão de corte no mesmo.

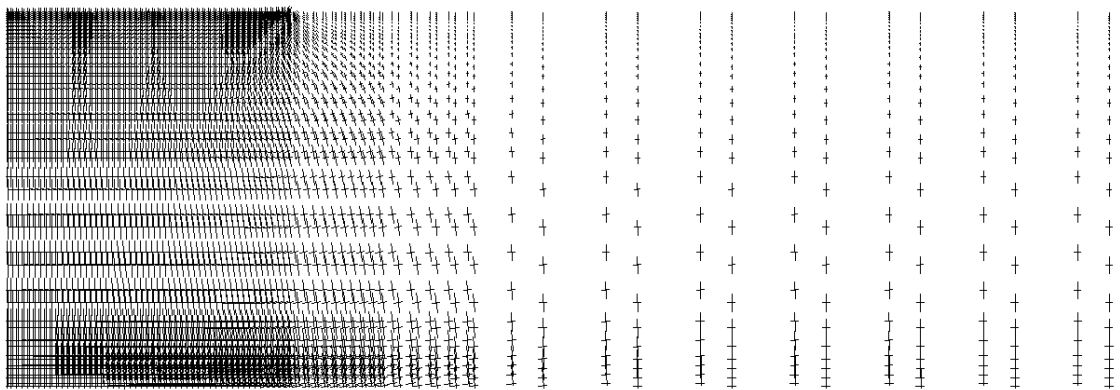


Fig. 6.11 – Cruzetas de tensão de corte no maciço terroso

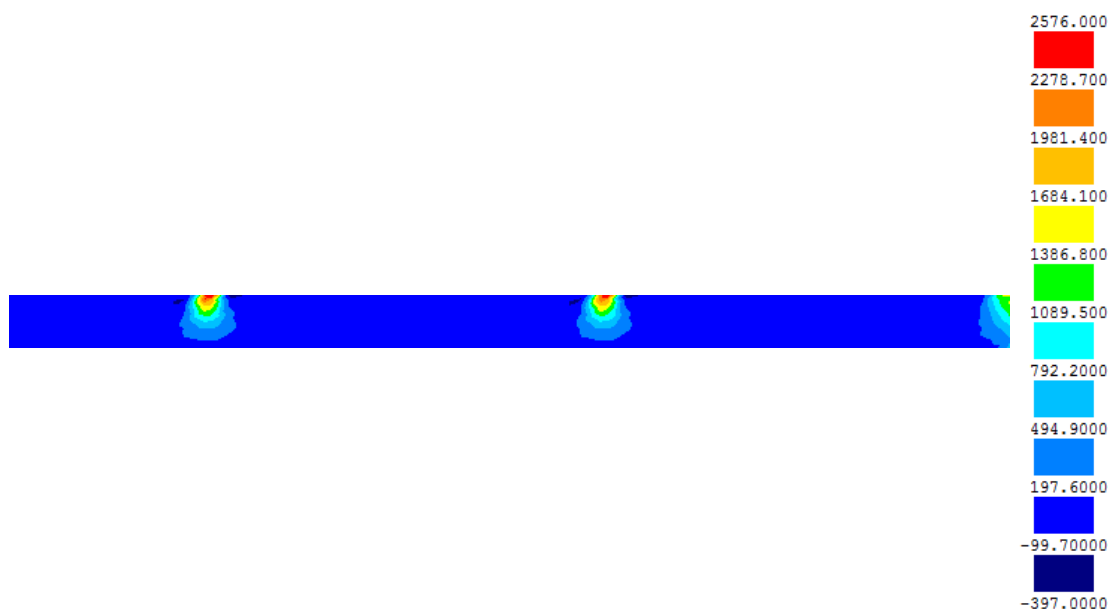
Observando a Fig. 6.11 é de notar uma maior dimensão das cruzetas na extremidade do ensoleiramento e maior rotação em relação à direcção horizontal, denunciando uma maior expressão das tensões de corte nesta zona.

Na Fig. 6.12 está representado o nível de tensão SL instalado no maciço terroso, no final da construção.



Nota-se um aumento do nível de tensão na zona do maciço sob o ensoleiramento, que é devido, essencialmente, ao aumento da tensão vertical, o qual é superior ao aumento da tensão horizontal, aumentando assim a tensão de desvio, q .

Na Fig. 6.13 está representado o acréscimo de tensão vertical no ensoleiramento.



Tal como acontecia no capítulo 4 referente ao problema base, os valores máximos da tensão vertical são verificados na zona imediatamente subjacente, neste caso, às paredes resistentes. A partir desta zona desenvolvem-se bolbos de tensão em que a mesma se vai degradando em profundidade no ensoleiramento. Na restante zona do ensoleiramento o estado de tensão vertical é aproximadamente constante. O desenvolvimento dos bolbos de tensão são independentes dos vãos entre paredes resistentes.

Na Fig. 6.14 encontra-se representado o acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento.

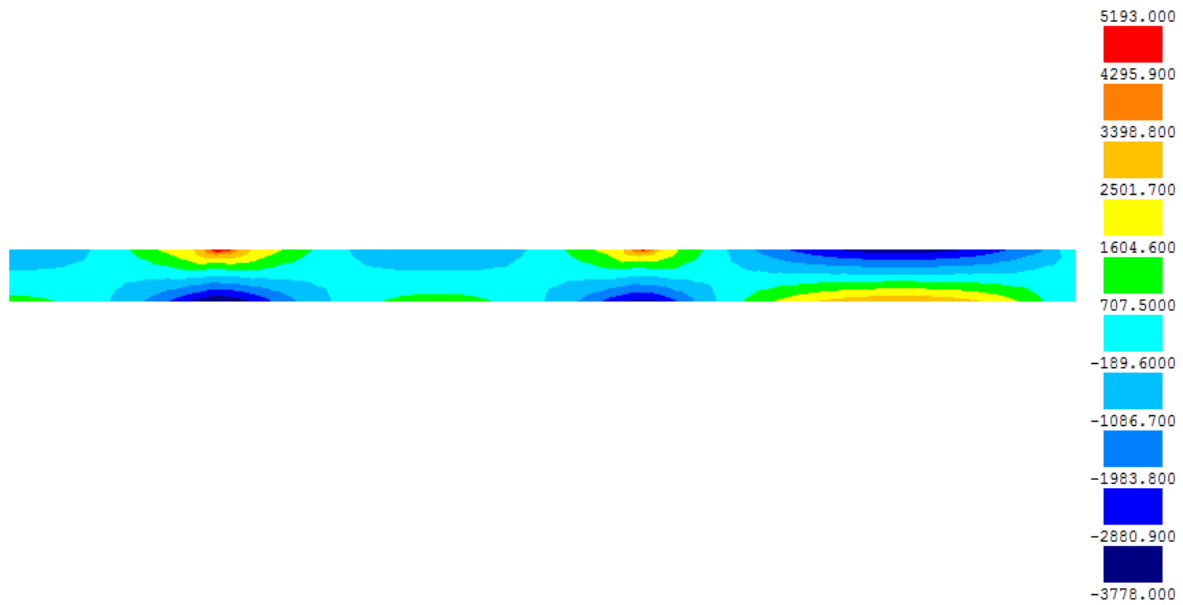


Fig. 6.14 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento

Observando a Fig. 6.14 verifica-se que os valores máximos da tensão horizontal são atingidos nas zonas subjacentes às paredes 1 e 2 que correspondem às zonas de momentos flectores mais elevados. Para além destas zonas, verifica-se uma compressão das fibras abaixo do eixo neutro na zona do vão entre as paredes 2 e 3.

Na Fig. 6.15 está representado o diagrama de momentos flectores que se desenvolve ao longo do ensoleiramento.

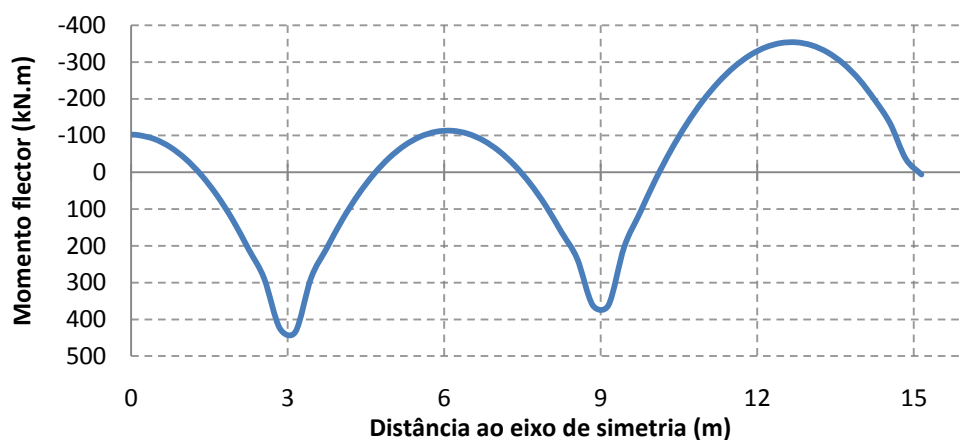


Fig. 6.15 – Diagrama de Momentos flectores ao longo do ensoleiramento

Tal como se pode verificar pela Fig. 6.15 os valores máximos positivos (compressões) atingidos pelo diagrama de momentos flectores situam-se nas zonas das paredes 1 e 2, o que vem justificar as tensões horizontais máximas verificadas acima do eixo neutro da secção, demonstrando assim uma flexão positiva do ensoleiramento nessas zonas. Nos vãos entre paredes verificam-se os valores máximos dos momentos flectores negativos devido à flexão “negativa” verificada nessas regiões. O valor máximo negativo é verificado no terceiro vão por ser nulo o momento na extremidade correspondente à parede 3.

Na Fig. 6.16 está representado o estado de tensão de corte no ensoleiramento.

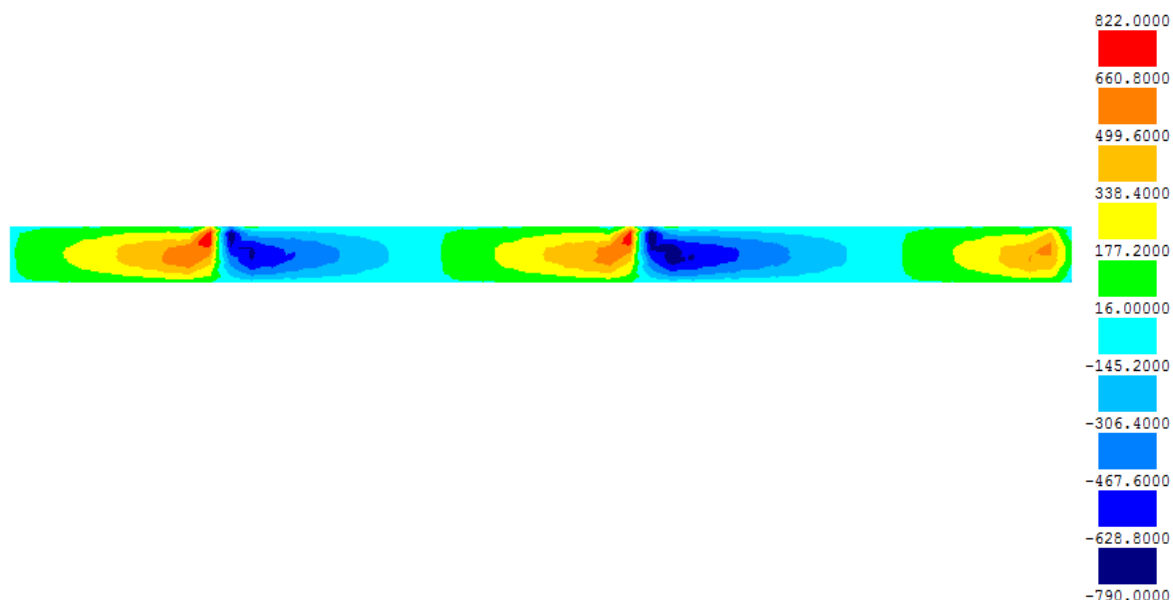


Fig. 6.16 – Tensão de corte no ensoleiramento

Pela observação da Fig. 6.16 é possível constatar que os valores máximos das tensões de corte verificam-se nas fronteiras das paredes resistentes. Nessas zonas envolventes, são mobilizadas as maiores tensões de corte devido às elevadas forças de corte (esforço transversal) provocadas pelas paredes. É de notar que essas forças tem valores mais significativos nas duas primeiras paredes, devido à maior carga proveniente das mesmas, em relação à parede 3, de menor área de influência.

Na Fig. 6.17 estão representadas as cruzetas relativas às tensões principais no ensoleiramento.

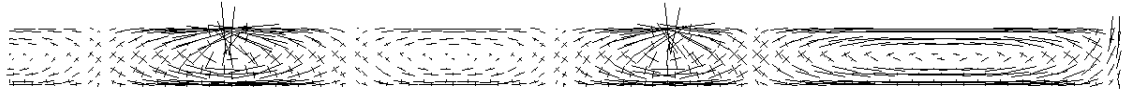


Fig. 6.17 – Cruzetas relativas às tensões principais no ensoleiramento

Observando a Fig. 6.17 verifica-se que as cruzetas apresentam maior dimensão e um maior ângulo em relação aos eixos iniciais nas zonas envolventes às paredes resistentes. Deste modo, a Fig. 6.17 vem justificar a Fig. 6.16 relativa ao estado de tensão de corte no ensoleiramento.

6.3. ANÁLISES PARAMÉTRICAS

6.3.1. PREÂMBULO

No subcapítulo anterior foi realizado um estudo base acerca do comportamento de paredes resistentes em betão armado com fundação por ensoleiramento. Recorrendo ao programa de elementos finitos RECRIB, obtiveram-se colorações de tensões verticais, horizontais e de corte para o maciço terroso e para o ensoleiramento, bem como figuras que demonstrassem o assentamento ocorrido na base do ensoleiramento, o acréscimo de tensão vertical no solo no final da construção e o diagrama de momentos flectores ao longo do mesmo.

Tendo por base o estudo realizado no subcapítulo anterior, neste subcapítulo foram alterados alguns parâmetros relativos não só à geometria da fundação bem como às cargas aplicadas nas paredes resistentes.

As análises realizadas neste subcapítulo incidiram sobre:

- a alternância de cargas aplicadas nas paredes resistentes (materializando a variação de acções variáveis);
- a altura do ensoleiramento;
- a variação da profundidade do nível freático;
- a comparação entre fundações directas por ensoleiramento ou por sapatas;
- a alternância de cargas aplicadas nas paredes resistentes no caso das mesmas estarem fundadas em sapatas;

As características relativas às condições fronteira da malha de elementos finitos são mantidas em relação ao subcapítulo anterior, bem como a compacidade e parâmetros característicos do solo arenoso.

