

## **Dimensionamento sísmico de fundações superficiais**

### **Avaliação da capacidade resistente do terreno**

**Pedro Miguel Sereno**

Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em:

### **Engenharia Civil**

Orientador:

Prof. Doutor Jaime Alberto dos Santos

### **Júri**

Presidente: Prof. Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Orientador: Prof. Doutor Jaime Alberto dos Santos

Vogais: Prof. Doutor José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Prof. Doutor Rui Pedro Carrilho Gomes

**Julho de 2016**



## Resumo

---

Tradicionalmente, a verificação de segurança de fundações superficiais por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento para a situação sísmica, é realizada através de uma metodologia baseada no coeficiente de segurança global –  $CS_{global}$ . Contudo, esta metodologia é diferente da metodologia proposta pelo EC8-5, que além de se basear no método dos coeficientes parciais, propõe uma formulação analítica que tem conta alguns dos efeitos da ação sísmica.

Nesta dissertação, com vista a perceber as diferenças entre ambas as metodologias de verificação de segurança por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento para a situação sísmica, realiza-se um estudo paramétrico onde se comparam cargas de rotura e dimensionamento, obtidas para as situações de interação N-V e N-M numa fundação contínua sem encastramento lateral. Neste estudo, a verificação de segurança por insuficiência de capacidade resistente proposta pelo EC8-5 para a situação sísmica é também comparada com a verificação de segurança por insuficiência de capacidade resistente proposta pelo EC7-1 para a situação estática.

No final, com recurso ao software FLAC, realizam-se simulações numéricas, pseudo-estáticas e dinâmicas, de uma das fundações analisadas no estudo paramétrico.

**Palavras – chave:** Cargas de dimensionamento, Situação sísmica, Fundações superficiais, FLAC, EC8-5.



## Abstract

---

Traditionally the verification on the bearing capacity of shallow foundation in a seismic situation is executed using a methodology based in the global safety factor concept. However, this isn't the methodology proposed by EC8-5. The methodology proposed by this standard is based in the partial safety factors method and uses an analytical formulation that takes into account some of the effects of the seismic action.

In this dissertation, in order to understand the differences between these two methodologies used to verify the seismic bearing capacity of shallow foundations, a parametric study is performed. In this study, collapse and "design" loads are obtained by considering interaction between vertical and horizontal loads (N-V) and interaction between vertical load and moment (V-M) in a shallow strip foundation without embedment. Also in this study, the verification on the bearing capacity of shallow foundations according to EC8-5 for a seismic situation is compared with the verification on the bearing capacity of shallow foundations according to EC7-1 for a static situation.

In the end, numerical simulations of one of the cases analysed in the study are performed using FLAC software. These simulations were performed considering seismic action through a horizontal constant acceleration – pseudo – static analysis – and through an actual earthquake acceleration time history – dynamic analysis.

**Keywords:** Design loads, Seismic situation, Shallow foundations, FLAC, EC8-5.



## **Agradecimentos**

---

Ao professor Jaime agradeço toda a orientação e paciência demonstrada ao longo do desenvolvimento deste trabalho, bem como o facto de me ter despertado o interesse pela a área de Geotecnia através das aulas por ele lecionadas.

À minha mãe e ao meu pai agradeço todo o suporte, incondicional, que me deram ao longo de todo o curso.

Aos meus amigos, a todos, sem exceção, agradeço acima de tudo a companhia inestimável.





## Lista de Acrónimos

---

EC8-5

Eurocódigo 8 – parte 5

EC7-1

Eurocódigo 7 – parte 1



# Nomenclatura

---

## Símbolos latinos

### maiúsculos

Símbolos latinos	Definição
$A'$	Área efectiva
$B$	Largura da fundação
$B'$	Largura efectiva da fundação
$L$	Comprimento da fundação
$L'$	Comprimento efectivo da fundação
$N_\gamma, N_q$ e $N_c$	Coefficientes adimensionais para a capacidade resistente do terreno ao carregamento
$N$	Esforço normal
$V$	Esforço transverso
$T$	Esforço transverso
$M$	Momento flector
$F$	Forças de inércia do solo
$\bar{N}$	Esforço normal adimensional
$\bar{V}$	Esforço transverso adimensional – notação utilizada em [15]
$\bar{T}$	Esforço transverso adimensional – notação utilizada em [9]
$\bar{M}$	Momento flector adimensional
$\bar{F}$	Força de inércia do solo adimensional
$N_{ed}$	Esforço normal de cálculo
$V_{ed}$	Esforço transverso de cálculo
$M_{ed}$	Momento flector de cálculo
$N_{máx}$	Esforço normal máximo
$E_d$	Valor de cálculo do efeito das ações
$R_d$	Valor de cálculo da resistência
$A_{ed}$	Ação sísmica de cálculo
$G_{kj}$	Valor característico das ações permanentes
$Q_{ki}$	Valor característico das ações variáveis
$S$	Coefficiente de solo
$CS_{global}$	Coefficiente de segurança global
$Q_{rot}$	Carga de rotura do solo
$V_g$	Parcela permanente da acção vertical

$V_q$	Parcela variável da acção vertical
$F(w)$	Função de transferência
$A$	Amplitude da onda no sentido ascendente
$B$	Amplitude da onda no sentido descendente
$E$	Módulo de elasticidade
$G$	Módulo de rigidez

### **Símbolos Latinos minúsculos**

### **Definição**

$c_u$	Resistência ao corte não drenada
$q_r$	Tensão de rotura do solo
$q$	Tensão total do solo ao nível da base da fundação
$q'$	Tensão efetiva ao nível da fundação
$e_b$	Excentricidade na direcção da largura da fundação
$e_l$	Excentricidade na direcção do comprimento da fundação
$k_h$	Coefficiente sísmico horizontal
$k_v$	Coefficiente sísmico vertical
$g$	Aceleração da gravidade
$a, b, c, d, e, f, g, \alpha, \beta, \gamma$	Parâmetros numéricos das superfícies limites
$c'$	Coesão em tensões efectivas
$b_c, b_q, b_\gamma$	Coefficientes adimensionais para a inclinação da base da fundação
$S_c, S_q, S_\gamma$	Coefficientes adimensionais para a forma da fundação
$i_c, i_q, i_\gamma$	Coefficientes adimensionais para a inclinação da carga, causada por uma força horizontal
$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$	Parâmetros numéricos das superfícies limites definidas na EC8-5
$q_{adm}$	Tensão admissível do solo
$q_{res}$	Tensão resistente do solo
$u$	Deslocamento horizontal
$z$	Profundidade da camada
$t$	Tempo
$k$	Número da onda
$k^*$	Número da onda complexo

$v_s$	Velocidade das ondas de corte
$v_s^*$	Velocidade das ondas de corte complexa
$f$	Frequência

## Letras gregas

## Definição

$\rho$	Massa volúmica
$\gamma$	Peso volúmico
$\gamma'$	Peso volúmico submerso
$\tau$	Tensão de corte
$\sigma'$	Tensão normal efetiva
$\phi'$	Ângulo de resistência ao corte
$\gamma_{Gj}$	Coefficientes parciais das ações permanentes
$\gamma_{Qj}$	Coefficientes parciais das ações variáveis
$a_g$	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno do tipo A ( $a_g = \gamma_I a_{gr}$ )
$a_v$	Aceleração vertical do terreno
$\Delta$	Deslocamento vertical da fundação registado durante as simulações dinâmicas.
$\omega$	Frequência angular
$\zeta$	Coefficiente de amortecimento
$\lambda$	Comprimento de onda



# Índice

---

<b>RESUMO</b> .....	<b>II</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>IV</b>
<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	<b>VI</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1 Âmbito e enquadramento .....	1
1.2 Objetivos .....	1
1.3 Organização da dissertação .....	2
<b>2 SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA O PROBLEMA DA CAPACIDADE RESISTENTE DO SOLO EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS</b> .....	<b>3</b>
2.1 Fundações .....	3
2.1.1 Fundações superficiais .....	3
2.2 Introdução ao problema da capacidade resistente do solo .....	4
2.3 Resposta do solo .....	5
2.4 Situação estática .....	6
2.4.1 Métodos de determinação da capacidade resistente .....	6
2.5 Expressões de cálculo .....	7
2.5.2 Extensão das expressões da capacidade resistente .....	8
2.6 Situação sísmica .....	9
2.6.1 Expressões de cálculo .....	11
2.6.2 Expressão da superfície limite para solos coerentes .....	12
2.6.3 Expressão da superfície limite para solos incoerentes .....	13
<b>3 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS POR INSUFICIÊNCIA DE CAPACIDADE RESISTENTE AO CARREGAMENTO</b> .....	<b>17</b>
3.1 Verificações de segurança baseadas nos coeficientes de segurança parciais .....	17
3.1.1 Eurocódigo – 7 – EC7 .....	17
3.1.2 Eurocódigo – 8 – EC8 .....	20
3.2 Verificação de segurança baseada no coeficiente de segurança global .....	24
3.2.1 Metodologia “tradicional” .....	24
<b>4 ESTUDO PARAMÉTRICO RECORRENDO A SOLUÇÕES ANALÍTICAS</b> .....	<b>27</b>
4.1 Metodologia .....	27
4.2 Comparação de cargas de rotura – Situação estática e sísmica .....	28
4.2.1 Solo incoerente – $\phi'=25^\circ$ e $B=1, 2$ e $4$ m .....	28
4.2.2 Solo incoerente – $\phi'=35^\circ$ e $B=2$ m .....	31
4.2.3 Solo coerente – $c_u = 50$ kPa e $B=1, 2$ e $4$ m .....	32

4.2.4	Solo coerente – $c_u=200$ kPa e $B=2$ m .....	35
4.3	Comparação de cargas de dimensionamento – Situação estática e sísmica.....	36
4.3.1	Cargas de dimensionamento.....	36
4.3.2	Solo incoerente – $\phi'=25^\circ$ e $B=1, 2$ e $4$ m.....	37
4.3.3	Solo incoerente – $\phi'=35^\circ$ e $B=2$ m.....	38
4.3.4	Solo coerente – $c_u=50$ kPa e $B=1, 2$ e $4$ m .....	39
4.3.5	Solo coerente – $c_u=200$ kPa e $B=2$ m .....	41
4.4	Comparação de cargas de dimensionamento – Situação sísmica .....	42
4.4.1	Cargas de dimensionamento.....	42
4.4.2	Solo incoerente – $\phi'=25^\circ$ e $B=1, 2$ e $4$ m.....	42
4.4.3	Solo incoerente – $\phi'=35^\circ$ e $B=2$ m.....	44
4.4.4	Solo coerente – $c_u=50$ kPa e $B=1, 2$ e $4$ m .....	45
4.4.5	Solo coerente – $c_u=200$ kPa e $B=2$ m .....	46
4.5	Conclusões do capítulo .....	47
<b>5</b>	<b>SIMULAÇÃO NUMÉRICA RECORRENDO AO FLAC .....</b>	<b>49</b>
5.1	Software <i>FLAC</i> .....	49
5.2	Análises estáticas .....	49
5.2.1	Modelo numérico .....	49
5.2.2	Procedimento numérico.....	51
5.3	Análises pseudo-estáticas.....	54
5.3.1	Procedimento e modelo numérico.....	54
5.3.2	Solo incoerente.....	55
5.3.3	Solo coerente.....	56
5.4	Análise dinâmica .....	59
5.4.1	Validação do modelo numérico .....	59
5.4.2	Procedimento e modelo numérico.....	63
5.4.3	Solo incoerente.....	66
5.4.4	Solo coerente.....	71
5.5	Conclusões do capítulo .....	75
<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>77</b>
6.1	Considerações finais .....	77
6.2	Desenvolvimentos futuros .....	78
	<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>79</b>
	<b>ANEXO A .....</b>	<b>81</b>
	Simulação pseudo-estática em solos incoerentes e coerentes – Interação N-M ( $e = 0.1$ ) e N-V ....	81
	<b>ANEXO B .....</b>	<b>83</b>



Simulação dinâmica para solos incoerentes para $a_g/g = 0.1$ .....	83
<b>ANEXO C</b> .....	<b>87</b>
Cargas de rotura estáticas obtidas a partir do EC7-1 .....	87
<b>ANEXO D</b> .....	<b>89</b>
Cargas de rotura sísmicas obtidas a partir do EC8-5 .....	89
<b>ANEXO E</b> .....	<b>93</b>
Cargas de dimensionamento estáticas obtidas a partir do EC7-1 .....	93
<b>ANEXO F</b> .....	<b>95</b>
Cargas de dimensionamento sísmicas obtidas a partir do EC8-5 .....	95
<b>ANEXO G</b> .....	<b>99</b>
Cargas de dimensionamento sísmicas obtidas a partir da metodologia “tradicional” ( $CS_{global}$ ) .....	99



## Índice de Figuras

---

Figura 1 – Exemplos de: a) sapata isolada b) sapata contínua c) ensoleiramento geral .....	3
Figura 2 – Mecanismo de rotura global – adaptado de [3].....	4
Figura 3 – Mecanismo de rotura local – adaptado de [3].....	4
Figura 4 – Mecanismo de rotura por punçoamento – adaptado de [3]. .....	5
Figura 5 – Fundação de comprimento infinito sujeita a um carregamento vertical centrado. ....	7
Figura 6 – Fundação superficial sujeita a esforço normal e momento fletor. Ilustração do conceito $B'$ . 9	
Figura 7 – Exemplo de rotura por falta de capacidade resistente [8] .....	10
Figura 8 – Mecanismo cinemático sem destacamento da fundação [9]. .....	12
Figura 9 – Mecanismo cinemático com destacamento [9]. .....	12
Figura 10 – Superfície limite para solos coerentes [9]. .....	13
Figura 11 – Superfície limite para solos incoerentes ( $\phi'=30^\circ$ ) [9] .....	14
Figura 12 – Curvas de interação $T - N$ para diferentes valores do parâmetro $F$ para um solo coerente – adaptado de [12].....	14
Figura 13 – Curvas de interação $M - N$ para diferentes valores do parâmetro $F$ para um solo coerente – adaptado de [12].....	14
Figura 14 – Curvas de interação $T - N$ para diferentes valores do parâmetro $F$ para um solo incoerente – adaptado de [12].....	15
Figura 15 – Curvas de interação $M - N$ para diferentes valores do parâmetro $F$ para um solo incoerente – adaptado de [12].....	15
Figura 16 – Representação esquemática das situações de interação consideradas.....	27
Figura 17 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação – $\phi'=25^\circ$ e $B=1$ m.....	28
Figura 18 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação – $\phi'=25^\circ$ e $B=2$ m.....	30
Figura 19 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação – $\phi'=25^\circ$ e $B=4$ m.....	30
Figura 20 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação – $\phi'=35^\circ$ e $B=2$ m.....	31
Figura 21 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação – $c_u=50$ kPa e $B=1$ m. ....	32
Figura 22 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação – $c_u=50$ kPa e $B=2$ m. ....	34
Figura 23 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação – $c_u=50$ kPa e $B=4$ m. ....	34
Figura 24 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação – $c_u=200$ kPa e $B=2$ m. ...	35
Figura 25 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $\phi'=25^\circ$ e $B=1$ m.....	37
Figura 26 - Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $\phi'=25^\circ$ e $B=2$ m.....	38
Figura 27 - Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $\phi'=25^\circ$ e $B=4$ m.....	38
Figura 28 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $\phi'=35^\circ$ e $B=2$ m.....	39
Figura 29 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $c_u=50$ kPa e $B=1$ m. ....	39

Figura 30 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $c_u=50$ kPa e $B=2$ m. ....	40
Figura 31 - Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $c_u=50$ kPa e $B=4$ m. ....	40
Figura 32 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $c_u=200$ kPa e $B=2$ m. ....	41
Figura 33 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $\phi'=25^\circ$ e $B=1$ m. ....	43
Figura 34 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $\phi'=25^\circ$ e $B=2$ m. ....	43
Figura 35 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $\phi'=25^\circ$ e $B=4$ m. ....	44
Figura 36 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $\phi'=35^\circ$ e $B=2$ m. ....	44
Figura 37 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $c_u = 50$ kPa e $B = 1$ m. ....	45
Figura 38 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $c_u = 50$ kPa e $B = 2$ m. ....	45
Figura 39 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $c_u = 50$ kPa e $B = 4$ m. ....	46
Figura 40 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação – $c_u=200$ kPa e $B = 2$ m. ....	47
Figura 41 – Representação esquemática do modelo de solo para as simulações estáticas e pseudo – estáticas. ....	49
Figura 42 – Discretização do modelo de solo utilizado para as análises estáticas e pseudo-estáticas. ....	50
Figura 43 – Relação tensão-deformação para o comportamento elasto-plástico perfeito. ....	51
Figura 44 – Diagramas carga - deslocamento para um solo: a) incoerente – $B = 1$ m e $\Phi' = 25^\circ$ ..... 51	51
Figura 45 – Distribuição de zonas plastificadas no final da simulação para um solo incoerente. ....	52
Figura 46 – Distribuição de zonas plastificadas no final da simulação para um solo coerente. ....	52
Figura 47 – Diagramas carga – deslocamento para diferentes valores de excentricidade: ..... 53	53
Figura 48 – Diagramas de interação $N - V$ para um: a) solo incoerente – $B = 1$ m e $\Phi' = 25^\circ$ b) solo coerente – $B = 1$ m e $c_u = 50$ kPa. ....	54
Figura 49 – Valores das cargas de rotura numéricas para as situações de interação – $B = 1.0$ m e $\Phi' = 25^\circ$ . ....	55
Figura 50 – Valores das cargas de rotura numéricas para as situações de interação – $B = 1$ m e $c_u = 50$ kPa. ....	56
Figura 51 – Cargas de rotura numéricas e analíticas (EC8-5) para um solo incoerente – $B = 1$ m e $\Phi' = 25^\circ$ . ....	58

Figura 52 – Cargas de rotura numéricas e analíticas (EC8-5) para um solo coerente – $B = 1$ m e $c_u = 50$ kPa.....	58
Figura 53 - Comparação entre o mecanismo de rotura da solução analítica e o mecanismo obtido no final da simulação pseudo-estática. ....	59
Figura 54 – Camada de solo com comportamento elástico sobre substrato rígido [21].....	59
Figura 55 – Efeito do amortecimento no fator de amplificação [21].....	61
Figura 56 – Representação esquemática do modelo da coluna de solo. ....	62
Figura 57 – a) Ação aplicada na base do modelo numérico b) Efeito da ação registado no topo do modelo numérico. ....	62
Figura 58 – Funções transferência teórica e numérica para um solo coerente. ....	63
Figura 59 – Funções transferência teórica e numérica para um solo incoerente. ....	63
Figura 60 – Registo do sismo de Loma Prieta. ....	64
Figura 61 - Conteúdo de frequências do registo do sismo de Loma Prieta. ....	65
Figura 62 – Modelo numérico utilizado nas simulações dinâmicas. ....	65
Figura 63 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de $a_g/g = 0.1$ .....	66
Figura 64 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de $a_g/g = 0.2$ . ....	66
Figura 65 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de $a_g/g = 0.3$ .....	66
Figura 66 – Perfis de aceleração horizontal em profundidade para os diferentes valores de $a_g/g$ . ....	67
Figura 67 - Variação do deslocamento vertical ao longo da simulação dinâmica. ....	68
Figura 68 – Variação da relação $\Delta_{relativo}/\Delta_{fase 2}$ ao longo da simulação dinâmica. ....	68
Figura 69 – Diagrama carga-deslocamento pseudo-estático – $B = 1$ m, $\phi' = 25^\circ$ e $a_g/g = 0.1$ .....	69
Figura 70 – Diagrama carga-deslocamento pseudo-estático – $B = 1$ m, $\phi' = 25^\circ$ e $a_g/g = 0.2$ .....	69
Figura 71 – Diagrama carga-deslocamento.....	69
Figura 72 – Distribuição de zonas plastificadas obtida das simulações pseudo-estáticas para um valor de $a_g/g = 0.3$ . ....	70
Figura 73 – Distribuição de zonas plastificadas obtida da simulação dinâmica para um valor de $a_g/g = 0.3$ .....	70
Figura 74 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de $a_g/g = 0.1$ .....	71
Figura 75 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de $a_g/g = 0.2$ .....	71
Figura 76 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de $a_g/g = 0.3$ .....	71
Figura 77 – Perfis de aceleração horizontal em profundidade para diferentes valores da relação $a_g/g$ . ....	72
Figura 78 – Variação do deslocamento vertical ao longo da simulação dinâmica. ....	72
Figura 79 – Variação da relação $\Delta_{relativo}/\Delta_{fase 2}$ ao longo da simulação dinâmica. ....	72

Figura 80 – Diagrama carga-deslocamento .....	73
Figura 81 – Diagrama carga-deslocamento .....	73
Figura 82 – Diagrama carga-deslocamento .....	73
Figura 83 – Distribuição de zonas plastificadas pseudo - estática obtida para um valor de $a_g/g = 0.3$ .	74
Figura 84 – Distribuição de zonas plastificadas dinâmica obtida para um valor de $a_g/g = 0.3$ .....	74

## Índice de Tabelas

---

Tabela 1 – Parâmetros numéricos da equação 15 para solos coerentes.....	12
Tabela 2 – Parâmetros numéricos da equação 18 para solos incoerentes.....	13
Tabela 3 – Coeficientes parciais a aplicar às ações.....	18
Tabela 4 – Coeficientes parciais a aplicar às resistências para fundações superficiais.....	18
Tabela 5 – Coeficientes parciais a aplicar aos parâmetros do terreno.....	18
Tabela 6 – Coeficientes parciais a aplicar às ações para a situação de projeto sísmica.....	21
Tabela 7 – Coeficientes parciais a aplicar aos parâmetros resistentes do solo para a situação de projeto sísmica.....	21
Tabela 8 – Valores dos parâmetros numéricos da expressão 30.....	22
Tabela 9 – Valores do coeficiente parcial de modelo $\gamma_{RD}$ .....	24
Tabela 10 – Valores típicos de coeficientes de segurança globais - adaptado de [5].....	25
Tabela 11 – Valores atribuídos aos parâmetros $B$ , $\gamma$ , $c_u$ e $\Phi'$ .....	28
Tabela 12 – Cargas de rotura para diferentes valores de $V/N - \phi'=25^\circ$ e $B=1$ m.....	29
Tabela 13 – Cargas de rotura para diferentes valores de $M/N - \phi'=25^\circ$ e $B=1$ m.....	29
Tabela 14 – Cargas de rotura para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N-V – $\phi'=25^\circ$ e $B=1$ m.....	29
Tabela 15 – Cargas de rotura para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N-M – $\phi'=25^\circ$ e $B=1$ m.....	30
Tabela 16 – Cargas de rotura para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N-V – $\phi'=35^\circ$ e $B=1$ m.....	31
Tabela 17 – Cargas de rotura para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N-M – $\phi'=35^\circ$ e $B=1$ m.....	32
Tabela 18 – Cargas de rotura para diferentes valores de $V/N - c_u=50$ kPa e $B=1$ m.....	33
Tabela 19 – Cargas de rotura para diferentes valores de $M/N - c_u=50$ kPa e $B=1$ m.....	33
Tabela 20 – Cargas de rotura para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N-V – $c_u=50$ kPa e $B=1$ m.....	33
Tabela 21 – Cargas de rotura para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N-M – $c_u=50$ kPa e $B=1$ m.....	33
Tabela 22 – Cargas de rotura para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N-V – $c_u=50$ kPa e $B=1$ m.....	35
Tabela 23 – Cargas de rotura para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N-M – $c_u=50$ kPa e $B=1$ m.....	36
Tabela 24 – Diferenças percentuais entre as cargas de dimensionamento. Situações de interação N-V e N-M.....	41
Tabela 25- Diferenças percentuais entre cargas de dimensionamento. Situações de interação N-V e N-M.....	42
Tabela 26 – Diferenças percentuais entre cargas de dimensionamento. Situações de interação N-V e N-M.....	46

Tabela 27 - Diferenças percentuais entre cargas de dimensionamento. Situações de interação N-V e N-M. ....	47
Tabela 28 – Valores dos parâmetros introduzidos no FLAC. ....	50
Tabela 29 – Resultantes do vetor de forças mássicas em função de $a_g/g$ – solo coerente. ....	54
Tabela 30 – Resultantes do vetor de forças mássicas em função de $a_g/g$ – solo incoerente.....	54
Tabela 31 – Cargas de rotura numéricas para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N – V – $\phi'=25^\circ$ e $B=1$ m.....	56
Tabela 32 – Cargas de rotura numéricas para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N – M – $\phi'=25^\circ$ e $B=1$ m.....	56
Tabela 33 – Cargas de rotura numéricas para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N-V – $c_u=50$ kPa e .....	57
Tabela 34 – Cargas de rotura numéricas para diferentes valores de $a_g/g$ . Situação de interação N-M – $c_u=50$ kPa e .....	57
Tabela 35 – Parâmetros elásticos atribuídos ao modelo de solo. ....	61
Tabela 36 – Valores de cargas de rotura sísmica aplicados nas simulações dinâmicas. ....	64
Tabela 37 – Valores dos deslocamentos $\Delta_{fase1}$ , $\Delta_{fase2}$ e $\Delta_{relativo}$ em função do valor de $a_g/g$ para solos incoerentes. ....	68
Tabela 38 – Valores dos deslocamentos $\Delta_{fase1}$ , $\Delta_{fase2}$ e $\Delta_{relativo}$ em função do valor de $a_g/g$ para solos coerentes. ....	73
Tabela C. 1 – Cargas de rotura estáticas para as situações de interação N – V e N – M – $\phi' = 25^\circ$ e $B = 1,2$ e $4$ m.....	87
Tabela C. 2 – Cargas de rotura estáticas para as situações de interação N – V e N – M – $\phi' = 35^\circ$ e $B = 1,2$ e $4$ m.....	87
Tabela C. 3 – Cargas de rotura estáticas para as situações de interação N – V e N – M – $c_u= 50$ kPa e $B = 1,2$ e $4$ m. ....	87
Tabela C. 4 – Cargas de rotura estáticas para as situações de interação N – V e N – M – $c_u= 200$ kPa e $B = 1,2$ e $4$ m. ....	87
Tabela E. 1– Cargas de dimensionamento estáticas para as situações de interação N – V e N – M – $\phi' = 25^\circ$ e $B = 1, 2$ e $4$ m.....	93
Tabela E. 2 – Cargas de dimensionamento estáticas para as situações de interação N – V e N – M – $\phi' = 25^\circ$ e $B = 1, 2$ e $4$ m.....	93
Tabela E. 3 – Cargas de dimensionamento estáticas para as situações de interação N – V e N – M – $c_u = 50$ kPa e $B = 1,2$ e $4$ m.....	93
Tabela E. 4 – Cargas de dimensionamento estáticas para as situações de interação N – V e N – M – $c_u = 200$ kPa e $B = 2$ m.....	93
Tabela F. 1 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M – $\phi' = 25^\circ$ e $B = 1$ m.....	95
Tabela F. 2 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M – $\phi' = 25^\circ$ e $B = 2$ m.....	95



Tabela F. 3 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M – $\phi' = 25^\circ$ e B = 4 m. ....	96
Tabela F. 4 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M – cu = 50 kPa e B = 1 m. ....	96
Tabela F. 5 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M – cu = 50 kPa e B = 2 m. ....	97
Tabela F. 6 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M – cu = 50 kPa e B = 4 m. ....	97
Tabela G. 1– Cargas de dimensionamento sísmico (CSglobal) para as situações de interação N – V e N – M – $\phi' = 25^\circ$ e B = 1, 2 e 4 m. ....	99
Tabela G. 2 – Cargas de dimensionamento sísmico (CSglobal) para as situações de interação N – V e N – M – cu = 50 kPa e B = 1, 2 e 4 m. ....	99



# 1 Introdução

---

## 1.1 Âmbito e enquadramento

A verificação de segurança de fundações superficiais por insuficiência de capacidade resistente para a situação sísmica, é normalmente realizada a partir de uma metodologia, metodologia “tradicional”, em que se admite que a tensão admissível corresponde a um valor 20% a 50% superior ao obtido para a situação estática. Baseada no conceito de coeficiente de segurança global –  $CS_{global}$ , esta metodologia é muitas vezes recomendada quando se efetuam análises sísmicas [3], adotando-se tipicamente como tensão admissível um valor 33% superior ao obtido para a situação estática. Contudo, esta não é a metodologia proposta pelos Eurocódigos Estruturais.

O dimensionamento sísmico de fundações superficiais é do âmbito da parte 5 do EC-8. Além de se basear no método dos coeficientes parciais, para a verificação de segurança por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento, esta norma propõe ainda uma formulação analítica que tem em conta alguns dos efeitos da ação sísmica.

Desta forma, nesta dissertação, estabelece-se uma análise comparativa, onde se avalia até que ponto a resistência do solo obtida a partir da metodologia “tradicional” encontra-se bem calibrada com a resistência obtida a partir da metodologia proposta pelo EC8-5. Além disto, a verificação de rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento proposta pelo EC8-5 para a situação sísmica é também comparada com a verificação de rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento proposta pelo EC7-1 para a situação estática.

## 1.2 Objetivos

Realização de um estudo paramétrico com o objectivo de:

- Analisar o efeito da ação sísmica na capacidade resistente do solo;
- Comparar as verificações de segurança de fundações superficiais por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento propostas pelo EC8-5 para a situação sísmica e pelo EC7-1 para a situação estática;
- Comparar a verificação de segurança de fundações superficiais por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento proposta pelo EC8-5 com a verificação de segurança de fundações superficiais por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento realizada a partir de uma metodologia baseada no coeficiente de segurança global -  $CS_{global}$ , ambas para uma situação sísmica.

Ainda com vista a analisar o efeito da ação sísmica na capacidade resistente do solo, realizam – se também simulações numéricas pseudo-estáticas e dinâmicas, com recurso ao software FLAC, de uma das fundações analisadas no estudo paramétrico.

### **1.3 Organização da dissertação**

A presente dissertação encontra-se dividida em 6 capítulos:

No capítulo 1 faz-se um breve enquadramento do tema da dissertação e apresentam-se os objectivos e organização da mesma.

No capítulo 2 apresentam-se as soluções analíticas utilizadas na determinação da capacidade resistente de solo, tanto para a situação estática como para a situação sísmica. Além das expressões de cálculo e dos métodos utilizados na sua derivação, apresenta-se também a reposta do solo considerada em cada uma das situações.

No capítulo 3 são comparadas as diferentes verificações de segurança de fundações superficiais por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento consideradas nesta dissertação, nomeadamente as verificações baseadas nos coeficientes de segurança parciais e a verificação baseada no coeficiente de segurança global.

No capítulo 4 realiza-se um estudo paramétrico, onde, como já foi referido anteriormente, é comparada a verificação por insuficiência de capacidade resistente a partir do EC8-5 com a verificação por insuficiência de capacidade resistente realizada a partir da metodologia baseada no coeficiente de segurança global. Neste estudo, comparam-se também as verificações de segurança por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento propostas pelo EC8-5 para a situação sísmica e pelo EC7-1 para a situação estática e analisa-se o efeito da ação sísmica na capacidade resistente do solo.

O capítulo 5 é exclusivamente dedicado à realização de simulações numéricas estáticas, pseudo-estáticas e dinâmicas de uma das fundações analisadas no estudo paramétrico. Além dos resultados obtidos, apresentam-se também os procedimentos e modelos numéricos utilizados em cada um dos tipos de simulações. Para o caso da análise dinâmica procede-se ainda à validação do modelo.

Por último, no capítulo 6 apresentam-se as considerações finais e sugerem-se alguns tópicos a desenvolver no futuro.

## 2 Soluções analíticas para o problema da capacidade resistente do solo em fundações superficiais

---

### 2.1 Fundações

As fundações de uma estrutura são a parte da estrutura responsável pela transmissão das cargas ao solo. Existem vários tipos de fundações, podendo estas ser distinguidas em função da profundidade a que transmitem as cargas provenientes da superestrutura. De acordo com esta classificação as fundações dividem-se em fundações superficiais ou diretas, fundações semi-profundas ou fundações profundas ou indiretas.

#### 2.1.1 Fundações superficiais

As fundações superficiais são caracterizadas por transmitirem as cargas ao solo quase exclusivamente pela base do elemento e a pequena profundidade [1]. Como exemplos deste tipo de fundações existem as sapatas isoladas, as sapatas corridas ou contínuas e os ensoleiramentos gerais. As sapatas isoladas transmitem apenas as cargas de um pilar. Podendo assumir diversas formas, este tipo de fundação é adequado a níveis de carregamento pequenos a médios. As sapatas corridas ou contínuas são elementos em que o comprimento é muito maior que a largura, sendo utilizados por exemplo na fundação de muros de suporte. Por último, os ensoleiramentos, são elementos com grande desenvolvimento em planta e pequena espessura onde descarregam todos os elementos verticais da superestrutura. Este tipo de fundação é adequado a situações em que o terreno tem baixa capacidade de carga ou quando o nível freático se encontra próximo ou acima do nível da fundação. Na Figura 1 apresentam-se exemplos de uma fundação isolada, contínua e ensoleiramento geral.

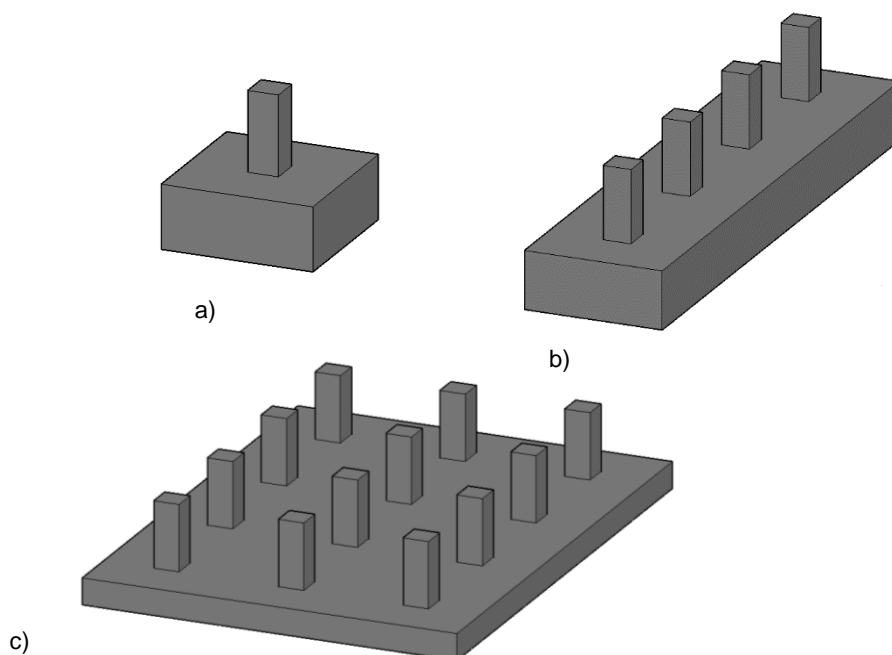


Figura 1 – Exemplos de: a) sapata isolada b) sapata contínua c) ensoleiramento geral

## 2.2 Introdução ao problema da capacidade resistente do solo

A capacidade resistente define-se como a tensão máxima que pode ser aplicada ao solo da fundação sem que este atinja a rotura. Ao verificar-se, uma rotura deste género pode provocar distorção da superestrutura ou mesmo o seu colapso [2]. A rotura por falta de capacidade resistente pode ocorrer de três modos distintos:

**Rotura global** – Este modo envolve uma rotura global do solo abaixo da fundação verificando-se uma superfície de rotura contínua desde esta zona até à superfície e empolamento do solo em ambos os lados da fundação - Figura 2. Apesar disto, roturas observadas em campo mostram que muitas vezes este empolamento dá-se apenas num dos lados da fundação acompanhado pela inclinação da superestrutura [3].