No Quadro 6.5 estão resumidos os cálculos efectuados ao longo deste subcapítulo.

Quadro 6.5 – Resumo dos cálculos a realizar

Caso de estudo	Nome do cálculo	Altura da fundação (m)	Profundidade do NF (m)	Carga na parede 1 (%)	Carga na parede 2 (%)	Carga na parede 3 (%)
Combinação de cargas	C0	0,8	10,0	100	100	100
	C1	0,8	10,0	100	60	100
	C2	0,8	10,0	60	100	60
Altura do ensoleiramento	A0	0,8	10,0	100	100	100
	A1	0,6	10,0	100	100	100
	A2	1,0	10,0	100	100	100
Nível Freático	NF0	0,8	10,0	100	100	100
	NF1	0,8	6,0	100	100	100
	NF2	0,8	14,0	100	100	100
	NF3	0,8	20,0	100	100	100
Comparação com sapatas	S1	0,8	10,0	100	100	100
	S2	0,8	10,0	100	60	100
	S3	0,8	10,0	60	100	60

6.3.2. COMBINAÇÕES DE CARGAS APLICADAS NAS PAREDES

6.3.2.1. Considerações iniciais

Nesta secção serão analisadas as diferenças nos assentamentos ocorridos pela alternância de cargas nas paredes de betão armado (diferentes combinações de acções). Serão realizadas duas novas combinações de cargas e assim comparadas com a combinação definida no estudo base. Nas Fig. 6.18 e Fig. 6.19 ilustram-se as alternâncias a realizar nesta secção.

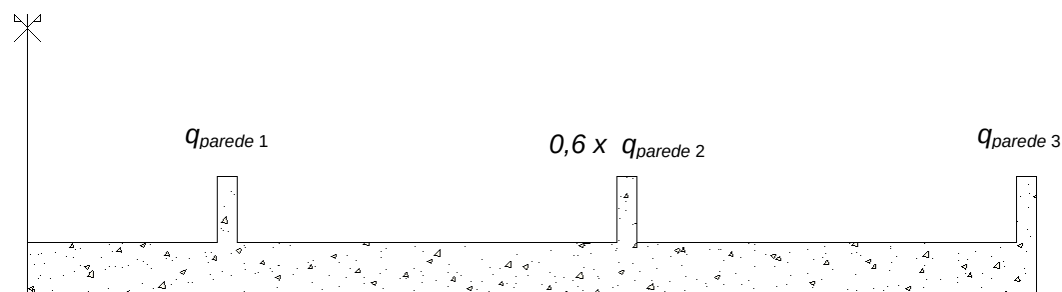


Fig. 6.18– Combinação 1

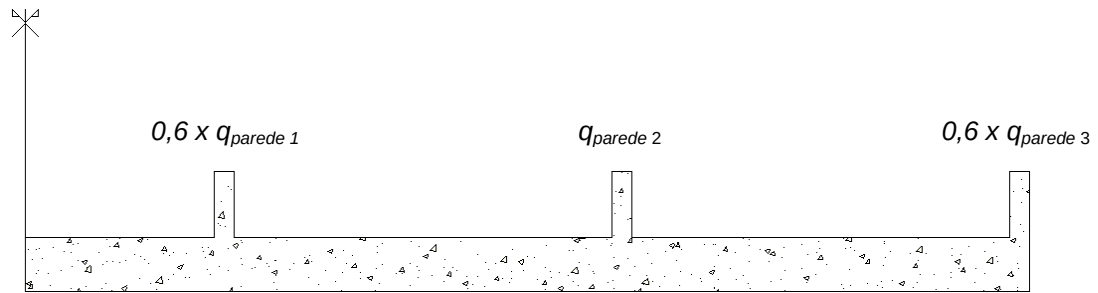


Fig. 6.19– Combinação 2

6.3.2.2. Assentamentos

Na Fig. 6.20 estão representados os assentamentos ocorridos para as combinações consideradas.

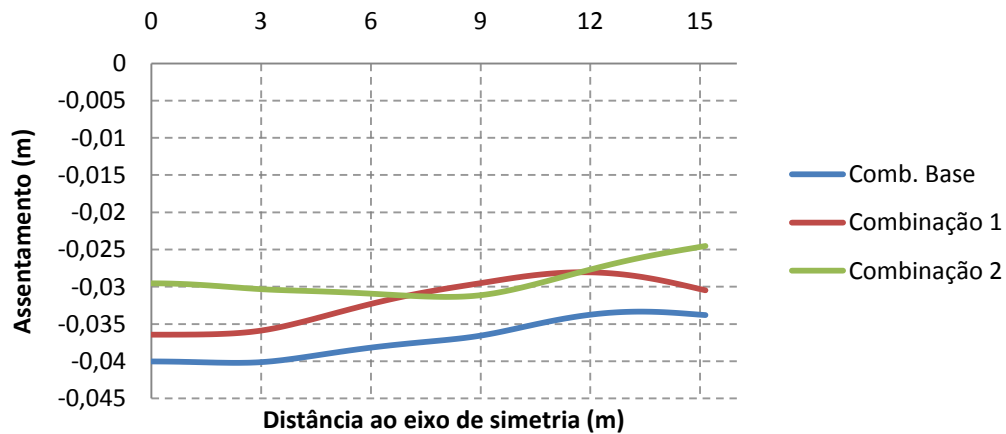


Fig. 6.20 - Assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento para as diversas combinações de cargas

Tal como se pode verificar pela Fig. 6.20 os assentamentos mais pronunciados ocorrem aquando do carregamento total da estrutura, isto é, sem qualquer alternância de cargas. No entanto, nem sempre se verifica este tipo de carregamento, podendo ocorrer alternâncias de cargas tal como as demonstradas pelas combinações 1 e 2. Nestas combinações os assentamentos totais são menos pronunciados uma vez que a carga aplicada em pelo menos uma parede é reduzida em 40%. Em combinações de cargas tais como estas, o factor mais desfavorável não é o assentamento total mas sim o assentamento diferencial e a distorção.

No Quadro 6.6 apresentam-se os valores dos assentamentos máximos, mínimos, diferenciais e a distorção ocorridos para cada uma das combinações consideradas.

Quadro 6.6 – Assentamentos e distorções ocorridos para cada combinação

Combinação	$s_{m\acute{a}x.}(cm)$	$s_{m\acute{i}n.}(cm)$	$s_{dif.max}(cm)$	α
Base	4,02	3,33	0,36	$5,95 \times 10^{-4}$
1	3,65	2,81	0,64	$10,63 \times 10^{-4}$
2	3,14	2,45	0,65	$10,85 \times 10^{-4}$

Observando o Quadro 6.6 é possível constatar que apesar dos valores do assentamento total nas combinações 1 e 2 serem inferiores ao assentamento da combinação base, o assentamento diferencial é quase o dobro do da combinação base, bem como a distorção. Tendo em conta os limites referidos no subcapítulo anterior ($1/300$ para a distorção e 20mm para o assentamento diferencial máximo), os mesmos são cumpridos em qualquer uma das novas combinações.

É de referir ainda que apesar da combinação 2 apresentar um menor assentamento máximo em relação à combinação 1, o seu assentamento diferencial máximo e a sua distorção são ligeiramente superiores. Enquanto que o assentamento diferencial máximo na combinação 1 é verificado no vão entre as paredes 1 e 2, na combinação 2 verifica-se no vão entre as paredes 2 e 3. Tal acontece devido ao maior gradiente entre as cargas aplicadas em ambas as paredes.

6.3.2.3. Tensões

Na Fig. 6.21 estão representadas as colorações relativas aos acréscimos de tensão vertical efectiva no maciço terroso para as diferentes combinações de cargas.

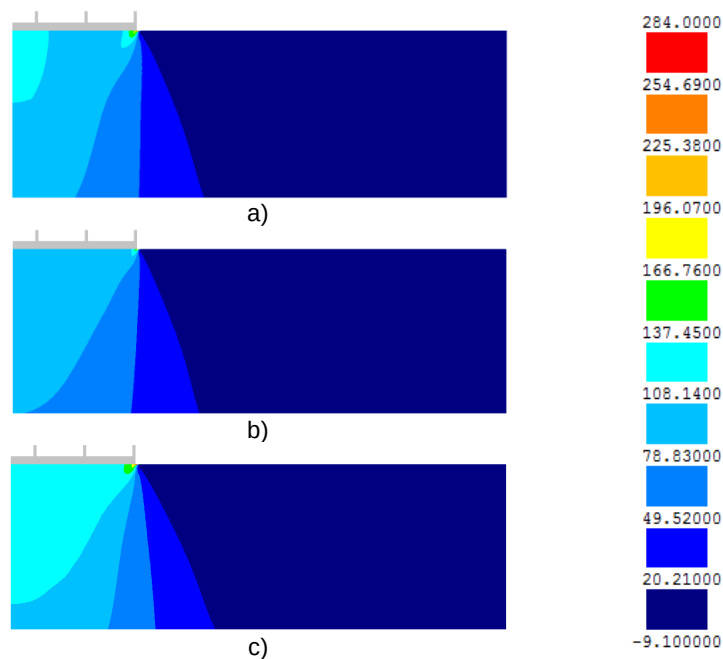


Fig. 6.21 - Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço terroso para as: a) Combinação 1; b) Combinação 2; c) Combinação base

Na Fig. 6.22 estão representadas as variações do acréscimo de tensão vertical ao longo da base do ensoleiramento.

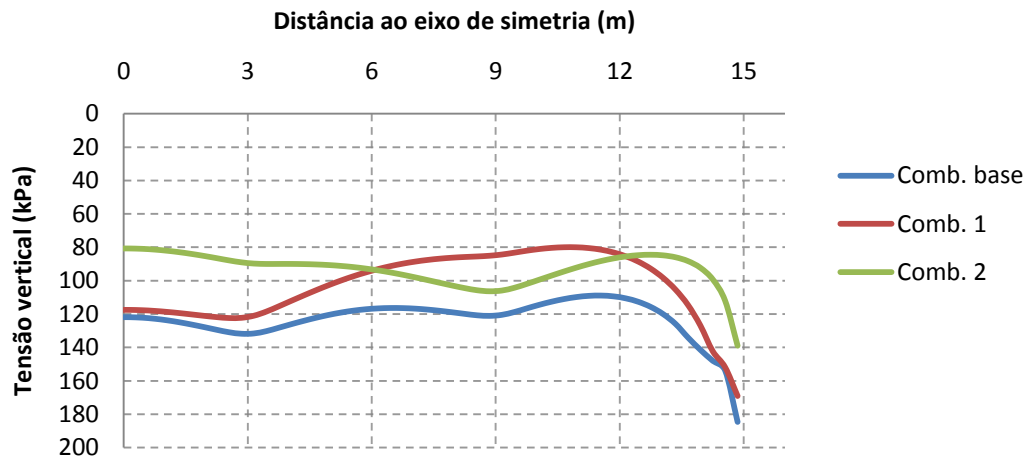


Fig. 6.22 – Acréscimos de tensão vertical na base do ensoleiramento para as diferentes combinações

Observando a Fig. 6.22 é de notar um acréscimo brusco da tensão vertical na extremidade do ensoleiramento. Tal como já tinha sido referido no subcapítulo anterior, este acréscimo é provocado pelas cargas provenientes da última parede que, ao se distribuírem pela fundação, tendem a aumentar a tensão vertical no canto inferior do ensoleiramento (actuação de uma força sobre uma área muito reduzida - canto da fundação). É de notar que no caso da combinação base os acréscimos de tensão vertical são sempre superiores a qualquer uma das outras combinações, pelo motivo já referido anteriormente. Os níveis máximos de tensão vertical nas combinações 1 e 2 verificam-se nas zonas subjacentes às paredes mais carregadas, isto é, 1 e 3, e parede 2, respectivamente.

Complementando os resultados das figuras anteriores, na Fig. 6.23 estão representados os acréscimos de tensão horizontal efectiva no maciço para as diferentes combinações de cargas. As diferenças observadas entre os três casos, resultam naturalmente das diferentes cargas aplicadas ao maciço, sendo menos expressivas que no caso da tensão vertical, como seria de esperar.

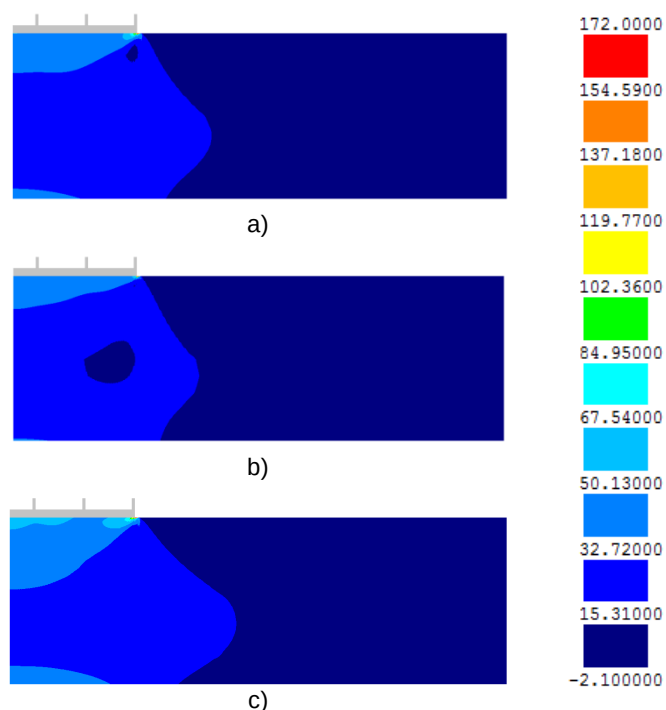


Fig. 6.23 – Acréscimos de tensão horizontal efectiva no maciço para as combinações: a)1; b)2;c) Base

Na Fig. 6.24 estão representadas as colorações relativas às tensões de corte no maciço.

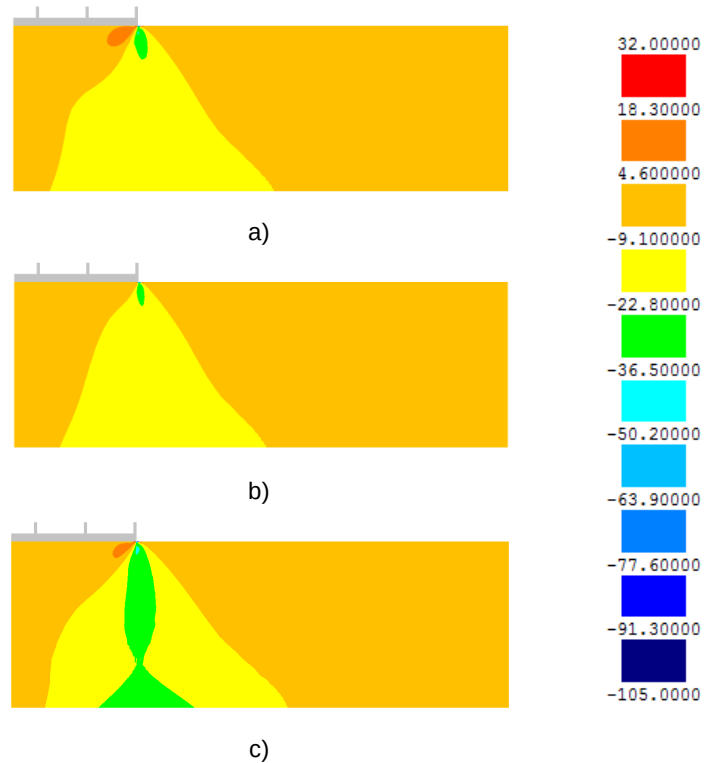


Fig. 6.24 –Tensão de corte no maciço terroso para as combinações: a) 1; b) 2; c) Base

Uma vez que os valores máximos são mobilizados junto da extremidade do pilar, é de esperar que na combinação 2 esse valor seja menor uma vez que a carga actuante na terceira parede é de cerca de 60% da que actua nas restantes combinações.

Na Fig. 6.25 está representado o acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento para as diferentes combinações de carga.

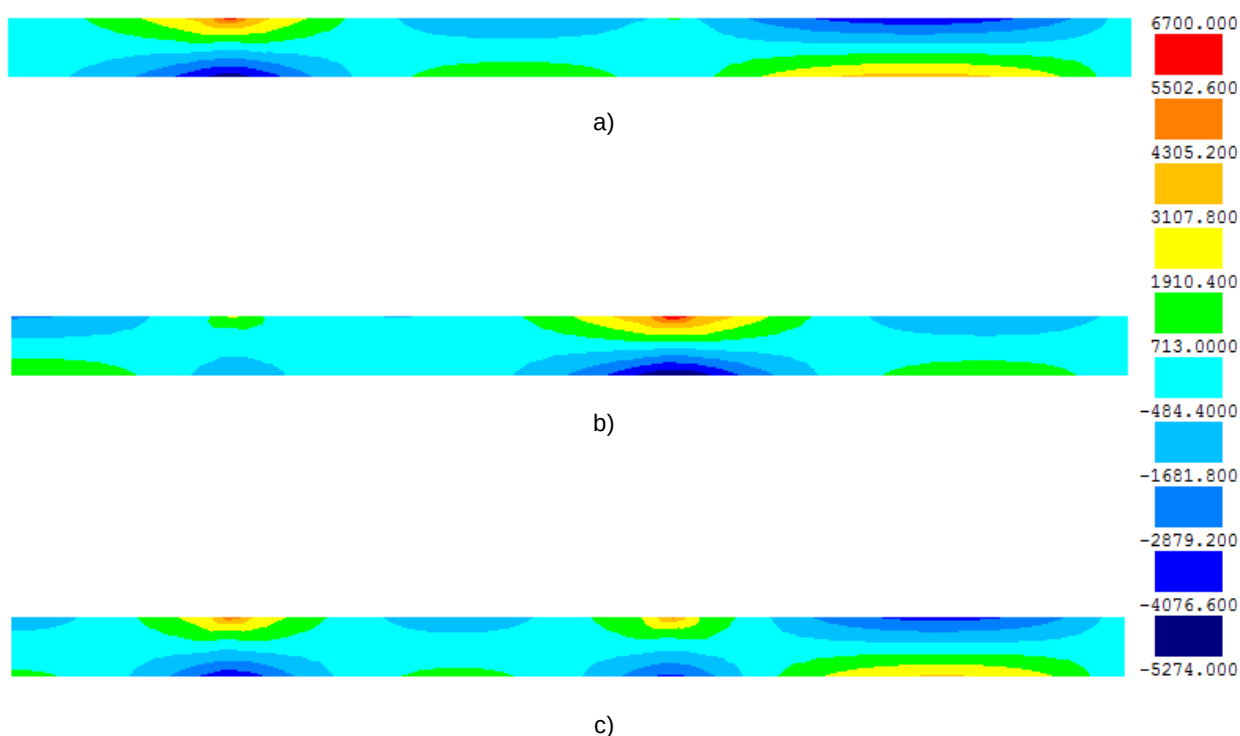


Fig. 6.25 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento para as combinações: a) 1; b) 2; c) Base

Complementarmente, na Fig. 6.26 apresentam-se os diagramas de momentos flectores no ensoleiramento.

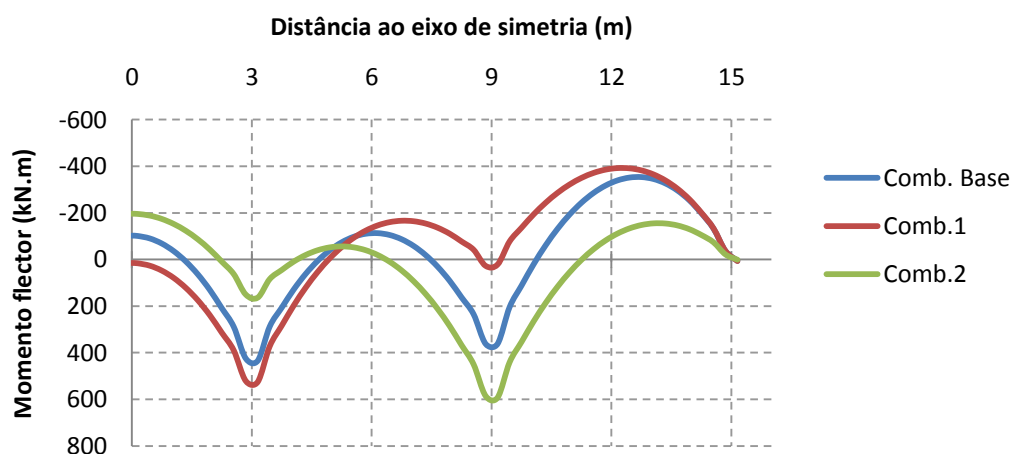


Fig. 6.26 – Diagramas dos Momentos flectores para as diferentes combinações de cargas

Observando os diagramas de momentos flectores dispostos na Fig. 6.26 é possível constatar que os mesmos se assemelham aos diagramas de uma laje ou viga invertidas, isto é, as cargas distribuídas ao longo dos vãos são, neste caso, ascendentes e resultam da reacção do maciço à solicitação do

ensoleiramento. Os momentos máximos positivos verificam-se nas zonas das paredes e os momentos máximos negativos ao longo dos vãos entre paredes.

As diversas combinações de cargas assumem um papel fundamental na determinação dos diagramas de momentos flectores. Através do cálculo dos vários diagramas de momentos, resultantes de várias combinações de cargas, é possível determinar o diagrama envolvente de momentos resultante. Este diagrama irá permitir dimensionar a armadura de flexão em cada secção do ensaleiramento, tendo sempre em conta as combinações de carga mais desfavoráveis em cada uma das secções do mesmo.

6.3.3. VARIAÇÃO DA ALTURA DO ENSOLEIRAMENTO

6.3.3.1. Considerações iniciais

Nesta secção foi estudada a influência da variação da altura do ensaleiramento nos assentamentos ocorridos na base do mesmo, bem como nos acréscimos de tensão vertical, horizontal e de corte no maciço e no estado de tensão no ensaleiramento. Para além da altura de 0,8m considerada no estudo base, foram ainda consideradas as alturas de 0,6m e de 1,0m.

No que diz respeito às características dos materiais, a classe do betão foi mantida bem como as características de compacidade do solo, possança, posição do nível freático no maciço, e condições fronteira.

6.3.3.2. Assentamentos

Na Fig. 6.27 são apresentados os assentamentos totais ocorridos na base do ensaleiramento para cada uma das alturas consideradas.

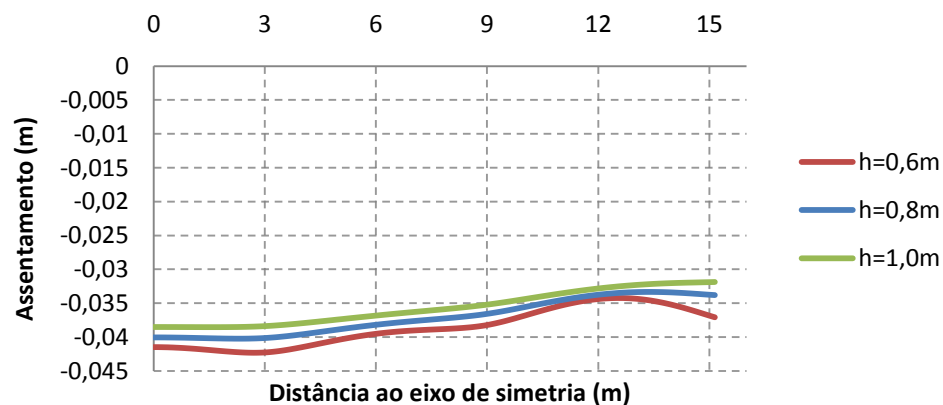


Fig. 6.27 – Assentamentos máximos ocorridos na base do ensaleiramento para as diferentes alturas

No Quadro 6.7 estão resumidos os valores relativos aos assentamentos máximo, mínimo, diferencial e à distorção, para cada altura de ensoleiramento considerada.

Quadro 6.7 – Assentamentos máximo, mínimo, diferencial e distorção na base do ensoleiramento para as diferentes alturas

h (m)	$s_{m\acute{a}x.}(cm)$	$s_{m\acute{i}n.}(cm)$	$s_{dif.max}(cm)$	α
0,6	4,23	3,43	0,40	$6,75 \times 10^{-4}$
0,8	4,02	3,33	0,36	$5,95 \times 10^{-4}$
1,0	3,85	3,19	0,33	$5,52 \times 10^{-4}$

Constata-se que as diferenças entre as três variantes não são muito expressivas. Pela observação da Fig. 6.27 e Quadro 6.7, é possível constatar que para uma altura de $h=1,0m$ o ensoleiramento sofre o menor assentamento máximo bem como o menor assentamento diferencial e a menor distorção. O ensoleiramento de altura $h=0,6m$ sofre o maior assentamento na sua base, bem como o maior assentamento diferencial e a maior distorção das três alturas de ensoleiramento consideradas. Quanto maior for a altura maior rigidez adquire o ensoleiramento e, conseqüentemente, irá flectir menos, descrevendo menores assentamentos diferenciais. Com o aumento de rigidez o assentamento na base da fundação tende a ser mais uniforme devido à maior distribuição de esforços pela maior altura de fundação.

Apesar do assentamento total, diferencial e distorção máximos ocorrerem no ensoleiramento de menor altura, estes mesmos valores estão dentro dos limites estabelecidos por Bowles (1996), descritos no subcapítulo anterior.

6.3.3.3. Tensões

Na Fig. 6.28 estão representados os acréscimos das tensões verticais no solo ao longo da base do ensoleiramento para as diferentes alturas do mesmo.

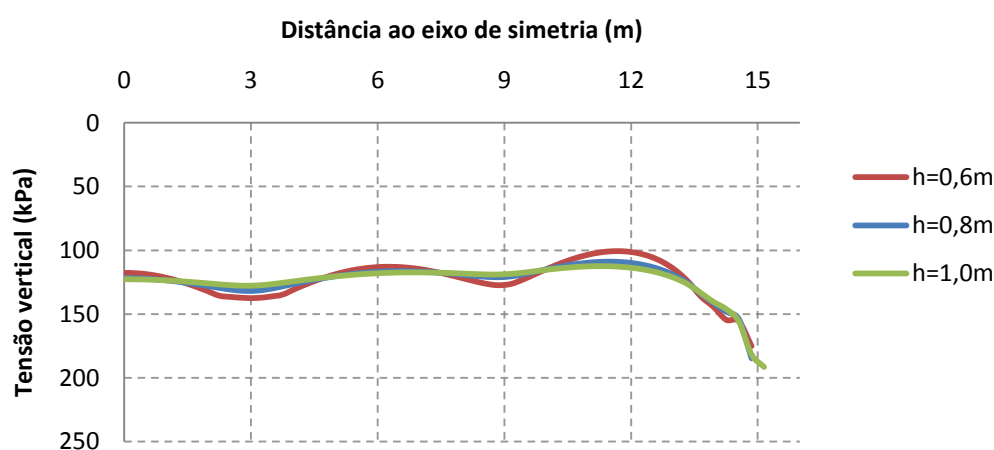


Fig. 6.28 – Tensão vertical no solo ao longo da base do ensoleiramento para as diferentes alturas

Tendo em conta a figura anterior é possível constatar que no caso dos ensoleiramentos de altura igual a 0,8m e 1,0m, a tensão na base dos mesmos é mais uniforme do que a tensão na base do ensoleiramento de 0,6m. Tal acontece devido à maior distribuição de esforços que ocorre nos ensoleiramentos de maior altura, tal como já foi referido. Os ensoleiramentos de alturas de 0,8m e de 1,0m para o espaçamento entre paredes considerado têm um comportamento semelhante a um ensoleiramento rígido, e o de 0,6m tem um comportamento mais semelhante a um ensoleiramento flexível. É possível notar que os maiores níveis de tensão vertical registam-se nas zonas subjacentes às paredes e de uma forma mais pronunciada no ensoleiramento de menor altura.

Na Fig. 6.29 estão representados os estados de tensão de corte para as diferentes alturas de ensoleiramento. Consta-se, essencialmente, que não são expressivas as diferenças de resultados, comparando as três variantes em análise.