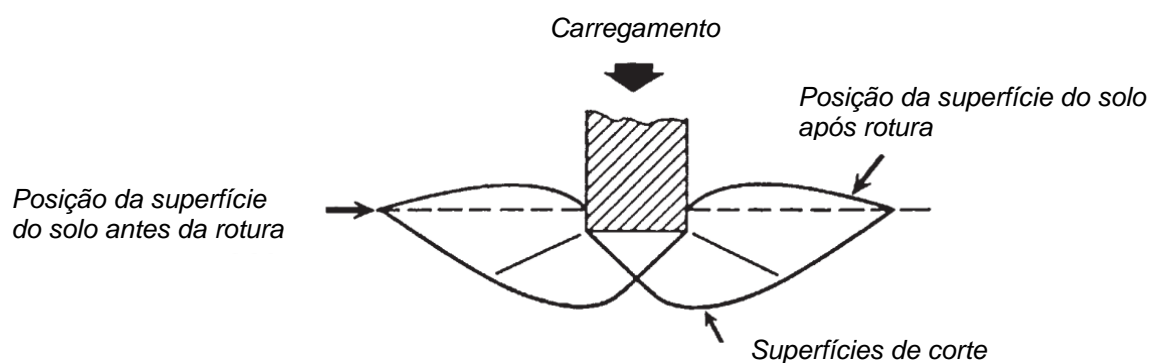


Figura 2 – Mecanismo de rotura global – adaptado de [3].

**Rotura local** – No modo rotura local verifica-se a rotura do solo imediatamente abaixo da fundação – Figura 3. Neste modo ocorre também o empolamento do solo em torno da fundação, mas não de forma tão acentuada como no modo global. O modo local pode ser considerado como uma fase de transição entre a rotura global e a rotura por punçoamento [3].

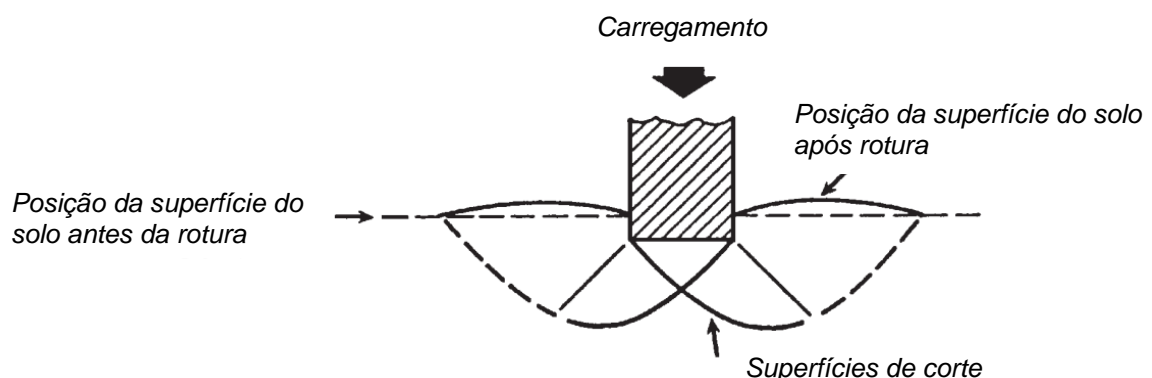


Figura 3 – Mecanismo de rotura local – adaptado de [3].

**Rotura por punçoamento** – A rotura por punçoamento envolve a compressão do solo diretamente abaixo da fundação bem como o desenvolvimento de superfícies de rotura verticais distintas das superfícies de rotura apresentadas nos modos de rotura anterior – Figura 4. Na rotura por punçoamento não se verifica um empolamento do solo em torno da área carregada [3].

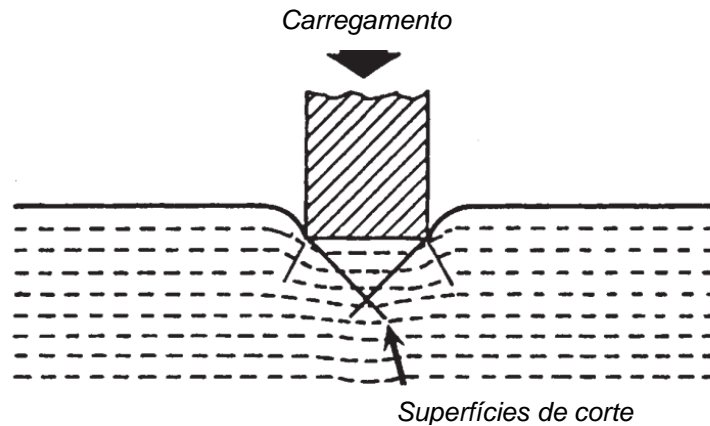


Figura 4 – Mecanismo de rotura por punçoamento – adaptado de [3].

Nesta dissertação faz-se uma distinção entre o problema da capacidade resistente do solo para a situação estática e para a situação sísmica. No contexto dos Eurocódigos Estruturais a situação estática diz respeito a uma situação de projecto persistente ou transitória enquanto que a situação sísmica diz respeito a uma situação de projecto sísmica.

### 2.3 Resposta do solo

Tanto para a situação estática como para a situação sísmica a resposta dos solos saturados constitui um aspecto bastante importante uma vez que as expressões de cálculo que permitem avaliar a capacidade resistente, bem como os parâmetros intervenientes, diferem consoante o tipo de resposta que se esteja a considerar. Para a situação estática a resposta do solo é classificada em *resposta drenada e não drenada*

Em solos com resposta drenada, o carregamento é lento comparativamente com velocidade de dissipação do excesso de pressão intersticial. A variação de tensão total provocada pelo carregamento é acompanhada por uma variação da tensão efetiva não se verificando uma variação da pressão intersticial. Nesta situação, a análise é efetuada em tensões efetivas, sendo a resistência ao corte do solo dada por,

$$\tau = \sigma' \tan(\phi') \quad (1)$$

Nos solos com resposta não drenada, o carregamento é aplicado a uma velocidade tal que não permite a drenagem da água existente nos poros do solo. Neste caso a variação de tensão total, é acompanhada, inicialmente, por uma variação da pressão intersticial não se verificando uma variação da tensão efetiva.

Neste caso, a análise efetua-se em tensões totais e a resistência ao corte do solo é dada pelo parâmetro  $c_u$  - resistência ao corte não drenada,

$$\tau = c_u \quad (2)$$

À medida que o tempo vai passando, a pressão intersticial vai diminuindo, sendo que no final, toda a pressão inicialmente suportada pela água passa para o esqueleto sólido. Nesta fase a resposta do solo já é drenada estando-se em condições de efetuar uma análise em tensões efetivas. Para a situação sísmica, nesta dissertação, a resposta do solo classifica-se de forma diferente. À semelhança do EC8-5, distingue-se o solo em:

- *Solos coerentes* – Entende-se por solos puramente coerentes, os solos finos e os solos granulares saturados de baixa permeabilidade em que ocorre aumento significativo da pressão intersticial e a resposta durante a ocorrência do sismo pode ser considerada em condições não drenadas.
- *Solos incoerentes* – Entende-se por solos puramente incoerentes, os solos granulares de elevada permeabilidade saturados ou não saturados em que não ocorre aumento significativo da pressão intersticial e a resposta durante a ocorrência do sismo pode ser considerada em condições drenadas.

## 2.4 Situação estática

### 2.4.1 Métodos de determinação da capacidade resistente

A determinação da capacidade resistente de fundações superficiais para a situação estática é um problema extensamente estudado, sendo possível encontrar na literatura propostas de diversos autores. Estas soluções, obtidas por exemplo a partir dos métodos de equilíbrio limite e análise limite, apresentam expressões parecidas e aplicáveis aos problemas da Engenharia Civil, embora com uma certa variação na grandeza dos parâmetros nelas intervenientes [4].

#### 2.4.1.1 Análise limite

A análise limite é baseada no uso de dois teoremas, o *teorema da região inferior* (TRI) e o *teorema da região superior* (TRS).

O teorema da região superior diz que se, para um dado mecanismo de colapso compatível, o trabalho das forças exteriores for igual ao trabalho das tensões internas, as forças exteriores aplicadas causam o colapso [5]. Por outro lado, o teorema da região inferior diz que se um conjunto de forças exteriores está em equilíbrio com as tensões internas e que em nenhum ponto viola o critério de rotura, as forças exteriores aplicadas não causam o colapso.

Assim, a partir do TRS obtêm-se majorantes da carga de colapso enquanto que através do TRI obtêm-se minorantes. A aplicação destes teoremas à maioria dos problemas geotécnicos permite obter



soluções aproximadas. Para problemas mais simples, em que as soluções obtidas a partir de ambos os teoremas coincidem, diz-se que se obteve a solução exata [5].

#### 2.4.1.2 Equilíbrio limite

O método do equilíbrio limite é o mais correntemente utilizado na determinação de cargas de colapso de estruturas geotécnicas. A sua aplicação implica, em primeiro lugar, a consideração de um mecanismo de colapso arbitrário, que, no entanto, deverá ser tão próximo quanto do mecanismo real. Em seguida, procede-se ao cálculo do equilíbrio através da consideração das forças e (ou) momentos aplicados ao bloco ou conjunto de blocos definidos pelo mecanismo [6].

Os resultados das soluções de equilíbrio limite não se encontram necessariamente de um ou outro lado da solução exata, pelo que apenas permitem obter um valor que, se o mecanismo for bem escolhido, a experiência tem demonstrado ser um valor próximo da solução exata [6].

## 2.5 Expressões de cálculo

As expressões 3 e 4 obtêm-se a partir da aplicação dos métodos apresentados anteriormente ao caso de uma fundação de comprimento infinito sujeita a um carregamento vertical centrado. Na Figura 5 ilustra-se esta situação de carregamento.

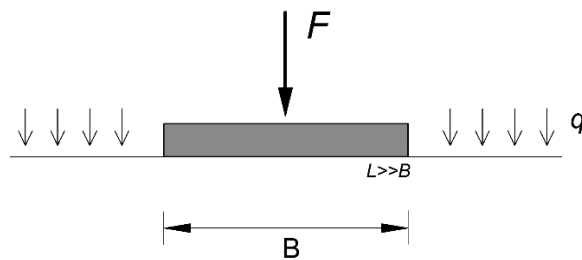


Figura 5 – Fundação de comprimento infinito sujeita a um carregamento vertical centrado.

#### 2.5.1.1 Condições não drenadas

Para a situação não drenada a capacidade resistente é dada pela equação 3. Esta equação é a solução exata já que ambas as soluções, da região superior e inferior coincidem.

$$q_r = (2 + \pi)c_u + q \quad (3)$$

Em que:

$q_r$  – Tensão de rotura do solo

$c_u$  – Resistência ao corte não drenada.

$q$  – Pressão vertical ao nível da base da fundação, devido ao peso de terrenos sobrejacentes ou a sobrecargas.

### 2.5.1.2 Condições drenadas

Para a situação drenada, a solução não é exata sendo dada pela equação (aproximada) 4,

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q' N_q \quad (4)$$

onde  $\gamma$  representa o peso próprio do solo,  $B$  a largura da fundação,  $q'$  a tensão efetiva ao nível da fundação e  $N_\gamma$  e  $N_q$  os fatores de capacidade de carga. Apesar de o factor de carga  $N_q$  ter solução exata, esta ainda não é conhecida para o factor  $N_\gamma$ .

$$N_q^{EX} = \tan \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)^2 e^{\pi \tan \phi'} \quad (5)$$

Para este último fator, o EC7-1 propõe a seguinte equação,

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi' \quad (6)$$

Note-se que a equação 4 obtém-se considerando o nível freático (N.F.) a grande profundidade. Para situações em que este coincida com a base da fundação a equação 4 toma a seguinte forma,

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + q' N_q \quad (7)$$

Em que o  $\gamma'$  é o peso volúmico submerso do solo. Os restantes factores mantêm o significado apresentado anteriormente. Para o N.F. abaixo da base da fundação, mas ainda numa zona em que intersete eventuais superfícies de deslizamento, pode-se admitir conservativamente que o nível freático se encontra ao mesmo nível que a base da fundação.

## 2.5.2 Extensão das expressões da capacidade resistente

Com vista a estender a aplicação das expressões 3 e 4 a um maior número de casos práticos, torna-se necessário considerar aspetos como a excentricidade do carregamento, a forma da fundação e a inclinação da carga.

### 2.5.2.1 Excentricidade

Nos casos práticos correntes, é bastante provável que a fundação esteja sujeita a um carregamento excêntrico, provocado, por exemplo, pela transmissão de momentos fletores à fundação. Nestas situações, a excentricidade do carregamento é tida em conta através da alteração da largura da fundação. Esta “nova” largura (largura efetiva) corresponde à largura para a qual a carga fica centrada.

A largura efetiva é dada por:

$$B' = B - 2e_b \quad (8)$$

Em que  $B$  representa a largura da fundação e  $e_b$  a excentricidade da carga vertical segunda a direção da largura da fundação. Na Figura 6 apresenta-se uma fundação superficial sujeita a esforço normal e momento fletor, ilustrando-se então o conceito de largura efetiva.

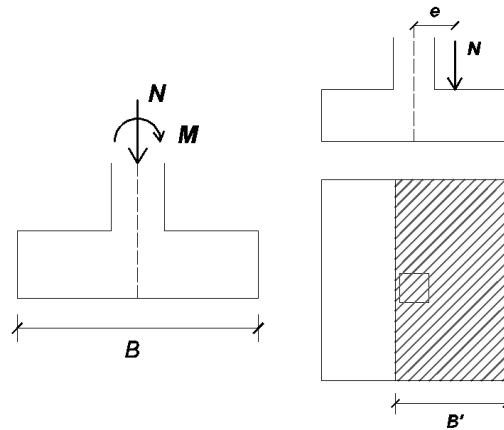


Figura 6 – Fundação superficial sujeita a esforço normal e momento fletor. Ilustração do conceito B'.

Na direção segundo o comprimento da fundação pode também existir excentricidade. Desta vez, o comprimento efetivo é dado por,

$$L' = L - 2e_t \quad (9)$$

### 2.5.2.2 Forma da fundação e inclinação da carga

O facto de a fundação ter um comprimento finito ou estar sujeita a uma carga inclinada relativamente ao plano da fundação (provocada, por exemplo, devido à atuação de forças horizontais) tem-se em conta através da aplicação de fatores corretivos. Assim, as expressões 3 e 4, tomam respetivamente as seguintes formas,

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma + q' N_q s_q i_q \quad (10)$$

$$q_r = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q \quad (11)$$

em que  $s_\gamma, s_q, s_c, i_\gamma, i_q$  e  $i_c$  são os factores correctivos. Enquanto que a letra minúscula  $s$  refere-se ao efeito que é tido em conta pelo coeficiente ( $s$  de "shape" em inglês), o índice  $\gamma$  pretende traduzir a parcela em que este é aplicado ( $\gamma$  – parcela do peso próprio) [5].

Além destes fatores, na bibliografia da especialidade podem ser encontrados ainda outros que têm em conta aspetos como a inclinação da base da sapata, a inclinação da superfície do terreno e a resistência ao corte do solo acima da base da fundação [5].

## 2.6 Situação sísmica

Apesar de o problema da capacidade resistente para a situação estática ser um problema extensamente estudado, o mesmo não se passa para a situação sísmica. Só durante a década de 90 é que este problema começou a ser abordado motivado pelas roturas de fundação observadas nos sismos da cidade do México (1985) e Kobe (1995) [7]. Antes disso, este tópico ainda não tinha motivado muita investigação já que tinham sido observadas poucas roturas deste género [7].

Na Figura 7 apresenta-se um exemplo de uma rotura por falta de capacidade resistente de uma fundação superficial. Esta rotura ocorreu durante o sismo de Kocaeli, na Turquia, em 1999 [8].



Figura 7 – Exemplo de rotura por falta de capacidade resistente [8]

Muito à semelhança do que acontece para situação estática, no dimensionamento de fundações superficiais sujeitas à ação sísmica procura-se também que o solo tenha capacidade resistente suficiente. No entanto, para uma correta avaliação da capacidade resistente sísmica, torna-se necessário entrar em linha de conta com um conjunto de fatores que não são considerados durante um carregamento estático.

Alguns destes fatores são [9]:

- *Transmissão de forças de inércia provenientes da superestrutura* – Durante a ocorrência de um sismo a estrutura fica sujeita a acelerações gerando-se forças de inércia. Devido a isto, além do esforço normal as fundações ficam sujeitas a esforços transversos e momentos fletores.
- *Geração de forças de inércia no solo* – A passagem das ondas sísmicas dá origem a forças de inércia no solo que são equilibradas por tensões. Estas tensões, mobilizam parte da capacidade resistente, fazendo com que a resistência disponível para suportar as forças de inércia transmitidas da superestrutura seja menor.
- *Resistência do solo* – Para uma correta avaliação da resistência do solo durante a ocorrência de um sismo é necessário considerar fatores adicionais que dependem do tipo de solo. Alguns destes fatores são a taxa de aplicação do carregamento, a degradação da resistência devido ao carácter cíclico do carregamento e o aumento da pressão intersticial.

Note-se que, neste trabalho, do conjunto de fatores apresentados, apenas a transmissão das forças de inércia provenientes da superestrutura e a geração das forças de inércia do solo são tidos em conta na determinação da capacidade resistente do solo para a situação sísmica. A consideração da degradação da resistência devido ao carácter cíclico do carregamento, o aumento de pressão intersticial ou mesmo do fenómeno da liquefação estão fora do âmbito desta dissertação.

O fenómeno da liquefação dos solos traduz-se numa redução da rigidez e da resistência devido à geração de pressões intersticiais durante a ocorrência dos sismos [10]. Quando ocorre, este fenómeno pode provocar uma rotura por insuficiência de capacidade resistente.

### 2.6.1 Expressões de cálculo

Durante muito tempo, o problema da determinação da capacidade resistente das fundações superficiais para a situação sísmica abordava-se através de expressões idênticas às expressões 12 e 13,

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} + q' N_q s_q i_q \quad (12)$$

$$q_r = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q \quad (13)$$

Utilizando estas expressões para a determinação da capacidade resistente sísmica, a ação do sismo considera-se a partir de forças estáticas equivalentes, onde a excentricidade e inclinação do carregamento são tidos em conta através dos fatores corretivos  $s$  e  $i$ .

No início dos anos 90 surgem outras propostas. Baseadas em métodos de equilíbrio limite, estas soluções já consideram o efeito das forças de inércia do solo. No entanto, apesar de constituírem uma melhoria relativamente à abordagem inicial, continuavam a ter limitações [9].

Mais tarde, no seguimento de estudos realizados devidos às roturas de fundações observadas, desenvolve-se uma nova formulação analítica, mais geral, que permite ter em conta tanto as forças de inércia transmitidas pela superestrutura como as forças de inércia que se desenvolvem no solo [7].

Esta formulação, apresentada por Pecker [9], baseia-se no conceito de superfície limite,

$$\phi(N, V, M, F) \leq 0 \quad (14)$$

em que  $\phi = 0$  constitui a equação da superfície limite. De acordo com a expressão, a situação de rotura é evitada se os parâmetros  $N$  – esforço normal,  $V$  – esforço transversal,  $M$  – momento fletor e  $F$  – forças de inércia do solo se situarem no interior da superfície. Estes parâmetros consideram-se de forma independente permitindo analisar qualquer combinação. Esta formulação, aplicável tanto a solos coerentes como incoerentes, e validada através de ensaios em centrífugadora, encontra-se descrita no EC8-5.

Esta formulação analítica, provém da aplicação de métodos da análise limite constituindo uma solução da região superior. Ao longo dos estudos desenvolvidos para a determinação desta solução, investigaram-se diversos mecanismos, em que os mais importantes, para os solos coerentes,

apresentam-se nas Figuras 8 e 9. Para os solos incoerentes, utilizaram-se os mesmos mecanismos, à exceção dos troços compostos por arcos circulares que foram substituídos por espirais logarítmicas [9].

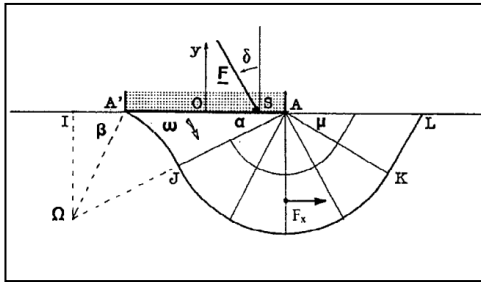


Figura 8 – Mecanismo cinemático sem destacamento da fundação [9].

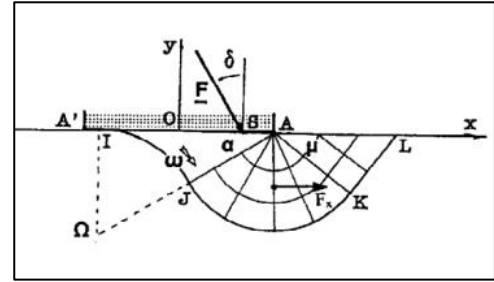


Figura 9 – Mecanismo cinemático com destacamento [9].

De seguida apresenta-se a formulação analítica apresentada em [9] por Pecker. Esta formulação é constituída por duas expressões que definem duas superfícies diferentes, uma para solos coerentes e outra para solos incoerentes. Enquanto que para os solos coerentes considera-se o critério de rotura de Tresca, para os solos incoerentes considera-se o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

### 2.6.2 Expressão da superfície limite para solos coerentes

Para o caso dos solos coerentes a superfície limite é definida pela equação 15,

$$\frac{[(1 - e\bar{F})\beta\bar{T}]^2}{(\alpha\bar{N})^a[1 - \alpha\bar{N} - e\bar{F}g]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})(\gamma\bar{M})^2}{(\alpha\bar{N})^c[1 - \alpha\bar{N} - e\bar{F}g]^d} - 1 = 0 \quad (15)$$

$$\bar{N} = \frac{N}{CB} \quad \bar{T} = \frac{T}{CB} \quad \bar{M} = \frac{M}{CB^2} \quad \bar{F} = \frac{F_x B}{C} \quad (16)$$

Onde  $C$  é a resistência não drenada do solo e  $B$  a largura da fundação.  $N, T, M$  e  $F_x$  são, respectivamente, o esforço normal, o esforço transverso, o momento flector e a força de inércia segundo a direção horizontal a atuar na fundação.

Os parâmetros  $a$  a  $g$  e  $\alpha$  a  $\gamma$ , assumem para o caso dos solos coerentes os valores apresentados na tabela 1.

Tabela 1 – Parâmetros numéricos da equação 15 para solos coerentes.

$a$	$b$	$c$	$d$	$e$	$f$	$g$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$
0.70	1.29	2.14	1.81	0.21	0.44	1.22	$1/2 + \pi$	0.5	0.36

A equação 15 tem que garantir as seguintes condições:

$$0 < \alpha\bar{N} \leq 1, |\bar{T}| \leq 1 \quad (17)$$

Na Figura 10 apresenta-se uma representação desta superfície quando a força de inércia adimensional do solo é nula e  $\bar{M} \geq 0$ .

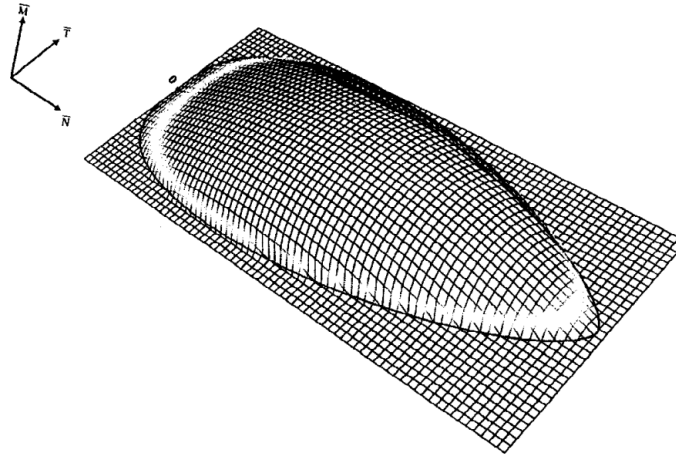


Figura 10 – Superfície limite para solos coerentes [9].

### 2.6.3 Expressão da superfície limite para solos incoerentes

Para o caso dos solos incoerentes, a superfície limite é definida pela equação 18,

$$\frac{[(1 - e\bar{F})\beta\bar{T}]^c}{(\bar{N})^a[(1 - g\bar{F})^d - \bar{N}]^b} + \frac{[(1 - f\bar{F})\gamma\bar{M}]^c}{(\bar{N})^a[(1 - g\bar{F})^d - \bar{N}]^b} - 1 = 0 \quad (18)$$

$$\bar{N} = \frac{N}{N_{m\acute{a}x}} \quad \bar{T} = \frac{T}{N_{m\acute{a}x}} \quad \bar{M} = \frac{M}{N_{m\acute{a}x}B} \quad \bar{F} = \frac{k_h}{\tan(\phi')} \quad (19)$$

Onde  $k_h$  é o coeficiente sísmico horizontal e  $N_{m\acute{a}x}$  o esforço normal máximo da fundação para uma carga vertical centrada dado por,

$$N_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2}\gamma B^2 N_\gamma \quad (20)$$

Os parâmetros  $a$  a  $g$  e  $\beta$  e  $\gamma$  assumem para o caso dos solos incoerentes os valores apresentados na tabela 2,

Tabela 2 – Parâmetros numéricos da equação 18 para solos incoerentes.

$a$	$b$	$c$	$d$	$e$	$f$	$g$	$\beta$	$\gamma$
0.92	1.25	1.14	0.39	0.41	0.32	0.96	2.90	3.95

A equação 18 tem que respeitar a seguinte condição:

$$0 < \bar{N} < (1 - g\bar{F})^d \quad (21)$$

Na Figura 11 representa-se a superfície limite para solos incoerentes para o caso em que a força de inércia adimensional do solo é nula.

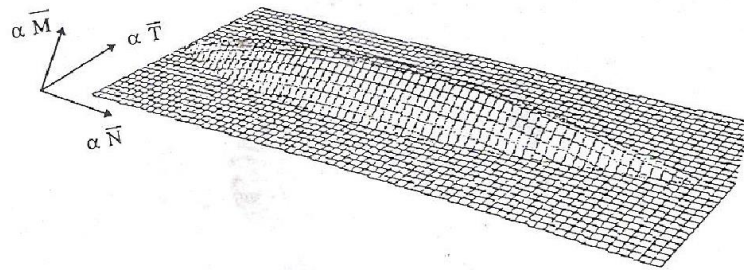


Figura 11 – Superfície limite para solos incoerentes ( $\phi'=30^\circ$ ) [9]

Neste caso, ao contrário do que acontece para os solos coerentes, a força de inércia vertical é tida em conta já que pode afetar a capacidade resistente. Esta força é contabilizada na expressão do  $N_{m\acute{a}x}$  através do peso volúmico,

$$\gamma = \rho g(1 \pm k_v) \quad (22)$$

Em que  $k_v$  é o valor do coeficiente sísmico vertical.

Em [11], Pender analisa cada uma destas superfícies considerando isoladamente as situações de interação esforço normal adimensional-esforço transversal adimensional  $\bar{N} - \bar{T}$ , e esforço normal adimensional-momento fletor adimensional  $\bar{N} - \bar{M}$ . Para cada uma destas situações de interação, o autor considera ainda diferentes valores do parâmetro  $\bar{F}$  – força de inércia adimensional do solo. Nas Figuras 12 e 13 apresentam-se então as curvas obtidas para estas situações de interação  $\bar{N} - \bar{T}$  e  $\bar{N} - \bar{M}$  em solos coerentes.

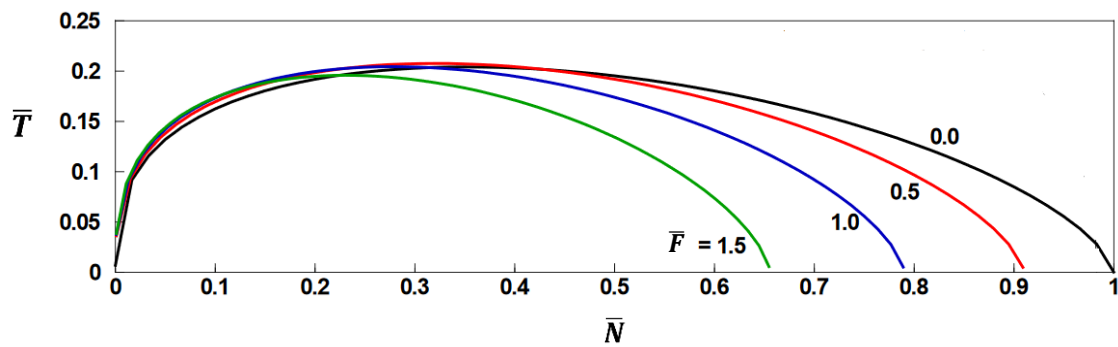


Figura 12 – Curvas de interação  $\bar{T} - \bar{N}$  para diferentes valores do parâmetro  $\bar{F}$  para um solo coerente – adaptado de [12]

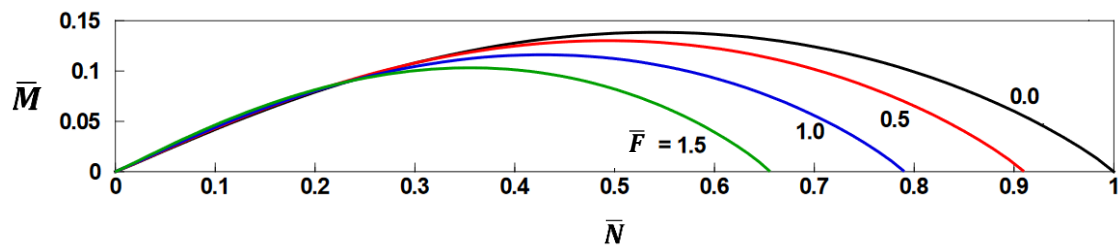


Figura 13 – Curvas de interação  $\bar{M} - \bar{N}$  para diferentes valores do parâmetro  $\bar{F}$  para um solo coerente – adaptado de [12].



Na Figura 12 verifica-se que, desde que  $\bar{N}$  seja inferior a aproximadamente 0.33, as forças de inércia do solo têm muito pouco efeito na capacidade resistente da fundação. Devido a isto, é perfeitamente aceitável ignorar o efeito da aceleração horizontal do solo para esta situação. Contudo é necessário ter em atenção o efeito da largura da fundação. Dado que a força adimensional do solo para solos coerentes é diretamente proporcional à largura da fundação  $B$ , uma aceleração horizontal que é negligenciável para uma fundação de, por exemplo 2 m, pode não o ser para uma fundação de 20 m.

Nas Figuras 14 e 15 apresentam-se as curvas de interação obtidas para solos incoerentes. Ao contrário dos solos coerentes, verifica-se que este tipo de solos é muito mais sensível ao efeito das forças de inércia do solo.

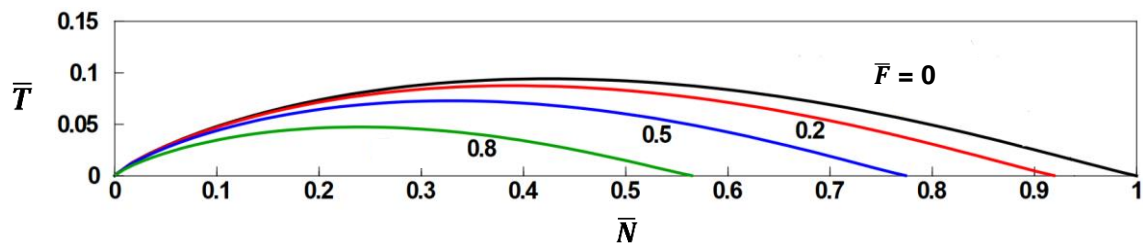


Figura 14 – Curvas de interação  $\bar{T} - \bar{N}$  para diferentes valores do parâmetro  $\bar{F}$  para um solo incoerente – adaptado de [12]

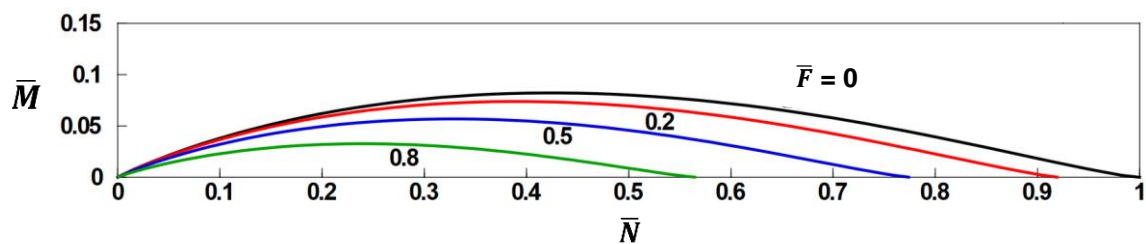


Figura 15 – Curvas de interação  $\bar{M} - \bar{N}$  para diferentes valores do parâmetro  $\bar{F}$  para um solo incoerente – adaptado de [12].



### 3 Verificação de segurança de fundações superficiais por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento

---

Neste capítulo apresentam-se as verificações de segurança de fundações superficiais por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento consideradas nesta dissertação tanto para a situação estática como para a situação sísmica. Estas verificações dividem-se em dois tipos, nomeadamente, as verificações baseadas nos coeficientes parciais de segurança e as verificação baseada no coeficiente de segurança global.

#### 3.1 Verificações de segurança baseadas nos coeficientes de segurança parciais

##### 3.1.1 Eurocódigo – 7 – EC7

Os Eurocódigos estruturais são um conjunto de normas europeias relativas ao projeto estrutural de edifícios e outras obras de Engenharia Civil. Estas normas têm como filosofia de base o dimensionamento segundo o método dos estados limites, método esse que usa coeficientes de segurança parciais e que tem na sua base considerações do tipo semi-probabilístico [5]. De entre o conjunto dos Eurocódigos, o Eurocódigo 7 [13] é aquele que se destina ao projeto geotécnico, incluindo o projeto de fundações superficiais.

O Eurocódigo 7 prevê cinco estados limites últimos:

- EQU – Perda de equilíbrio da estrutura ou terreno;
- STR – Rotura ou deformação excessiva de elementos estruturais;
- GEO – Rotura ou deformação excessiva do terreno;
- UPL – Perda de equilíbrio da estrutura ou terreno devido a subpressões ou outras ações verticais;
- HYD – Instabilidade hidráulica.

A rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento constitui um estado limite último GEO. Para este tipo de estado limite último, a segurança é garantida se,

$$E_d \leq R_d \quad (23)$$

em que  $E_d$  representa o valor de cálculo do efeito das ações e  $R_d$  representa o valor de cálculo da capacidade resistente. Para a situação estática, que no contexto desta norma corresponde a uma situação de projeto persistente ou transitória, o valor de cálculo do efeito das ações obtém-se a partir da combinação fundamental,

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Qj} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki} \right\} \quad (24)$$

Onde  $G_{kj}$  representa o valor característico das ações permanentes,  $Q_{k1}$  valor característico das ações variáveis,  $\psi_{0i}$  coeficiente parcial de combinação,  $\gamma_{Gj}$  coeficientes parciais das ações permanentes e  $\gamma_{Qj}$  coeficientes parciais das ações variáveis.

Para a verificação de segurança deste estado limite último existem três formas diferentes de aplicar os coeficientes parciais sendo que cada uma delas constitui uma Abordagem de Cálculo. A escolha da abordagem de cálculo a aplicar em cada tipo de problema geotécnico é do âmbito da determinação nacional, sendo que em Portugal adota-se a Abordagem de Cálculo 1 [14].

Esta abordagem de cálculo é composta pelas seguintes combinações:

- Combinação 1 – A1 + M1 + R1
- Combinação 2 – A2 + M2 + R1

Nas tabelas 3, 4 e 5 apresentam-se os coeficientes parciais a aplicar às ações, parâmetros do solo e capacidades resistentes numa situação de projecto persistente ou transitória.

Tabela 3 – Coeficientes parciais a aplicar às ações.

<i>Acção</i>		<i>Símbolo</i>	<i>Conjunto</i>	
			<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorável		1,0	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorável		0	0

Tabela 4 – Coeficientes parciais a aplicar às resistências para fundações superficiais.

<i>Resistência</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Conjunto</i>		
		<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Carregamento vertical	$\gamma_M$	1,0	1,4	1,0

Tabela 5 – Coeficientes parciais a aplicar aos parâmetros do terreno.

<i>Parâmetro do solo</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Conjunto</i>	
		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Ângulo de resistência ao corte	$\gamma_{\phi_r}$	1,0	1,25
Coesão efectiva	$\gamma_{c_r}$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{c_u}$	1,0	1,4
Resistência não confinada	$\gamma_{q_u}$	1,0	1,4
Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

O EC7-1 contempla três métodos de dimensionamento para as fundações superficiais, o método direto, que é o único considerado nesta dissertação, o método indireto e o método prescritivo. No método direto, efetuam-se análises separadas para cada um dos estados limites (estados limites últimos e de utilização), sendo a rotura por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento um dos estados limites últimos a analisar. A segurança deste estado limite último é verificada através de uma desigualdade análoga à desigualdade 23,

$$V_d \leq R_d \quad (25)$$

onde  $V_d$  é o valor de cálculo da ação a atuar na fundação e  $R_d$  o valor de cálculo da capacidade resistente do terreno da fundação. A avaliação de  $R_d$  pode ser realizada por métodos analíticos, por métodos semi-empíricos, ou por métodos prescritivos utilizando a capacidade resistente presumida ao carregamento do terreno. A título de exemplo, o EC7-1 apresenta nos anexos informativos um método de cada tipo nomeadamente no Anexo D (método analítico), no Anexo E (método semi-empírico) e no Anexo G (método prescritivo para a determinação da capacidade resistente presumida para fundações em rocha).

### 3.1.1.1 Método analítico – Anexo D

Nesta dissertação utiliza-se o método analítico proposto no anexo D do EC7-1 para a determinação da capacidade resistente de fundações superficiais. Este método permite uma análise tanto em tensões totais (condições não drenadas) como em tensões efetivas (condições drenadas).

#### *Condições drenadas:*

Para uma análise em tensões efetivas o valor da capacidade resistente pode ser obtido através de,

$$R/A' = c'N_c b_c s_c i_c + q'N_q b_q s_q i_q + 1/2 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (26)$$

onde  $\gamma'$  refere-se ao valor de cálculo do peso volúmico abaixo da fundação,  $c'$  a coesão,  $B'$  a largura efetiva da fundação,  $q'$  o valor de cálculo da pressão efetiva vertical ao nível da base da fundação e  $N_q$ ,  $N_c$  e  $N_\gamma$  aos factores de capacidade de carga. Os factores de capacidade de carga obtêm a partir das seguintes expressões:

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi')} \tan^2(45 + \frac{\phi'}{2})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi')$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(\phi')$$

Já os factores  $b_c$ ,  $b_q$ ,  $b_\gamma$ ,  $s_c$ ,  $s_q$ ,  $s_\gamma$  e  $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$  constituem os factores corretivos que têm em conta, respetivamente, a inclinação da base da fundação, a forma da fundação e a inclinação da carga. Para uma análise em tensões efetivas, estes factores obtêm a partir das seguintes expressões:

$$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan \phi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$$

$$\begin{aligned}
s_q &= 1 + (B'/L') \sin \phi' \text{ para uma forma retangular} \\
s_q &= 1 + \sin \phi' \text{ para uma forma quadrada ou circular} \\
s_\gamma &= 0.7 \text{ para uma forma quadrada ou circular} \\
s_\gamma &= 1 - 0.3(B'/L') \text{ para uma forma retangular} \\
s_c &= (S_q N_q - 1)/(N_q - 1) \text{ para uma forma retangular, quadrada ou circular} \\
i_c &= i_q - (1 - i_q)/(N_c \tan \phi') \\
i_q &= (1 - H/(V + A'c' \cot \phi'))^m \\
i_\gamma &= (1 - 0.70H/(V + A'c' \cot \phi'))^{m+1}
\end{aligned}$$

Em que,

$$\begin{aligned}
m = m_B &= [2 + B'/L']/[1 + B'/L'] \text{ quando H atua na direção de B'} \\
m = m_L &= [2 + L'/B']/[1 + L'/B'] \text{ quando H atua na direção de L'}
\end{aligned}$$

*Condições não drenadas:*

Para uma análise em tensões totais o valor da capacidade resistente pode ser obtido através de,

$$R/A' = (2 + \pi)c_u b_c s_c i_c + q \quad (27)$$

Na expressão 27,  $c_u$  refere-se ao valor de cálculo da resistência não drenada e  $q$  à pressão vertical ao nível da base da fundação.

Para uma análise em tensões totais, os fatores  $b_c$ ,  $s_c$  e  $i_c$  obtêm-se a partir das seguintes expressões:

$$\begin{aligned}
b_c &= 1 - 2\alpha/(\pi + 2) \text{ em que } \alpha \text{ é a inclinação da base da fundação} \\
s_c &= 1 + 0.2(B'/L') \text{ para uma forma retangular} \\
s_c &= 1.2 \text{ para uma forma quadrada ou circular} \\
i_c &= \frac{1}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 - \frac{H'}{A'c_u}} \right] \text{ com } H \leq A'c_u
\end{aligned}$$

### 3.1.2 Eurocódigo – 8 – EC8

O Eurocódigo 8 [13] destina-se ao projeto de estruturas para a resistência aos sismos e o seu objetivo é garantir que durante um evento sísmico:

- As vidas humanas são protegidas;
- Os danos são limitados;
- As estruturas importantes para a proteção civil mantêm-se operacionais

A satisfação destas exigências de comportamento realiza-se impondo-se dois requisitos de desempenho que correspondem a dois níveis de ação sísmica diferentes, o *requisito de não ocorrência de colapso* e o *requisito de limitação de danos* [15]. Para que estes requisitos sejam cumpridos é necessário verificar estados limites últimos e estados limites de utilização.

Esta norma encontra-se dividida em 6 partes sendo que na parte 5 parte estabelecem-se requisitos, as regras e os critérios para solos e fundações situados em zonas propensas à ocorrência de sismos. Esta parte o EC8 surge como um complemento ao EC7, que não aborda os requisitos especiais do dimensionamento sísmico.

Para uma situação de projeto sísmica, o valor de cálculo dos efeitos das ações é dado por,

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj} + A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{ki} \right\} \quad (28)$$

onde  $G_{kj}$  representa o valor característico das ações permanentes,  $A_{ed}$  o valor de cálculo da ação sísmica e  $\psi_{2,i} Q_{ki}$  o valor quase-permanente das ações variáveis. O coeficiente de combinação  $\psi_{2,i}$  é indicado no Anexo Nacional do EC0 sendo que nesta dissertação adota-se  $\psi_{2,i}=0.3$ . Este valor corresponde ao  $\psi_{2,i}$  proposto para edifícios com sobrecargas de categoria A e B.

Ao contrário da situação estática, para a situação de projeto sísmica só existe uma abordagem de cálculo, apresentando-se na tabela 6 os coeficientes parciais a aplicar às ações. Relativamente aos parâmetros do solo, de acordo com Anexo Nacional do EC8, os valores dos coeficientes parciais a adotar em Portugal em situações de projeto sísmicas para a tangente do ângulo de atrito interno em tensões efetivas  $\tan \phi'$ , para a coesão em tensões efetivas  $c'$ , para a resistência ao corte não drenada  $c_u$  e para a resistência à compressão uniaxial  $q_u$ , são os indicados em Anexo Nacional do EC7-1 para situações acidentais. Estes valores apresentam-se na tabela 7.

Para o parâmetro geotécnico resistência ao corte cíclico não drenada  $\tau_{cy,u}$ , o coeficiente parcial a adotar em Portugal em situações de projeto sísmicas é  $\gamma_{\tau_{cy}}=1.1$ .

Tabela 6 – Coeficientes parciais a aplicar às ações para a situação de projeto sísmica.

Ação		Símbolo	
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1
	Favorável		1
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1
	Favorável		1

Tabela 7 – Coeficientes parciais a aplicar aos parâmetros do solo para a situação de projeto sísmica.

Parâmetro do solo	Símbolo	
Ângulo de resistência ao corte	$\gamma_{\phi'}$	1,1
Coesão efetiva	$\gamma_{c'}$	1,1
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{c_u}$	1,15
Resistência não confinada	$\gamma_{q_a}$	1,15
Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,0

No EC8-5, a ação sísmica representa-se frequentemente pela expressão adimensional  $a_g.S/g$ , onde  $a_g$  é o valor de cálculo da aceleração para um solo do tipo A, S o fator de terreno e g a aceleração da gravidade [16]. O valor de cálculo da aceleração obtém-se a partir de

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad (29)$$

em que  $a_{gR}$  é a aceleração máxima de referência e  $\gamma_I$  o coeficiente de importância. O parâmetro  $a_{gR}$  obtém-se dos mapas de zonamento sísmico.

Tal como se referiu anteriormente, de acordo com esta norma, um dos estados limites últimos de fundações superficiais é a rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento. Para a verificação deste estado limite último, a nota da cláusula 5.4.1.1 (8) do EC8-5 propõe a utilização da expressão geral e critérios apresentados no Anexo F.

### 3.1.2.1 Anexo F – Expressão geral e critérios

De acordo com este anexo, a estabilidade em relação à rotura por insuficiência da capacidade resistente ao carregamento de fundações superficiais contínuas apoiadas na superfície de um solo homogéneo pode ser verificada através da expressão 30. Como se pode verificar, esta expressão corresponde à solução analítica apresentada no capítulo anterior para a situação sísmica (equações 18 e 19). Entre ambas existem algumas diferenças nomeadamente ao nível da notação utilizada e nos valores de alguns parâmetros numéricos.

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N}]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\beta\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c [(1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{N}]^d} - 1 \leq 0 \quad (30)$$

Onde,

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{RD} N_{Ed}}{N_{m\acute{a}x}} \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{RD} V_{Ed}}{N_{m\acute{a}x}} \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{RD} M_{Ed}}{B N_{m\acute{a}x}} \quad (31)$$

Em que:

$N_{m\acute{a}x}$  – Capacidade resistente última ao carregamento da fundação sob uma carga vertical centrada;

$B$  – Largura da fundação;

$\bar{F}$  – Força de inércia do solo;

$\gamma_{RD}$  – Coeficiente parcial do modelo;

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$  – Parâmetros numéricos dependentes do tipo de solo.

Tabela 8 – Valores dos parâmetros numéricos da expressão 30.

	$a$	$b$	$c$	$d$	$e$	$f$	$m$	$k$	$k'$	$c_T$	$c_M$	$c'_M$	$\beta$	$\gamma$
<i>Solo p. coerente</i>	0.70	1.29	2.14	1.81	0.21	0.44	0.21	1.22	1.00	2.00	2.00	1.00	2.57	1.85
<i>Solo p. incoerente</i>	0.92	1.25	0.92	1.25	0.41	0.32	0.96	1.00	0.39	1.14	1.01	1.01	2.90	2.80



Note-se que apesar de ter sido obtida considerando-se uma fundação contínua, estudos recentes mostram que expressão 30 é válida para fundações circulares desde que o parâmetro  $N_{m\acute{a}x}$  seja também obtido para uma fundação circular [17].

#### *Solos puramente coerentes*

Para solos puramente coerentes ou solos incoerentes saturados, a capacidade resistente última ao carregamento sob uma carga vertical centrada  $N_{m\acute{a}x}$  é calculada por,

$$N_{max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c}}{\gamma_M} B \quad (32)$$

Em que:

$\bar{c}$  - Resistência ao corte não drenada do solo,  $c_u$ , para solos coerentes, ou resistência ao corte cíclico não drenada,  $\tau_{cy,u}$ , para solos incoerentes;

$\gamma_M$  - Coeficiente parcial relativo às propriedades dos materiais.

A força adimensional do solo,  $\bar{F}$ , é calculada por:

$$\bar{F} = \frac{\rho a_g S B}{\bar{c}} \quad (33)$$

$\rho$  - Massa volúmica do solo;

$a_g$  - Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno do tipo A;

$S$  - Coeficiente do solo definido na EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.

As seguintes limitações aplicam-se à expressão geral da capacidade resistente ao carregamento:

$$0 < \bar{N} \leq 1, |\bar{V}| \leq 1 \quad (34)$$

#### *Solos puramente incoerentes*

Para solos puramente incoerentes secos ou solos incoerentes parcialmente saturados sem aumento significativo da pressão intersticial, a capacidade resistente última ao carregamento da fundação sob uma carga vertical centrada  $N_{m\acute{a}x}$  é calculada por:

$$N_{max} = \frac{1}{2} \rho g \left( 1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma \quad (35)$$

Em que:

$g$  - Aceleração devido à gravidade;

$a_v$  - Aceleração vertical do terreno, que poderá ser considerada igual a  $0.5a_g \cdot S$ ;

$N_\gamma$  - Coeficiente de capacidade resistente, função do valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo  $\phi'_d$ .

A força de inércia adimensional do solo,  $\bar{F}$ , é calculada por:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan(\phi'_d)} \quad (36)$$

$a_g$  - Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno do tipo A;

$\phi'_d$  - Valor de cálculo do ângulo de atrito interno.

A seguinte limitação aplica-se à expressão geral:

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'} \quad (37)$$

Note-se que uma vez que os solos coerentes são muito pouco suscetíveis aos efeitos das forças de inércia do solo, o parágrafo F.5 deste anexo diz que, para este tipo de solos, e para a maioria das situações, poderá desprezar-se o parâmetro  $\bar{F}$ . Para os solos incoerentes,  $\bar{F}$  só pode ser desprezado se  $a_g \cdot S < 0.1g$ .

Por último, na tabela 9 apresentam-se os valores propostos pelo anexo F para o coeficiente  $\gamma_{RD}$  em função do tipo de solo. Este fator introduz-se para ter em conta as incertezas do modelo.

Tabela 9 – Valores do coeficiente parcial de modelo  $\gamma_{RD}$ .

Areia de compactidade média a elevada	Areia seca solta	Areia saturada solta	Argila não sensível	Argila sensível
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

## 3.2 Verificação de segurança baseada no coeficiente de segurança global

### 3.2.1 Metodologia “tradicional”

Uma das formas tradicionais de dimensionamento de fundações superficiais para a situação estática baseia-se na utilização do coeficiente de segurança global –  $CS_{global}$ . Através desta metodologia, procura-se garantir que a tensão atuante no solo da fundação é inferior à tensão admissível. O valor da tensão admissível obtém-se, dividindo a tensão resistente por um coeficiente de segurança global da seguinte forma,

$$q_{adm} = \frac{q_{res}}{CS_{global}} \quad (38)$$

Em que  $q_{adm}$ ,  $q_{res}$ ,  $CS_{global}$  representam, respetivamente, a tensão admissível, a tensão resistente e o coeficiente de segurança global.

Neste método, as incertezas associadas ao processo de dimensionamento são tidas em conta através do coeficiente de segurança global. Dentro destas incertezas englobam-se as incertezas relacionadas com a estimativa das ações e das propriedades do solo, com o desvio dos parâmetros geométricos e com as limitações dos modelos e métodos de cálculo utilizados. Na tabela 10 apresentam-se alguns exemplos para este coeficiente. Note-se que para as fundações, estes coeficientes de segurança globais destinam-se apenas à verificação da rotura por insuficiência de capacidade resistente ao carregamento [2].

Tabela 10 – Valores típicos de coeficientes de segurança globais - adaptado de [5].

<i>Tipo de Rotura</i>	<i>Item</i>	<i>Valores de <math>CS_{global}</math></i>
Corte	Obras de aterro	1,3-1,5
	Muros de Suporte	1,5-2,0
	Fundações	2,0-3,0

Este método aplica-se também à situação sísmica. Para esta situação, os valores considerados para a tensão admissível são superiores aos valores de tensão admissível obtidos para a situação estática. Tipicamente, consideram-se valores de tensão 20% a 50% superiores aos valores obtidos para a situação estática. A consideração de valores de tensão superiores relaciona-se com o facto de a ação sísmica ser cíclica, e estar associada a uma menor probabilidade de ocorrência. Esta consideração de valores superiores de tensão para a situação sísmica pode também ser encarada como uma redução do fator de segurança global [18].

Segundo Day [3], é prática comum considerar valores superiores de tensão admissível – tipicamente 33% superiores face ao valor obtido para a situação estática – quando se efetuam análises sísmicas. Aliás, este tipo de abordagem encontra-se mesmo prevista a nível regulamentar. Um desses exemplos é o regulamento norte-americano *International Building Code*, que permite adotar um valor de tensão admissível para a situação sísmica 33 % superior ao valor obtido para a situação estática, quando a combinação de ações inclui a ação do vento ou a ação do sismo.

Contudo, esta abordagem pode nem sempre estar do lado da segurança. Ainda de acordo com Day [3], existem determinados tipos de solos cuja resistência diminui durante a atuação da ação sísmica. Desta forma, para este tipo de materiais, deveria considerar-se um valor de tensão inferior e não superior relativamente ao valor obtido para a situação estática.



## 4 Estudo paramétrico recorrendo a soluções analíticas

Neste capítulo realiza-se um estudo paramétrico onde se compara a verificação de segurança por insuficiência de capacidade resistente proposta pelo EC8-5 com a verificação de segurança por insuficiência de capacidade resistente realizada a partir da metodologia “tradicional”. Ainda neste estudo, comparam-se as verificações de segurança por insuficiência de capacidade resistente para as situações sísmica e estática a partir do EC8-5 e EC7-1 respetivamente e analisa-se o efeito da ação sísmica na capacidade resistente do solo.

### 4.1 Metodologia

O estudo paramétrico em questão é constituído por três comparações, nomeadamente:

- Comparação das cargas de rotura para as situações estática e sísmica obtidas a partir do Anexo D do EC7-1 e do Anexo F do EC8-5, respetivamente;
- Comparação das cargas de dimensionamento para as situações estática e sísmica obtidas a partir da aplicação do EC7-1 e EC8-5 respetivamente;
- Comparação das cargas de dimensionamento obtidas a partir da aplicação do EC8-5 e da metodologia baseada no coeficiente de segurança global, ambas para a situação sísmica.

Para cada comparação os valores das cargas obtêm-se para as situações de interação esforço normal-esforço transverso e esforço normal-momento fletor, numa sapata contínua sem encastramento lateral. Estas cargas apresentam-se graficamente, em função das relações  $M/N$  e  $V/N$  em que  $N$ ,  $V$  e  $M$  representam o esforço normal, o esforço transverso e o momento fletor respetivamente. Alguns resultados apresentam-se também em forma de tabela. Na Figura 16 ilustram-se as situações de interação consideradas.

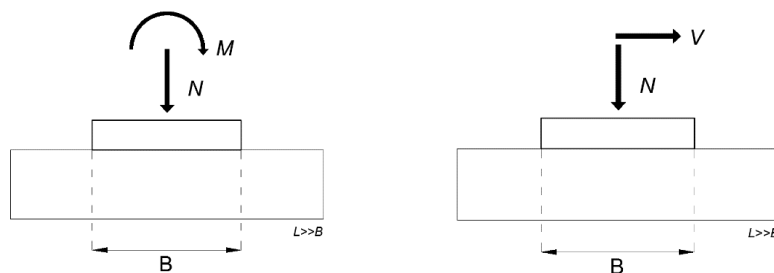


Figura 16 – Representação esquemática das situações de interação consideradas.

Na determinação das cargas de rotura e de dimensionamento consideram-se diferentes valores para a largura de fundação  $B$ , para a resistência não drenada  $c_u$  e ângulo de atrito interno  $\phi'$ . Além disto, para as cargas obtidas a partir da aplicação do EC8-5, e de forma a ter em conta a ação sísmica, consideram-se ainda diferentes valores da relação  $a_g/g$ . Na tabela 11 apresentam-se os valores considerados para todos estes parâmetros.

Tabela 11 – Valores atribuídos aos parâmetros B,  $\gamma$ ,  $c_u$  e  $\Phi'$ .

B (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)	$\Phi'$ (°)	$a_g/g$
1, 2 e 4	20	50 e 200	25 e 35	0 a 0,3

Nestas comparações considera-se tanto um solo coerente como incoerente. Contudo, esta distinção surge apenas na norma EC8-5. Para as restantes verificações, admite-se que um solo incoerente corresponde a um solo que responde de forma drenada, enquanto que um solo coerente corresponde a um solo que responde de forma não drenada.

Por último, importa recordar que a situação estática diz respeito a uma situação de projecto persistente ou transitória e a situação sísmica a uma situação de projecto sísmica. Enquanto que na primeira o valor de cálculo da ação obtém-se a partir da combinação de ações fundamental na segunda este valor obtém-se a partir da combinação de ações sísmica.

## 4.2 Comparação de cargas de rotura – Situação estática e sísmica

Nesta parte do estudo comparam-se as cargas de rotura –  $Q_{rot}$  – obtidas para as situações estática e sísmica a partir do EC7-1 e EC8-5, respetivamente. Enquanto que para a situação estática as cargas de rotura obtêm-se a partir das expressões propostas pelo anexo D do EC7-1, para a situação sísmica as cargas de rotura obtêm-se a partir da expressão geral proposta pelo Anexo F do EC8-5. Estas expressões foram apresentadas no capítulo anterior, sendo que para a situação estática correspondem às expressões 26 e 27 e para a situação sísmica à expressão 30.

### 4.2.1 Solo incoerente – $\phi'=25^\circ$ e B=1, 2 e 4 m

Nas Figuras 17,18 e 19 apresentam-se os valores de cargas de rotura obtidos para as larguras de fundação B=1, 2 e 4 m, respetivamente, admitindo-se um solo incoerente.

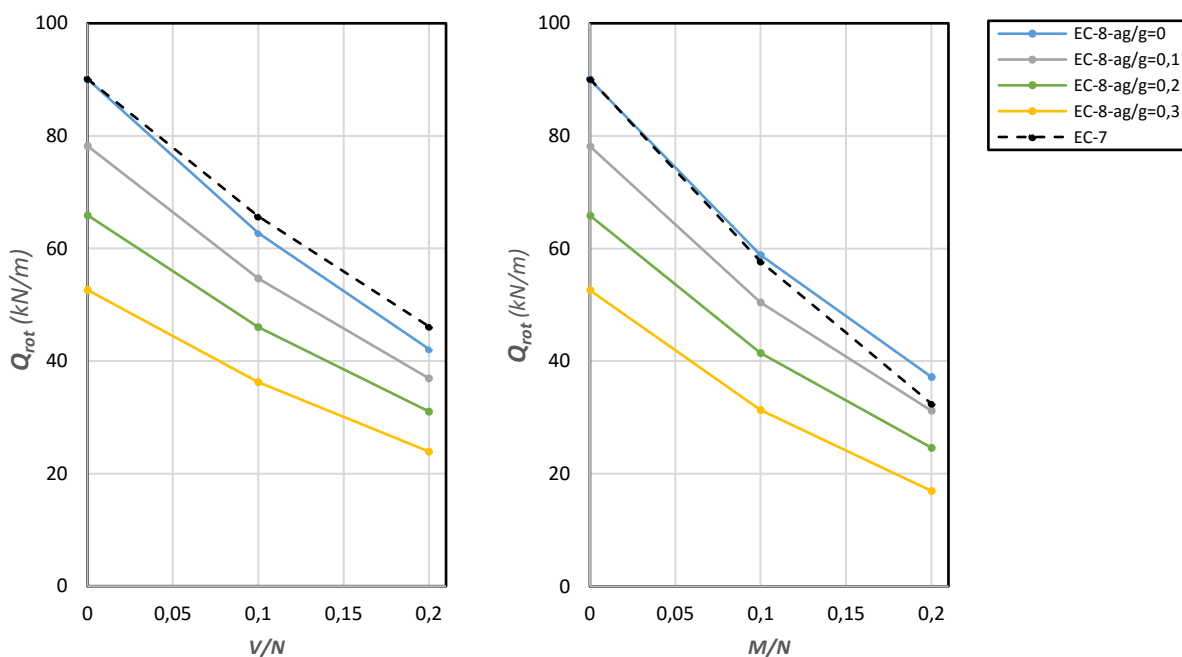


Figura 17 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação –  $\phi'=25^\circ$  e B=1 m.

Na Figura 17, que representa a fundação de largura  $B=1$  m, verifica-se que independentemente da formulação considerada, quanto maior o esforço transverso e momento fletor a atuar na fundação, menor são os valores das cargas de rotura obtidos.

Nas tabelas 12 e 13 apresenta-se, para a fundação com largura  $B=1$  m, a variação percentual das cargas de rotura devido à atuação do momento fletor e esforço transverso. Esta variação é medida relativamente às situações de  $V/N=0$  e  $M/N=0$ . Como se pode verificar das tabelas 12 e 13, os valores de cargas de rotura obtidos a partir do EC7-1 e do EC8-5 considerando  $a_g/g = 0$ , são próximos.

Tabela 12 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $V/N - \phi'=25^\circ$  e  $B=1$  m.

	EC7		EC8 – $a_g/g=0$	
	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)
$V/N=0$	90,1	-	90,1	-
$V/N=0,1$	65,7	-27%	62,8	-30%
$V/N=0,2$	46,1	-49%	42,1	-53%

Tabela 13 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $M/N - \phi'=25^\circ$  e  $B=1$  m.

	EC7		EC8 – $a_g/g=0$	
	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)
$M/N=0$	90,1	-	90,0	-
$M/N=0,1$	57,7	-36%	58,9	-35%
$M/N=0,2$	32,4	-64%	37,2	-59%

Além da atuação do esforço transverso e momento fletor, a aceleração do solo também afeta as cargas de rotura, mas apenas as que são obtidas a partir da formulação do EC8-5. Quanto maior o valor da relação  $a_g/g$ , maior o parâmetro  $\bar{F}$  e menor são os valores de cargas de rotura para os mesmos valores de momento fletor e esforço transverso a atuar na fundação.

Nas tabelas 14 e 15 apresenta-se, para a fundação com largura  $B=1$  m, a diminuição percentual das cargas de rotura devido ao aumento da aceleração do solo. A diferença é medida relativamente aos valores das cargas de rotura quando  $a_g/g=0$ . Para a fundação com largura  $B=1$  verificam-se reduções até 54% devido ao efeito das forças de inércia do solo.

Tabela 14 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N-V –  $\phi'=25^\circ$  e  $B=1$  m.

	$V/N=0$		$V/N=0,1$		$V/N=0,2$	
	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)
EC8 – $a_g/g=0$	90,1	-	62,8	-	42,1	-
EC8 – $a_g/g=0,1$	78,2	-13%	54,7	-13%	36,9	-12%
EC8 – $a_g/g=0,2$	65,9	-27%	46	-27%	31	-26%
EC8 – $a_g/g=0,3$	52,6	-42%	36,2	-42%	23,9	-43%

Tabela 15 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N-M –  $\phi'=25^\circ$  e B=1 m.

	$M/N=0$		$M/N=0,1$		$M/N=0,2$	
	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)
EC8 – $a_g/g = 0$	90,0	-	58,9	-	37,2	-
EC8 – $a_g/g = 0,1$	78,1	-13%	50,4	-14%	31,2	-16%
EC8 – $a_g/g = 0,2$	65,8	-27%	41,4	-30%	24,6	-34%
EC8 – $a_g/g = 0,3$	52,6	-42%	31,3	-47%	16,9	-54%

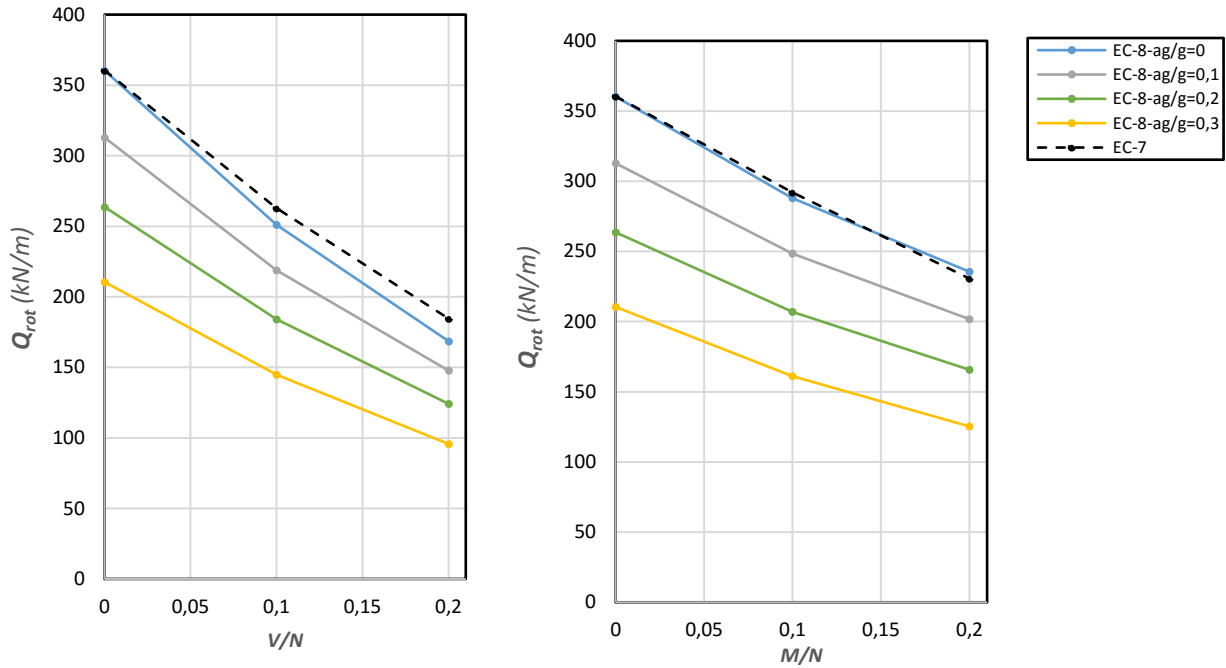


Figura 18 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação –  $\phi'=25^\circ$  e B=2 m.

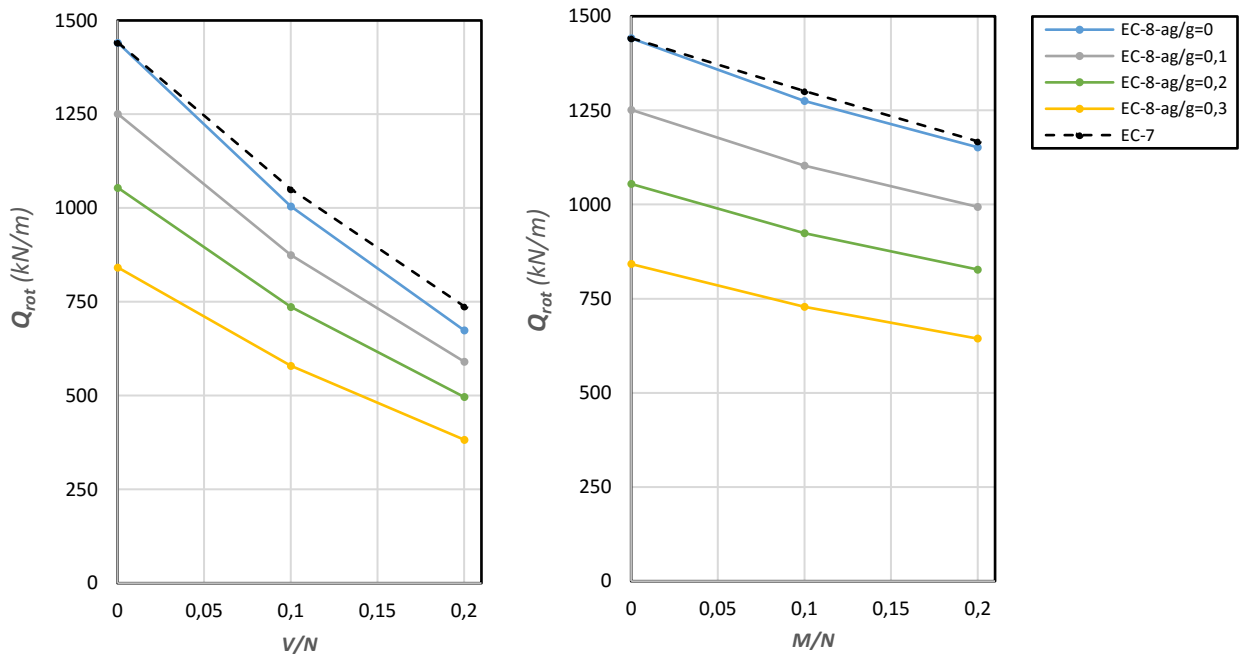


Figura 19 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação –  $\phi'=25^\circ$  e B=4 m.



#### 4.2.2 Solo incoerente – $\phi'=35^\circ$ e $B=2\text{m}$

Na Figura 20 apresentam-se os valores de cargas de rotura admitindo-se um solo incoerente, mas agora para um ângulo de atrito do solo  $\phi'=35^\circ$  e uma largura de fundação  $B = 2 \text{ m}$ .

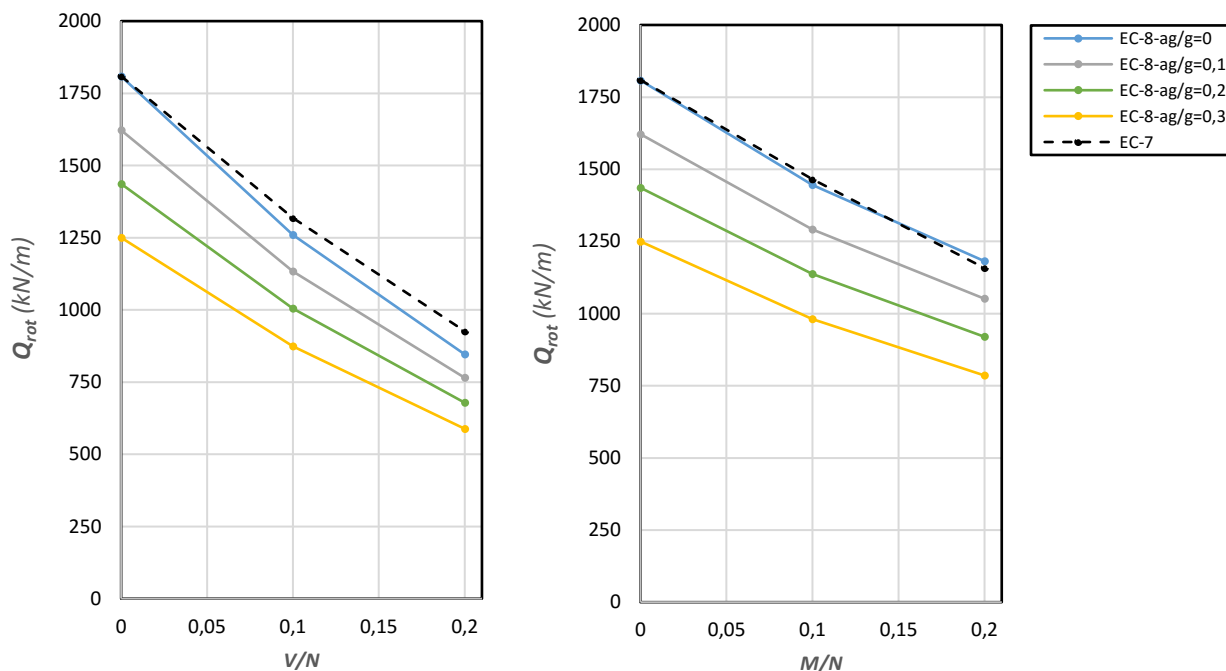


Figura 20 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação –  $\phi'=35^\circ$  e  $B=2 \text{ m}$ .