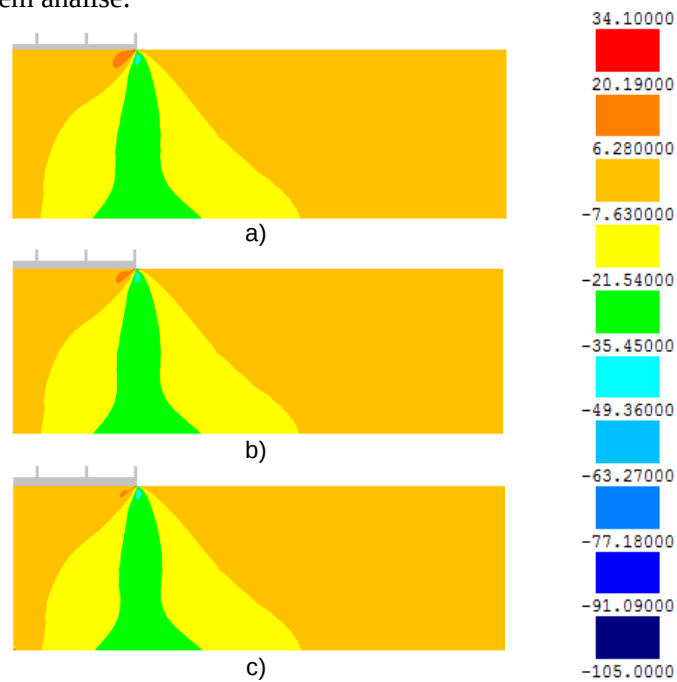


Fig. 6.29 –Tensão de corte no maciço para as alturas de ensoleiramento de: a)0,6m; b)0,8m; c)1,0m

Na Fig. 6.30 representam-se as colorações dos acréscimos de tensões horizontais para as diversas alturas de ensoleiramento.

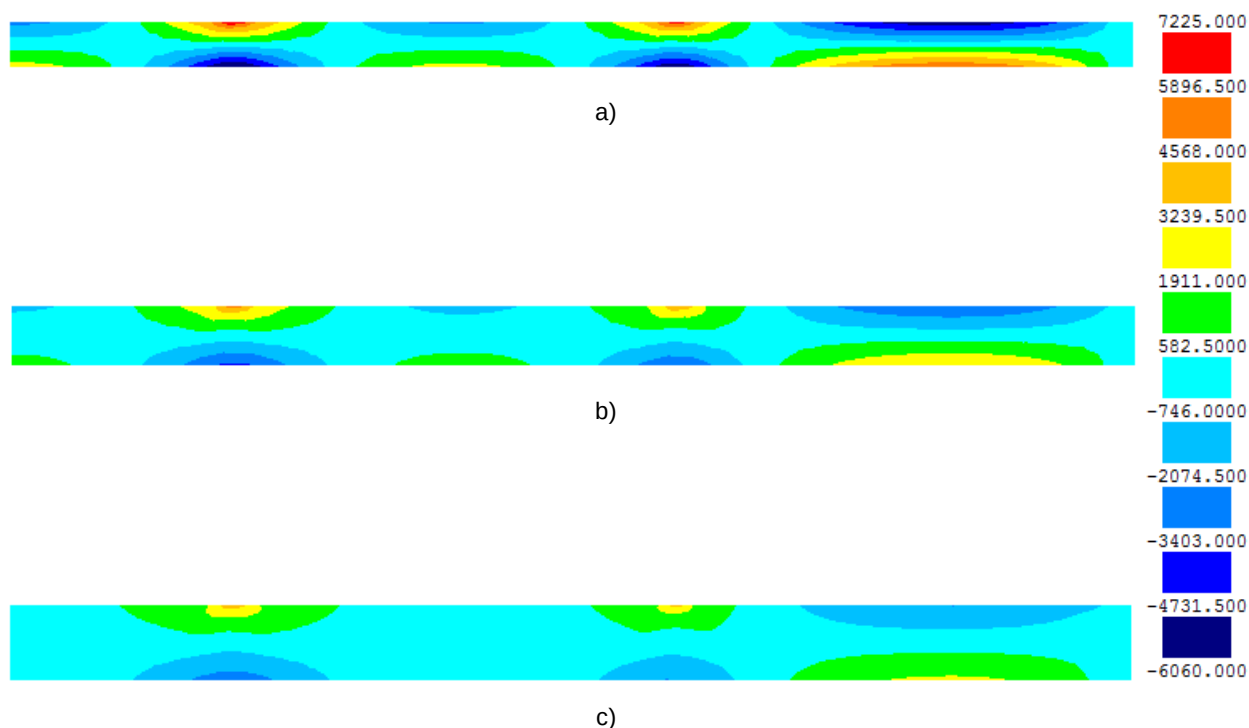


Fig. 6.30 – Acréscimo de tensão horizontal no ensoleiramento para as alturas de: a) 0,6m; b) 0,8m; c) 1,0m

Os valores máximos e mínimos dos acréscimos de tensão horizontal registam-se no ensoleiramento de menor altura.

Complementarmente, na Fig. 6.31 representam-se os diagramas de momentos flectores para as diferentes alturas de ensoleiramento.

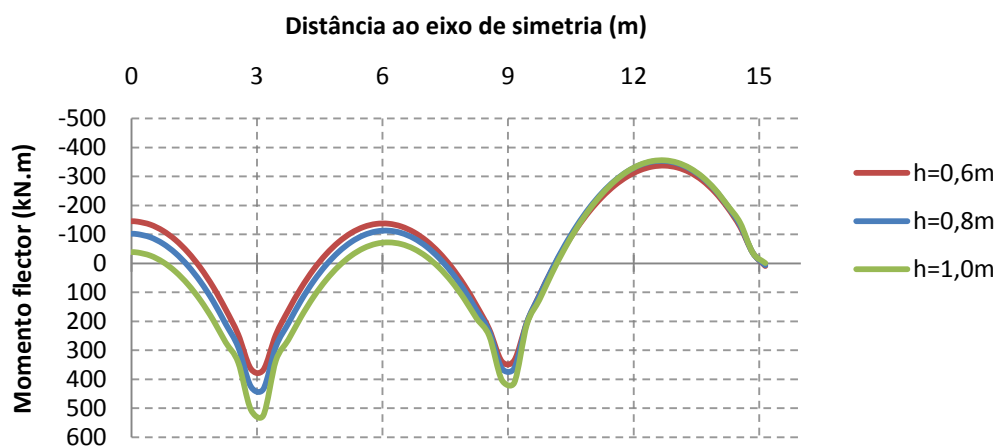


Fig. 6.31 – Diagramas de momentos flectores para as diferentes alturas de ensoleiramento

Observando a Fig. 6.31 é possível verificar que à semelhança do concluído no capítulo 5, uma vez que as tensões verticais na face inferior do ensoleiramento são menos uniformes no caso do

ensoleiramento flexível (Fig. 6.28), esse facto repercute-se na obtenção de momentos flectores positivos menores.

Na Fig. 6.32 apresentam-se as colorações de tensões de corte relativas às diferentes alturas de ensoleiramento.

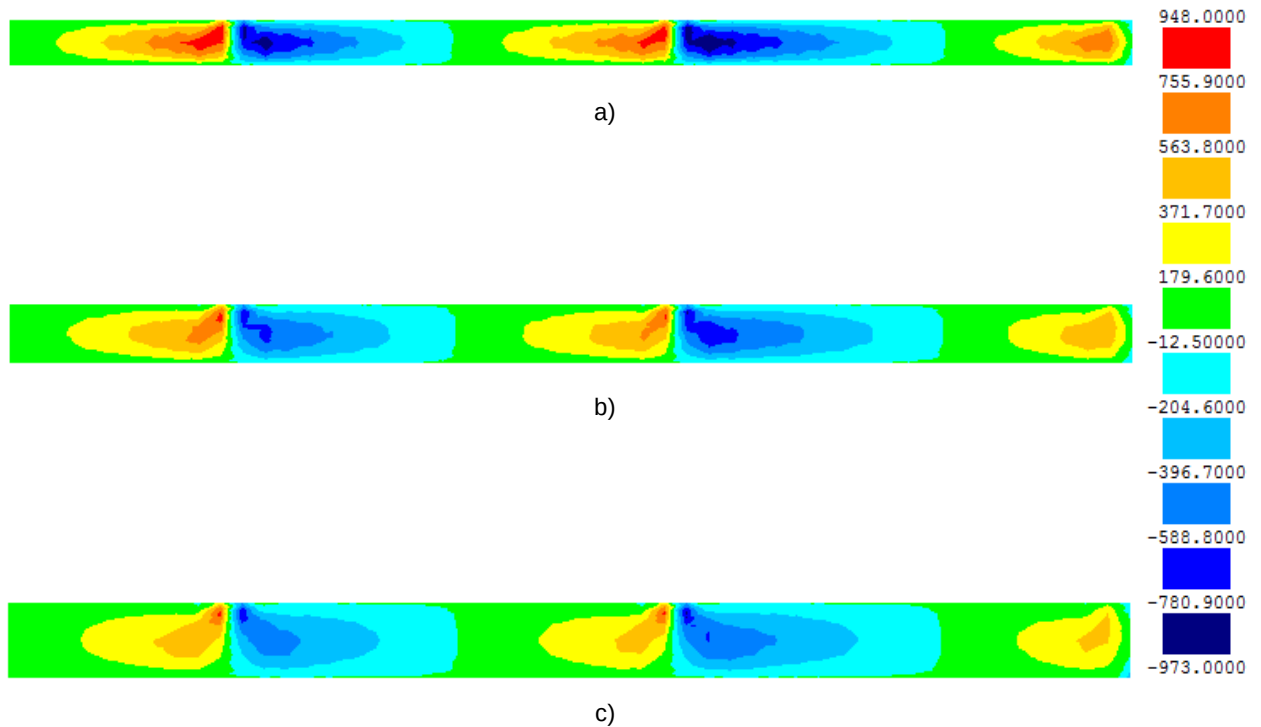


Fig. 6.32 – Tensão de corte no ensoleiramento para as alturas de: a) 0,6m; b) 0,8m; c) 1,0m

Observando a Fig. 6.32 é possível verificar, como esperado, uma tonalidade de cores mais forte no caso do ensoleiramento de menor altura, denunciando assim uma maior mobilização de tensões de corte no mesmo, a qual vem diminuindo de intensidade à medida que aumenta a altura do ensoleiramento.

Este facto acontece devido à menor resistência do ensoleiramento em resistir ao esforço transversal proveniente das paredes. Devido à menor altura do ensoleiramento, o esforço transversal é mais pronunciado, levando a uma maior mobilização das tensões de corte na vizinhança das paredes provocada pela menor parcela resistente do betão.

6.3.4. VARIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DO NÍVEL FREÁTICO

6.3.4.1. Considerações iniciais

Nesta secção será analisada a influência da variação da profundidade do nível freático nos assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento. Foram consideradas as profundidades de 14m e 6m para o nível freático, assim como a profundidade de 10m equivalente ao estudo base e a profundidade abaixo dos 20m, isto é, sem nível freático no maciço arenoso.

Os parâmetros característicos do maciço arenoso foram mantidos, bem como a possança e condições fronteira.

6.3.4.2. Assentamentos

Na Fig. 6.33 estão representados os assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento para diversas profundidades do nível freático.

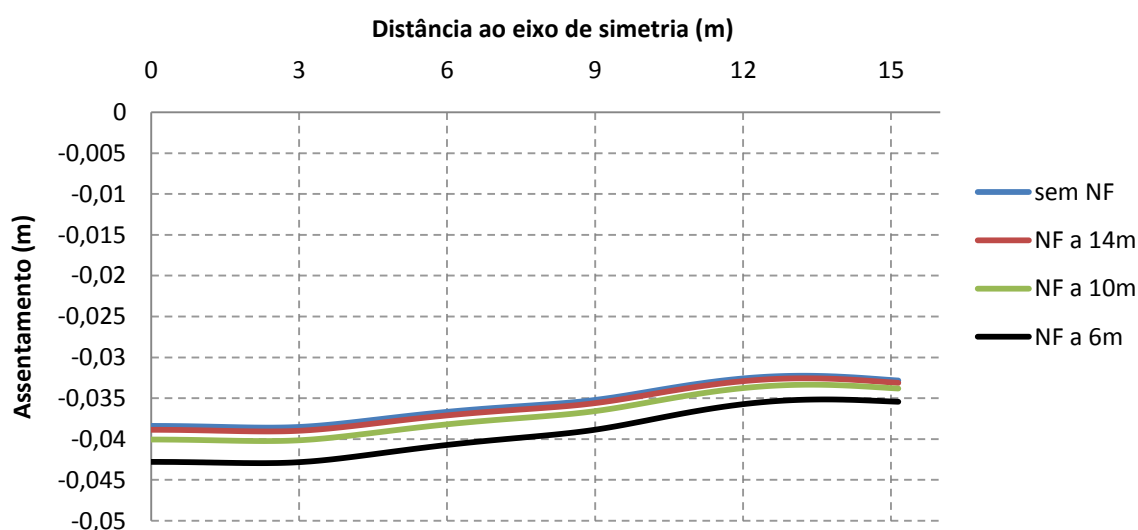


Fig. 6.33 – Assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento para as diferentes profundidades do nível freático

Observando a Fig. 6.33, e à semelhança do concluído no capítulo anterior, é possível verificar que quanto menos profundo está o nível freático maiores são os assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento. Sendo que as partículas do maciço terroso constituem a “estrutura deformável” do mesmo, quanto menor for a parcela relativa à tensão efectiva maiores serão os assentamentos na base da fundação.

É de notar que para profundidades superiores aos 10m, correspondente ao estudo base, não existem variações significativas no assentamento ocorrido na base do ensoleiramento. Para profundidades inferiores a 10m, como é o caso dos 6m, os assentamentos são mais significativos.

6.3.5. COMPARAÇÃO ENTRE SAPATAS CORRIDAS E ENSOLEIRAMENTO SEM ALTERNÂNCIA DE CARGAS

6.3.5.1. Considerações iniciais

Nesta secção serão comparados os assentamentos ocorridos entre o ensoleiramento e as sapatas corridas, na base dos mesmos. Serão ainda comparadas as colorações de tensões bem como os diagramas de momentos flectores ao longo dos mesmos. Os parâmetros característicos do solo arenoso são mantidos bem como a possança do mesmo, posição do nível freático e condições fronteira.

As cargas provenientes das paredes são as mesmas para as duas fundações. Para as sapatas corridas definiu-se uma largura de 3,0m para as sapatas correspondentes às paredes 1 e 2, e uma largura 1,5m para a sapata correspondente à parede 3. Em todas as sapatas as paredes estão centradas com o seu eixo, inclusive na última sapata, tendo sido considerado que o limite de propriedade albergava a extensão adicional para além do limite da parede 3. As alturas do ensoleiramento e das sapatas foram mantidas nos 0,8m.

6.3.5.2. Assentamentos

Na Fig. 6.34 estão representados os assentamentos ocorridos na base de cada uma das fundações.

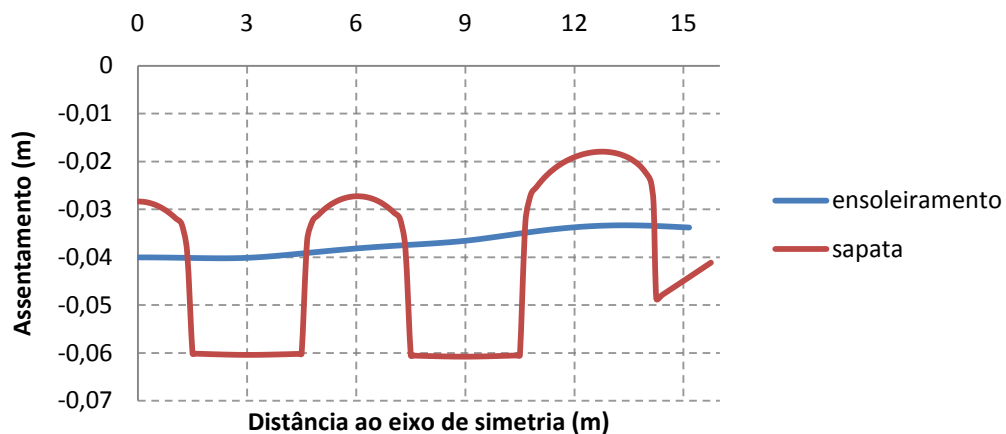


Fig. 6.34 – Assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento e das sapatas corridas

No Quadro 6.8 apresentam-se os valores relativos aos assentamentos máximos, mínimos, diferenciais e à distorção para cada tipo de fundação.

Quadro 6.8 – Assentamentos e distorção ocorridos para os dois tipos de fundação

Fundação	$s_{máx.}(cm)$	$s_{mín.}(cm)$	$s_{dif.max}(cm)$	α
Ensoleiramento	4,02	3,33	0,36	$5,95 \times 10^{-4}$
Sapatas	6,08	4,12	1,58	$2,64 \times 10^{-3}$

Tal como se verifica na Fig. 6.34 e Quadro 6.8, o assentamento máximo ocorrido na base das sapatas é superior ao verificado para o caso do ensoleiramento. Uma vez que está a ser aplicada a mesma carga numa menor área de fundação, seria de se esperar um maior assentamento máximo.

Para além do assentamento máximo ser superior, o assentamento diferencial máximo é também bastante superior no caso das sapatas corridas. Tal justifica-se pelo facto das sapatas não terem qualquer ligação entre si que promova um menor assentamento diferencial quando são aplicadas cargas de grandeza diferente (da parede 2 para a parede 3), ligação essa que é assegurada no caso do ensoleiramento pela sua continuidade. Segundo Bowles (1996), citando MacDonald e Skempton (1955) e Wahls (1981), o limite para o assentamento máximo de fundações isoladas é de 50mm, limite esse que é ultrapassado no caso das sapatas simuladas.

No que diz respeito à distorção, a mesma é algo superior no caso das sapatas corridas. No entanto, tendo em conta os limites definidos por Bjerrum (1963), citado por Matos Fernandes (2006), para este tipo de estruturas a distorção máxima é de $1/300$. Deste modo, apesar do valor elevado verificado para o caso das sapatas, esse mesmo valor de distorção está inserido dentro deste limite, embora próximo dele.

Observando a Fig. 6.34 é possível verificar que na sapata referente à parede 3, há um assentamento diferencial (rotação da sapata) ao longo da base dessa sapata. Tal explica-se pelo facto do terreno à esquerda dessa sapata estar mais carregado. Isto é, devido à existência de uma sapata à esquerda e mais carregada, os bolbos de tensões das sapatas intersectam-se, levando a que a sapata da parede 3 assente mais do lado esquerdo. É de referir que a rotação da base da terceira sapata na Fig. 6.34 parece muito elevada devido às diferentes escalas dos dois eixos da própria figura.

O facto do assentamento diferencial ser menor no ensoleiramento, assim como a distorção e o assentamento máximo, constitui a principal vantagem deste tipo de fundações em relação às fundações de sapatas corridas, tendo em conta que são aplicadas as mesmas cargas nas duas situações.

6.3.5.3. Tensões

Na Fig. 6.35 estão representadas as tensões no solo ao longo da base dos dois tipos de fundação.

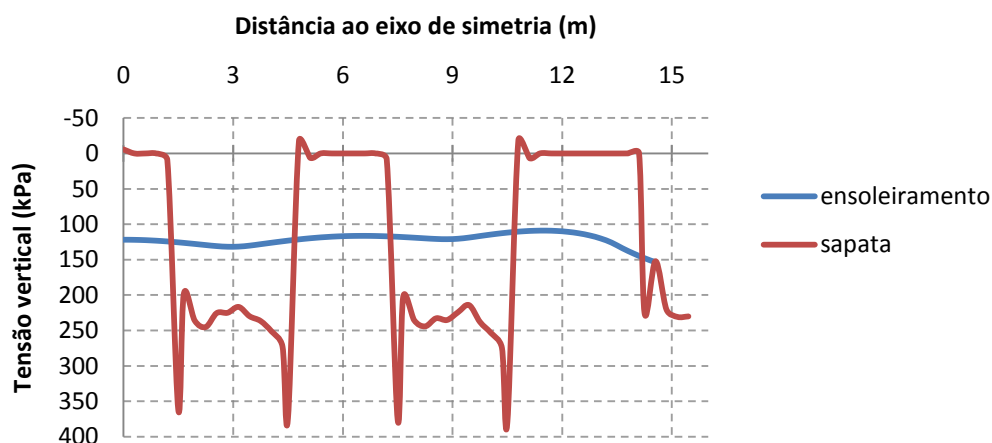


Fig. 6.35 – Tensões verticais no solo ao longo das bases das fundações

Tendo em conta a Fig. 6.35, é de notar que na base de cada sapata, a tensão vertical no solo não é uniforme. Verificam-se uns picos de tensão nas extremidades das sapatas provocadas pela distribuição da carga proveniente da parede por uma área reduzida (canto inferior da sapata). Entre sapatas, verifica-se uma tensão vertical praticamente nula que corresponde ao solo não carregado entre as mesmas.

É de salientar na Fig. 6.35 que o valor máximo da tensão vertical nas sapatas é algo superior ao registado para o caso do ensoleiramento. Tal deve-se ao facto da área das sapatas ser menor do que a do ensoleiramento, para as mesmas cargas aplicadas nas paredes. Essa tensão, para além de ser inferior, é uniforme ao longo da base do ensoleiramento, o que não acontece no caso das sapatas. A menor tensão na base da fundação, e uniforme, constitui uma das principais vantagens do ensoleiramento em relação às sapatas corridas. Os valores superiores de tensão levam a assentamentos

maiores e a não uniformidade dos mesmos a maiores assentamentos diferenciais, como se verificou na Fig. 6.34.

Na Fig. 6.36 estão representadas as colorações dos acréscimos de tensões verticais efectivas no maciço para os dois tipos de fundações.

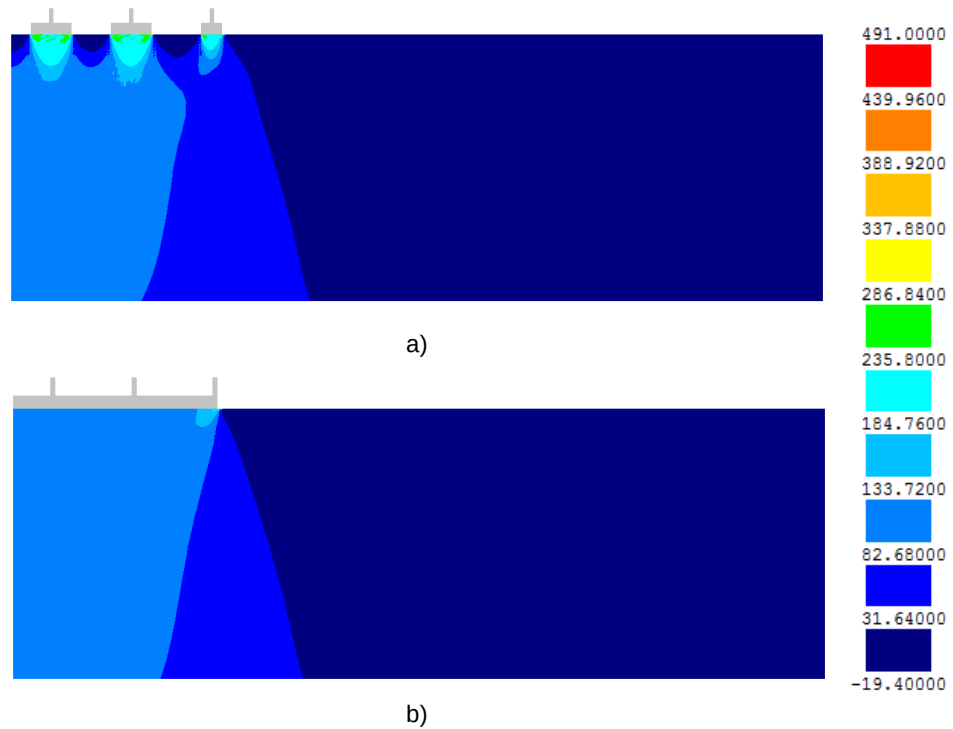


Fig. 6.36 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço para: a) as sapatas; b) o ensoleiramento

Observando a Fig. 6.36 nota-se que a tensão vertical no maciço ao longo da base das fundações não é uniforme no caso das sapatas corridas, vindo assim complementar o referido sobre a Fig. 6.35.

Na Fig. 6.37 estão representadas as colorações dos acréscimos de tensões horizontais efectivas no maciço terroso para os dois tipos de fundações.

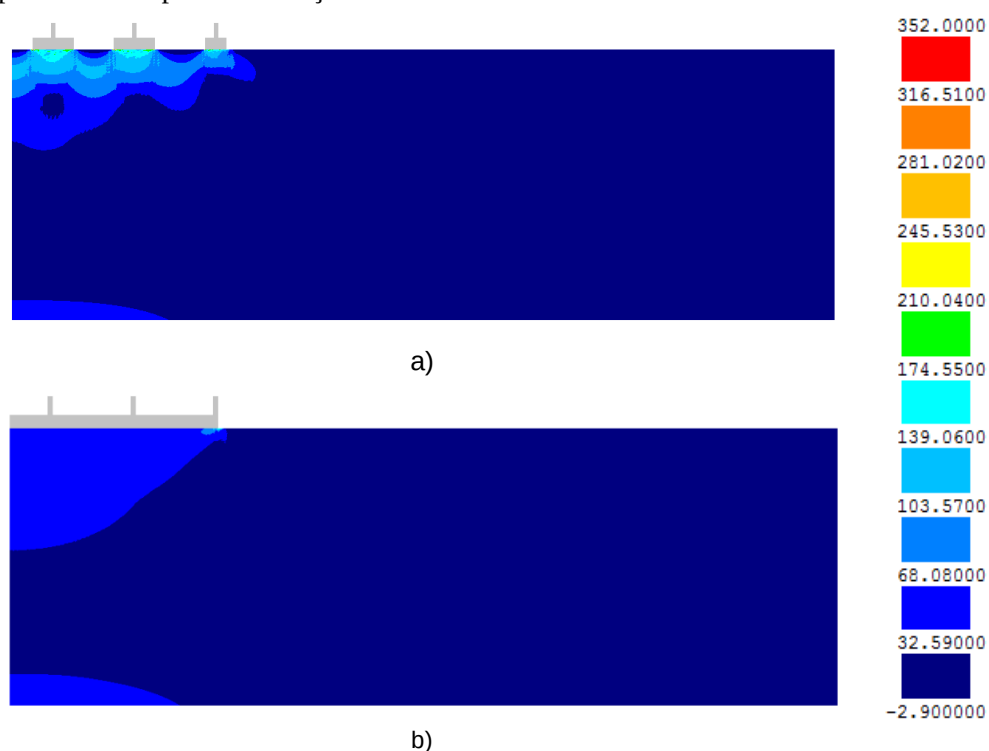


Fig. 6.37 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço para: a) as sapatas; b) o ensoleiramento

Tal como acontecia no caso da tensão vertical, o acréscimo de tensão horizontal no maciço ao longo da base do ensoleiramento é aproximadamente constante, o que não acontece no caso das sapatas corridas.

Na Fig. 6.38 estão representadas as colorações relativas às tensões de corte no maciço para os dois tipos de fundação.

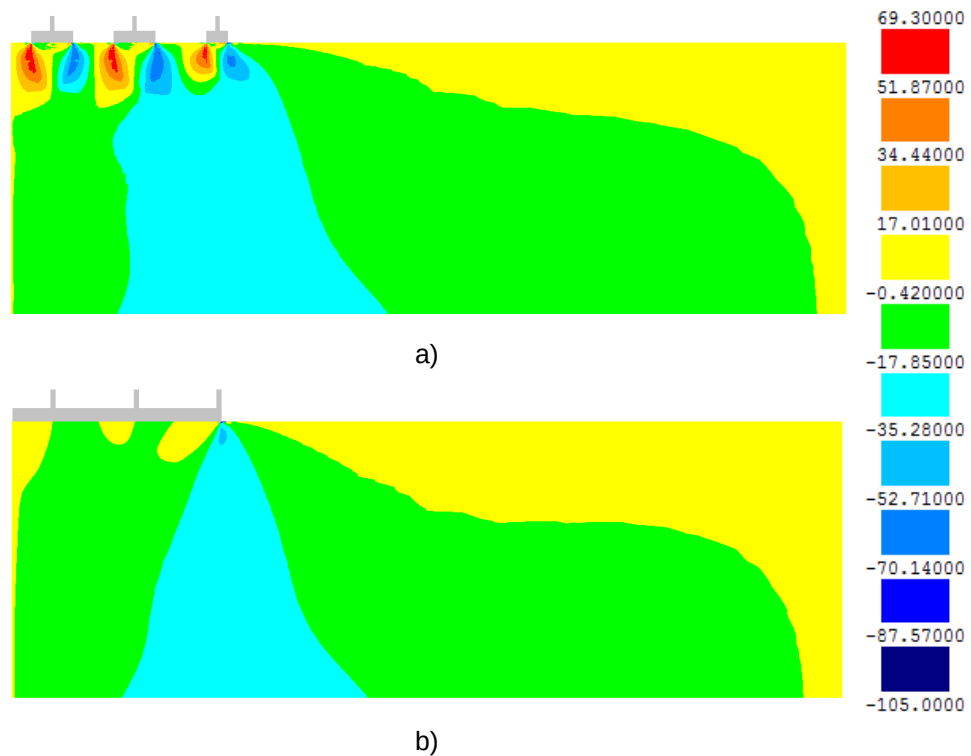


Fig. 6.38– Tensão de corte no maciço para: a) as sapatas; b) o ensoleiramento

Tendo em conta a Fig. 6.38, é de notar um nível de colorações mais pronunciado no caso das sapatas devido ao facto das mesmas estarem isoladas e por isso mobilizarem maiores tensões de corte no maciço. Ao longo da base do ensoleiramento a variação das tensões de corte não é tão pronunciada uma vez que o mesmo promove uma distribuição mais uniforme das cargas verticais aplicadas na superfície do maciço.