Da análise desta imagem, verifica-se que a variação no ângulo de atrito do solo não provoca alterações nas conclusões obtidas anteriormente. Apesar disto, importa referir que as reduções nos valores das cargas de rotura provocadas pelo o aumento da aceleração do solo são agora menores, face aos casos em que  $\phi'=25^\circ$ . Nas tabelas 16 e 17 apresenta-se a variação percentual das cargas de rotura devido ao aumento da aceleração do solo para o caso em que  $\phi'=35^\circ$ . Desta vez, a redução máxima é igual a 34 %.

Tabela 16 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N-V –  $\phi'=35^\circ$  e  $B=1 \text{ m}$ .

	$V/N=0$		$V/N=0,1$		$V/N=0,2$	
	$Q_{rot} \text{ (kN/m)}$	$\Delta \text{ (%)}$	$Q_{rot} \text{ (kN/m)}$	$\Delta \text{ (%)}$	$Q_{rot} \text{ (kN/m)}$	$\Delta \text{ (%)}$
$EC8 - a_g/g = 0$	1808,0	-	1260,1	-	845,9	-
$EC8 - a_g/g = 0,1$	1621,7	-10%	1133,6	-10%	764,8	-10%
$EC8 - a_g/g = 0,2$	1436,1	-21%	1005,1	-20%	678,5	-20%
$EC8 - a_g/g = 0,3$	1249,9	-31%	873,3	-31%	588,2	-30%

Tabela 17 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N-M –  $\phi=35^\circ$  e B=1 m.

	M/N = 0		M/N = 0,1		M/N = 0,2	
	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)
EC8 – $a_g/g = 0$	1807,7	-	1445,5	-	1181,6	-
EC8 – $a_g/g = 0,1$	1621,3	-10%	1291,6	-11%	1051,5	-11%
EC8 – $a_g/g = 0,2$	1435,8	-21%	1137,0	-21%	919,6	-22%
EC8 – $a_g/g = 0,3$	1249,6	-31%	980,8	-32%	785,6	-34%

#### 4.2.3 Solo coerente – $c_u = 50$ kPa e B=1, 2 e 4 m

Nas Figuras 21, 22 e 23 apresentam-se os valores de cargas de rotura obtidos para as larguras de fundação B=1,2 e 4 m, respetivamente, admitindo-se um solo coerente.

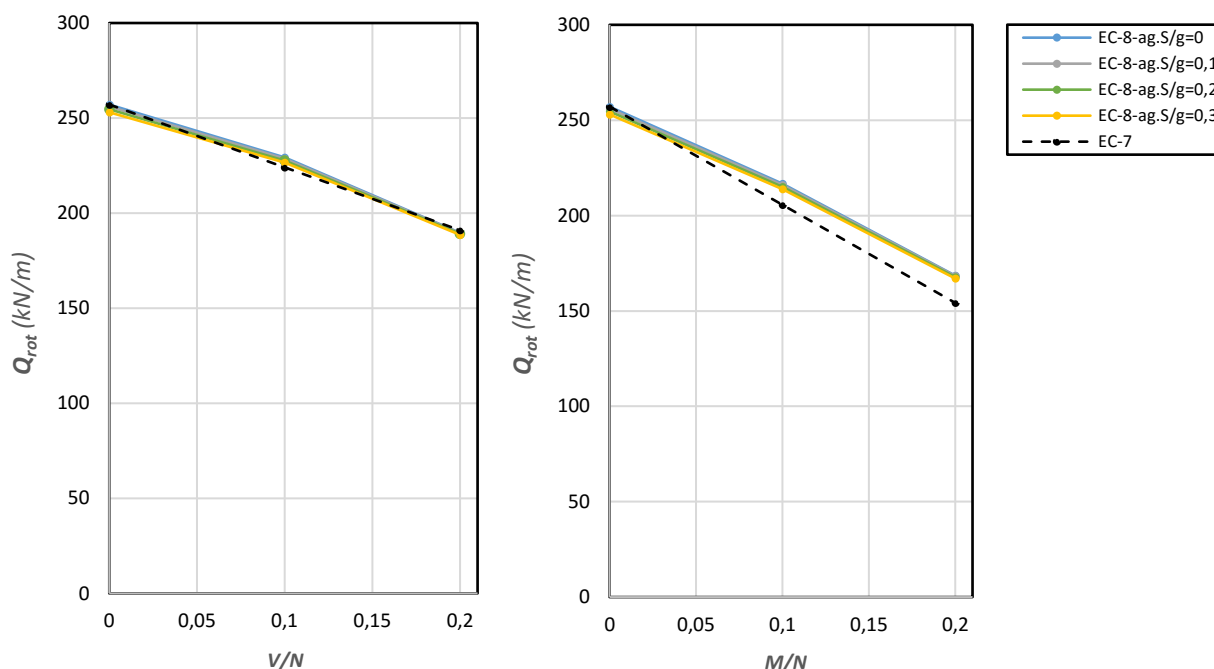


Figura 21 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação –  $c_u=50$  kPa e B=1 m.

Da análise da Figura 21 conclui-se que, também para um solo coerente, a atuação do esforço transversal e momento fletor provocam uma diminuição das cargas de rotura em ambas as formulações.

Nas tabelas 18 e 19, apresenta-se a variação percentual das cargas de rotura provocadas pela atuação destes esforços na fundação com largura B=1 m. Mais uma vez, as cargas de rotura estáticas não diferem muito das cargas de rotura sísmicas quando  $a_g/g = 0$ . Estas cargas não coincidem totalmente devido ao facto de as expressões não estarem devidamente calibradas uma com a outra.

Tabela 18 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $V/N$  –  $c_u=50$  kPa e  $B=1$ m.

	EC7		EC8 – $a_g/g=0$	
	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)
$V/N=0$	257,1	-	257,1	-
$V/N=0,1$	224,0	-13%	229,2	-11%
$V/N=0,2$	191,0	-26%	189,7	-26%

Tabela 19 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $M/N$  –  $c_u=50$  kPa e  $B=1$ m.

	EC7		EC8 – $a_g/g=0$	
	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)
$M/N=0$	257,1	-	257,1	-
$M/N=0,1$	205,7	-20%	216,7	-16%
$M/N=0,2$	154,2	-40%	168,5	-34%

Relativamente aos valores obtidos a partir da formulação do EC8-5, estes são muito menos afetados pela aceleração do solo. Desta forma, para os mesmos valores das relações  $V/N$  e  $M/N$ , as cargas de rotura obtidas a partir de ambas as formulações praticamente coincidem, independentemente do valor da relação  $a_g/g$ . Aliás, como se pode ver das tabelas 20 e 21, a diminuição percentual máxima devido ao aumento da aceleração do solo, para a fundação com largura  $B=1$  m, é cerca de 2%. Esta diminuição é calculada relativamente aos valores obtidos para  $a_g/g = 0$ .

Tabela 20 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N-V –  $c_u=50$  kPa e  $B=1$  m.

	$V/N=0$		$V/N=0,1$		$V/N=0,2$	
	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)
EC8 – $a_g/g=0$	257,1	-	229,2	-	189,7	-
EC8 – $a_g/g=0,1$	256,0	0%	228,6	0%	189,5	0%
EC8 – $a_g/g=0,2$	254,6	-1%	227,7	-1%	189,1	0%
EC8 – $a_g/g=0,3$	253,0	-2%	226,5	-1%	188,6	-1%

Tabela 21 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N-M –  $c_u=50$  kPa e  $B=1$  m.

	$M/N=0$		$M/N=0,1$		$M/N=0,2$	
	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)
EC8 – $a_g/g=0$	257,1	-	216,7	-	168,5	-
EC8 – $a_g/g=0,1$	256,0	0%	216,0	0%	168,3	0%
EC8 – $a_g/g=0,2$	254,6	-1%	215,0	-1%	167,8	0%
EC8 – $a_g/g=0,3$	253,0	-2%	213,8	-1%	167,0	-1%

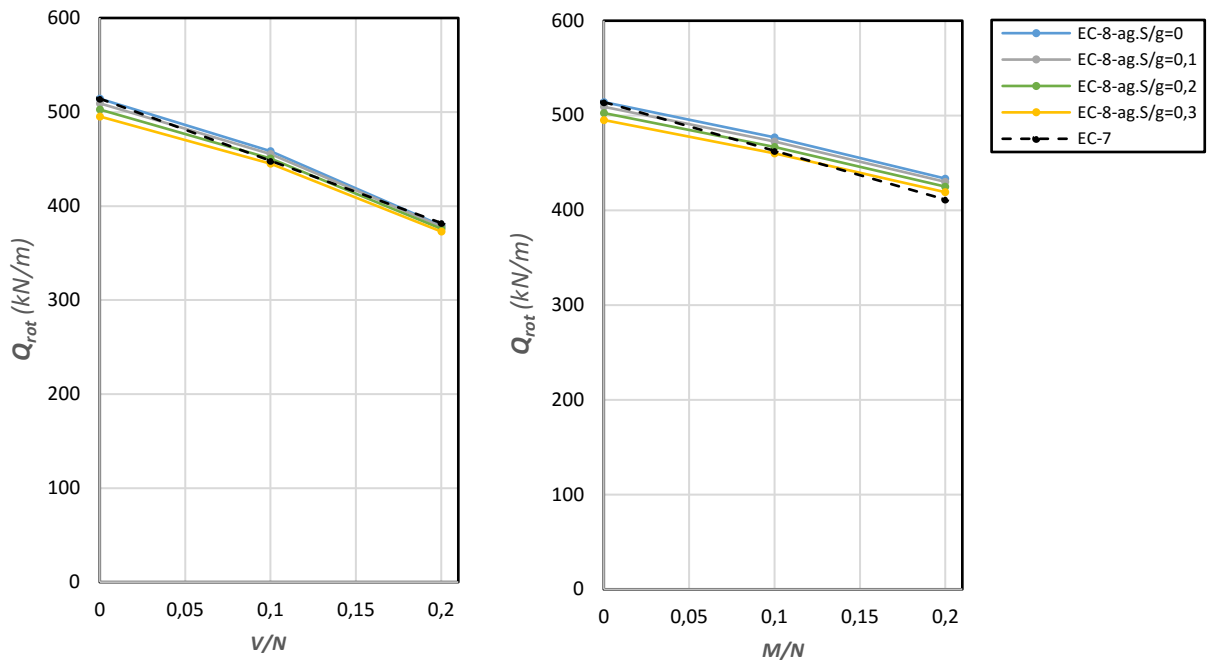


Figura 22 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação –  $c_u=50$  kPa e  $B=2$  m.

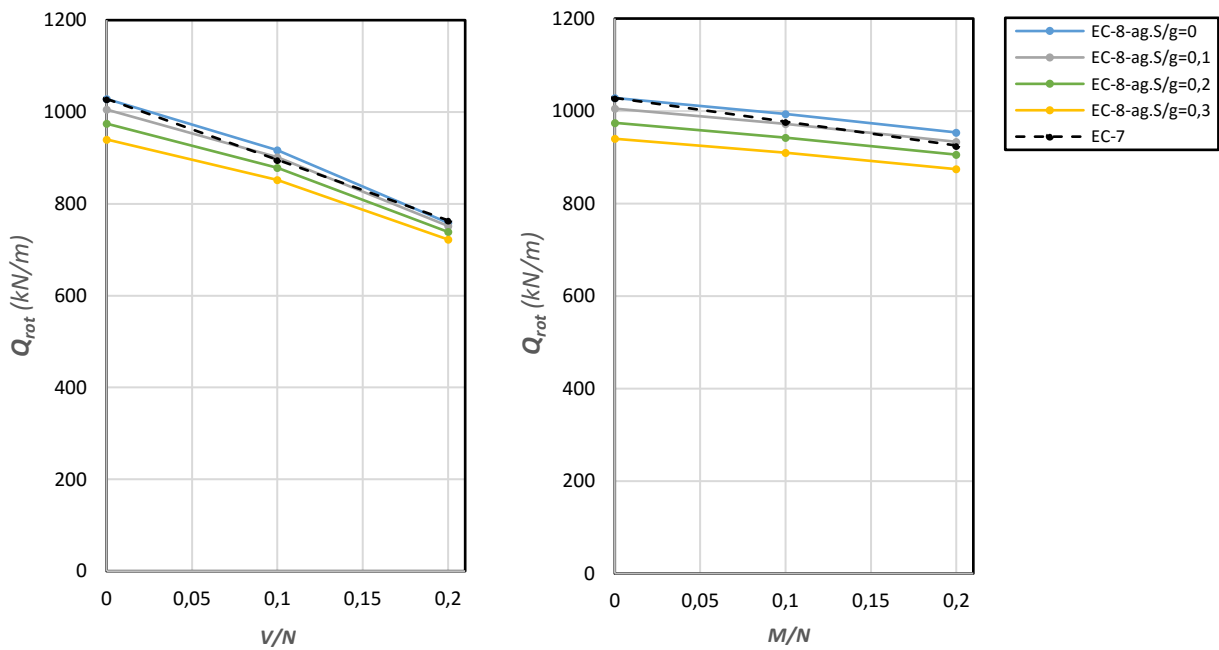


Figura 23 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação –  $c_u=50$  kPa e  $B=4$  m.

Da análise das Figuras 22 e 23, que correspondem às fundações com larguras  $B=2$  e  $4$  m, respetivamente, começa-se a verificar novamente a influência do aumento da aceleração do solo nos resultados obtidos a partir da formulação do EC8-5. Para solos coerentes, o parâmetro  $\bar{F}$  é diretamente proporcional à relação  $a_g.S/g$  e à largura da fundação  $B$ . Desta forma, quando maior a largura da fundação  $B$ , maior a força de inércia adimensional do solo e menores os valores das cargas de rotura. Note-se, no entanto, que mesmo aumentado a largura da fundação, o impacto das forças de inércia do solo continua a ser reduzido. Para os solos coerentes, a maior redução verificada obtém-se para a

fundação com largura  $B = 4$  m, e é menor que 10%. Os valores das cargas de rotura sísmicas obtidos para as restantes larguras de fundações apresentam-se nas tabelas D.4 a D.6 do Anexo D.

#### 4.2.4 Solo coerente – $c_u=200$ kPa e $B=2$ m

Na Figura 24 apresentam-se os valores de cargas de rotura admitindo-se na mesma um solo coerente, mas agora para uma resistência não drenada  $c_u=200$  kPa e uma largura de fundação  $B = 2$  m. Para esta situação, os efeitos da aceleração do solo são novamente desprezáveis, fazendo com que os valores de carga de rotura obtidos a partir de ambas as formulações sejam muito próximos.

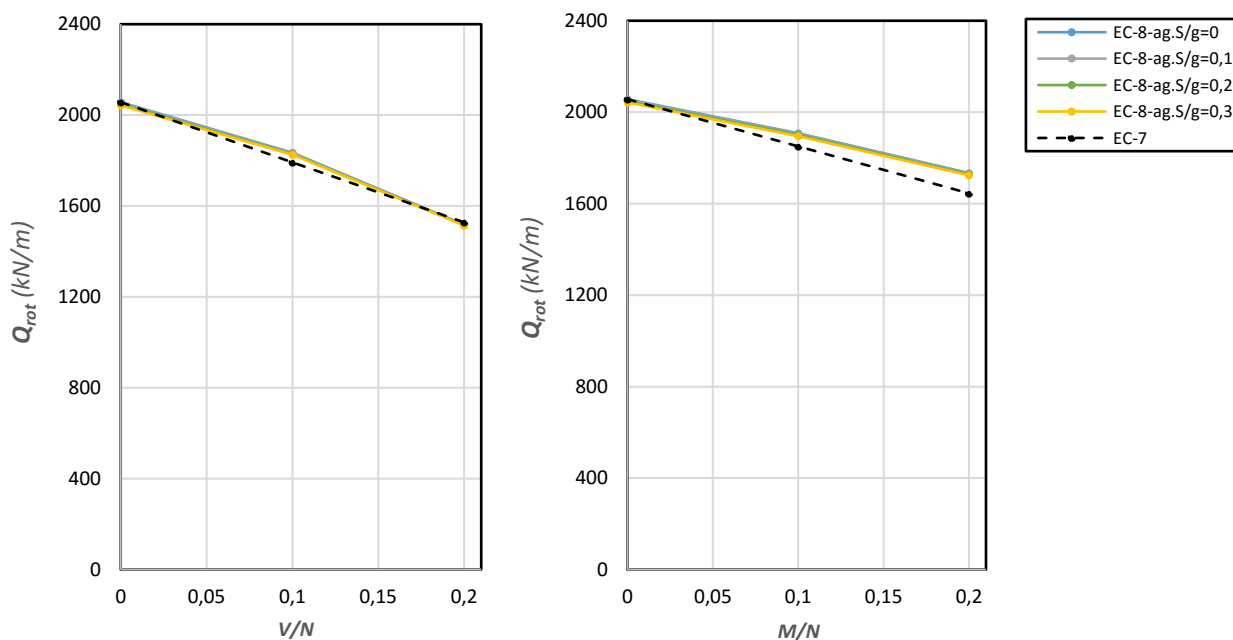


Figura 24 – Valores das cargas de rotura para as situações de interação –  $c_u = 200$  kPa e  $B=2$  m.

Nas tabelas 22 e 23 apresenta-se novamente a diminuição (em forma percentual) provocada pelo o aumento da relação de  $a_g/g$ .

Tabela 22 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N-V –  $c_u=50$  kPa e  $B=1$  m.

	$V/N = 0$		$V/N = 0,1$		$V/N = 0,2$	
	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)
$EC8 - a_g/g = 0$	2056,6	-	1833,7	-	1517,2	-
$EC8 - a_g/g = 0,1$	2053,0	0%	1831,8	0%	1517,1	0%
$EC8 - a_g/g = 0,2$	2048,1	0%	1828,6	0%	1516,1	0%
$EC8 - a_g/g = 0,3$	2042,7	-1%	1825,2	-0,5%	1514,7	0%

Tabela 23 – Cargas de rotura para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N-M –  $c_u=50$  kPa e  $B=1$  m.

	$M/N=0$		$M/N=0,1$		$M/N=0,2$	
	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)	Q.rot (kN/m)	$\Delta$ (%)
EC8 – $a_g/g = 0$	2056,6	-	1907,6	-	1733,7	-
EC8 – $a_g/g = 0,1$	2052,9	0%	1904,7	0%	1731,6	0%
EC8 – $a_g/g = 0,2$	2048,1	0%	1900,5	0%	1728,3	0%
EC8 – $a_g/g = 0,3$	2042,6	-1%	1895,8	-1%	1724,3	-1%

### 4.3 Comparação de cargas de dimensionamento – Situação estática e sísmica

Nesta parte do estudo pretende-se comparar a verificação de segurança proposta pelo EC8-5 para a situação sísmica com a verificação de segurança proposta pelo EC7-1 para a situação estática.

#### 4.3.1 Cargas de dimensionamento

No âmbito deste estudo, entende-se como carga de dimensionamento, o valor característico da ação permanente que verifica a segurança do ELU de rotura por insuficiência de capacidade resistente do terreno ao carregamento –  $V_{g,k}$ . Tendo em conta esta definição, e sabendo que para a situação estática o valor de cálculo da ação é obtido a partir da combinação fundamental, a carga de dimensionamento –  $Q_{dim}$  – corresponde então ao valor  $V_{g,k}$  que satisfaz a seguinte desigualdade,

$$V_d \leq R_d \Leftrightarrow \gamma_g V_{g,k} + \gamma_q V_{q,k} \leq R_d \quad (39)$$

Em que  $\gamma_g, \gamma_q$  constituem os coeficientes parciais de segurança para as ações permanentes e variáveis, respetivamente, e  $V_{q,k}$  o valor característico da ação variável. Neste estudo considerou-se a ação variável igual a 20% da ação permanente –  $V_{q,k} = 0.2V_{g,k}$ . Relativamente ao valor de cálculo da resistência  $R_d$ , este obtém-se a partir das expressões 26 e 27 apresentadas no capítulo anterior. Estas expressões correspondem às expressões propostas pelo Anexo D do EC7-1. Note-se que na expressão 39, a variável  $V$  diz respeito à ação vertical atuante na fundação e não ao esforço transversal.

Para a situação sísmica a carga de dimensionamento obtém-se em duas fases. Em primeiro lugar obtém-se o valor de esforço normal adimensional –  $\bar{N}$  – que satisfaz a expressão geral proposta pelo Anexo F do EC8-5 (expressão 30 apresentada no capítulo anterior). De seguida, a partir da expressão do esforço normal adimensional, e considerando a combinação de ações sísmica, tem-se que a carga de dimensionamento corresponde ao valor da  $N_{g,k}$  que satisfaz a seguinte igualdade,

$$\bar{N} = \frac{N_{ed} \gamma_{Rd}}{N_{máx}} = \frac{(N_{g,k} + \psi_2 N_{q,k} + N_{AEd}) \gamma_{Rd}}{N_{máx}} \quad (40)$$

Em que  $\psi_2$  corresponde ao coeficiente de combinação quase-permanente,  $N_{q,k}$  o valor característico do esforço normal variável e  $N_{AEd}$  o valor de cálculo do esforço normal provocado pela ação sísmica. Dado que a parcela  $N_{AEd}$  é bastante dependente do sistema estrutural nesta dissertação optou-se por considerar  $N_{AEd} = 0$ .

Dado isto, a expressão 40 toma então a seguinte forma

$$\bar{N} = \frac{(N_{g,k} + \psi_2 N_{q,k}) \gamma_{Rd}}{N_{m\acute{a}x}} \quad (41)$$

O coeficiente  $\gamma_{Rd}$ , corresponde ao coeficiente parcial de modelo e varia de acordo com o tipo de solo. Neste estudo, para solos incoerentes, considera-se o coeficiente  $\gamma_{Rd} = 1.15$  quando  $\phi' = 25^\circ$  e  $\gamma_{Rd} = 1.0$  quando  $\phi' = 35$ . Para solos coerentes, considera-se sempre o coeficiente  $\gamma_{Rd} = 1.0$  (que corresponde a argilas não sensíveis), independentemente do valor da resistência não drenada  $c_u$ .

#### 4.3.2 Solo incoerente – $\phi' = 25^\circ$ e $B = 1, 2$ e $4$ m

Nas Figuras 25, 26 e 27 apresentam-se os valores das cargas de dimensionamento estático e sísmico para as larguras de fundação  $B = 1, 2$  e  $4$  m respetivamente, admitindo-se um solo incoerente.

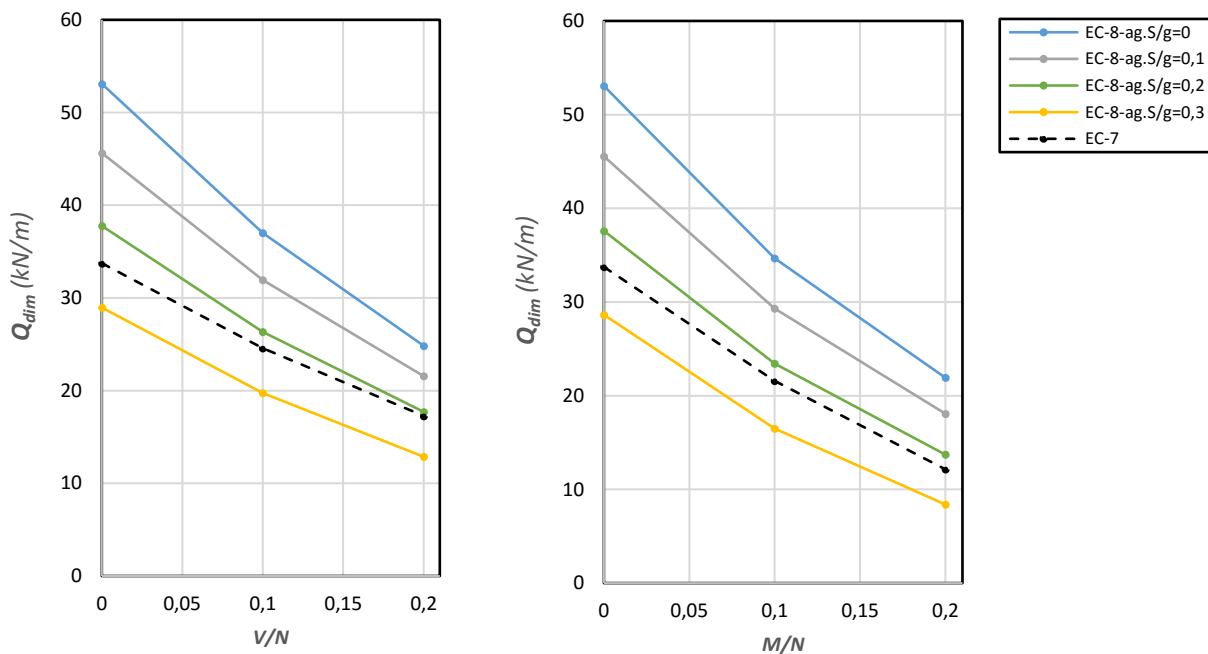


Figura 25 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $\phi' = 25^\circ$  e  $B = 1$  m.

Da análise destas figuras, verifica-se que até valores da relação  $a_g/g$  entre 0.2 e 0.3, e para os mesmos valores de  $V/N$  e  $M/N$ , as cargas de dimensionamento para a situação estática são sempre inferiores às cargas de dimensionamento para a situação sísmica. Para valores superiores de  $a_g/g$ , a situação tende a inverter-se, sendo que, quando  $a_g/g = 0.3$ , os valores das cargas de dimensionamento sísmico já são inferiores às cargas de dimensionamento estático.

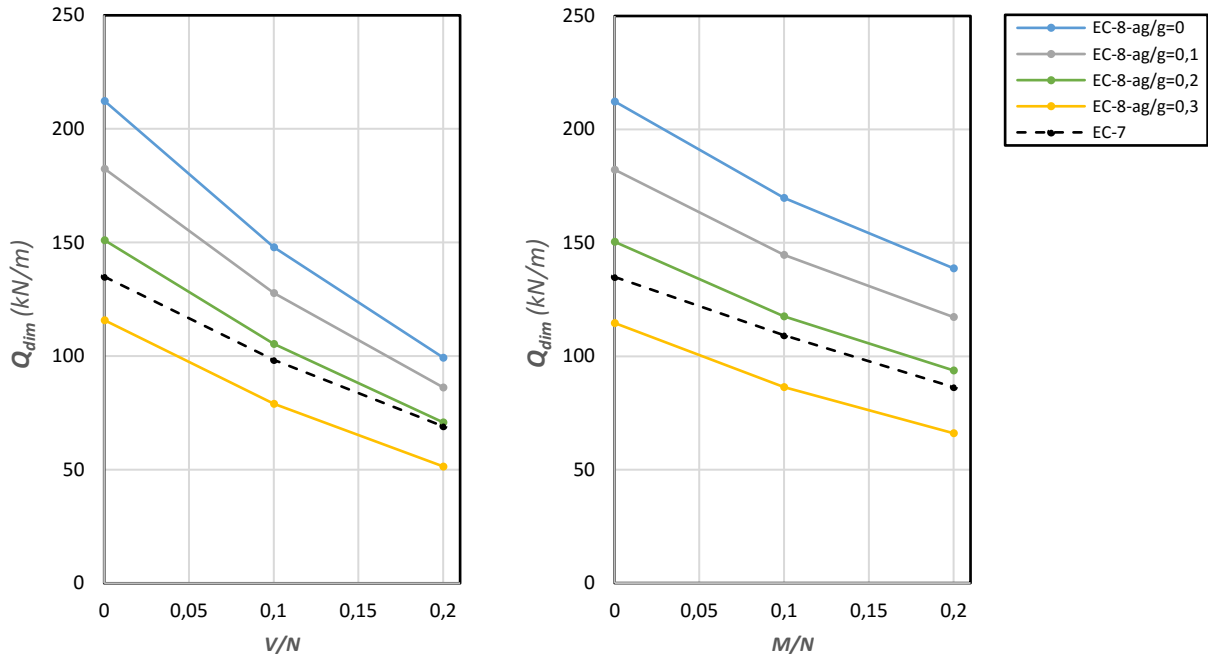


Figura 26 - Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $\phi'=25^\circ$  e  $B=2$  m.

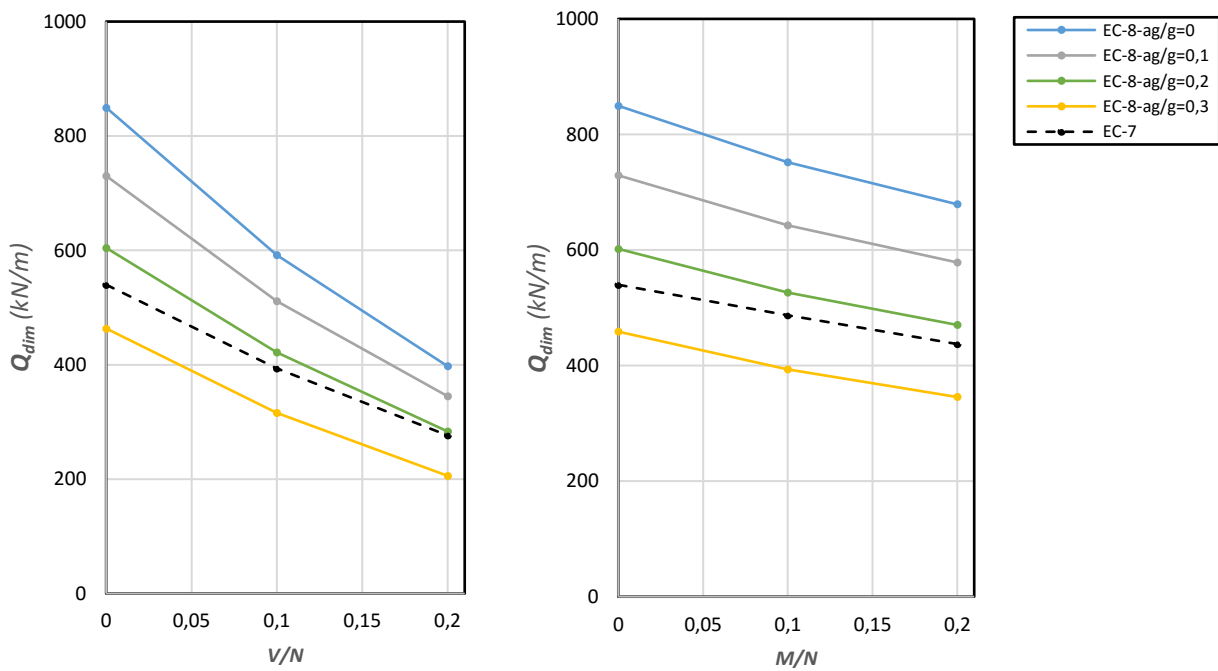


Figura 27 - Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $\phi'=25^\circ$  e  $B=4$  m.

#### 4.3.3 Solo incoerente – $\phi'=35^\circ$ e $B=2$ m

Na Figura 28 apresentam-se os valores das cargas de dimensionamento admitindo-se na mesma um solo incoerente, mas para um ângulo de atrito  $\phi'=35^\circ$  e uma largura de fundação  $B = 2$  m.



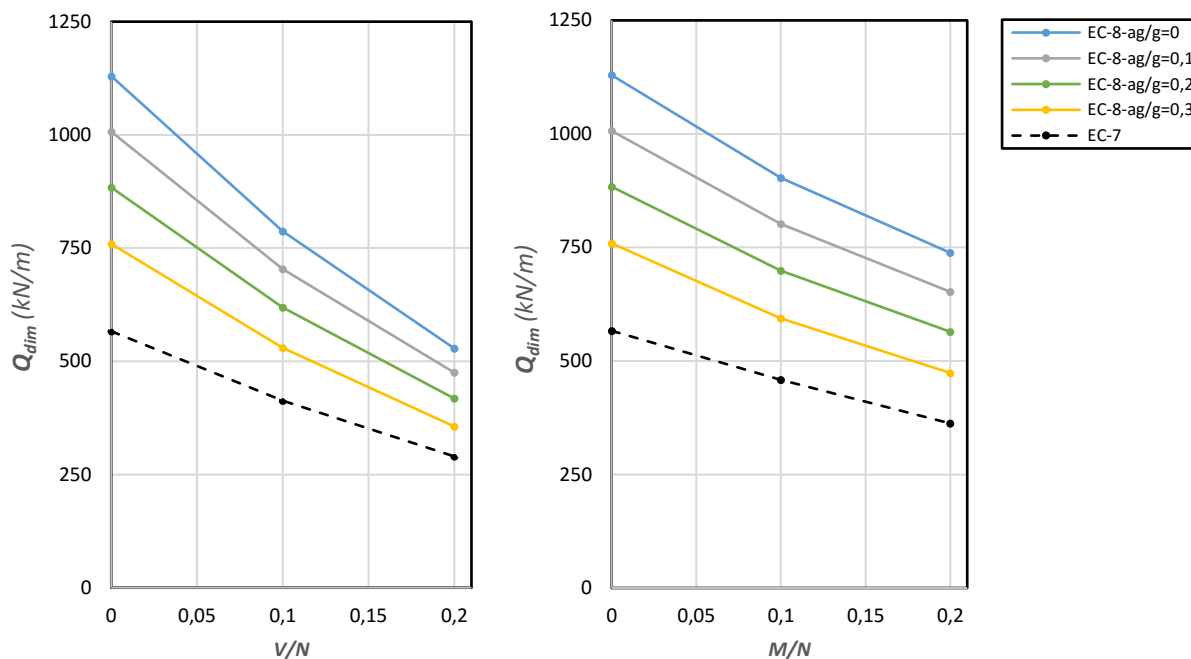


Figura 28 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $\phi'=35^\circ$  e  $B=2$  m.

Como se verificou na comparação anterior, as reduções das cargas de rotura devidas ao aumento da aceleração do solo são menores para solos com maior resistência. Desta forma, para este caso, as cargas de dimensionamento estático são sempre inferiores às cargas de dimensionamento sísmico, independentemente do valor da relação  $a_g/g$ .

#### 4.3.4 Solo coerente – $c_u=50$ kPa e $B=1, 2$ e $4$ m

Nas Figuras 29, 30 e 31 apresentam-se os valores das cargas de dimensionamento para as larguras de fundação  $B=1, 2$  e  $4$  m, respetivamente, admitindo-se um solo coerente.