No Quadro 6.9 apresentam-se os valores relativos à tensão de corte para os dois tipos de fundação. O sinal positivo ou negativo da tensão de corte está relacionado com o sentido da tensão.

Quadro 6.9 – Estado de tensão de corte no maciço para os dois tipos de fundação

Fundação	$\tau_{xy,pos,max}$ (kPa)	$\tau_{xy,neg,max}$ (kPa)
Ensoleiramento	32,0	-105,0
Sapata	69,3	-97,4

Tendo em conta o Quadro 6.9 verifica-se que o valor máximo positivo da tensão de corte registado nas sapatas é superior ao dobro do valor máximo registado no caso do ensoleiramento. Os valores máximos negativos têm ordem de grandeza semelhante uma vez que na extremidade direita do ensoleiramento são mobilizadas tensões de corte elevadas.

Na Fig. 6.39 estão representadas as colorações dos acréscimos de tensões verticais para cada uma das fundações.

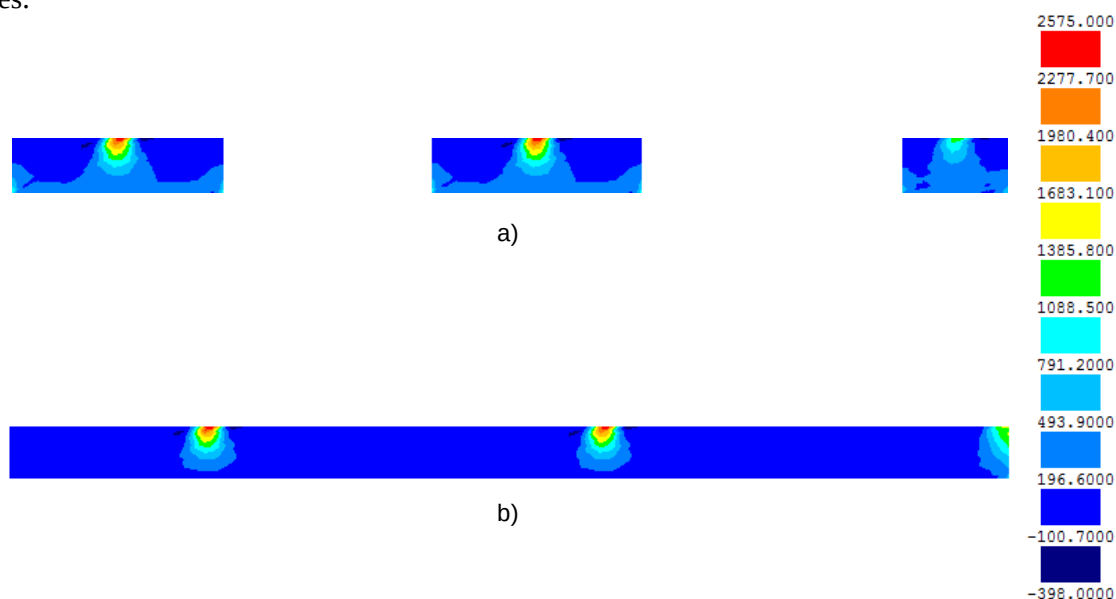


Fig. 6.39– Acréscimo de tensão vertical: a) nas sapatas; b) no ensoleiramento

Observando a Fig. 6.39 é possível verificar que o bolbo de tensões provocado pela actuação das cargas provenientes da parede assume uma forma idêntica nos dois tipos de fundação. Os valores máximos registados são coincidentes para os dois tipos de fundação, e registam-se na face superior do ensoleiramento e das sapatas, devido, naturalmente, ao facto de as paredes transmitirem as mesmas cargas. Em consonância com a Fig. 6.35, constata-se que na face inferior das sapatas a tensão vertical é maior do que no ensoleiramento.

Na Fig. 6.40 estão representadas as colorações relativas ao acréscimo da tensão horizontal nos dois tipos de fundação.

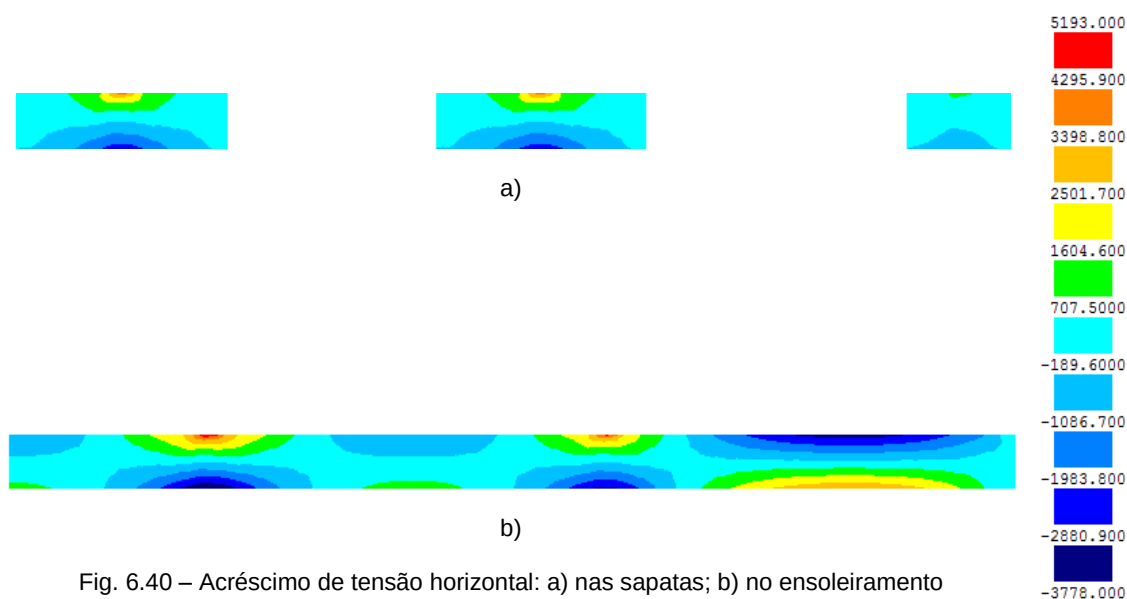


Fig. 6.40 – Acréscimo de tensão horizontal: a) nas sapatas; b) no ensoleiramento

Complementarmente, na Fig. 6.41 apresentam-se os diagramas de momentos flectores para os dois tipos de fundação.

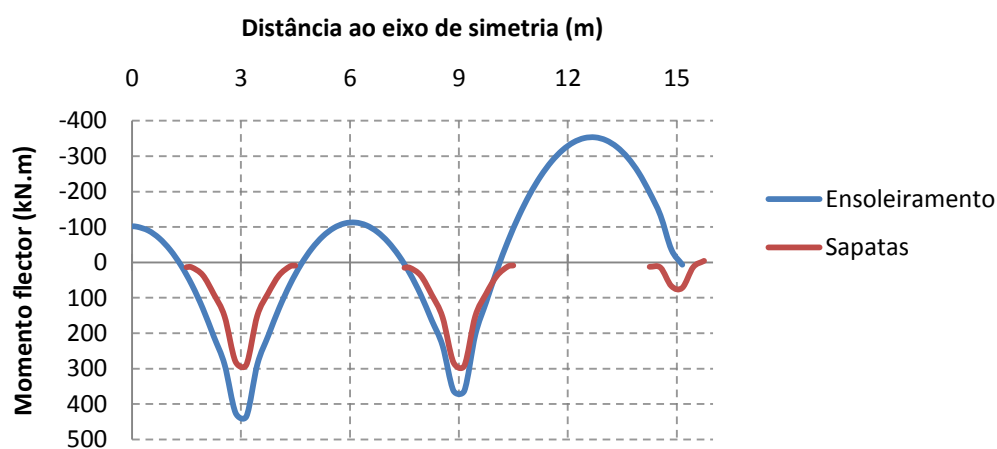


Fig. 6.41 – Diagramas de momentos flectores para os dois tipos de fundação

Nas sapatas, não ocorrem momentos negativos já que as mesmas flectem sempre na mesma direcção. Embora as cargas nas paredes sejam as mesmas, os momentos positivos máximos, nas zonas das paredes 1 e 2, são um pouco superiores no caso do ensoleiramento.

Na Fig. 6.42 estão representadas as colorações de tensões de corte relativas aos dois tipos de fundação.

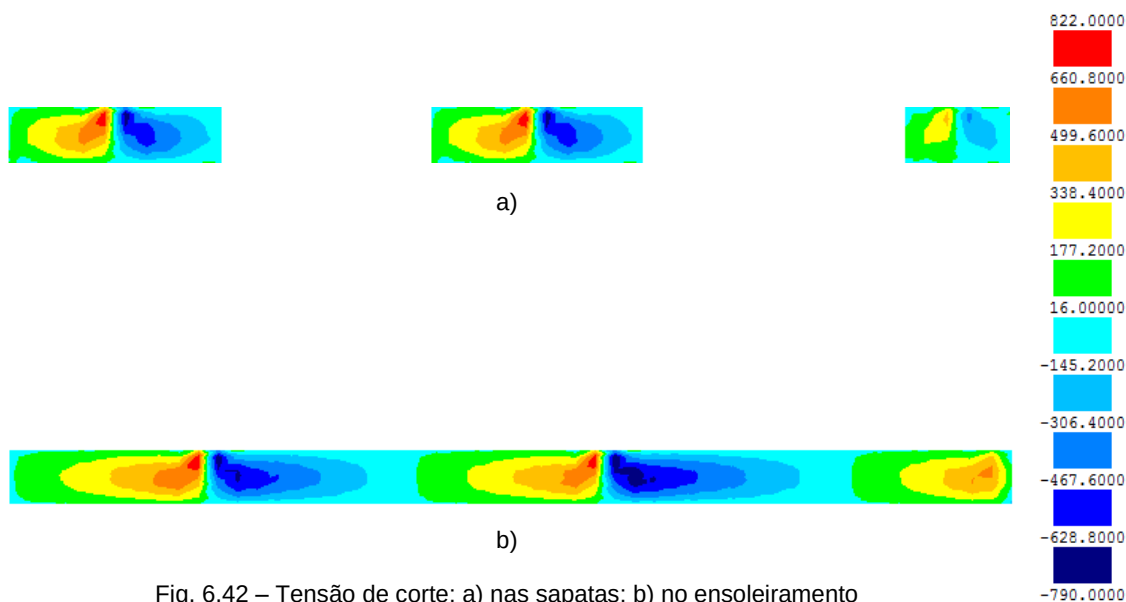


Fig. 6.42 – Tensão de corte: a) nas sapatas; b) no ensoleiramento

Pelo que se pode verificar na Fig. 6.42, os valores máximos da tensão de corte registados para cada fundação têm a mesma ordem de grandeza. Tal deve-se ao facto de que as cargas provenientes das paredes são as mesmas bem como a altura das fundações.

6.3.6. COMPARAÇÃO ENTRE SAPATAS CORRIDAS E ENSOLEIRAMENTO COM ALTERNÂNCIA DE CARGAS

6.3.6.1. Considerações iniciais

Nesta secção serão comparados os assentamentos ocorridos na base das sapatas e do ensoleiramento sendo que desta vez serão realizadas diferentes combinações de cargas. A alternância de cargas nas sapatas será idêntica à alternância realizada na secção relativa aos ensoleiramentos com combinações de cargas diferentes.

6.3.6.2. Assentamentos

Na Fig. 6.43 estão representados os assentamentos ocorridos na base das sapatas em comparação com o assentamento ocorridos na base do ensoleiramento para a Combinação de cargas 1, isto é, as paredes 1 e 3 estão carregadas a 100% enquanto que a parede 2 apenas está carregada com 60% da carga total.

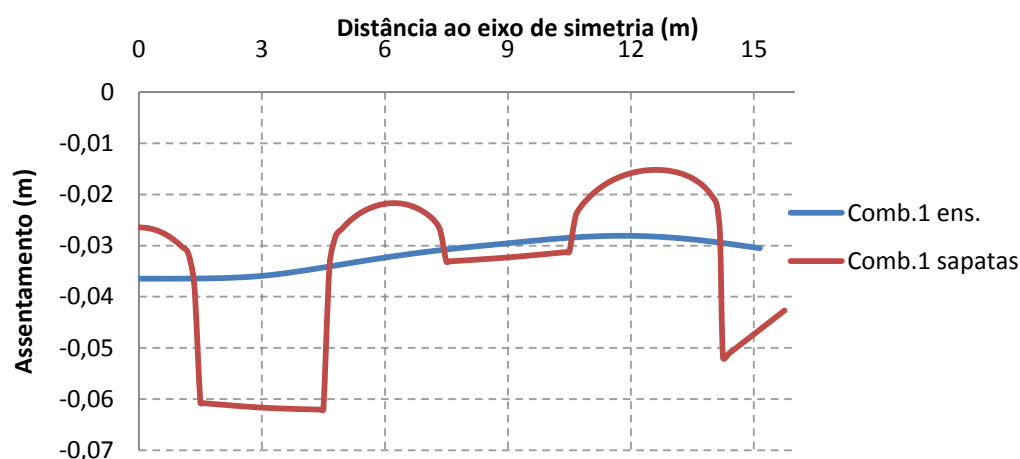


Fig. 6.43 – Assentamentos ocorridos na base das fundações para a combinação 1

No Quadro 6.10 apresentam-se os valores relativos aos assentamentos máximo, mínimo, diferencial e à distorção para cada uma das fundações na combinação 1.

Quadro 6.10 – Assentamentos e distorção ocorridos na base dos dois tipos de fundação para a Combinação 1

Fundação	$s_{m\acute{a}x.}(cm)$	$s_{m\acute{i}n.}(cm)$	$s_{dif.max}(cm)$	α
Ensoleiramento	3,65	2,81	0,64	$1,06 \times 10^{-3}$
Sapatas	6,21	1,52	2,94	$4,89 \times 10^{-3}$

Tal como se pode ver na Fig. 6.43 e no Quadro 6.10, quando estão aplicadas cargas alternadas o assentamento máximo ocorrido em fundações isoladas é bastante superior ao que ocorre em fundações contínuas. No que diz respeito ao assentamento diferencial e à distorção, estes são substancialmente

superiores no caso das sapatas corridas (mais de quatro vezes superior) uma vez que nas sapatas corridas, estando isoladas, o assentamento ocorrido nas menos carregadas não estará tão dependente do das mais carregadas. Neste caso para a fundação com sapatas, é ultrapassado o limite de 1/300 correspondente à distorção máxima admissível (Bjerrum, 1963).

Na Fig. 6.44 estão representados os assentamentos ocorridos nos dois tipos de fundação para a combinação 2 de acções.

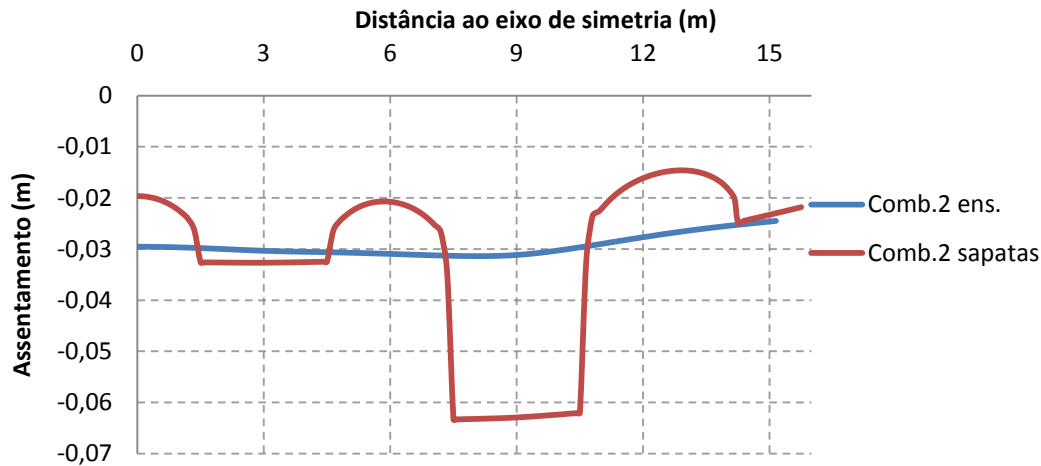


Fig. 6.44 – Assentamentos ocorridos na base das fundações para a combinação 2

No Quadro 6.11 apresentam-se os valores relativos aos assentamentos e à distorção ocorridos nas fundações para a combinação 2.

Quadro 6.11 – Assentamentos e distorção ocorridos na base dos dois tipos de fundação para a combinação 2

Fundação	$s_{m\acute{a}x.}(cm)$	$s_{m\acute{i}n.}(cm)$	$s_{dif.max}(cm)$	α
Ensoleiramento	3,14	2,45	0,65	$1,08 \times 10^{-3}$
Sapatas	6,33	2,18	3,96	$6,60 \times 10^{-3}$

Tal como acontece na combinação 1, na combinação 2 o valor máximo do assentamento é algo superior ao caso do ensoleiramento (mais do dobro). Os valores relativos ao assentamento diferencial máximo e à distorção são substancialmente superiores no caso das sapatas em relação ao ensoleiramento, tal como se verifica na combinação 1. O limite de 1/300 correspondente à distorção máxima admissível (Bjerrum, 1963) é, também nesta combinação de acções, significativamente ultrapassado.

Perante os limites não cumpridos pelas duas combinações nas sapatas, uma das soluções viáveis para a fundação é o ensoleiramento uma vez que este cumpre todos os limites referidos para o assentamento máximo, diferencial e distorção referidos para este tipo de fundações. Tal facto vem reforçar a importância que o ensoleiramento tem face ao recurso a fundações isoladas em situações em que os assentamentos representam um problema para a segurança e funcionalidade da construção. A continuidade do ensoleiramento promove uma maior distribuição de esforços e menores assentamentos diferenciais, representando a sua principal vantagem em relação às sapatas corridas.

No Quadro 6.12 sintetizam-se os valores dos assentamentos e distorções para as três combinações consideradas nos dois tipos de fundação.

Quadro 6.12 – Resumo dos valores dos assentamentos e distorções ocorridos em cada combinação para cada tipo de fundação

Combinação	Fundação	$s_{m\acute{a}x.}(cm)$	$s_{min.}(cm)$	$s_{dif.max}(cm)$	α
Base	Ensoleiramento	4,02	3,33	0,36	$5,95 \times 10^{-4}$
	Sapatas	6,08	4,12	1,58	$26,43 \times 10^{-4}$
1	Ensoleiramento	3,65	2,81	0,64	$10,63 \times 10^{-4}$
	Sapatas	6,21	1,52	2,94	$48,95 \times 10^{-4}$
2	Ensoleiramento	3,14	2,45	0,65	$10,85 \times 10^{-4}$
	Sapatas	6,33	2,18	3,96	$66,04 \times 10^{-4}$

6.3.6.3. Tensões

Na Fig. 6.45 representam-se as tensões no solo ao longo da base das fundações para a combinação 1 de cargas.

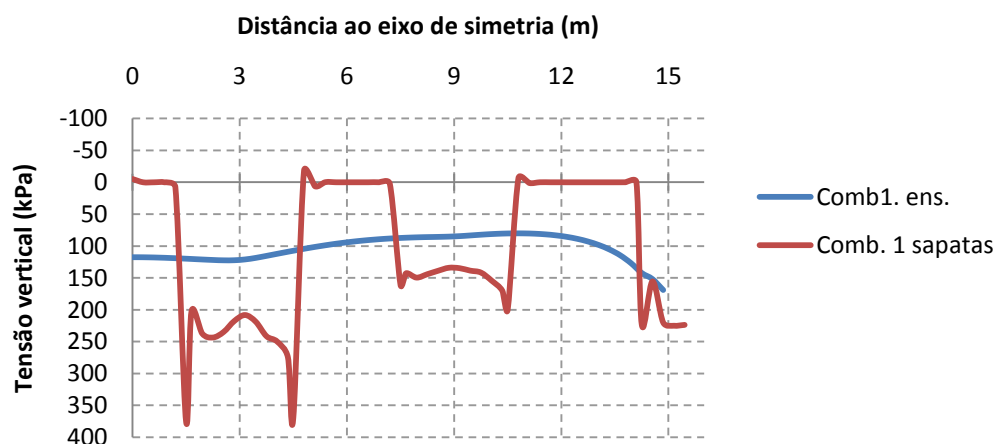


Fig. 6.45 – Tensões verticais no solo ao longo da base das fundações na combinação 1

No que diz respeito à tensão vertical no solo ao longo da base das sapatas, os máximos e mínimos registados são idênticos aos registados para a combinação base de acções nas mesmas. No entanto, estes valores não são registados em todas as sapatas da mesma forma que na combinação base, devido à alternância de cargas.

Na Fig. 6.46 representam-se as tensões verticais no solo ao longo da base das fundações para a combinação 2 de cargas.

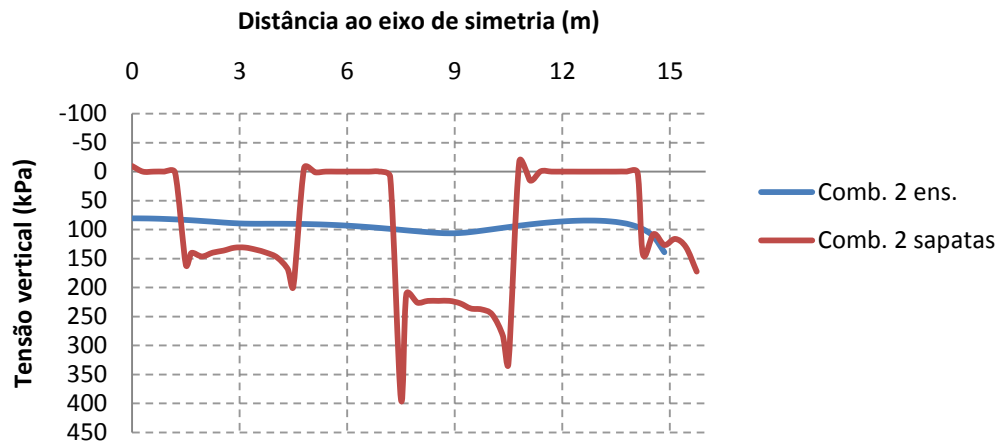


Fig. 6.46 – Tensões verticais no solo ao longo da base das fundações na combinação 2

Observando a Fig. 6.46 é possível constatar que ao longo da base das sapatas o valor da tensão vertical máxima atingido é da mesma ordem de grandeza ao verificado na combinação 1, apesar de ser verificado na sapata correspondente à parede 2 em vez da 1.

Nas Fig. 6.47, Fig. 6.48 e Fig. 6.49 estão representados os resultados, para o ensoleiramento e sapatas na combinação 2 de acções, relativos aos acréscimos no maciço de tensão vertical efectiva, tensão horizontal efectiva e tensão de corte. Embora quantitativamente diferentes em relação à combinação do estudo base, as conclusões qualitativas a retirar destas figuras são semelhantes às obtidas no subcapítulo anterior.

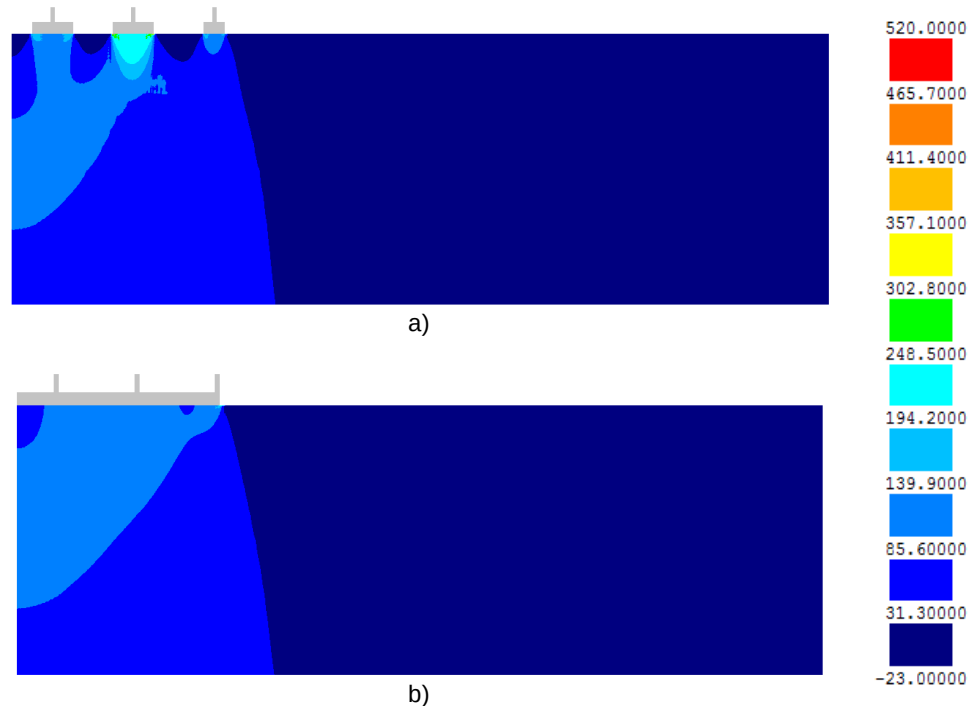


Fig. 6.47 – Acréscimo de tensão vertical efectiva no maciço na combinação 2 para: a) sapatas; b) ensoleiramento

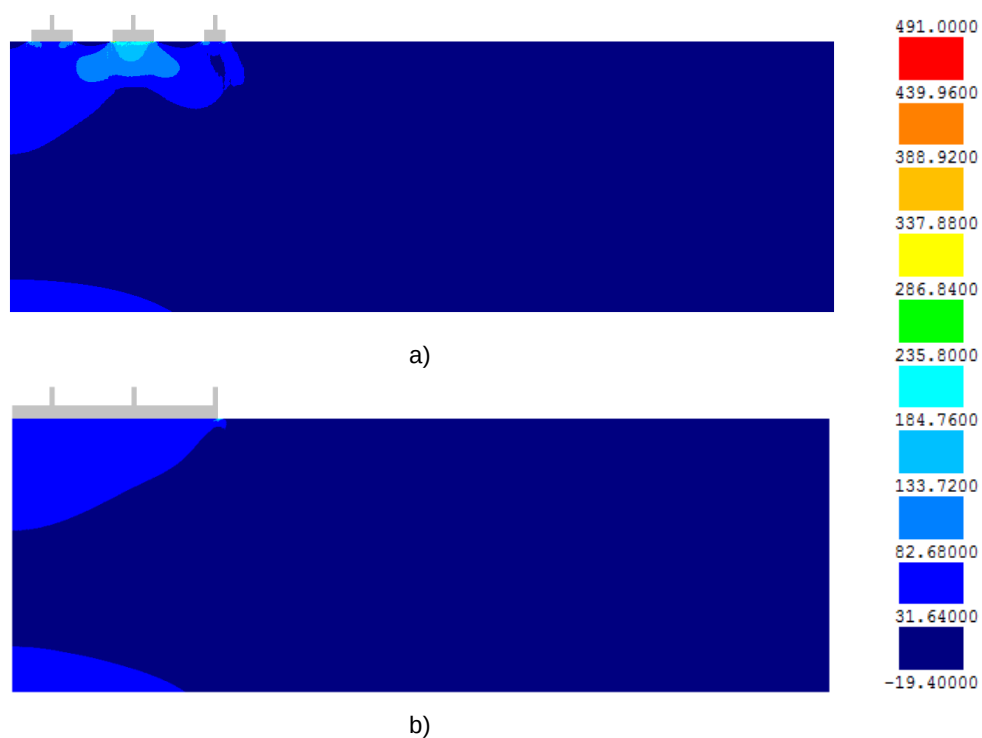


Fig. 6.48 – Acréscimo de tensão horizontal efectiva no maciço para a combinação 2: a) nas sapatas; b) no ensoleiramento