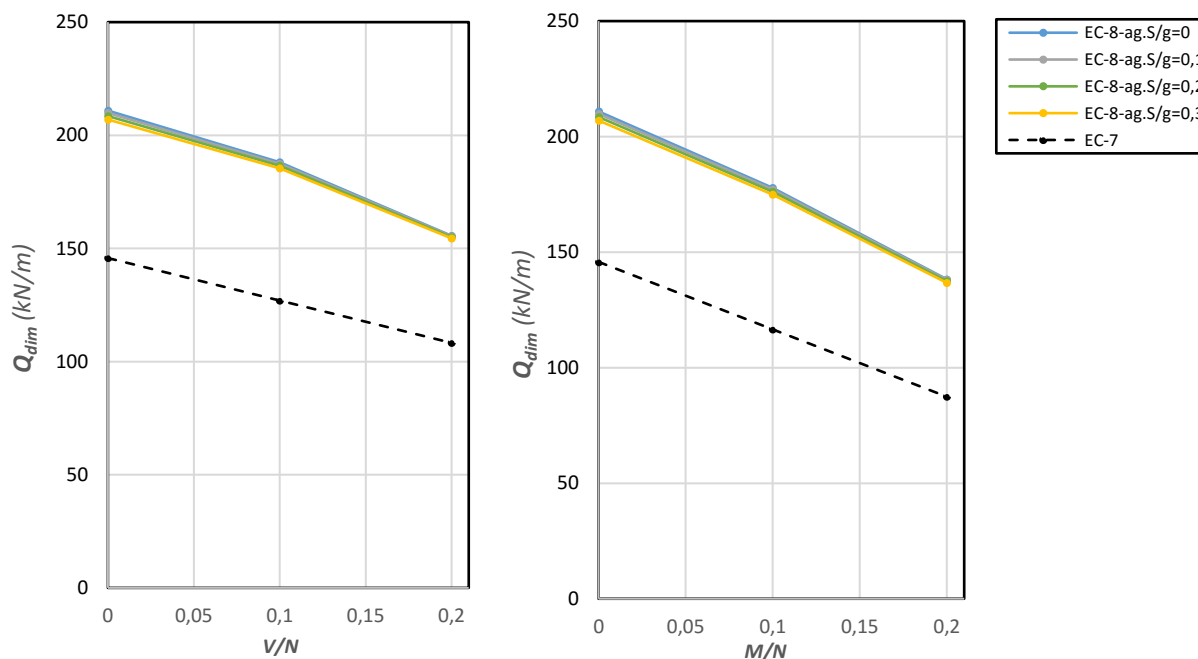


Figura 29 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $c_u=50$  kPa e  $B=1$  m.

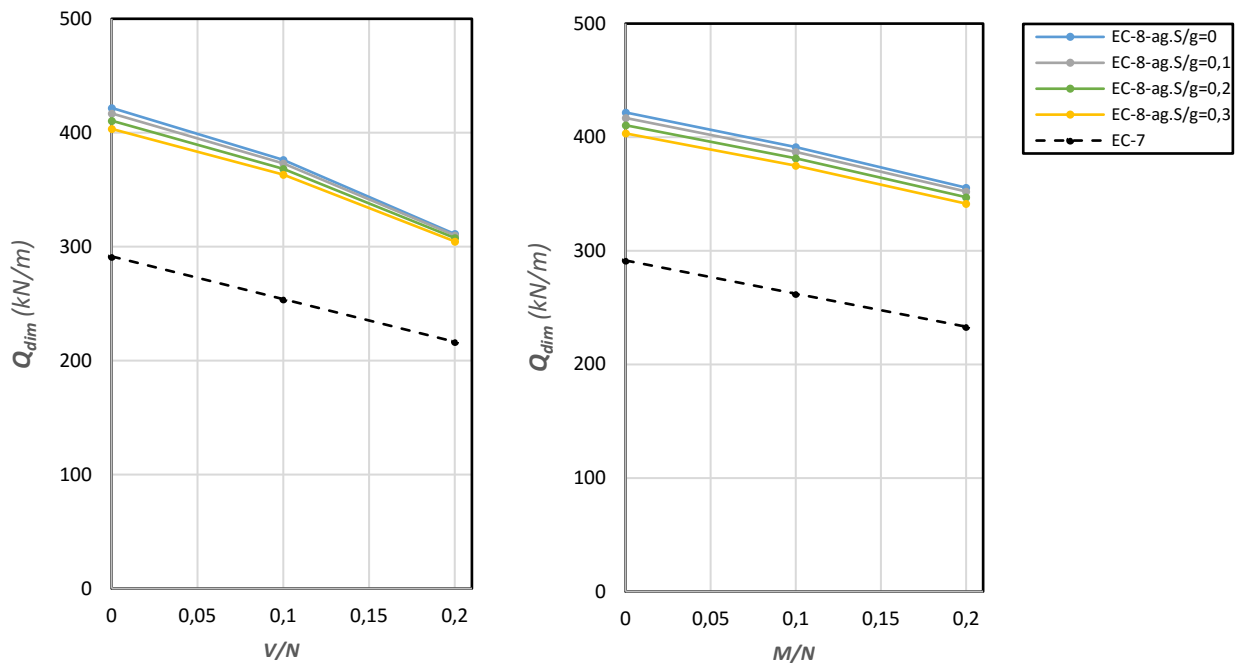


Figura 30 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $c_u=50$  kPa e  $B=2$  m.

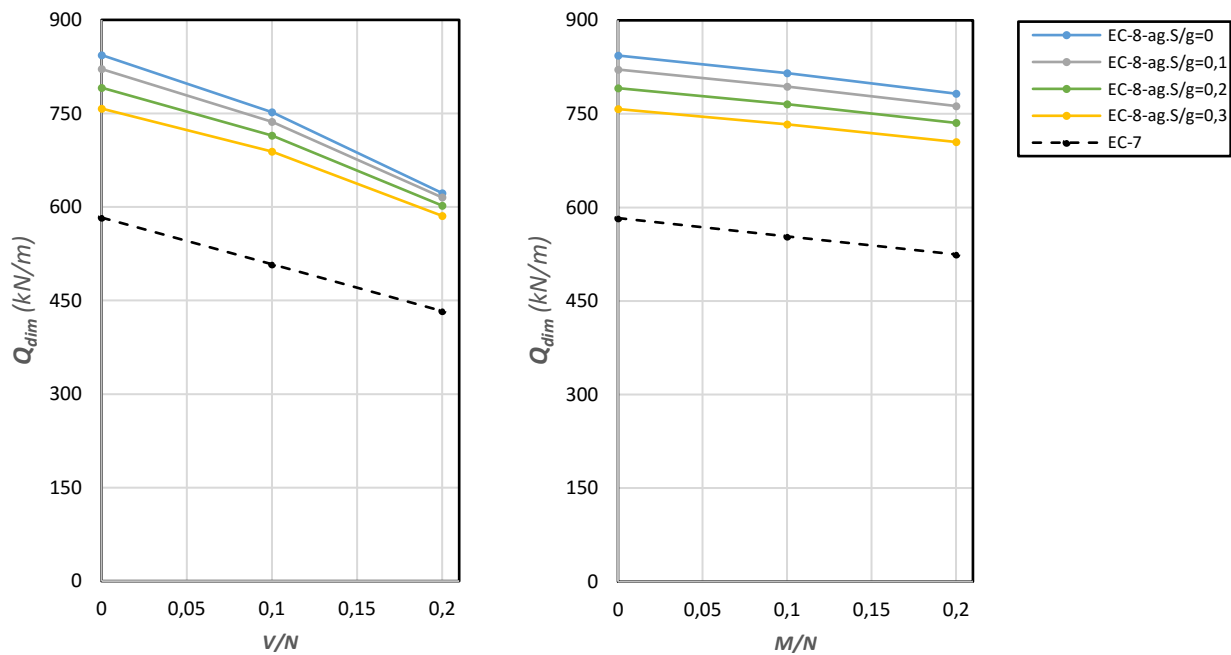


Figura 31 - Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $c_u=50$  kPa e  $B=4$  m.

Da análise destas figuras conclui-se que, para todos os valores de largura considerados, as cargas de dimensionamento estáticas são sempre inferiores às cargas de dimensionamento sísmicas, independentemente do valor relação  $a_g/g$ . Isto verifica-se principalmente devido à diferença entre os coeficientes parciais de segurança a adotar. Tanto do lado da ação como do lado da resistência, os coeficientes parciais a aplicar são superiores para a situação estática. Além disto, e como se viu anteriormente, os solos coerentes são muito menos sensíveis aos efeitos da aceleração do solo, contribuindo ainda mais para a diferença entre as cargas de dimensionamento.

Na tabela 24 apresentam-se as diferenças percentuais entre as cargas de dimensionamento estáticas e as cargas de dimensionamento sísmicas quando  $a_g.S/g = 0$ .

Tabela 24 – Diferenças percentuais entre as cargas de dimensionamento. Situações de interação N-V e N-M.

B (m)	Interação N-V				Interação N-M			
	H/N	EC8 $a_g.S/g = 0$ (kN/m)	EC7 (kN/m)	$\Delta$ (%)	M/N	EC8 $a_g.S/g = 0$ (kN/m)	EC7 (kN/m)	$\Delta$ (%)
1	0	210,9	145,7	-31%	0	210,9	145,7	-31%
	0,1	188,0	127,0	-32%	0,1	177,8	116,6	-34%
	0,2	155,6	108,3	-30%	0,2	138,3	87,4	-37%
2	0	421,8	291,5	-31%	0	421,8	291,5	-31%
	0,1	376,1	254,0	-32%	0,1	391,2	262,3	-33%
	0,2	311,2	216,5	-30%	0,2	355,6	233,2	-34%
4	0	843,6	582,9	-31%	0	843,6	582,9	-31%
	0,1	752,1	508,0	-32%	0,1	815,2	553,8	-32%
	0,2	622,3	433,1	-30%	0,2	782,4	524,7	-33%

#### 4.3.5 Solo coerente – $c_u=200$ kPa e $B=2$ m

Na Figura 32 apresentam-se os valores das cargas de dimensionamento admitindo-se na mesma um solo coerente, mas agora para uma resistência não drenada  $c_u= 200$  kPa e uma largura de fundação  $B = 2$  m.

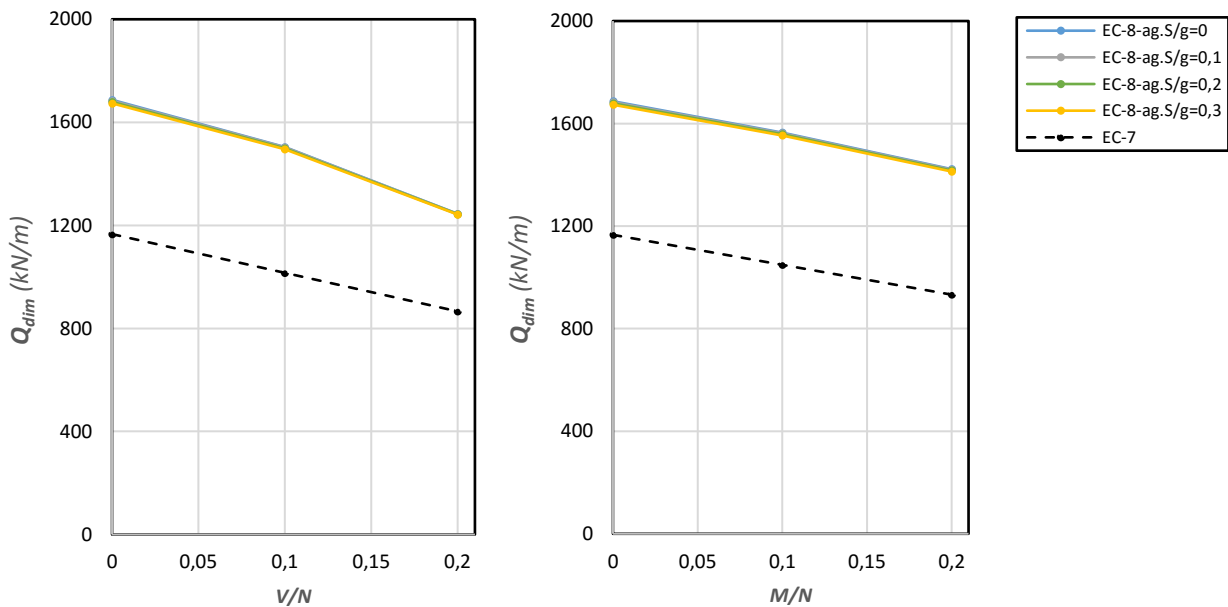


Figura 32 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $c_u=200$  kPa e  $B=2$  m.

À semelhança dos casos anteriores, as cargas de dimensionamento obtidas para a situação estática são inferiores às cargas de dimensionamento obtidas a situação sísmica, independentemente do valor da relação  $a_g.S/g$ .

Na tabela 25 apresentam-se novamente as diferenças percentuais entre as cargas de dimensionamento estáticas e sísmicas (quando  $a_g.S/g=0$ ) para ambas as situações de interação.

Tabela 25- Diferenças percentuais entre cargas de dimensionamento. Situações de interação N-V e N-M.

B (m)	Interação N-V				Interação N-M			
	H/N	EC8 $a_g.S/g = 0$ (kN/m)	EC7 (kN/m)	$\Delta$ (%)	M/N	EC8 $a_g.S/g = 0$ (kN/m)	EC7 (kN/m)	$\Delta$ (%)
1	0	1687,1	1165,9	-31%	0	1687,1	1165,9	-31%
	0,1	1504,3	1016,0	-32%	0,1	1564,9	1049,3	-33%
	0,2	1244,6	866,2	-30%	0,2	1422,2	932,7	-34%

#### 4.4 Comparação de cargas de dimensionamento – Situação sísmica

Nesta terceira e última parte do estudo, a verificação de segurança proposta pelo EC8-5 é comparada com a verificação de segurança baseada no coeficiente de segurança global ( $CS_{global}$ ). Recorde-se que, tal como foi referido no capítulo anterior, ambas estas verificações destinam-se à situação sísmica.

##### 4.4.1 Cargas de dimensionamento

Para a verificação baseada na utilização do  $CS_{global}$ , a carga de dimensionamento corresponde à parcela permanente da ação –  $V_g$  – que satisfaz a seguinte desigualdade,

$$V_{atuante} \leq V_{admissivel}^{Sismica} \Leftrightarrow V_g + V_q \leq V_{admissivel}^{Estática} \times (1.2 \text{ ou } 1.5) \quad (42)$$

Em que  $V_g$  corresponde à ação permanente,  $V_q$  à ação variável e  $V_{admissivel}^{Estática}$  à carga admissível obtida para a situação estática. Desta forma, a partir desta verificação, obtêm-se dois conjuntos de cargas de dimensionamento, uma correspondente ao aumento de 20% e outro correspondente ao aumento de 50% definindo-se uma faixa. As cargas admissíveis para a situação estática obtêm-se aplicando as expressões 26 e 27 (expressões propostas no Anexo D do EC7) considerando o  $CS_{global}$  igual a 2 e 3 para solos coerentes e incoerentes respetivamente. Recorde-se que de acordo com esta metodologia, e ao contrário da metodologia proposta pelos Eurocódigos, não se aplicam quaisquer coeficientes às ações.

##### 4.4.2 Solo incoerente – $\phi'=25^\circ$ e B=1, 2 e 4 m

Nas Figuras 33, 34 e 35 apresentam-se os valores das cargas de dimensionamento para as larguras de fundação B=1, 2 e 4 m, respetivamente, admitindo-se um solo incoerente. Da análise destas figuras verifica-se que, até valores da relação  $a_g/g$  próximos de 0.2, as cargas de dimensionamento sísmico obtidas a partir da metodologia baseada no  $CS_{global}$  são inferiores às cargas de dimensionamento obtidas a partir do EC8-5. Para valores de  $a_g/g = 0.3$ , a situação tende a inverter-se.

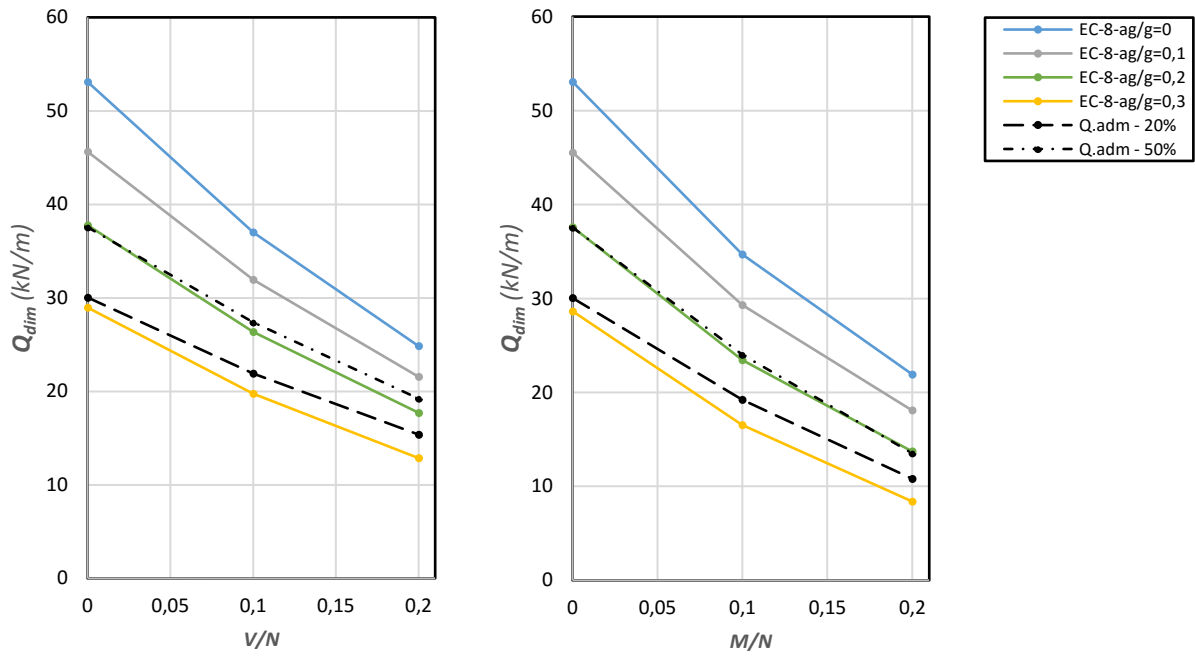


Figura 33 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $\phi'=25^\circ$  e B=1 m.

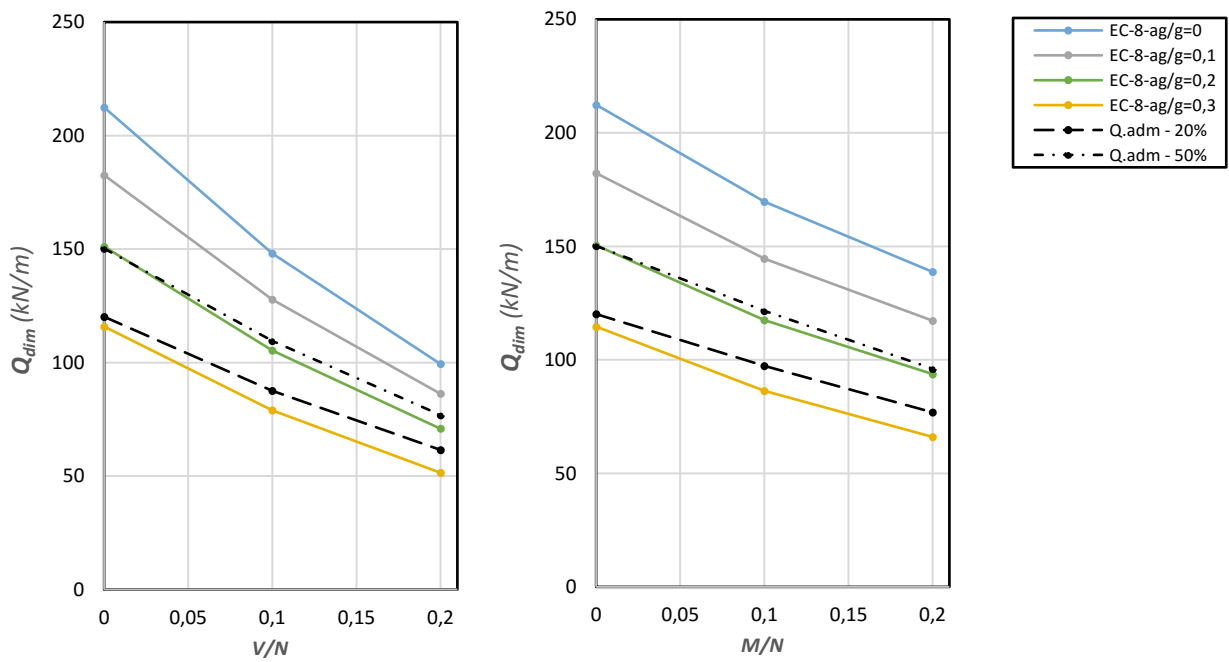


Figura 34 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $\phi'=25^\circ$  e B=2 m.

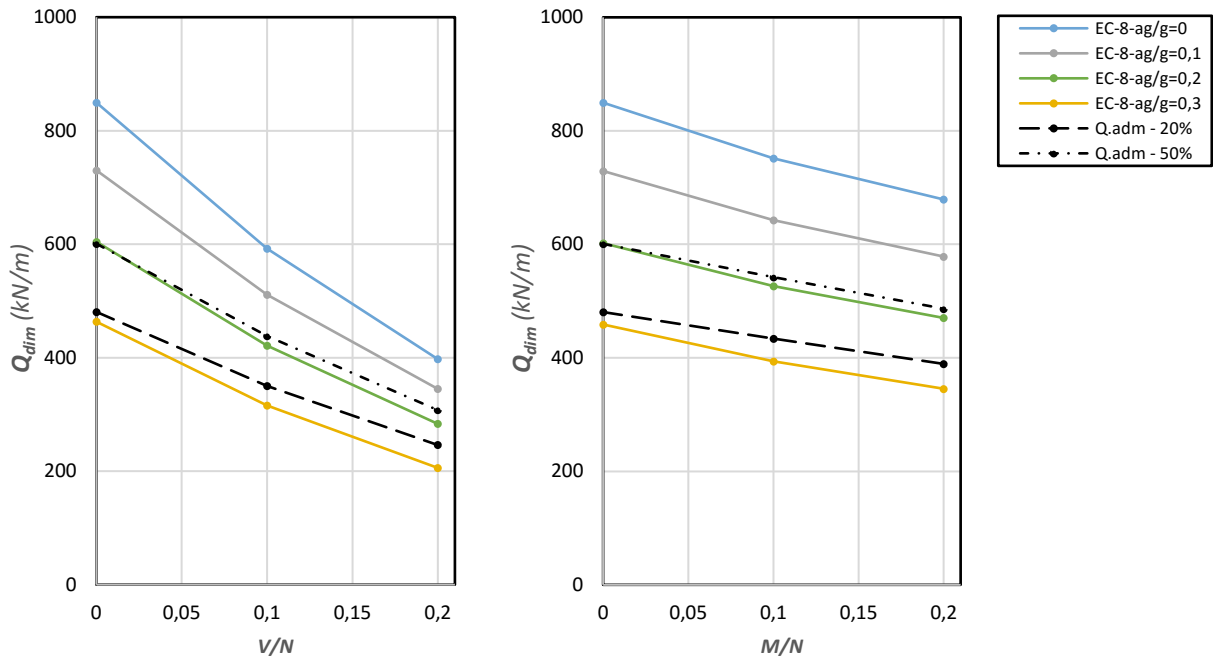


Figura 35 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $\phi'=25^\circ$  e  $B=4$  m.

#### 4.4.3 Solo incoerente – $\phi'=35^\circ$ e $B=2$ m

Na Figura 36 apresentam-se os valores das cargas de dimensionamento para um solo incoerente, mas agora considerando um ângulo de atrito do solo  $\phi'=35^\circ$  e uma largura de fundação  $B = 2$  m. Para este caso, verifica-se que a maior parte das cargas de dimensionamento abrangidas pela faixa são inferiores às cargas de dimensionamento obtidas a partir do EC8-5, independentemente do valor da relação  $a_g/g$ .

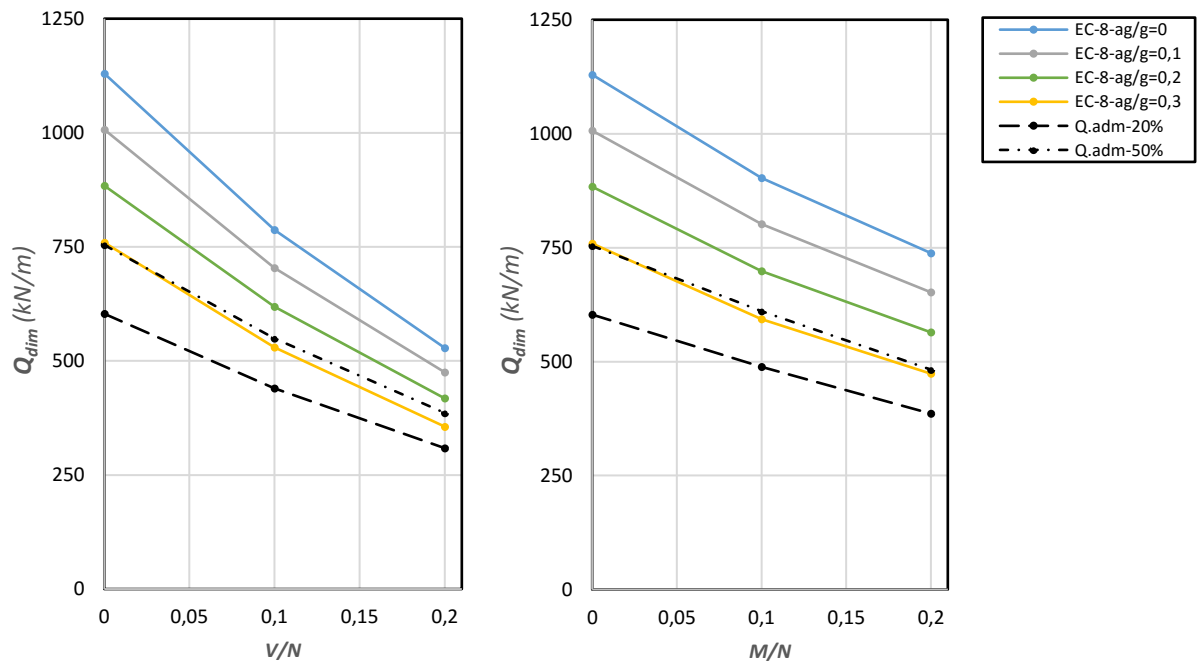


Figura 36 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $\phi'=35^\circ$  e  $B=2$  m.

#### 4.4.4 Solo coerente – $c_u=50$ kPa e $B=1, 2$ e $4$ m

Nas imagens 37, 38 e 39 apresentam-se os valores das cargas de dimensionamento para as larguras de fundação  $B=1, 2$  e  $4$  m, admitindo-se um solo coerente. Da análise destas figuras, verifica-se que para todos os valores de largura de fundação, as cargas abrangidas pela faixa são sempre inferiores às cargas de dimensionamento obtidas a partir do EC8-5, independentemente do valor da relação  $a_g.S/g$ .

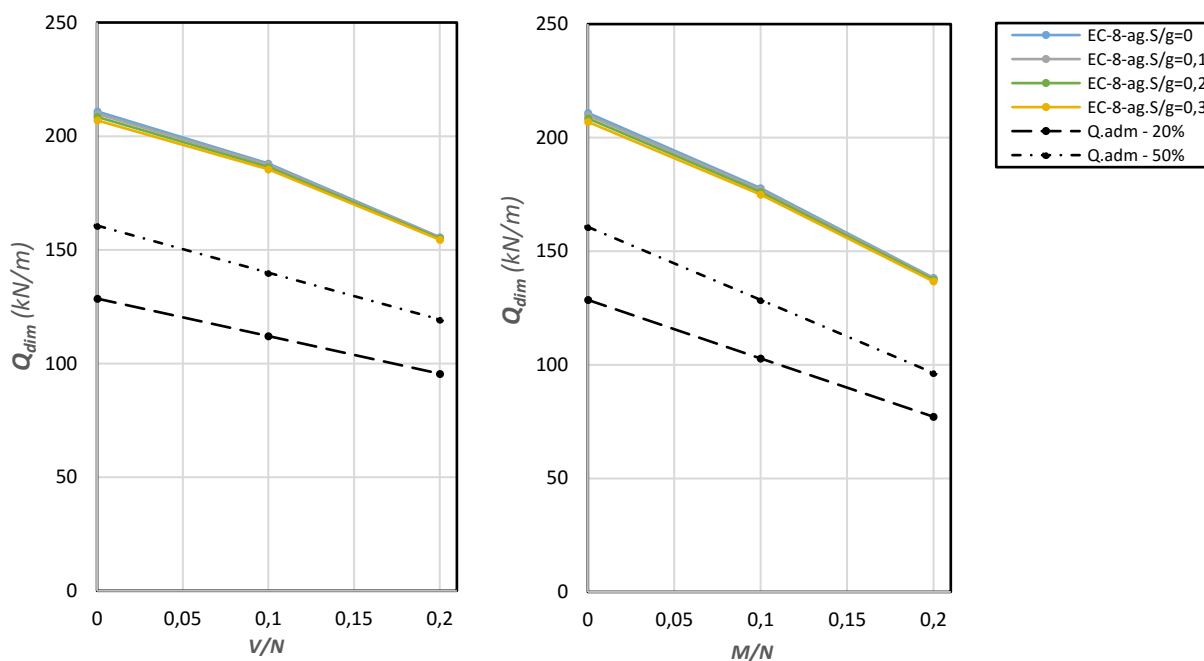


Figura 37 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $c_u = 50$  kPa e  $B = 1$  m.

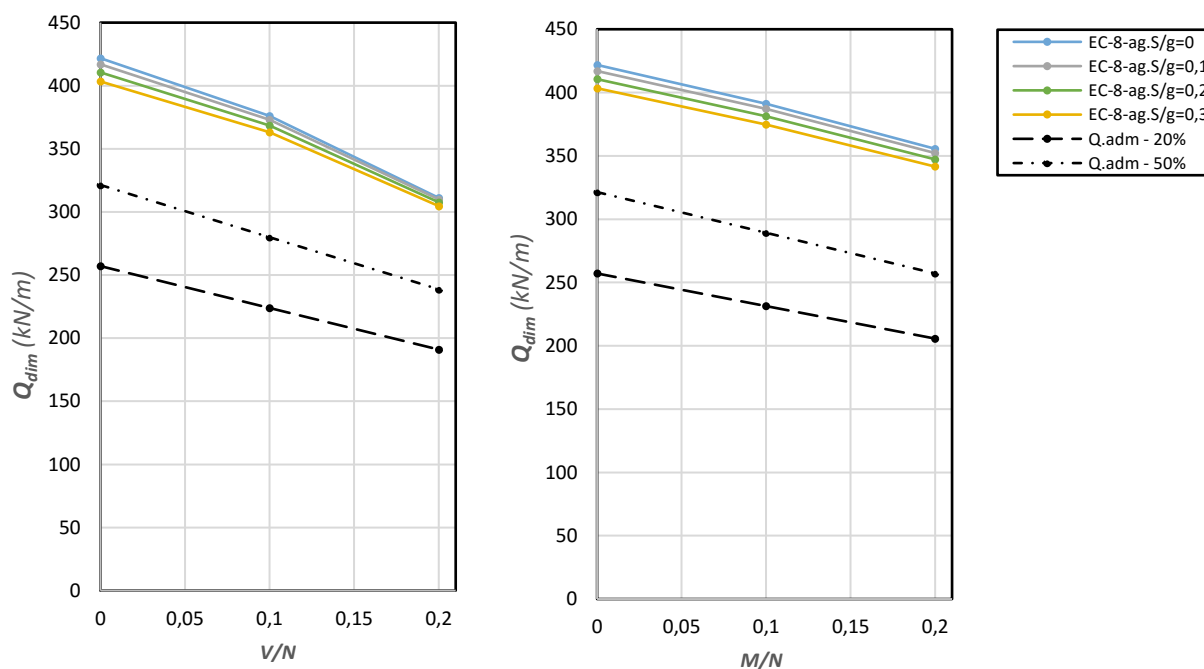


Figura 38 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $c_u = 50$  kPa e  $B = 2$  m.

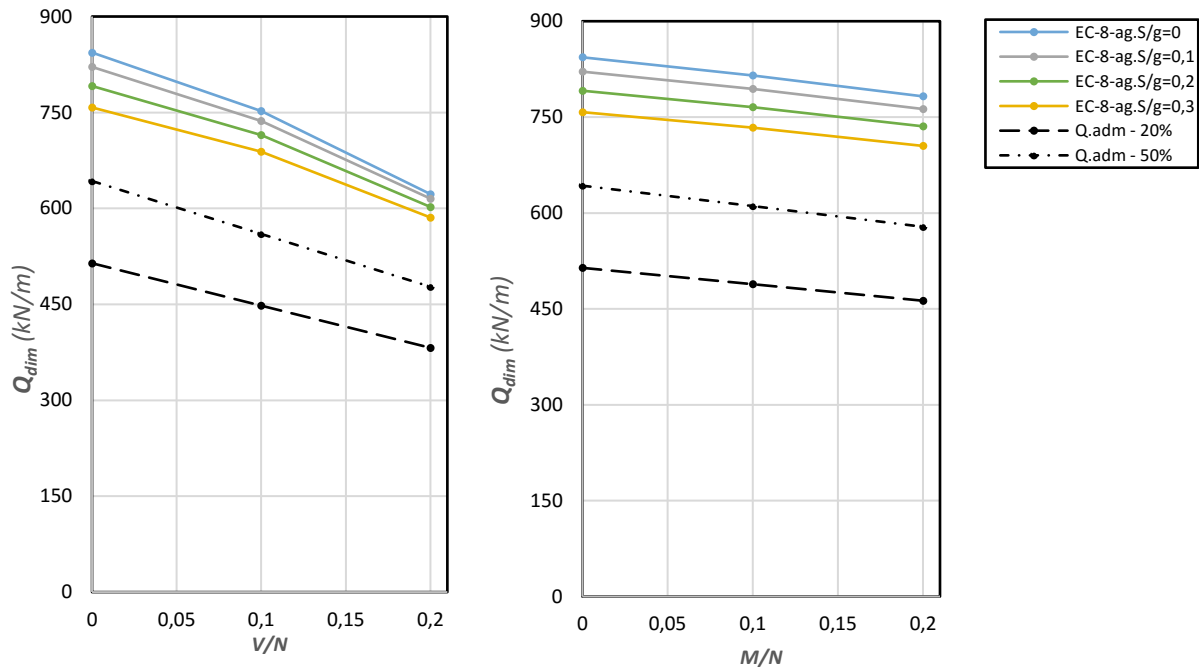


Figura 39 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $c_u = 50$  kPa e  $B = 4$  m.

Na tabela 26, apresentam-se as diferenças percentuais entre as cargas de dimensionamento obtidas a partir da metodologia “tradicional” (para  $V_{admissivel}^{Sismica} = V_{admissivel}^{Estatica} \times 1.2$ ) e as cargas de dimensionamento obtidas a partir do EC8-5 quando  $a_g \cdot S/g = 0$ .

Tabela 26 – Diferenças percentuais entre cargas de dimensionamento. Situações de interação N-V e N-M.

$B$ (m)	Interação N-V				Interação N-M			
	$H/N$	EC8 $a_g \cdot S/g = 0$ (kN/m)	$CS_{global}$ (x1.2) (kN/m)	$\Delta$ (%)	$M/N$	EC8 $a_g \cdot S/g = 0$ (kN/m)	$CS_{global}$ (x1.2) (kN/m)	$\Delta$ (%)
1	0	210,9	128,5	-39%	0	210,9	128,5	-39%
	0,1	188,0	112,0	-40%	0,1	177,8	102,8	-42%
	0,2	155,6	95,5	-39%	0,2	138,3	77,1	-44%
2	0	421,8	257,1	-39%	0	421,8	257,1	-39%
	0,1	376,1	224,0	-40%	0,1	391,2	231,4	-41%
	0,2	311,2	191,0	-39%	0,2	355,6	205,7	-42%
4	0	843,6	514,2	-39%	0	843,6	514,2	-39%
	0,1	752,1	448,1	-40%	0,1	815,2	488,5	-40%
	0,2	622,3	382,0	-39%	0,2	782,4	462,7	-41%

#### 4.4.5 Solo coerente – $c_u=200$ kPa e $B=2$ m

Na Figura 40 apresentam-se os valores de cargas de dimensionamento admitindo-se na mesma um solo coerente, mas agora para uma resistência não drenada  $c_u = 200$  kPa e uma largura de fundação  $B = 2$  m. Como se pode ver, à semelhança da situação anterior, as cargas abrangidas pela faixa são sempre inferiores às cargas de dimensionamento obtidos a partir do EC8-5.



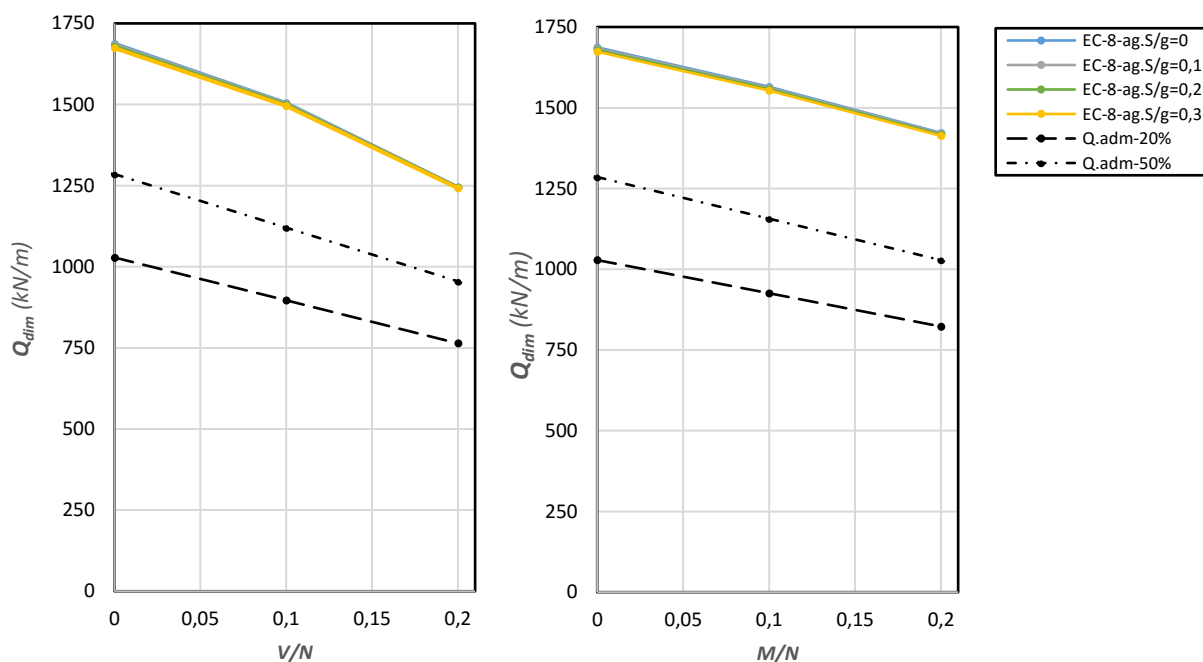


Figura 40 – Valores das cargas de dimensionamento para as situações de interação –  $c_u=200$  kPa e  $B = 2$  m.

Na tabela 27 apresentam-se novamente as diferenças percentuais entre as cargas de dimensionamento obtidas a partir da aplicação da metodologia “tradicional” (para  $V_{admissivel}^{Sismica} = V_{admissivel}^{Estatica} \times 1.2$ ) e das cargas obtidas a partir do EC8-5 quando  $a_g.S/g = 0$ .

Tabela 27 - Diferenças percentuais entre cargas de dimensionamento. Situações de interação N-V e N-M.

B (m)	Interação N-V				Interação N-M			
	H/N	EC8 $a_g.S/g = 0$ (kN/m)	$CS_{global}$ (x1.2) (kN/m)	$\Delta$ (%)	M/N	EC8 $a_g.S/g = 0$ (kN/m)	$CS_{global}$ (x1.2) (kN/m)	$\Delta$ (%)
1	0	1687,1	1028,3	-39%	0	1687,1	1028,3	-39%
	0,1	1504,3	896,1	-40%	0,1	1564,9	925,5	-41%
	0,2	1244,6	764,0	-39%	0,2	1422,2	822,7	-42%

## 4.5 Conclusões do capítulo

Neste capítulo realizou-se um estudo paramétrico onde se compararam cargas de rotura e dimensionamento obtidas para as situações de interação N-V e N-M numa fundação contínua sem encastramento lateral. Das diferentes comparações efetuadas concluiu-se o seguinte:

- Com base nas comparações das cargas de rotura verificou-se que, tanto para a situação sísmica como para a situação estática, os valores das cargas de rotura são afetados (diminuem) pela atuação de momento fletor e esforço transversal. Para a situação sísmica, as cargas de rotura são também afetadas pelas forças de inércia do solo. No entanto, este efeito só é relevante para os solos incoerentes sendo praticamente desprezável para solos coerentes.

- Da comparação entre as cargas de dimensionamento para as situações estática e sísmica, para solos incoerentes, conclui-se que até valores da relação  $a_g/g = 0.2$ , a verificação de segurança de fundações superficiais por insuficiência de capacidade resistente para a situação estática é condicionante. Aliás, à medida que a resistência do solo aumenta, a situação estática vai-se tornando cada vez mais preponderante, sendo que, para  $\phi'=35^\circ$  a situação estática é sempre mais condicionante independentemente do valor da relação de  $a_g/g$ . Para solos coerentes, devido às diferenças entre os coeficientes parciais a utilizar numa SP sísmica e numa SP persistente ou transitória, a situação estática é sempre a mais condicionante independentemente do valor da relação  $a_g/g$ .
- Por último, da comparação entre a verificação proposta pelo EC8-5 e a verificação baseada no  $CS_{global}$ , conclui-se que, para solos incoerentes, e até valores da relação  $a_g/g$  ligeiramente inferiores a 0.2, esta última é mais conservativa.

Para solos coerentes, a verificação baseada no  $CS_{global}$  é sempre mais conservativa, verificando-se diferenças significativas entre as cargas de dimensionamento. Estas diferenças devem-se principalmente aos valores dos coeficientes parciais e globais a adotar. O coeficiente parcial a aplicar à resistência não drenada do solo  $\gamma_{cu}$  para a situação sísmica, é menor que o coeficiente de segurança global, independentemente do valor considerado para a tensão admissível ( $V_{admissível}^{Estática} \times 1.2$  ou  $V_{admissível}^{Estática} \times 1.5$ ).

## 5 Simulação numérica recorrendo ao FLAC

Neste capítulo realizam-se simulações estáticas, pseudo-estáticas e dinâmicas de uma das geometrias de fundação analisadas no estudo paramétrico. As simulações realizam-se com recurso ao software FLAC assumindo um estado de deformações plano.

### 5.1 Software *FLAC*

O *FLAC* é um programa baseado no método das diferenças finitas que simula o comportamento de estruturas constituídas por materiais como solo, rocha entre outros. Estes materiais representam-se por elementos, ou zonas, constituindo uma grelha que pode ser ajustada à forma do objeto a modelar. Além disto, o *FLAC* possui ainda uma opção de análise dinâmica estando apto para a modelação de diversos problemas do âmbito da Engenharia Sísmica [19].

### 5.2 Análises estáticas

#### 5.2.1 Modelo numérico

Na realização das simulações estáticas e pseudo-estáticas considera-se um modelo de solo cuja geometria e condições fronteira apresentam-se esquematicamente na Figura 41. Como se pode ver, admitiu-se uma largura de  $20B$  ( $20$  por  $1\text{ m} = 20\text{ m}$ ) e uma altura de  $10B$  ( $10$  por  $1\text{ m} = 10\text{ m}$ ). Relativamente às condições de fronteira, restringem-se os deslocamentos verticais e horizontais da base enquanto que nas extremidades apenas se restringem os deslocamentos horizontais.

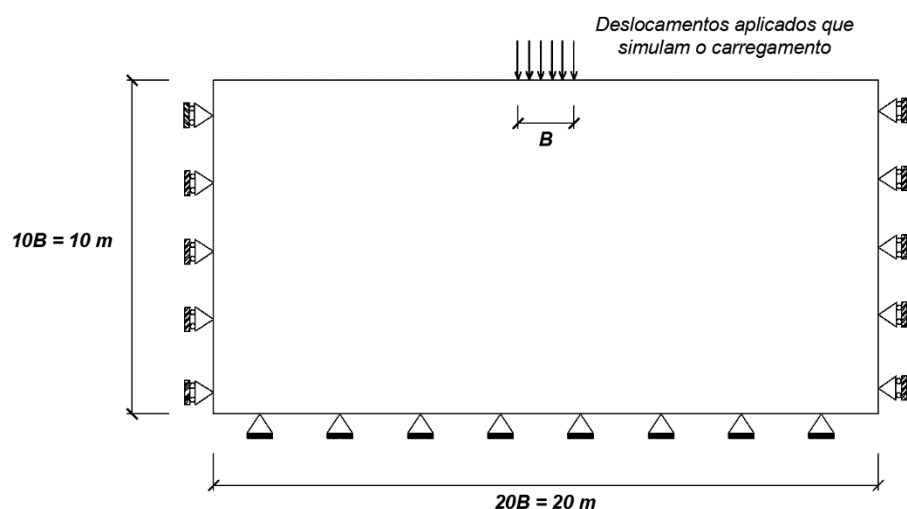


Figura 41 – Representação esquemática do modelo de solo para as simulações estáticas e pseudo – estáticas.

Na Figura 42 apresenta-se o mesmo modelo de solo, desta vez já discretizado. Desta imagem verifica-se que a malha utilizada não é uniforme ao longo do modelo, tornando-se mais refinada à medida que nos aproximamos da zona da aplicação do carregamento.

Enquanto que na zona envolvente à sapata utilizam-se elementos com 0.05 m de lado, nas zonas mais afastadas opta-se por elementos com 0.2 m de lado a fim de diminuir o esforço computacional. A escolha desta discretização está relacionada com a precisão dos resultados. Além disto, procurou -se não ultrapassar o rácio de 4:1 entre os elementos da zona mais e menos discretizada. As setas ao longo do comprimento da fundação representam o carregamento aplicado.

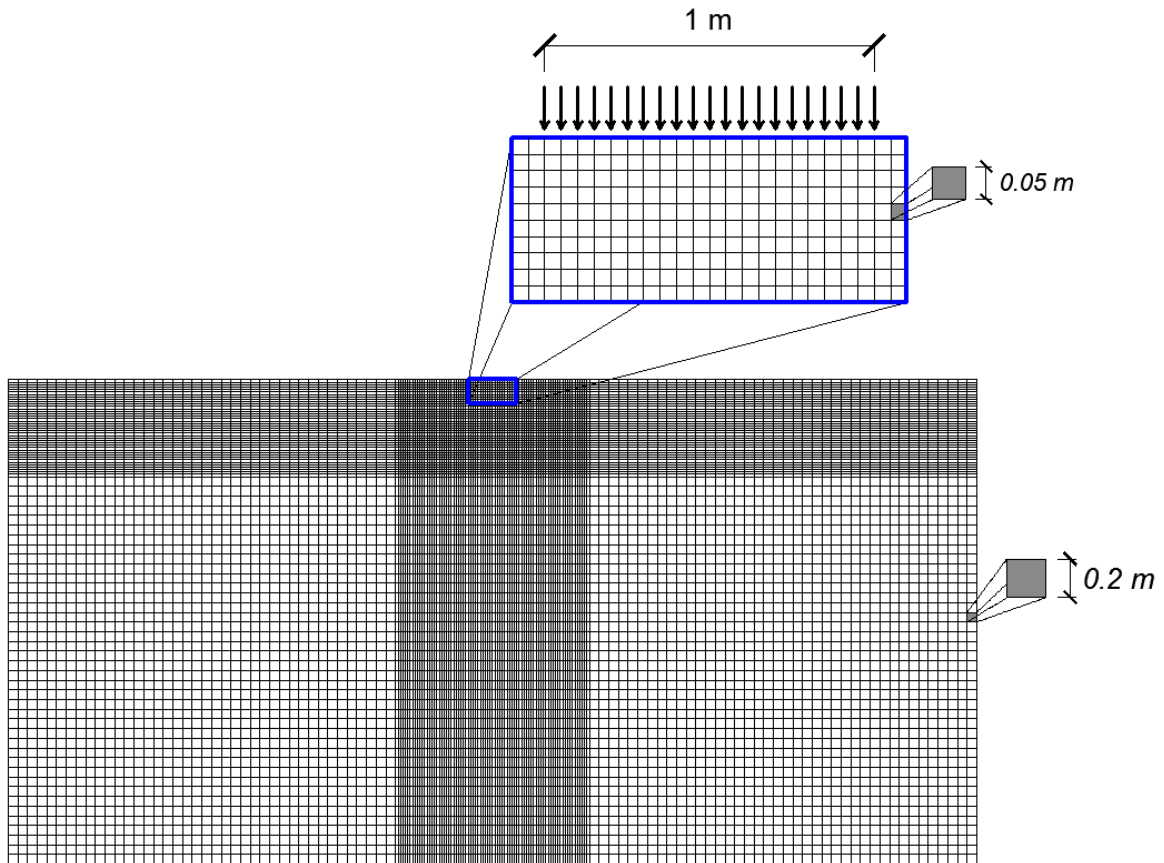


Figura 42 – Discretização do modelo de solo utilizado para as análises estáticas e pseudo-estáticas.

Relativamente ao comportamento do solo, admitiu-se um solo com comportamento elasto-plástico perfeito e critérios de rotura de Mohr-coulomb e Tresca para os solos incoerentes e coerentes respetivamente. Na Figura 43 apresenta-se a relação tensão-deformação do comportamento admitido.

Na tabela 28 apresentam-se os valores considerados para os parâmetros do solo nas simulações estáticas, pseudo-estáticas e dinâmicas efetuadas.

Tabela 28 – Valores dos parâmetros introduzidos no FLAC.

	$\nu$	$E$ (MPa)	$\phi'$ (°)	$c_u$ (kPa)	$\Psi$ (°)
Incoerente	0.3	20	25	-	25
Coerente	0.45	20	-	50	-

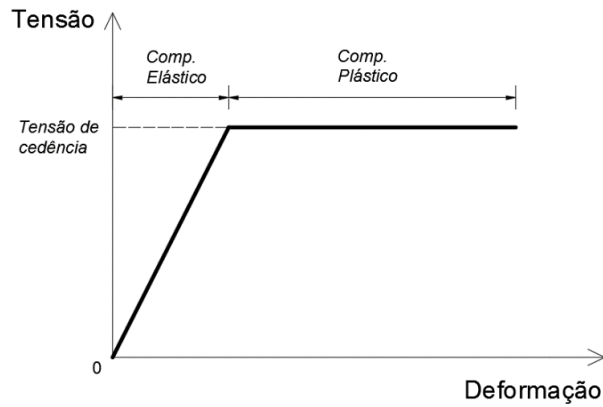


Figura 43 – Relação tensão-deformação para o comportamento elasto-plástico perfeito.

### 5.2.2 Procedimento numérico

Através das simulações estáticas procura-se obter novamente os valores das cargas de rotura para o caso da fundação com largura  $B = 1$  m numa situação estática. Para isto, adota-se uma abordagem com base na aplicação de incrementos (de deslocamentos) sucessivos “strain – controlled boundary conditions”. Nesta abordagem, simula-se a fundação a partir de um conjunto de “gridpoints” cujos deslocamentos horizontais e verticais encontram-se restringidos. De seguida, a estes mesmos “gridpoints”, aplicam-se então os incrementos sucessivos até se atingir a rotura do solo.

Antes de passar às situações de interação, apresentam-se alguns resultados da aplicação desta abordagem ao problema da fundação sujeita apenas a carga vertical. Na Figura 44 apresentam-se os diagramas carga-deslocamento da fundação, para um solo incoerente e coerente. Nestes diagramas apresenta-se também a solução analítica obtida a partir da aplicação do Anexo D do EC7.

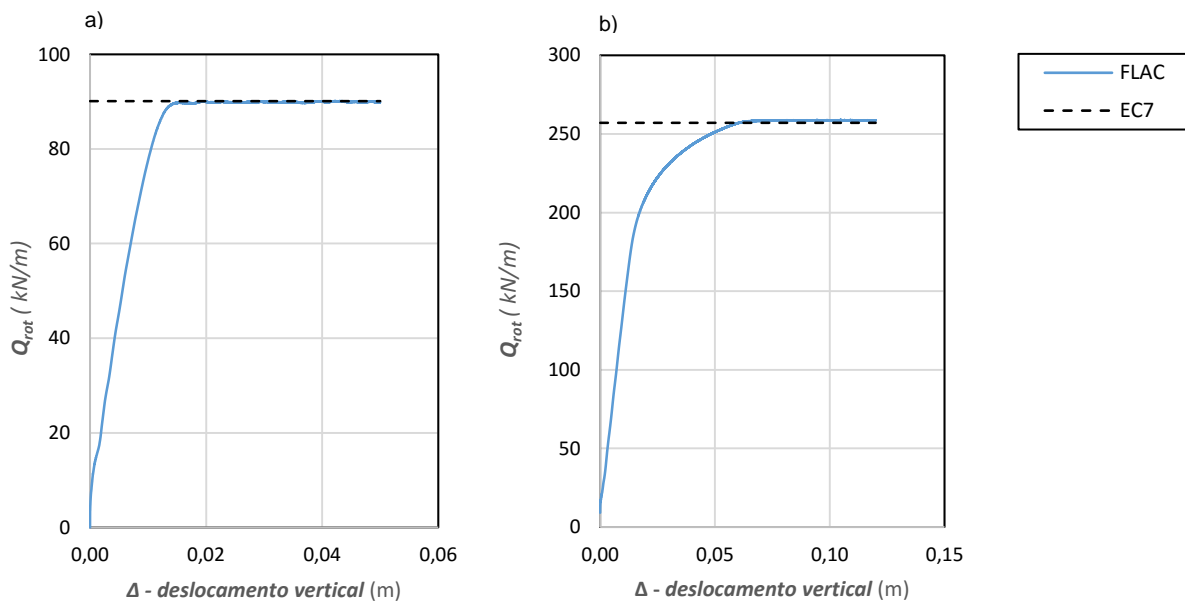


Figura 44 – Diagramas carga - deslocamento para um solo: a) incoerente –  $B = 1$  m e  $\Phi' = 25^\circ$   
 b) coerente –  $B = 1$  m e  $c_u = 50$  kPa.

Nas Figuras 45 e 46 apresentam-se as distribuições de zonas plastificadas no final destas simulações para o solo em condições drenadas e não drenadas respetivamente. Como se pode ver, nos dois casos verifica-se claramente a formação de um mecanismo de rotura constituído pelas zonas a vermelho. Estas zonas, são as zonas que atingiram a tensão de cedência, que neste caso coincidem a tensão de rotura uma vez que o modelo não contempla o endurecimento do solo. Os pontos circulares a roxo representam zonas de tração nula.

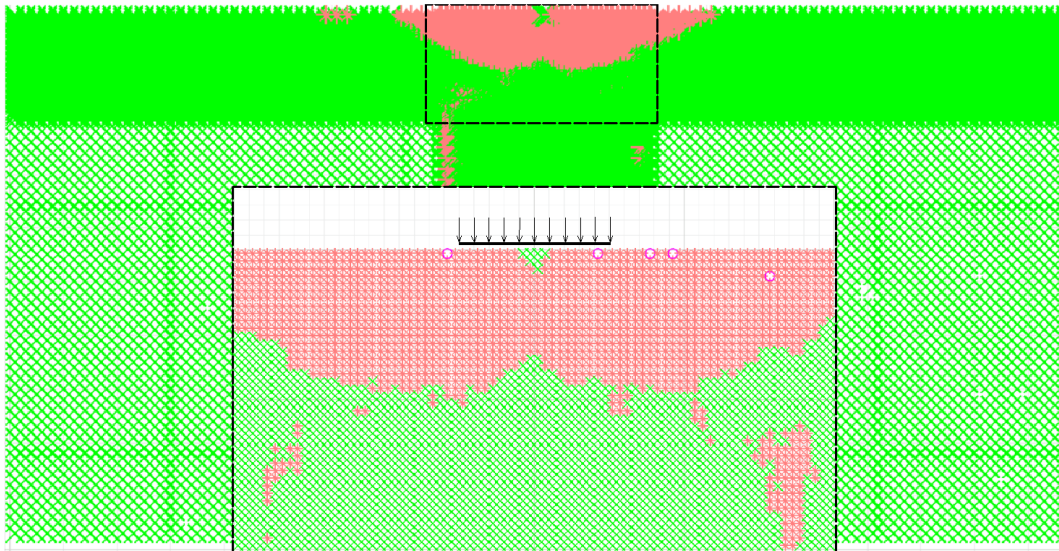


Figura 45 – Distribuição de zonas plastificadas no final da simulação para um solo incoerente.

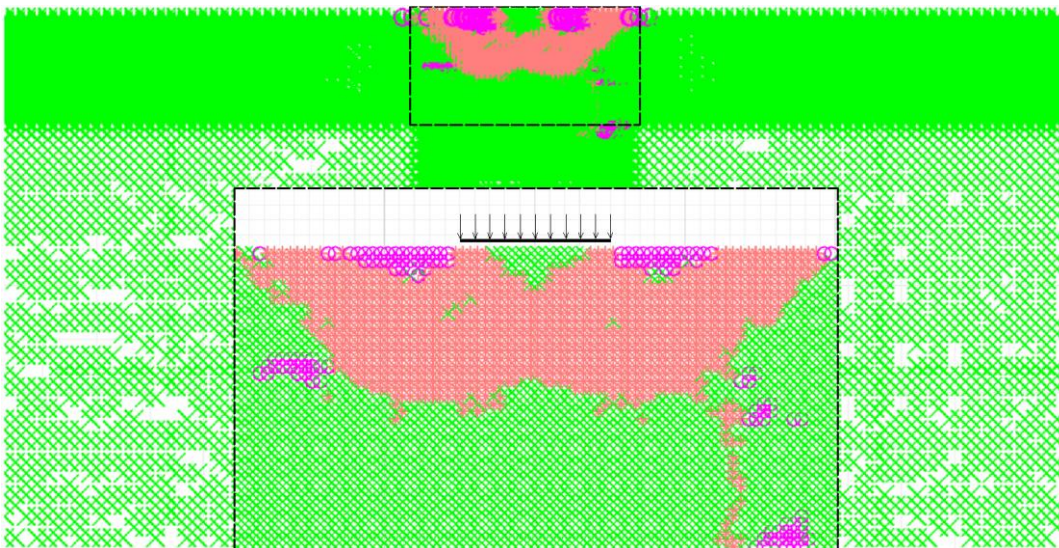


Figura 46 – Distribuição de zonas plastificadas no final da simulação para um solo coerente.

Para as situações de interação, o procedimento numérico utilizado baseia-se também na aplicação de incrementos (de deslocamentos) sucessivos.

Para a situação de interação esforço normal-momento fletor, a abordagem utilizada para a determinação das cargas de rotura foi a mesma utilizada para o problema da fundação sujeita apenas a carga vertical. Para ter em conta a atuação do momento fletor, recorreu-se ao conceito de largura efetiva, considerando-se para cada valor da relação  $M/N$  (excentricidade) um valor de largura diferente. Assim, para cada valor de excentricidade obtém-se um diagrama carga-deslocamento.

Na Figura 47 apresentam-se os diagramas carga-deslocamento obtidos para cada valor de excentricidade tanto para um solo incoerente como coerente.

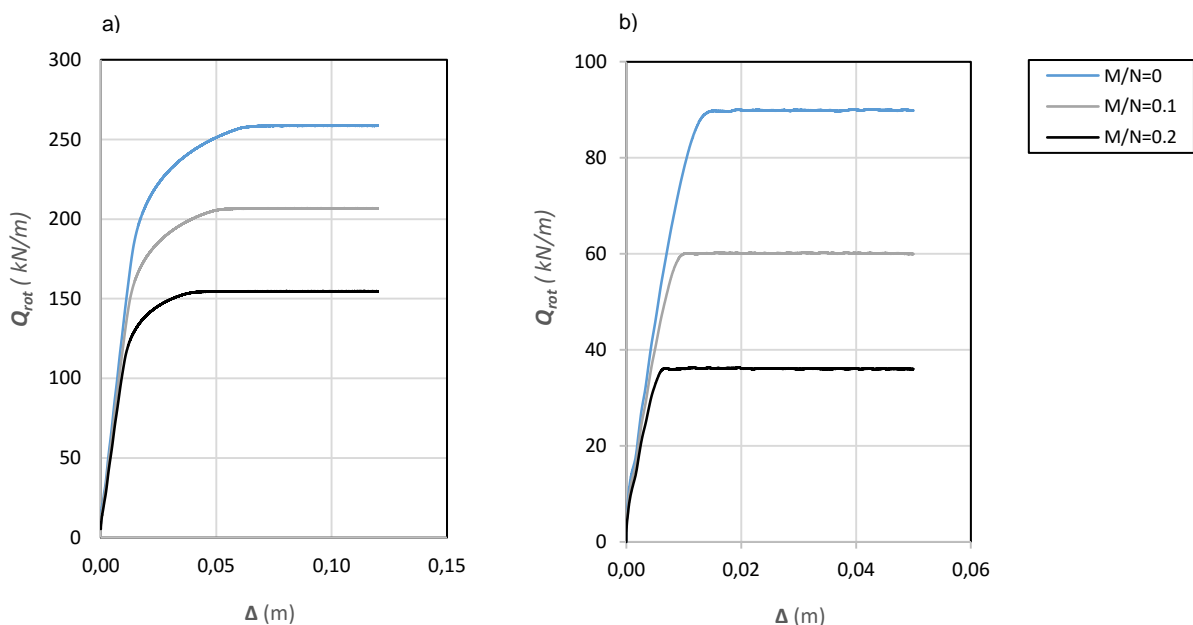


Figura 47 – Diagramas carga – deslocamento para diferentes valores de excentricidade:  
a) solo incoerente –  $B = 1$  m e  $\Phi' = 25^\circ$  b) solo coerente –  $B = 1$  m e  $c_u = 50$  kPa.

Para a situação de interação esforço normal-esforço transversal, utilizou-se uma abordagem diferente denominada *wipe tests* [20]. Este tipo de abordagem pressupõe duas fases. Numa primeira fase, aplicam-se incrementos verticais sucessivos até atingir a rotura do solo. Posteriormente, aplicam-se novamente deslocamentos, desta vez na direção horizontal, sem deixar que a fundação se mova novamente na direção vertical. Ao contrário da situação de interação anterior, aplicando esta nova abordagem, obtém-se diretamente o diagrama de interação esforço normal-esforço transversal através de uma única simulação.

Na Figura 48 apresentam-se os diagramas de interação N-V tanto para um solo incoerente como coerente.

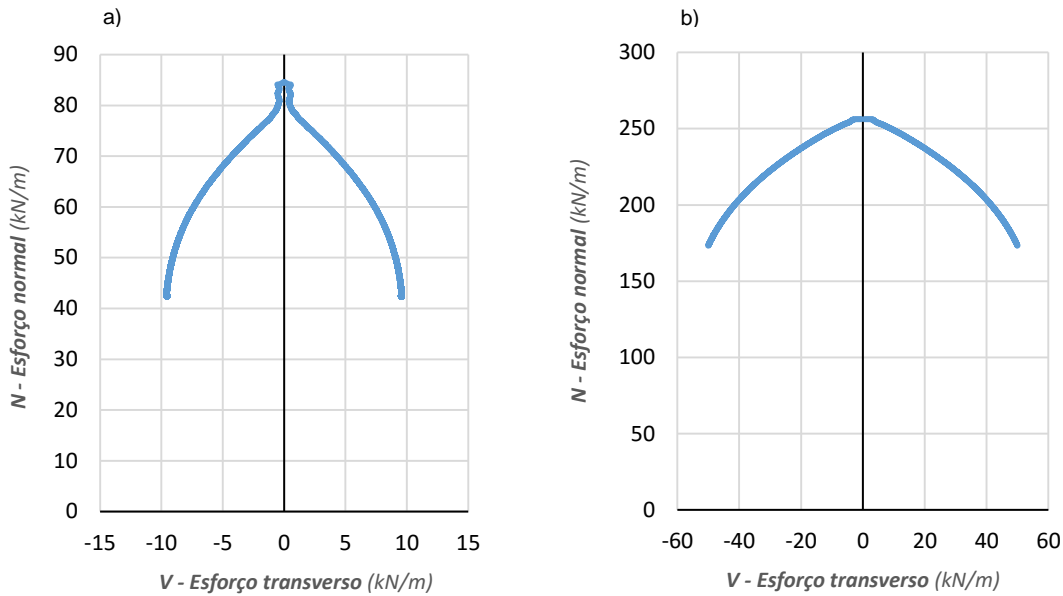


Figura 48 – Diagramas de interação N – V para um: a) solo incoerente – B = 1 m e  $\Phi' = 25^\circ$   
 b) solo coerente – B = 1 m e  $c_u = 50$  kPa.

### 5.3 Análises pseudo-estáticas

#### 5.3.1 Procedimento e modelo numérico

A partir das análises pseudo-estáticas obtêm-se novamente os valores das cargas de rotura para o caso da fundação com largura  $B = 1$  m, mas agora para a situação sísmica. Os procedimentos e modelo numérico utilizados são os mesmos das simulações estáticas, sendo que desta vez é necessário ter em conta a ação sísmica e os respetivos efeitos das forças de inércia no solo.

Esta ação considerou-se a partir da aplicação de acelerações constantes segundo as direções vertical e horizontal. Para efeitos de modelação no FLAC, estas acelerações horizontais e verticais introduzem-se como as componentes horizontais e verticais do vetor de forças mássicas. Desta forma, para cada valor diferente da relação  $a_g/g$ , obtêm-se um vetor de forças mássicas resultante diferente.

Nas tabelas 29 e 30 apresentam-se as resultantes do vetor de forças mássicas bem como o ângulo que faz com a direção vertical para os diferentes valores da relação  $a_g/g$ . Estes resultados apresentam-se tanto para solos incoerentes como coerentes.

Tabela 29 – Resultantes do vetor de forças mássicas em função de  $a_g/g$  – solo coerente.

$a_g/g$	Vetor resultante (m/s <sup>2</sup> )	$\theta$ (°)
0,1	10,05	5,71
0,2	10,20	11,31
0,3	10,44	16,70

Tabela 30 – Resultantes do vetor de forças mássicas em função de  $a_g/g$  – solo incoerente.

$a_g/g$	Vetor resultante (m/s <sup>2</sup> )	$\theta$ (°)
0,1	9,37	6,00
0,2	9,05	12,52
0,3	8,84	19,42



Note-se que, enquanto que para os solos coerentes, a componente vertical do vetor de forças mássicas é igual à aceleração da gravidade ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ), para os solos incoerentes não. Para este tipo de solos, e à semelhança do que é sugerido pelo Anexo F do EC8-5, reduz-se a componente vertical do vetor de forças mássicas, subtraindo ao valor da aceleração da gravidade o valor da aceleração vertical  $a_v$ . Esta aceleração relaciona-se com o valor de  $a_g$  da seguinte forma  $a_v = 0.5 \times a_g$  (relação também proposta no Anexo F do EC8-5). Assim, por exemplo, para um valor de  $a_g/g = 0.1$ , considera-se uma componente vertical do vetor de forças mássicas igual a  $10 - (0.5 \times 1.0) = 9.5 \text{ m/s}^2$ . Nesta dissertação considerou-se que a aceleração vertical atua sempre no sentido contrário ao da aceleração da gravidade já que conduz a valores de cargas de rotura sísmicas menores (mais conservativo).

### 5.3.2 Solo incoerente

Na Figura 49 apresentam-se os valores de cargas de rotura obtidos a partir da análise pseudo - estática para um solo incoerente. Note-se que os valores de cargas de rotura para  $a_g/g = 0$ , correspondem aos valores obtidos das análises numéricas estáticas.

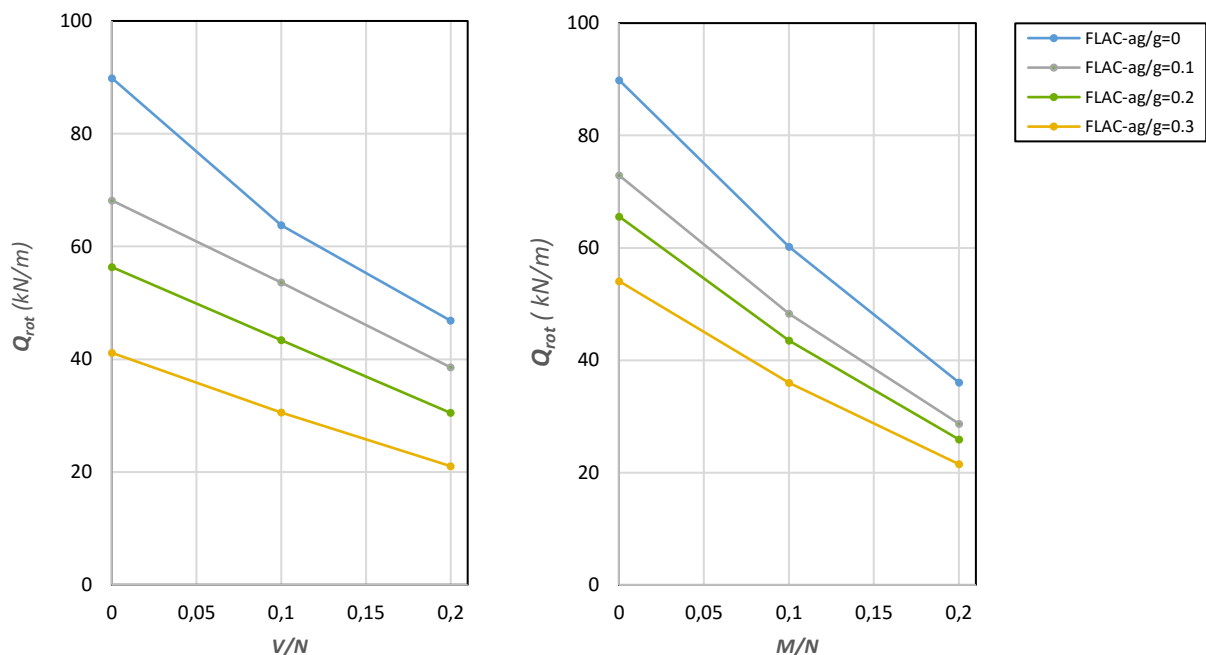


Figura 49 – Valores das cargas de rotura numéricas para as situações de interação –  $B = 1.0 \text{ m}$  e  $\Phi' = 25^\circ$ .

Como se pode verificar, e à semelhança dos resultados obtidos no estudo paramétrico, os valores das cargas de rotura para a situação sísmica são afetados pelo valor da aceleração do solo. Quanto maior o valor da relação  $a_g/g$ , menor o valor da carga de rotura do solo para o mesmo valor de esforço transversal e momento fletor a atuar na fundação. Isto verifica-se devido à diminuição das tensões verticais no solo, principalmente ao longo das superfícies de rotura, provocada pela atuação da ação sísmica (componente horizontal do vetor de forças mássicas). Como a resistência ao corte dos solos incoerentes está dependente do valor das tensões verticais ( $\tau = \sigma' \tan \Phi'$ ), a diminuição destas tensões provoca também uma diminuição das cargas de rotura sísmicas.