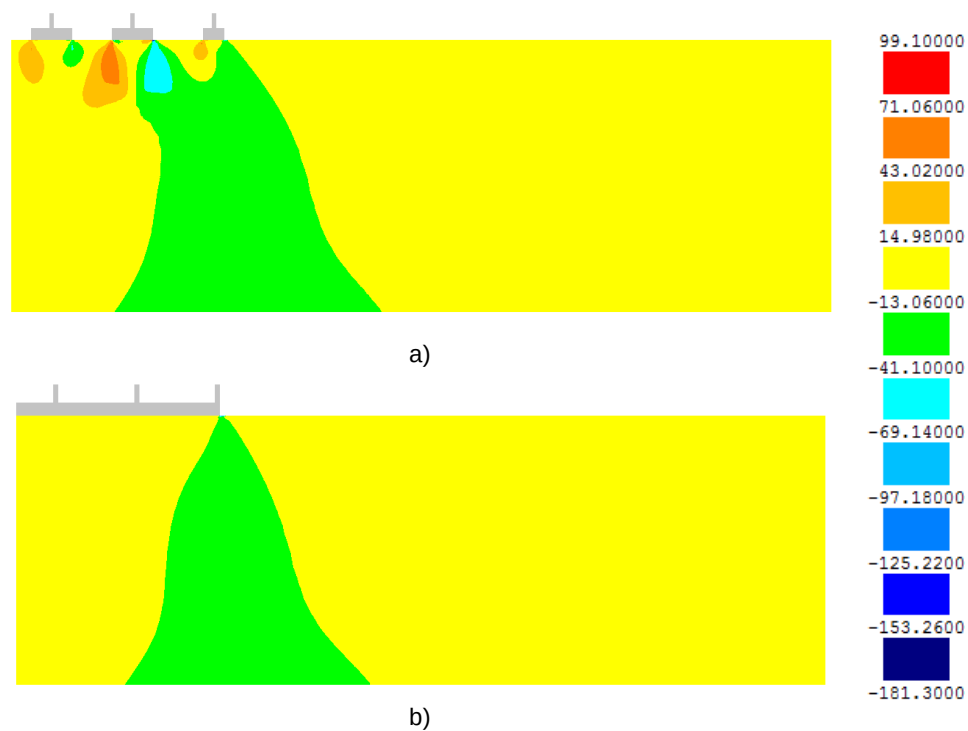


Fig. 6.49 – Estado de tensão de corte no maciço para a combinação 2: a) nas sapatas; b) no ensoleiramento

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar o presente trabalho, com o qual se pretendeu contribuir para o aprofundamento do conhecimento acerca do comportamento de fundações por ensoleiramento geral de estruturas com paredes resistentes e de estruturas com pilares assentes em maciços arenosos, entende-se ser pertinente tecer algumas breves considerações finais e delinear algumas vias para o prosseguimento de estudos futuros.

Foram apresentados inicialmente alguns fundamentos teóricos associados ao cálculo da capacidade de carga, de assentamentos, do coeficiente de Winckler e dos métodos de dimensionamento de ensoleiramentos.

De seguida, foram simulados ensaios triaxiais recorrendo a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, de modo a compreender o modelo constitutivo do solo pela variação das características de compacidade do mesmo.

Recorrendo novamente ao programa de elementos finitos, foi modelado um problema base usando o conceito de célula unitária, composta por ensoleiramento e pelo estrato de solo subjacente, em condições axissimétricas, tendo como objectivo compreender o comportamento para acções em serviço. Para a simulação constitutiva do solo recorreu-se ao modelo de $p-q-\theta$ baseado na mecânica dos solos dos estados críticos.

Foi estudado o comportamento do sistema estrutural através da análise de algumas grandezas, tais como assentamentos e tensões verticais no solo ao longo da base do ensoleiramento, bem como o estado de tensão vertical, horizontal e de corte quer no ensoleiramento quer no maciço arenoso. Foram ainda analisados os diagramas de momentos flectores no ensoleiramento.

De modo a complementar o problema base estudado, analisou-se o comportamento de um ensoleiramento de uma estrutura de paredes resistentes, em estado plano de deformação, interpretando os resultados obtidos através da variação de alguns parâmetros característicos.

A partir da avaliação dos resultados das análises realizadas foi possível retirar algumas conclusões, aplicáveis aos casos estudados, que se passam a enunciar de seguida:

- Na análise do comportamento constitutivo do solo, verificou-se que à medida que aumenta a compacidade do maciço, aumenta o imbricamento entre partículas de solo e o módulo de elasticidade do mesmo, levando a maiores resistências de pico de modo a vencer esse imbricamento.

- No problema simulado por célula unitária, verificou-se que o assentamento é praticamente uniforme ao longo da base do ensoleiramento devido à sua rigidez estrutural que absorve os momentos flectores provocados pelas cargas provenientes dos pilares.
- A rigidez promovida pelo ensoleiramento leva a acréscimos de tensão vertical uniformes no solo, quer ao longo da base do ensoleiramento quer em profundidade, bem como acréscimos de tensão horizontal também uniformes.
- No ensoleiramento as maiores tensões verticais são mobilizadas na zona subjacente à aplicação de cargas provenientes dos pilares e as maiores tensões de corte são mobilizadas em torno do pilar, dentro do perímetro crítico de punçoamento. As maiores tensões horizontais mobilizam-se na zona subjacente ao pilar, com compressão das fibras acima do eixo neutro e tracção abaixo do mesmo, ocorrendo o oposto na zona próxima do limite da área de influência dos pilares na célula unitária.
- À medida que aumenta a compacidade do maciço terroso menores são os assentamentos ocorridos na base do ensoleiramento.
- Com o aumento da possança do maciço, aumentam os assentamentos na base do ensoleiramento. No ensoleiramento não há alteração do estado de tensão.
- À medida que aumenta o espaçamento entre pilares os assentamentos são menores devido à dispersão por uma maior área de influência das cargas provenientes dos pilares (mantendo a carga constante). No entanto os assentamentos diferenciais tendem a ser maiores. O acréscimo de tensão vertical no solo é menor assim como de tensão horizontal e de corte. O momento flector máximo aumenta devido ao maior vão de flexão do ensoleiramento, que se assemelha mais a uma fundação flexível.
- Quanto maior é a altura do ensoleiramento mais rígido este se torna, levando a menores e a mais uniformes assentamentos e a menores assentamentos diferenciais. Deste modo os acréscimos de tensão no solo ao longo da base da fundação tendem a ser mais uniformes. No ensoleiramento os momentos flectores têm uma variação pouco significativa.
- O ensoleiramento rígido, com menor área de influência de pilares, assenta mais do que o flexível. No entanto os assentamentos diferenciais são maiores no flexível. Deste modo, conclui-se que a área de distribuição de esforços provenientes dos pilares tem maior influência no assentamento do que a altura da própria fundação. O ensoleiramento rígido apesar de promover acréscimos de tensão no maciço mais uniformes, as mesmas são superiores em relação ao ensoleiramento flexível.
- Os assentamentos nas sapatas são superiores aos do ensoleiramento devido à menor área em planta destas fundações. As tensões no maciço atingem níveis superiores e são menos uniformes no caso das sapatas em relação ao ensoleiramento devido à falta de continuidade das mesmas. O mesmo acontece com a tensão horizontal e de corte sendo a continuidade do ensoleiramento a sua maior vantagem.
- À medida que o nível freático se situa a uma maior profundidade, menores são os assentamentos ocorridos devido ao aumento da tensão efectiva do solo.
- No caso do ensoleiramento da estrutura de paredes resistentes verificam-se assentamentos aproximadamente constantes. No que diz respeito aos acréscimos de tensão no maciço, as tensões ao longo da base da fundação são aproximadamente constantes excepto na extremidade do ensoleiramento onde ocorrem maiores acréscimos devido à actuação de uma força (proveniente da terceira parede) numa área reduzida. Quanto ao nível de tensão SL verifica-se nessa mesma zona que o solo atinge o estado crítico.
- Com a alternância de cargas conclui-se que a combinação 2, onde é mais carregada a parede intermédia, constitui a combinação mais desfavorável uma vez que leva a maiores

assentamentos diferenciais, distorções e a maiores momentos flectores positivos. Já a combinação 1, onde a parede intermédia é a menos carregada, torna-se a mais desfavorável em termos de momentos máximos negativos. Os maiores valores da tensão horizontal e de corte no ensoleiramento são atingidos na combinação 2 onde há maior flexão do mesmo. Apesar da combinação base levar a maiores assentamentos e acréscimos de tensão, a combinação 1 e principalmente a 2 constituem os casos mais desfavoráveis em termos de flexão.

- Com diminuição da altura de ensoleiramento as tensões e os assentamentos ao longo da base do mesmo tendem a ser menos uniformes tal como aconteceu no caso do ensoleiramento da estrutura com pilares. As maiores tensões de corte e horizontais no ensoleiramento verificam-se para menores alturas.
- Em comparação com as sapatas, o ensoleiramento promove assentamentos menores devido à maior área de distribuição de esforços, assim como estados de tensão mais uniformes. No ensoleiramento verificam-se maiores níveis de tensão horizontal devido à maior flexão do mesmo e, consequentemente, verificam-se maiores momentos flectores positivos.
- Com a alternância de cargas verificam-se assentamentos diferenciais e distorções elevados no caso das sapatas que excedem os valores máximos recomendados.

Em termos de desenvolvimentos futuros no âmbito deste tema, sugere-se o aprofundamento do estudo nas seguintes questões fundamentais:

- A monitorização de casos de obras reais, comparando o seu comportamento com os resultados numéricos obtidos através dos programas de elementos finitos, avaliando deste modo a sua fiabilidade;
- A realização de análises numéricas tridimensionais de forma a simular melhor o comportamento de obras reais, avaliando parâmetros que não puderam ser avaliados em análise bidimensional e axissimétrica.
- Estudo de ensoleiramentos com uma distribuição de pilares irregular e de cargas alternadas, em que só uma análise tridimensional poderá simular com maior precisão o seu comportamento.
- Simular o comportamento de ensoleiramentos de altura não constante, como é o caso dos ensoleiramentos de capiteis invertidos ou de maior espessura na zona dos pilares, com o objectivo de economizar o betão na fundação.

BIBLIOGRAFIA

- ACI Committee (1988). *Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats*. ACI Committee 336 Report, 21pp.
- ACI Committee (1993). *Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats*. ACI 336.2R-66 (Reapproved 1993), American Concrete Institute.
- Bjerrum, L. (1963). *Allowable Settlement of Structures, Proceedings*, 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Vol. 2, pp.135-137, Weisbaden.
- Borges, J. (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Borges, J. L. (1998). *Modelos de Estados Críticos (no âmbito da disciplina de Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, Mestrado de Mecânica dos Solo e Engenharia Geotécnica)*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Borges, J. (2005). *Escavações não suportadas em maciços argilosos. Consolidação e estabilidade global pelo método dos elementos finitos*. FEUP, Porto.
- Borges, J. (2008). *Fundações de Edifícios: Sebenta da disciplina de Contensões e Fundações em Edifícios*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Burland, J., Burbidge, M. (1985). *Settlement of Foundations on Sand and Gravel. Proceedings*. Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol 78, pp.1325-1381.
- Cardoso, A. (1987). *A técnica das pregagens em solos aplicada em escavações. Métodos de análise e dimensionamento*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Chang, M., The, C., Cao, L. (1999). *Critical state strength parameters of saturated clays from the modified Cam Clay model*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, pp.876-890.
- Coduto, D. (2001). *Foundation Design - Principles and Practices*. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Costa, P. (2005). *Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando os efeitos de consolidação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pp.65-104.
- Das, B. (1984). *Principles of foundation engineering*. Wadsworth, inc.. Belmont, California.
- Domingues, T. (2006). *Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e Dimensionamento*. Dissertação de Mestrado, pp.63-91, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- ENV 1997-1999, *Eurocode 7: Geotechnical design – Part 3: Design assisted by fieldtesting*. CEN, Brussels
- Fernandes, M. (2002). *Mecânica dos Solos Volume II: Sebenta da disciplina de Mecânica dos Solos 2*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos Volume I*. FEUP Edições, Porto.

- Gunn, M. (1996). *Determination of Critical State Soil Parameters Using Laboratory Tests*. Crisp Consortium.
- Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary.
- Lambe, T., Whitman, R. (1979). *Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York.
- Lewis, R.W., Schrefler, B.A. (1987). *The finite element method in deformation and consolidation of porous media*. John Wiley and Sons, Chichester.
- Lopes, M. (1992). *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Mayne, P., Kulhawy, F. (1982). K_0 – OCR Relationship in Soils. Journal of Geotechnical Engineering, pp 851-872, ASCE, Vol. 108, N° 6.
- McGill Conference (1972). *Proc. Conf. Finite Element Method in Civil Engineering*. McGill University, Montreal, Canada.
- Medeiros, L., Eisenstein, Z. (1983). *A deep retaining structure in till and sand Part I: stress path effects*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.20, N°1.
- Meyerhof, G. (1963). *Some recent research on the Bearing Capacity of Foundations*, Canadian Geotechnical Journal, Vol.1, No. 1, pp. 16-26 (reprinted in Meyerhof, 1982).
- Meyerhof, G. (1965). *Shallow Foundations*, ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 91 No. SM2, pp.21-31 (reprinted in Meyerhof, 1982).
- Pereira, M. (2009). *Escavações em maciços terrosos suportados por paredes de jet grouting*. Dissertação de Mestrado, pp.29-47, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Potts, D., Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering – Theory*. Thomas Telford, London.
- R.E.B.A.P. *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado*. Decreto-Lei nº 349-C/83.
- Robertson, P., Campanella, R. (1983). *Interpretation of Cone penetration Tests: Parts 1 and 2*, Canadian Geotechnical Journal, Vol.20, pp.718-745.
- Skempton, A., Bjerrum, L. (1957). *A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay*. Géotechnique, Vol 7, pp.168-178.
- Teng, W. (1949a). *A Study of contact pressure against a large raft foundation*, Geo-Technique, London.
- Teng, W. (1949b). *Foundation Design*, Practice Hall, Inc. Englewood Cliffs, NJ.
- Vésic, A. (1973). *Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations*, ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Divisions, Vol. 99, No SM1, pp. 45-73.
- Vésic, A. (1975). *Bearing Capacity of Shallow Foundation*, Foundation Engineering Handbook, 1ª edição, p.121-147, Winterkorn.
- Wright-Patterson, AFB (1971). *Proceedings (3rd edition)*. Conferences on Matrix Methods in Structural Mechanics, Dayton, OH.
- Zeedan, H. (2007). *Optimum Design of Mat Foundation*. Master of Science in Civil Engineering Thesis, King Fahd University of Petroleum and Minerals, Dhahran, Saudi Arabia.

Zienkiewicz, O. (1977). *The Finite Element Method*, 3rd ed.. McGraw-Hill, New York.