Nas tabelas 31 e 32 apresenta-se a diminuição percentual das cargas de rotura devido ao aumento da aceleração do solo. A diferença é medida relativamente aos valores das cargas de rotura quando  $a_g/g = 0$ .

Tabela 31 – Cargas de rotura numéricas para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N – V –  $\phi' = 25^\circ$  e  $B = 1$  m.

	V/N = 0		V/N = 0,1		V/N = 0,2	
	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)
EC8 – $a_g/g = 0$	89,9	-	63,8	-	46,8	-
EC8 – $a_g/g = 0,1$	68,2	-24%	53,6	-16%	38,5	-18%
EC8 – $a_g/g = 0,2$	56,3	-37%	43,4	-32%	30,5	-35%
EC8 – $a_g/g = 0,3$	41,1	-54%	30,6	-52%	21,0	-55%

Tabela 32 – Cargas de rotura numéricas para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N – M –  $\phi' = 25^\circ$  e  $B = 1$  m.

	M/N = 0		M/N = 0,1		M/N = 0,2	
	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)
EC8 – $a_g/g = 0$	89,9	-	60,2	-	36,0	-
EC8 – $a_g/g = 0,1$	72,9	-19%	48,28	-20%	28,7	-20%
EC8 – $a_g/g = 0,2$	65,6	-27%	43,53	-28%	25,9	-28%
EC8 – $a_g/g = 0,3$	54,1	-40%	36	-40%	21,5	-40%

Comparativamente com o estudo paramétrico, as diminuições percentuais para a situação N – V obtidas a partir do FLAC são maiores enquanto que para a situação de interação N – M são menores.

### 5.3.3 Solo coerente

Na Figura 50 apresentam-se os valores de cargas de rotura para as mesmas situações de interação, mas agora admitindo-se um solo coerente.

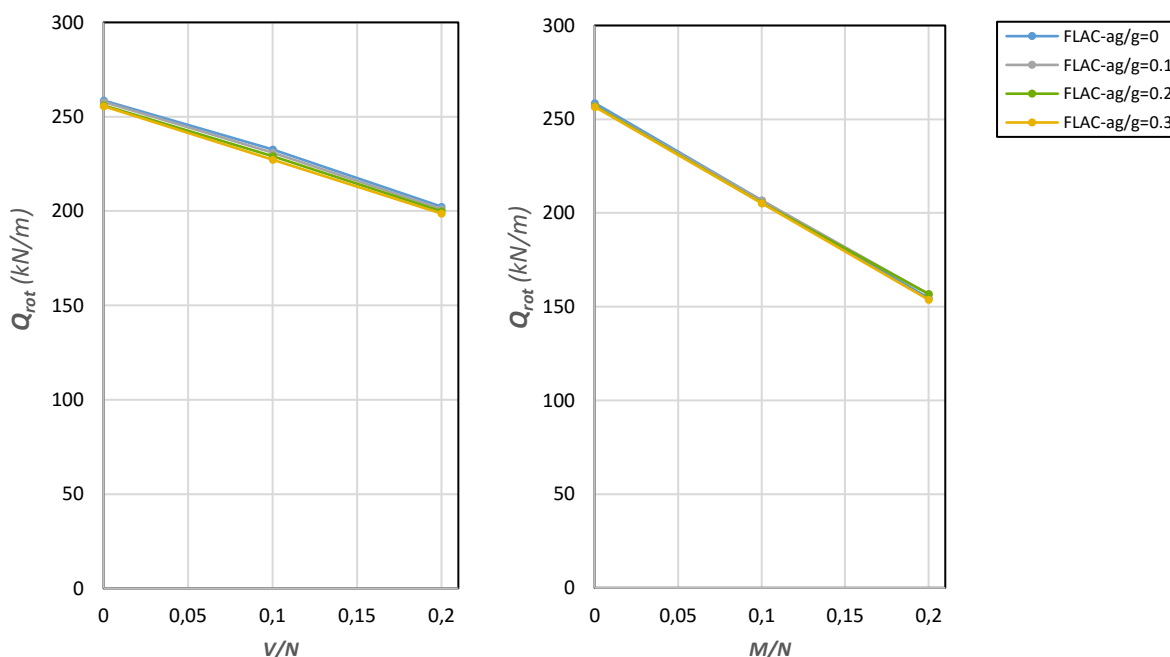


Figura 50 – Valores das cargas de rotura numéricas para as situações de interação –  $B = 1$  m e  $c_u = 50$  kPa.

Mais uma vez, à semelhança do que se verificou anteriormente, os valores de carga de rotura para solos coerentes não são afetados pelo o aumento da aceleração do solo. Como se pode verificar na Figura 50, as diferentes curvas obtidas para diferentes valores da relação de  $a_g/g$ , são praticamente coincidentes. Dado que a resistência ao corte para este tipo de solos é constante ( $\tau = c_u$ ), o aumento das forças de inércia do solo não provoca qualquer alteração nas cargas de rotura sísmicas.

Nas tabelas 33 e 34 apresentam-se novamente as diminuições percentuais das cargas de rotura devido ao aumento da aceleração do solo. Desta vez, em ambas as situações de interação verifica-se reduções percentuais idênticas às obtidas no estudo paramétrico.

Tabela 33 – Cargas de rotura numéricas para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N-V –  $c_u=50$  kPa e  $B=1$  m.

	$V/N=0$		$V/N=0,1$		$V/N=0,2$	
	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)
$EC8 - a_g/g = 0$	258,6	-	232,7	-	202,3	-
$EC8 - a_g/g = 0,1$	257,8	0%	230,9	-1%	201,1	-1%
$EC8 - a_g/g = 0,2$	256,0	-1%	229,1	-2%	199,9	-1%
$EC8 - a_g/g = 0,3$	255,6	-1%	227,2	-2%	198,7	-2%

Tabela 34 – Cargas de rotura numéricas para diferentes valores de  $a_g/g$ . Situação de interação N-M –  $c_u=50$  kPa e  $B=1$  m.

	$M/N=0$		$M/N=0,1$		$M/N=0,2$	
	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)	$Q_{rot}$ (kN/m)	$\Delta$ (%)
$EC8 - a_g/g = 0$	258,6	-	206,7	-	154,6	-
$EC8 - a_g/g = 0,1$	257,2	-1%	206,7	0%	156,7	1%
$EC8 - a_g/g = 0,2$	257	-1%	205,4	-1%	156,8	1%
$EC8 - a_g/g = 0,3$	256,6	-1%	205,2	-1%	153,7	-1%

Nas Figuras 51 e 52 comparam-se os valores das cargas de rotura obtidos a partir da análise pseudo-estática com os resultados apresentados no estudo paramétrico obtidos a partir da aplicação da formulação analítica proposta pelo Anexo F do EC8-5. Tal como se pode verificar, os valores de carga de rotura obtidas a partir do FLAC são próximos dos valores da carga de rotura obtidos a partir da formulação analítica.

Apesar disto, e dado que a formulação analítica proposta pelo EC8-5 constitui uma solução da região superior, os valores de carga de rotura obtidos a partir do FLAC deveriam ser inferiores, o que nem sempre se verifica. Isto justifica-se devido à diferença entre o mecanismo de rotura considerado na obtenção da solução analítica (Figura 8) e o mecanismo obtido no final das simulações pseudo-estáticas.

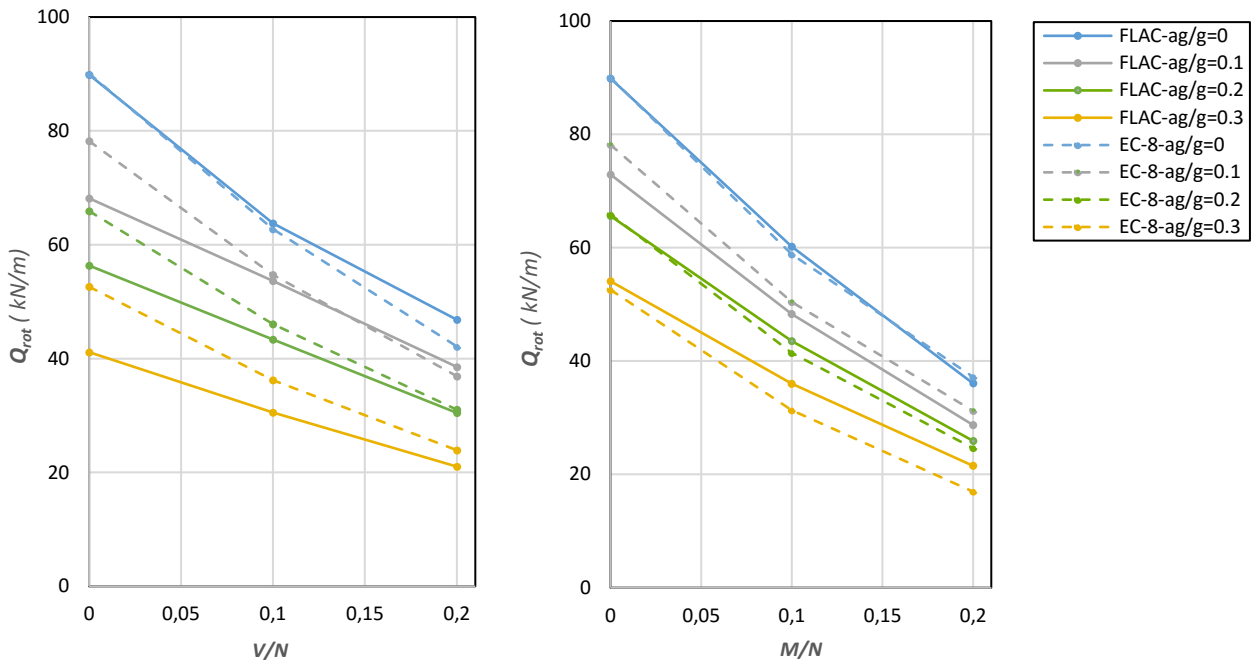


Figura 51 – Cargas de rotura numéricas e analíticas (EC8-5) para um solo incoerente –  $B = 1$  m e  $\Phi' = 25^\circ$ .

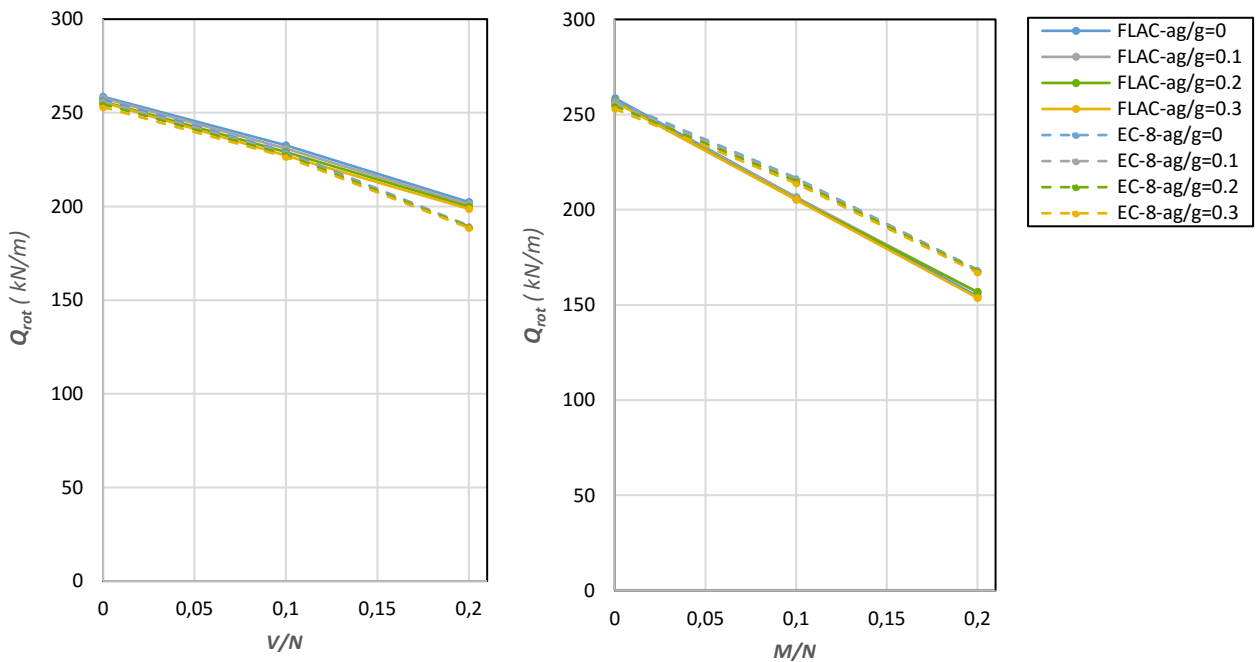


Figura 52 – Cargas de rotura numéricas e analíticas (EC8-5) para um solo coerente –  $B = 1$  m e  $c_u = 50$  kPa.

Na Figura 53 apresenta-se a distribuição de zonas plastificadas para o caso da fundação com largura  $B = 1$  m, sujeita a apenas a carregamento vertical e para uma relação de  $a_g S/g = 1$  num solo coerente ( $c_u = 50$  kPa). Juntamente com esta distribuição e a azul, apresenta-se o mecanismo de rotura considerado na derivação da solução analítica. Como se pode verificar, os mecanismos não coincidem.

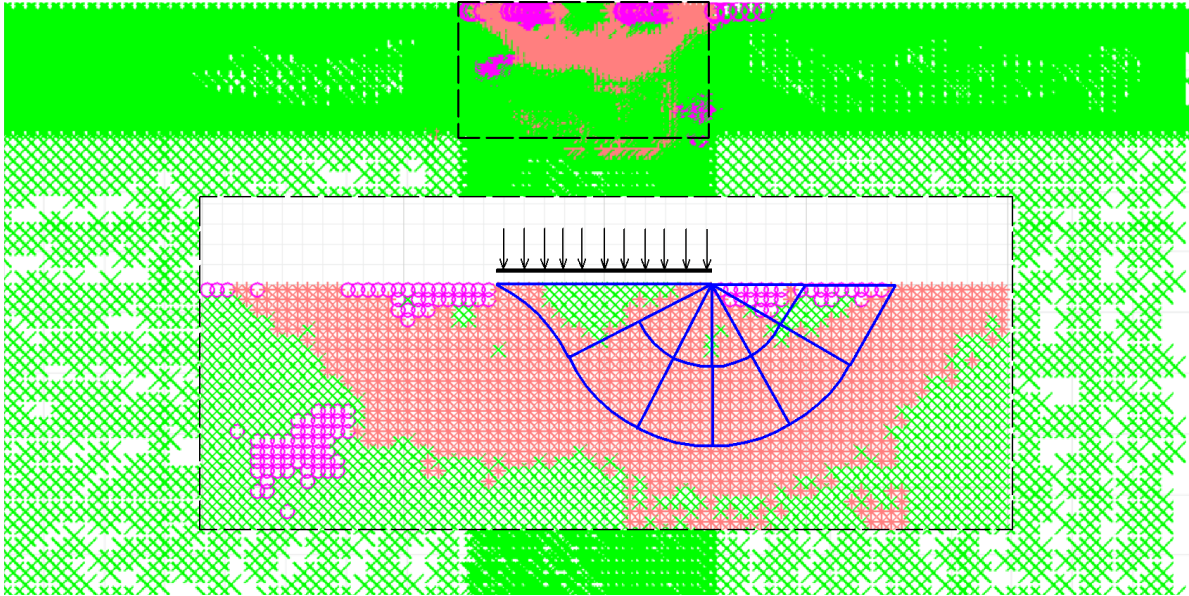


Figura 53 - Comparação entre o mecanismo de rotura da solução analítica e o mecanismo obtido no final da simulação pseudo-estática.

## 5.4 Análise dinâmica

Na análise pseudo-estática realizada anteriormente considerou-se a ação sísmica a partir da aplicação de acelerações constantes. No entanto, na realidade, a aceleração provocada pela ação sísmica varia com o tempo. Devido a isto, nas análises que se seguem, simula-se a ação sísmica a partir registos sísmicos. Antes das análises dinâmicas propriamente ditas, e para garantir uma resposta realista do modelo quando sujeito à ação sísmica, procede-se à validação do mesmo.

### 5.4.1 Validação do modelo numérico

Como forma de validação do modelo numérico para as análises dinâmicas, recorreu-se ao conceito de função de transferência comparando-se a resposta do modelo com soluções analíticas existentes. A função transferência descreve a relação entre deslocamentos de dois pontos da camada de solo,

$$F(\omega) = \frac{u_{m\acute{a}x}(0, t)}{u_{m\acute{a}x}(z, t)} \quad (43)$$

Onde  $u$  representa o deslocamento horizontal,  $z$  a profundidade da camada,  $t$  o tempo e  $\omega$  a frequência angular.

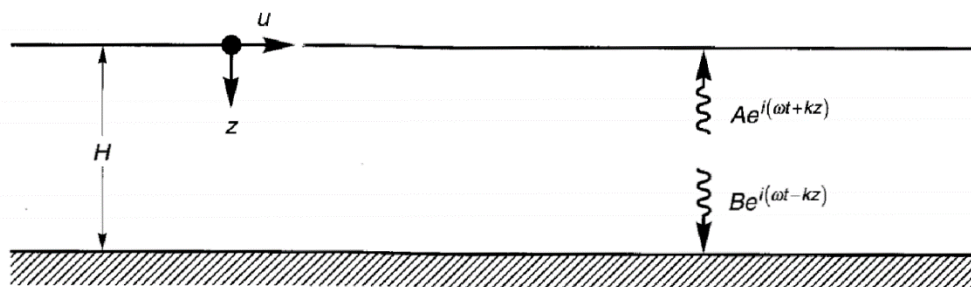


Figura 54 – Camada de solo com comportamento elástico sobre substrato rígido [21].

Começa-se por obter a função transferência para o caso mais simples. Na Figura 54 considera-se uma camada de solo visco-elástica linear sobre um substrato rígido onde é aplicado um movimento harmónico horizontal. Este movimento irá produzir a propagação de ondas de corte na camada de solo sendo os deslocamentos horizontais descritos a partir de

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + kz)} + Be^{i(\omega t - kz)} \quad (44)$$

Onde  $A$  e  $B$  representam as amplitudes das ondas ascendentes e descendentes respetivamente e  $k$  o número de onda. As variáveis  $u$ ,  $\omega$ ,  $z$  e  $t$  têm o mesmo significado apresentado anteriormente. Tendo em conta que na superfície livre  $z = 0$  não existem tensões nem deformações de corte tem-se que,

$$\tau(0, t) = G\gamma(0, t) = G \frac{\partial u(0, t)}{\partial z} = 0 \quad (45)$$

Introduzindo o deslocamento 44 nesta última expressão obtém-se,

$$Gik(Ae^{ik(0)} - Be^{-ik(0)})e^{i\omega t} = Gik(A - B)e^{i\omega t} = 0 \Leftrightarrow A = B \quad (46)$$

Assim, a expressão para o deslocamento horizontal toma então a seguinte forma,

$$u(z, t) = 2A \frac{e^{ikz} + e^{-ikz}}{2} e^{i\omega t} = 2A \cos(kz) e^{i\omega t} \quad (47)$$

Recuperando a definição de função transferência e substituindo o deslocamento pela expressão 47, tem-se que a função de transferência para uma camada de solo elástica linear sem amortecimento e sobre um substrato rígido é dada por,

$$F(\omega) = \frac{u_{m\acute{a}x}(0, t)}{u_{m\acute{a}x}(z, t)} = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2A \cos(kH)e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos(kH)} = \frac{1}{\cos(k \cdot H/v_s)} \quad (48)$$

O módulo desta função, constitui a função de amplificação, que indica que o deslocamento na superfície é sempre igual ou maior que o deslocamento na base da camada.

Note-se que na determinação desta função de transferência não se considerou qualquer tipo de dissipação de energia, ou amortecimento do solo, o que não é muito realista. Considerando então uma camada de solo com amortecimento sobre um substrato rígido, a função transferência toma a seguinte forma,

$$F(\omega) = \frac{1}{\cos(k^*H)} = \frac{1}{\cos(k \cdot H/v_s^*)} \quad (49)$$

Onde  $k^*$  e  $v_s^*$ , são respetivamente, o número de onda complexo e a velocidade das ondas de corte complexa. Realizando uma análise idêntica à anterior e considerando algumas simplificações, tem-se que para este novo caso, as funções transferência e de amplificação são dadas pelas expressões 50 e 51 respetivamente,

$$F(\omega) = \frac{1}{\cos(\omega H/v_s(1 + i\xi))} \quad (50)$$

$$|F(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H/v_s)^2 + [\xi(\omega H/v_s)]^2}} \quad (51)$$

Onde  $\xi$  representa o coeficiente de amortecimento. Para coeficientes de amortecimento pequenos a expressão indica que amplificação do movimento de uma camada de solo amortecida depende da frequência. Na Figura 55 representa-se a variação do fator de amplificação com a frequência para diferentes valores de amortecimento.

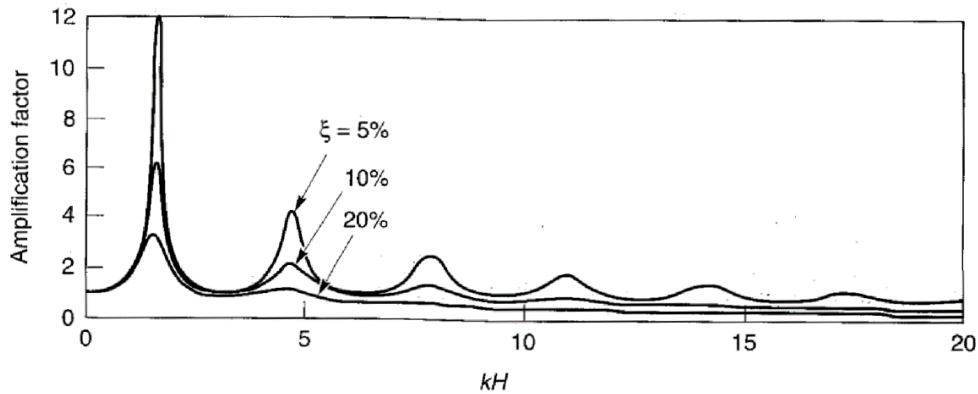


Figura 55 – Efeito do amortecimento no fator de amplificação [21].

Para simular a propagação de ondas de corte numa camada de solo com amortecimento sobre um substrato rígido, considerou-se uma coluna de solo de largura unitária e altura igual à do modelo numérico (10B). Nas fronteiras laterais desta coluna, aplicam-se fronteiras de campo livre (*Free Field boundaries*) a fim de simular um meio infinito na direção horizontal. Esta coluna encontra-se representada esquematicamente na Figura 56.

Na tabela 35 apresentam-se os parâmetros elásticos atribuídos à coluna de solo, tanto para um solo coerente como incoerente.

Tabela 35 – Parâmetros elásticos atribuídos ao modelo de solo.

	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$v_s$ (m/s)	$E$ (MPa)	$G$ (MPa)
Incoerente	20	0.3	62	20	7.7
Coerente		0.45	58.7	20	6.9

Na discretização desta coluna, procura-se cumprir o critério de Kuhlemeyer e Lysmer. Segundo estes autores [19], para assegurar uma correta propagação das ondas de corte, a seguinte desigualdade deve ser verificada,

$$\Delta l \leq \frac{\chi}{10} \quad (52)$$

Onde  $\Delta l$  representa a dimensão das zonas na direção de propagação das ondas e  $\chi$  o comprimento associado à maior frequência de interesse.

Partindo do pressuposto que a maior frequência de interesse é  $f_{max} = 10$  Hz, tem-se que

$$\chi = \frac{v_s}{f_{max}} = \frac{58.7}{10} = 5.87 \cong 5.9 \text{ m} \quad (53)$$

Substituindo o valor do comprimento de onda na desigualdade 52, obtém-se

$$\Delta l \leq 0.59 \text{ m} \quad (54)$$

Desta forma, verifica-se que a discretização adotada satisfaz o critério Kuhlemeyer e Lysmer.

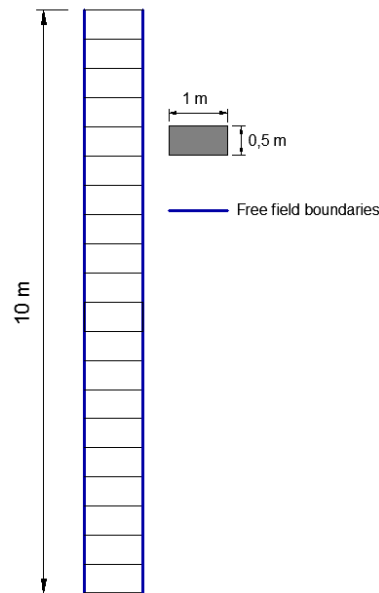


Figura 56 – Representação esquemática do modelo da coluna de solo.

Para simular o amortecimento do sistema utilizou-se o amortecimento de *Rayleigh* que no FLAC é especificado a partir dos parâmetros  $f_{min}$  e  $\xi_{min}$ . Nas simulações efetuadas admitiu-se  $f_{min}$  igual à frequência fundamental da coluna e  $\xi_{min} = 2\%$ . Tendo em conta os parâmetros elásticos apresentados na tabela 35, obtém-se os valores de frequências fundamentais  $f = 1,47$  Hz e  $f = 1,55$  Hz para os solos incoerentes e coerentes respectivamente.

Na Figura 57-a) apresenta-se a aceleração horizontal aplicada na base, enquanto que na Figura 57-b) apresentam-se as acelerações medidas no topo da coluna de solo tanto para um solo coerente como incoerente.

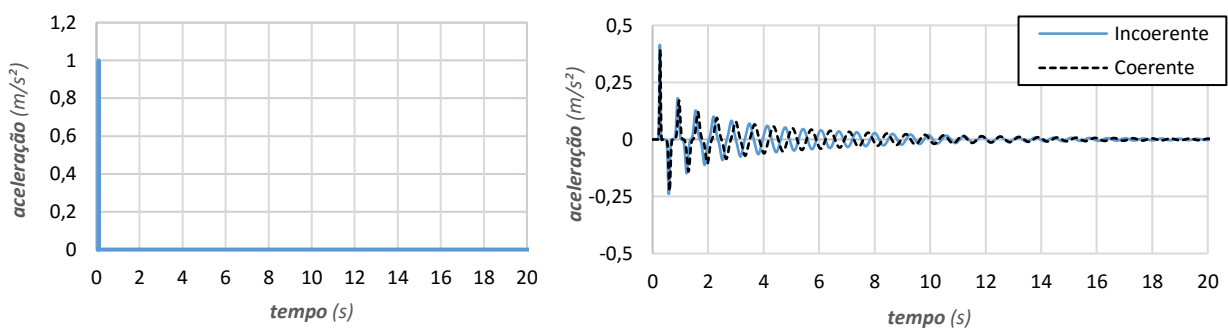


Figura 57 – a) Ação aplicada na base do modelo numérico b) Efeito da ação registrado no topo do modelo numérico.



Depois de obtidos os registos de acelerações, aplicou-se a transformada de Fourier obtendo-se os espectros de amplitude. Nestes espectros, o sinal sísmico encontra-se representado em função da frequência. Por fim, a função de transferência define-se através da relação entre o espectro de amplitude do topo e o espectro de amplitude na base.

Nas Figuras 58 e 59 apresentam-se as funções de transferência obtidas numericamente e analiticamente para um solo incoerente e coerente respetivamente. Como se pode verificar, as funções transferência obtidas teoricamente e numericamente coincidem. As únicas diferenças surgem entre os picos da segunda a terceira frequência fundamental devido ao tipo de amortecimento utilizado. Para frequências acima de um determinado intervalo, o amortecimento do tipo Rayleigh aumenta com o valor da frequência.

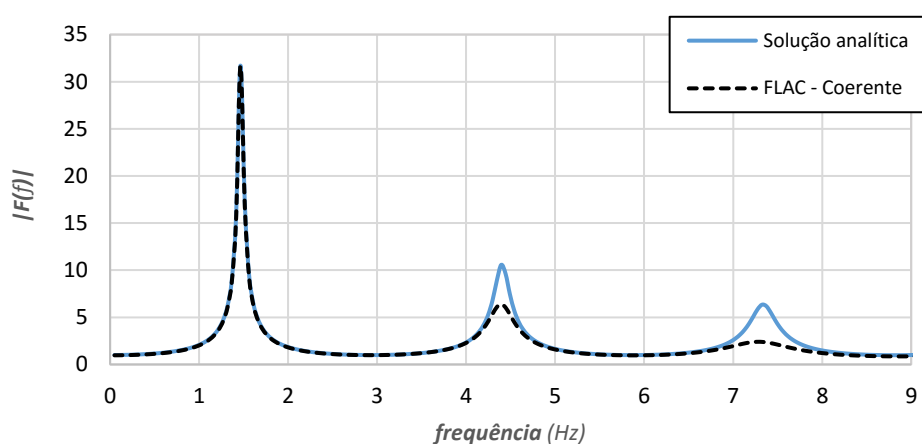


Figura 58 – Funções transferência teórica e numérica para um solo coerente.

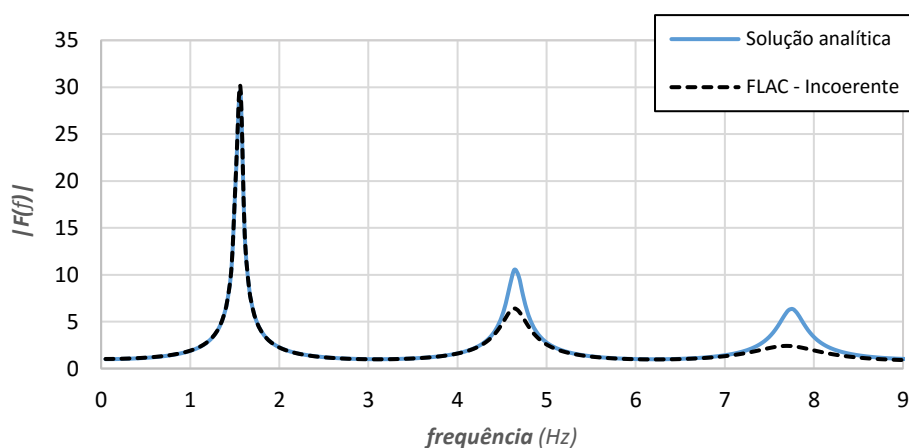


Figura 59 – Funções transferência teórica e numérica para um solo incoerente.

#### 5.4.2 Procedimento e modelo numérico

Antes de apresentar o procedimento numérico utilizado para a situação dinâmica importa salientar a diferença entre o problema da capacidade resistente para situação estática e sísmica. Enquanto que para a primeira situação, a rotura define-se quando a ação atuante ultrapassa a capacidade resistente

do solo, para a segunda situação não. Para o problema sísmico, as forças a atuar na fundação variam no tempo, podendo provocar apenas deslocamentos permanentes.

Para este tipo de problema a rotura do solo deve ser definida relativamente aos deslocamentos excessivos que impedem o funcionamento adequado da superestrutura [7]. Devido a isto, os resultados das análises dinâmicas obtêm-se em forma de deslocamentos e não cargas de rotura como nas análises pseudo-estáticas. Para isto, aplica-se o valor da carga de rotura (através de pressões) obtida a partir expressão geral do Anexo F da EC8-5 (expressão 30) juntamente com um acelerograma na base do modelo. O caso analisado foi novamente o da fundação com largura  $B=1$  m, mas sujeita apenas a carga vertical e a  $a_g/g = 0.1, 0.2$  e  $0.3$ . Nestas simulações, admite-se tanto um solo coerente como incoerente. No final, os deslocamentos obtidos das simulações dinâmicas comparam-se com resultados obtidos das análises pseudo-estáticas.

Na tabela 36 apresentam-se os valores das cargas de rotura aplicadas em função da relação  $a_g/g$ , tanto para um solo coerente como incoerente. Estes valores correspondem aos valores de cargas de rotura apresentados nas Figuras 17 e 21 do capítulo anterior quando  $V/N = 0$  e  $M/N = 0$

Tabela 36 – Valores de cargas de rotura sísmica aplicados nas simulações dinâmicas.

	$a_g/g = 0.1$	$a_g/g = 0.2$	$a_g/g = 0.3$
Q.rot – incoerente (kN/m)	78,2	65,9	52,6
Q.rot – coerente (kN/m)	256	254,6	253

A aceleração horizontal na fundação consegue-se a partir da aplicação de um acelerograma na base do modelo. O acelerograma utilizado encontra-se representado na Figura 60, e é referente ao sismo de Loma Prieta ocorrido Califórnia em 1987. Esta ação foi escalada de modo a obter-se na base da fundação valores da relação  $a_g/g = 0.1, 0.2$  e  $0.3$ . Nas simulações realizadas utilizou-se apenas parte do acelerograma, nomeadamente o registo entre os instantes  $t = 3,5$  s  $t = 5,0$  s (rectângulo vermelho).

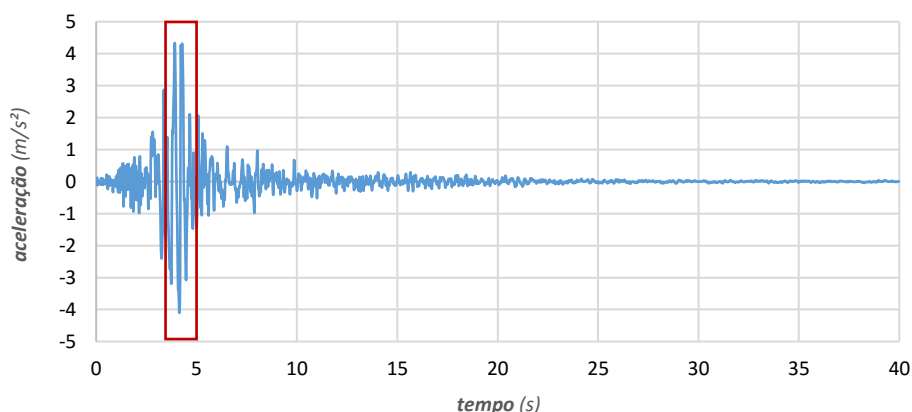


Figura 60 – Registo do sismo de Loma Prieta.

Na Figura 61 apresenta-se o conteúdo de frequências do registo sísmico utilizado nas simulações dinâmicas.

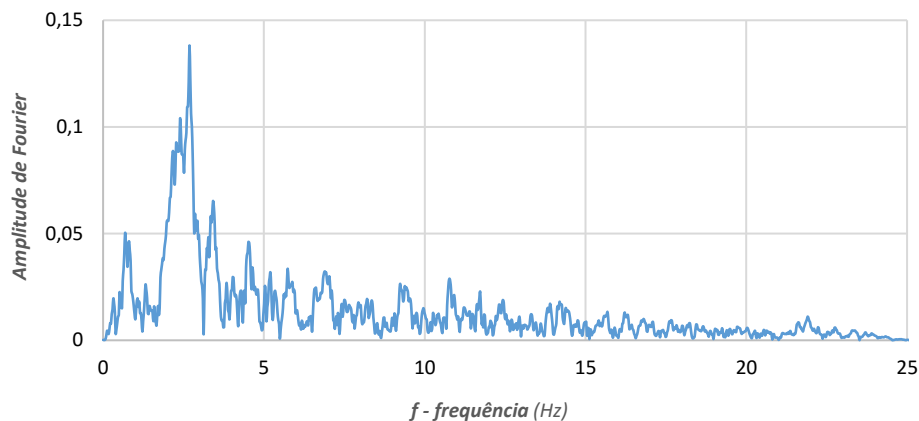


Figura 61 - Conteúdo de frequências do registo do sismo de Loma Prieta.

O modelo numérico utilizado para as simulações dinâmicas foi o mesmo das simulações estáticas e pseudo-estáticas e apresenta-se esquematicamente na Figura 62. Como se pode verificar, a única diferença está nas fronteiras horizontais, onde à semelhança da coluna de solo, aplicam-se fronteiras de campo livre. Estas fronteiras aplicam-se com vista a minimizar a reflexão das ondas nas fronteiras laterais do modelo. As secções S1, S2 e S3 assinalam as secções para as quais, mais à frente, se obtêm os perfis dos valores de aceleração horizontal em profundidade. À semelhança do modelo da coluna de solo utilizou-se o amortecimento de Rayleigh para simular o amortecimento do sistema admitindo  $\xi_{min} = 2\%$ .

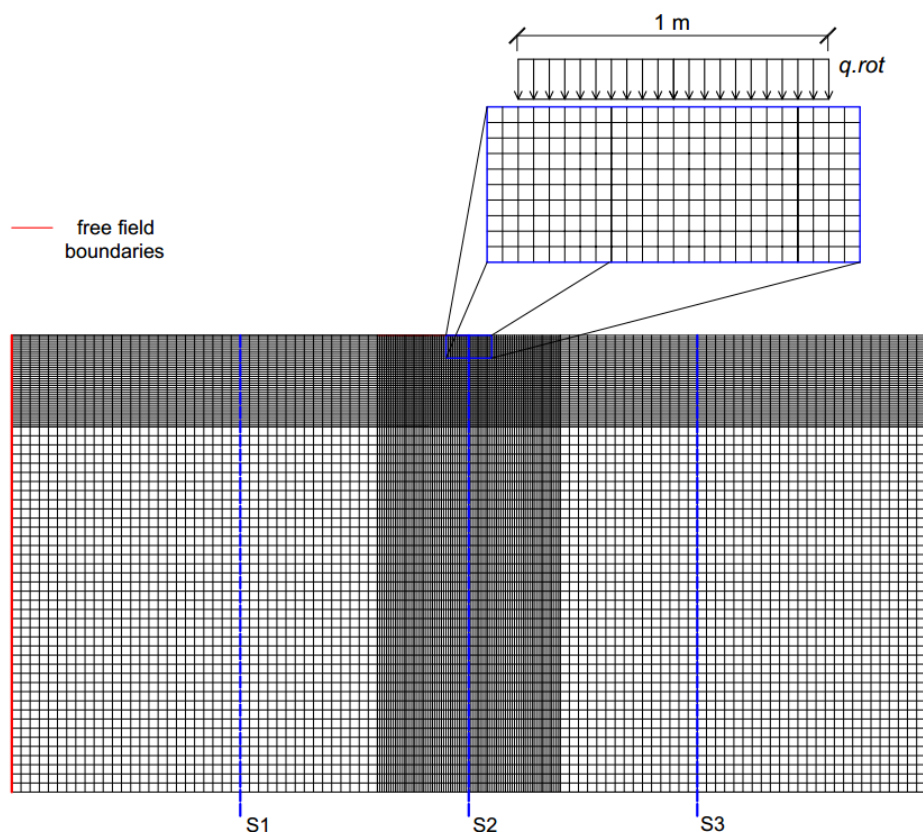


Figura 62 – Modelo numérico utilizado nas simulações dinâmicas.

### 5.4.3 Solo incoerente

Nas Figuras 63, 64 e 65 apresentam-se as séries de acelerações registadas na base e no topo do modelo de solo para os diferentes valores da relação  $a_g/g$ .

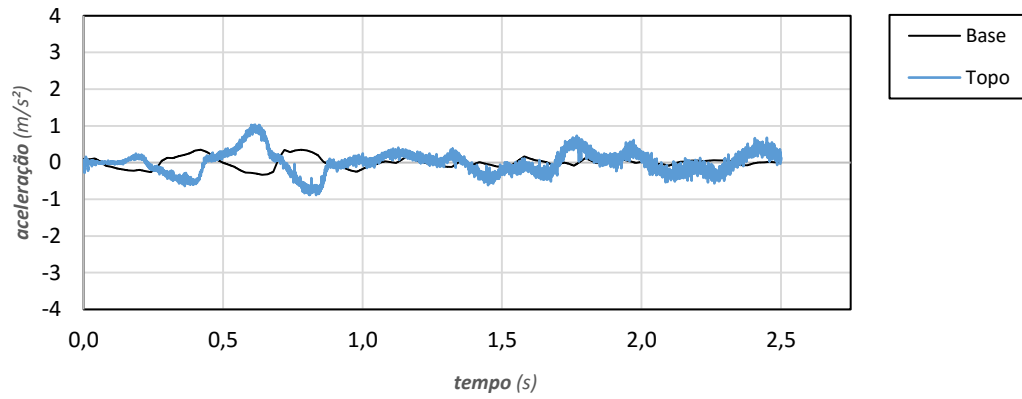


Figura 63 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de  $a_g/g = 0.1$ .

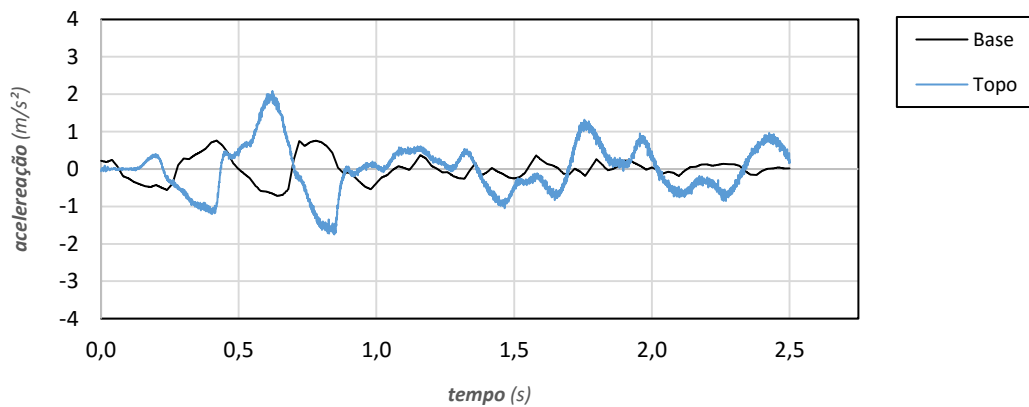


Figura 64 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de  $a_g/g = 0.2$ .

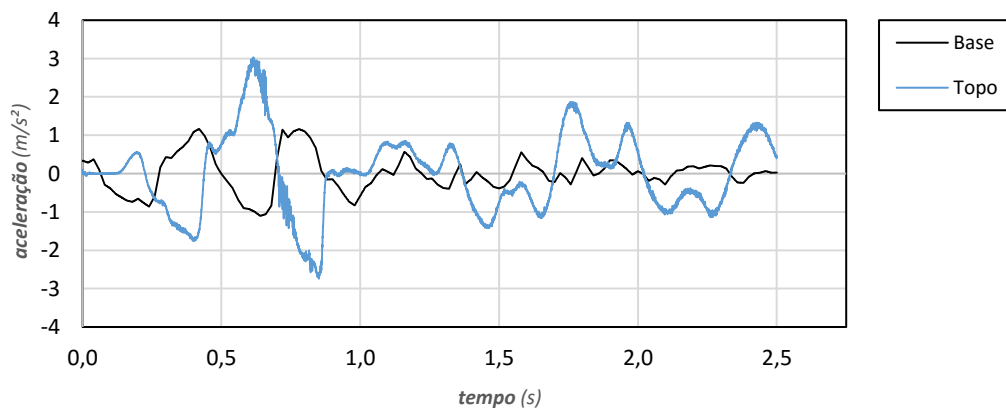


Figura 65 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de  $a_g/g = 0.3$ .

Na Figura 66 apresentam-se os perfis de aceleração em profundidade nas secções S1, S2 e S3 para os diferentes valores da relação  $a_g/g$  considerados. Estes valores foram registados para o instante em que se atinge a aceleração horizontal de pico na base da fundação.

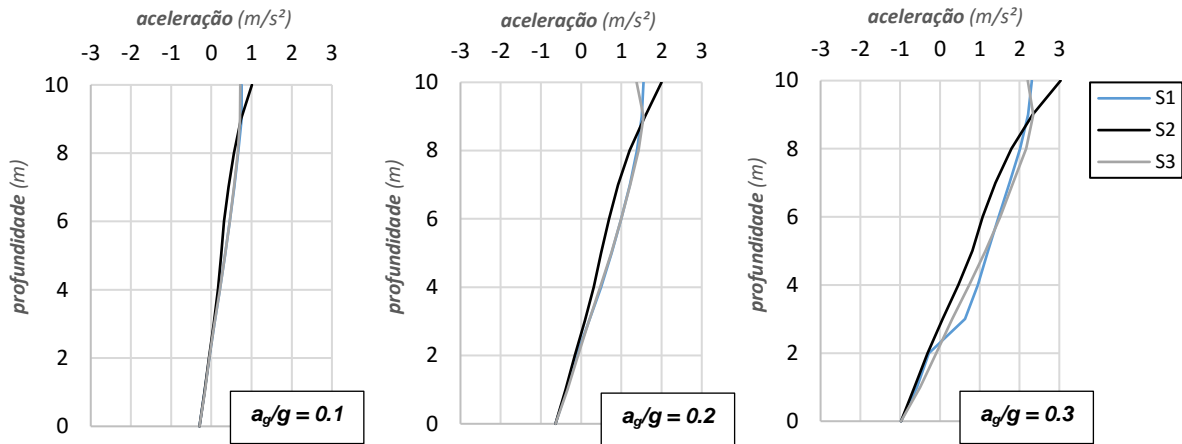


Figura 66 – Perfis de aceleração horizontal em profundidade para os diferentes valores de  $a_g/g$ .

Como se pode ver da Figura 66, para a situação dinâmica, a aceleração horizontal apenas atinge o valor de pico no topo do modelo numérico (onde se encontra a base da fundação), diminuindo de intensidade à medida que a profundidade aumenta. Esta atenuação das acelerações horizontais em profundidade provoca uma diminuição das forças de inércia do solo [7]. Nas análises pseudo-estáticas, este aspeto não é tido em conta uma vez que se considera a aceleração horizontal constante em todo o modelo numérico.

Na Figura 67 apresenta-se a variação do deslocamento vertical –  $\Delta$  – da fundação durante a simulação dinâmica para  $a_g/g = 0.1, 0.2$  e  $0.3$  num solo incoerente. Tal como foi explicado anteriormente, a simulação dinâmica é composta por duas fases:

- Fase 1 – Aplicação da carga de rotura sísmica (cujos valores apresentam-se na tabela 30);
- Fase 2 – Aplicação da ação sísmica.

Tendo em conta este faseamento, definem-se três tipos de deslocamentos, nomeadamente, o deslocamento  $\Delta_{\text{fase1}}$  – deslocamento obtido no final da fase 1, o deslocamento  $\Delta_{\text{fase2}}$  – deslocamento obtido no final da fase 2 e o deslocamento  $\Delta_{\text{relativo}}$  – deslocamento relativo entre a fase 1 e fase 2. Enquanto que o deslocamento  $\Delta_{\text{fase1}}$  representa o deslocamento provocado pela aplicação da carga de rotura sísmica e corresponde ao deslocamento registado no instante  $t = 0$ , o deslocamento  $\Delta_{\text{fase2}}$  representa o deslocamento obtido no final da simulação dinâmica e corresponde ao deslocamento registado no instante  $t = 2,5$  s. Por último, o deslocamento  $\Delta_{\text{relativo}}$ , é igual à diferença entre estes dois deslocamentos, e corresponde ao deslocamento provocado apenas pela atuação da ação sísmica. Na Figura 68 verifica-se que o deslocamento vertical no final da simulação dinâmica – deslocamento  $\Delta_{\text{fase2}}$  – é tanto maior quanto maior o valor da relação  $a_g/g$ .

Na Figura 68 apresenta-se a relação entre o deslocamento relativo e o deslocamento no final da fase 2. Como se pode ver, para o caso em que  $a_g/g = 0.3$ , o valor desta relação é muito próximo dos 50%. Isto significa que para este caso, o deslocamento provocado pela ação sísmica representa quase metade do deslocamento total obtido no final da simulação dinâmica.

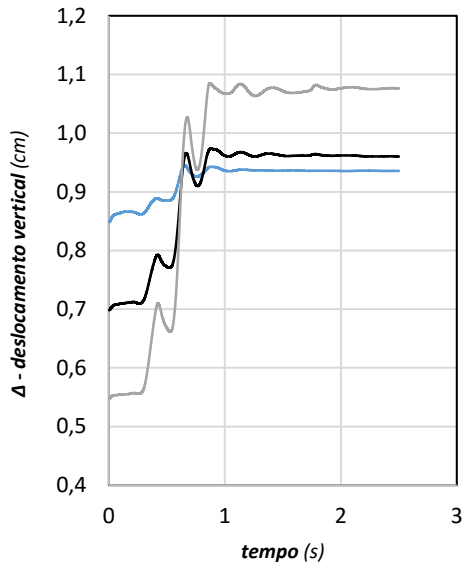


Figura 67 - Variação do deslocamento vertical ao longo da simulação dinâmica.

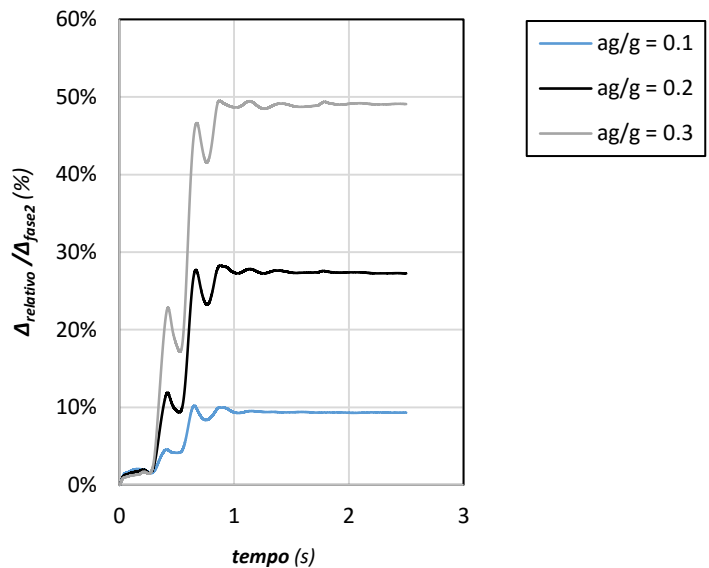


Figura 68 – Variação da relação  $\Delta_{relativo}/\Delta_{fase2}$  ao longo da simulação dinâmica.

Na tabela 37 apresentam-se os valores dos deslocamentos  $\Delta_{fase1}$ ,  $\Delta_{fase2}$  e  $\Delta_{relativo}$  obtidos para os diferentes valores de  $a_g/g$ .

Tabela 37 – Valores dos deslocamentos  $\Delta_{fase1}$ ,  $\Delta_{fase2}$  e  $\Delta_{relativo}$  em função do valor de  $a_g/g$  para solos incoerentes.

	$a_g/g = 0.1$	$a_g/g = 0.2$	$a_g/g = 0.3$
$\Delta_{fase1}$ (cm)	0,85	0,70	0,55
$\Delta_{fase2}$ (cm)	0,94	0,96	1,08
$\Delta_{relativo}$ (cm)	0,09	0,26	0,53

Nas Figuras 69, 70 e 71 comparam-se os resultados obtidos das simulações dinâmicas com os resultados obtidos a partir das simulações pseudo-estáticas. Esta comparação é feita através de curvas carga-deslocamento, obtidas para os mesmos casos da fundação sujeita apenas a carga vertical e para diferentes valores da relação  $a_g/g$ .

Introduzindo os valores dos deslocamentos verticais  $\Delta_{fase1}$  e  $\Delta_{fase2}$  obtidos anteriormente, verifica-se que o último –  $\Delta_{fase2}$  – é bastante próximo do valor do deslocamento para o qual se verifica a rotura.

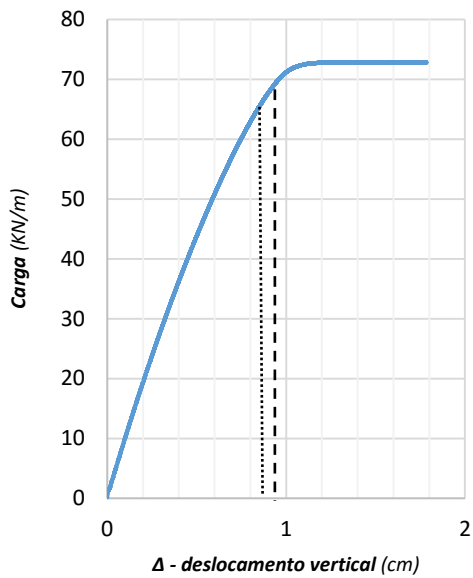


Figura 69 – Diagrama carga-deslocamento pseudo-estático –  $B = 1 \text{ m}$ ,  $\phi' = 25^\circ$  e  $a_g/g = 0.1$ .

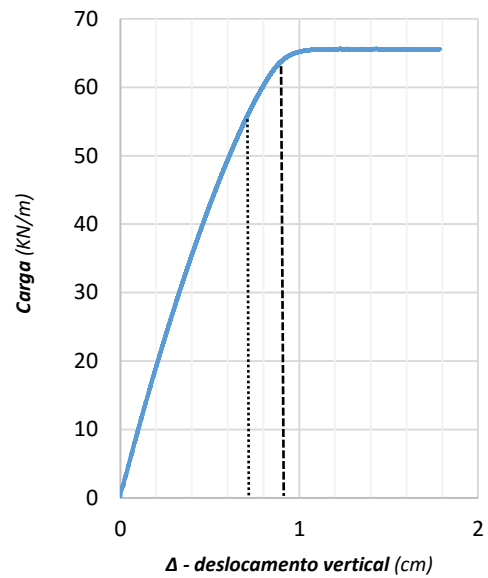


Figura 70 – Diagrama carga-deslocamento pseudo-estático –  $B = 1 \text{ m}$ ,  $\phi' = 25^\circ$  e  $a_g/g = 0.2$ .

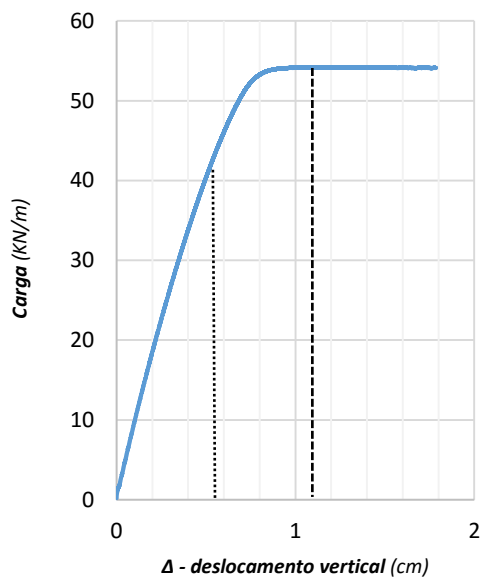


Figura 71 – Diagrama carga-deslocamento Pseudo-estático –  $B = 1 \text{ m}$ ,  $\phi' = 25^\circ$  e  $a_g/g = 0.3$ .

- .....  $\Delta_{\text{fase1}}$  – deslocamento vertical provocado pela aplicação da carga de rotura sísmica.
- $\Delta_{\text{fase2}}$  – deslocamento total vertical no final da simulação

Nas Figuras 72 e 73 apresentam-se as distribuições de zonas plastificadas obtidas das simulações dinâmicas e pseudo-estáticas. Enquanto que nas análises pseudo-estáticas a distribuição obtém-se no final da simulação, para as análises dinâmicas a distribuição de zonas plastificadas obtém-se para o instante em que se atinge o valor da aceleração horizontal de pico. Note-se que a diferença entre o problema pseudo-estático e dinâmico é bem patente nestas figuras, uma vez que só na distribuição pseudo-estática se verifica a formação de um mecanismo de rotura.

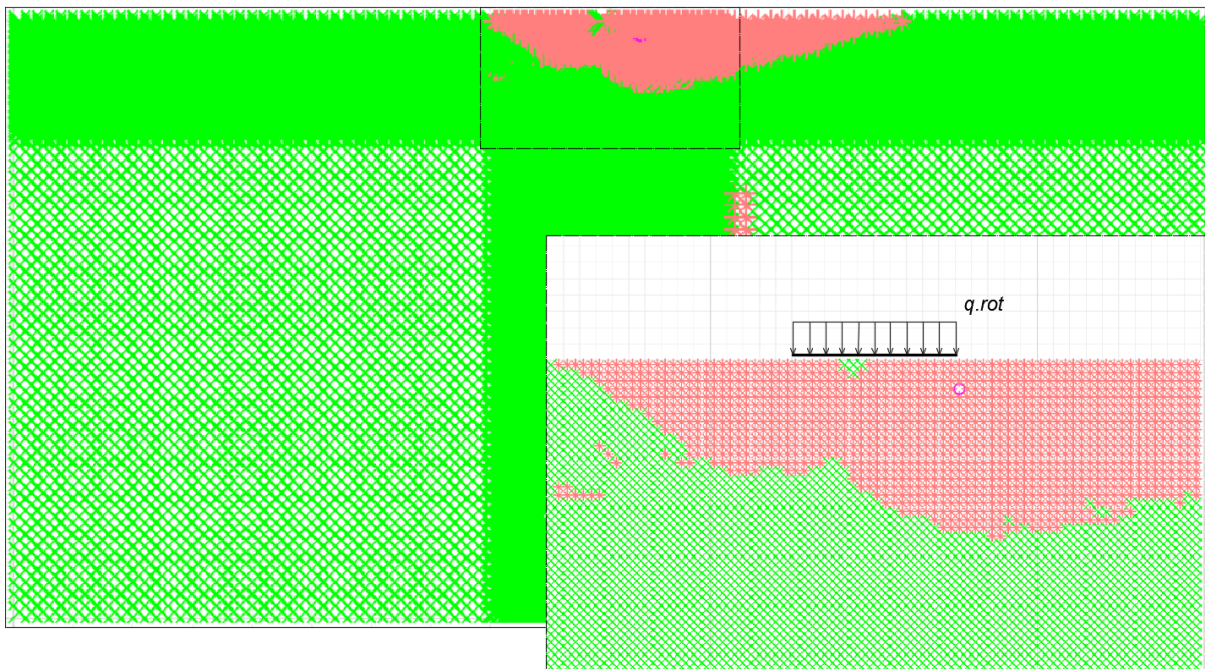


Figura 72 – Distribuição de zonas plastificadas obtida das simulações pseudo-estáticas para um valor de  $a_g/g = 0.3$ .

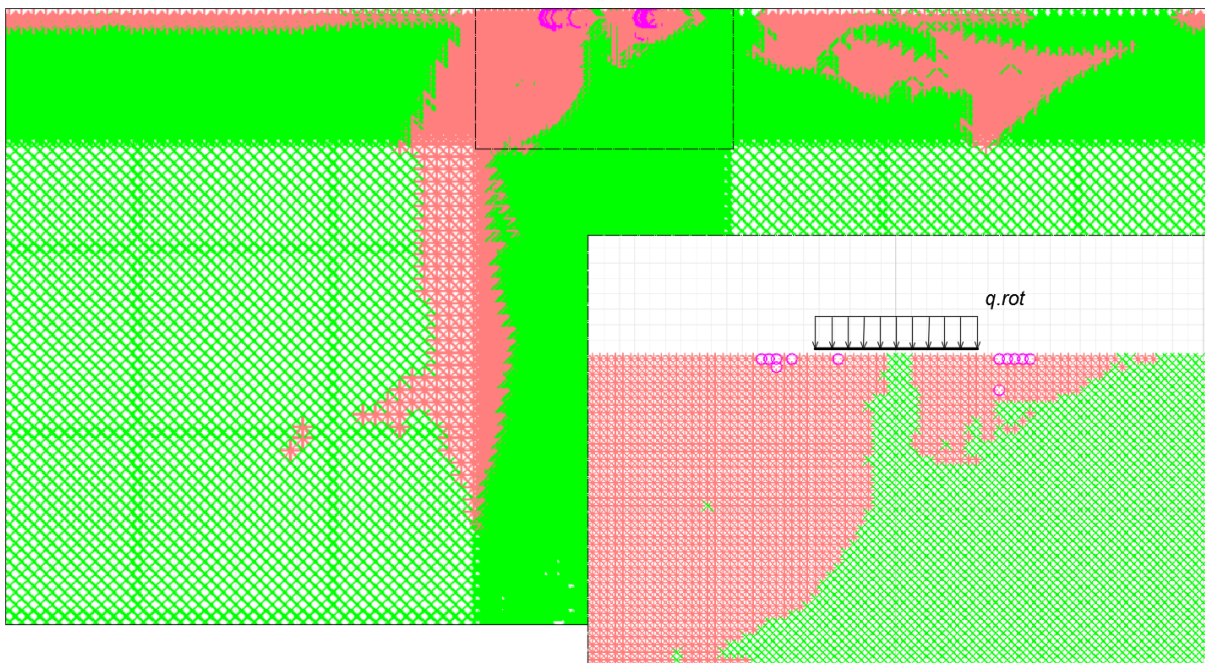


Figura 73 – Distribuição de zonas plastificadas obtida da simulação dinâmica para um valor de  $a_g/g = 0.3$ .



#### 5.4.4 Solo coerente

Nas Figuras 74, 75 e 76 apresentam-se novamente as séries de acelerações registadas na base e no topo do modelo de solo para os diferentes valores da relação  $a_g/g$ . Desta vez admite-se um solo coerente.

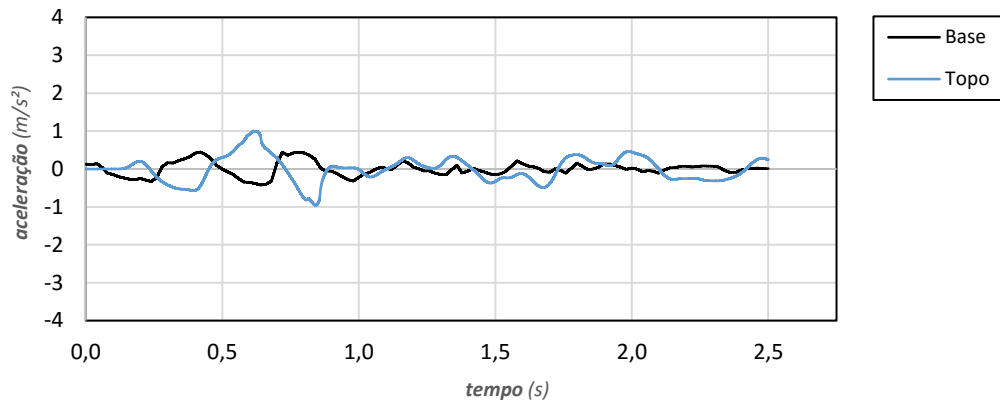


Figura 74 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de  $a_g/g = 0.1$ .

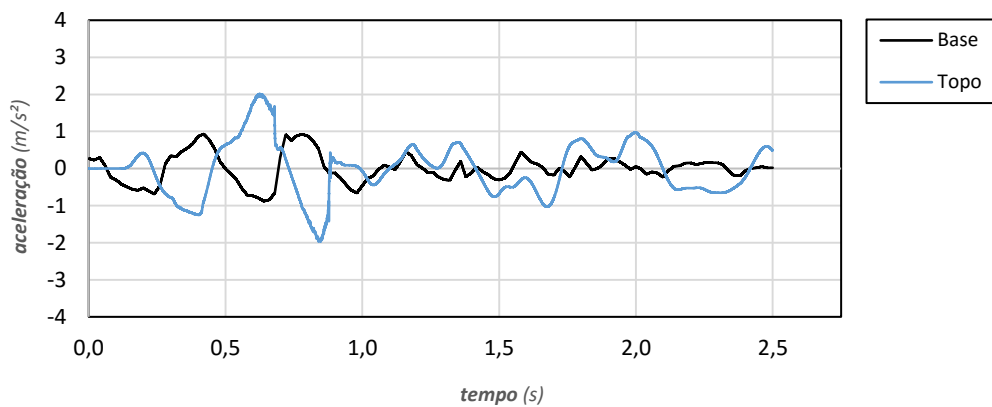


Figura 75 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de  $a_g/g = 0.2$ .

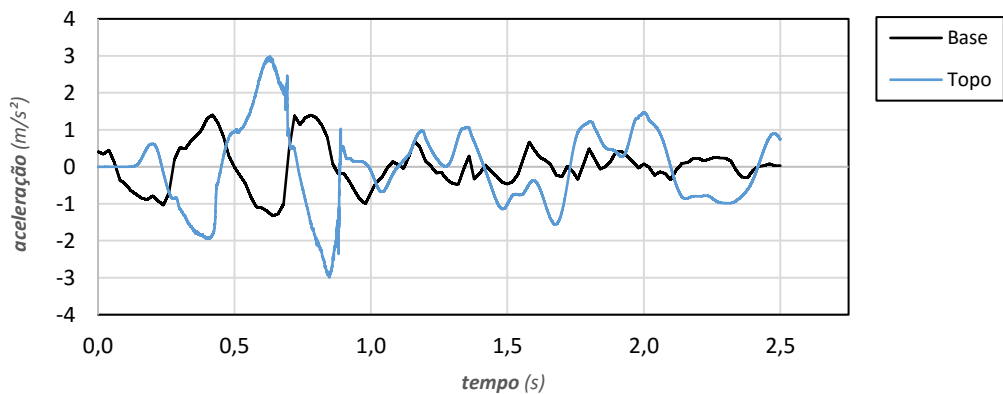


Figura 76 – Séries de acelerações no topo e na base do modelo numérico para um valor de  $a_g/g = 0.3$ .

Na Figura 77 apresentam-se os perfis de aceleração horizontal em profundidade para as secções S1, S2 e S3. Tal como para os solos incoerentes, o valor da aceleração horizontal de pico apenas se verifica na base da fundação.

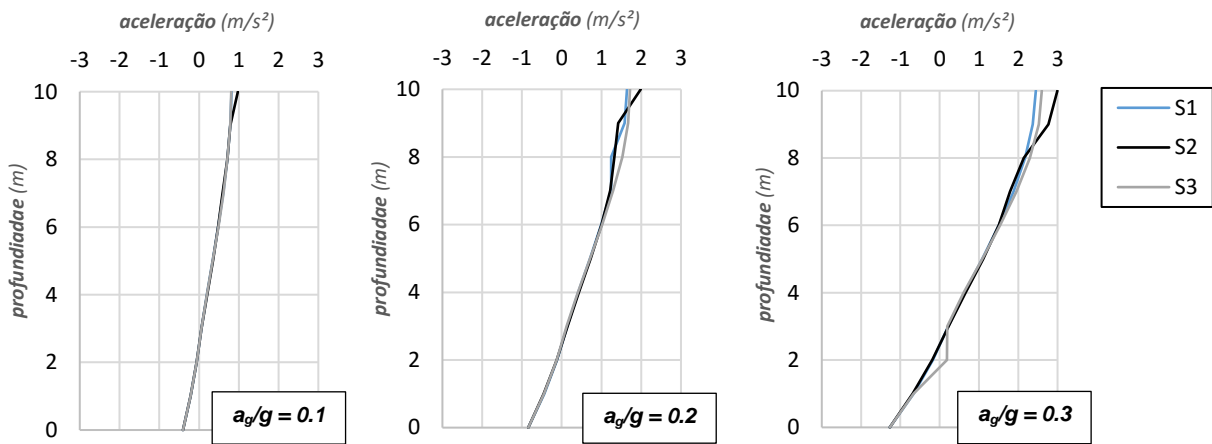


Figura 77 – Perfis de aceleração horizontal em profundidade para diferentes valores da relação  $a_g/g$ .

Na Figura 78 apresenta-se novamente a variação do deslocamento vertical da fundação durante a simulação dinâmica, mas agora para um solo coerente. À semelhança do caso anterior, verifica-se que o deslocamento  $\Delta_{fase2}$  é tanto maior quanto maior a relação  $a_g/g$ . Na Figura 79 apresenta-se a relação entre os deslocamentos  $\Delta_{relativo}$  e  $\Delta_{fase2}$ . Comparativamente com o caso dos solos incoerentes, o valor desta relação é menor independentemente do valor da relação  $a_g/g$ .

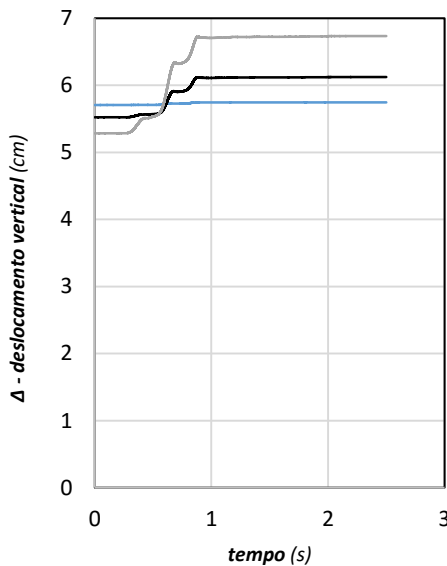


Figura 78 – Variação do deslocamento vertical ao longo da simulação dinâmica.

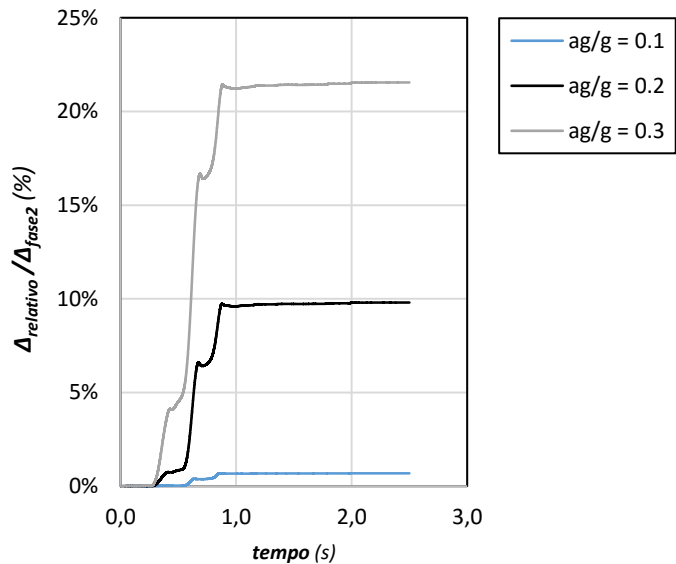


Figura 79 – Variação da relação  $\Delta_{relativo}/\Delta_{fase2}$  ao longo da simulação dinâmica.

Na tabela 38 apresentam-se os valores dos deslocamentos  $\Delta_{fase1}$ ,  $\Delta_{fase2}$  e  $\Delta_{relativo}$  para o solo coerente.

Tabela 38 – Valores dos deslocamentos  $\Delta_{fase1}$ ,  $\Delta_{fase2}$  e  $\Delta_{relativo}$  em função do valor de  $a_g/g$  para solos coerentes.

	$a_g/g = 0.1$	$a_g/g = 0.2$	$a_g/g = 0.3$
$\Delta_{fase1}$ (cm)	5,71	5,52	5,28
$\Delta_{fase2}$ (cm)	5,75	6,12	6,73
$\Delta_{relativo}$ (cm)	0,04	0,60	1,45

Nas Figuras 80, 81 e 82 apresentam-se novamente os diagramas carga-deslocamento. Analisando estas figuras, verifica-se que as conclusões são semelhantes às conclusões obtidas para os solos incoerentes. Para os valores de deslocamentos  $\Delta_{fase2}$  obtidos das simulações dinâmicas, a fundação já atingiu a rotura em condições pseudo-estáticas.

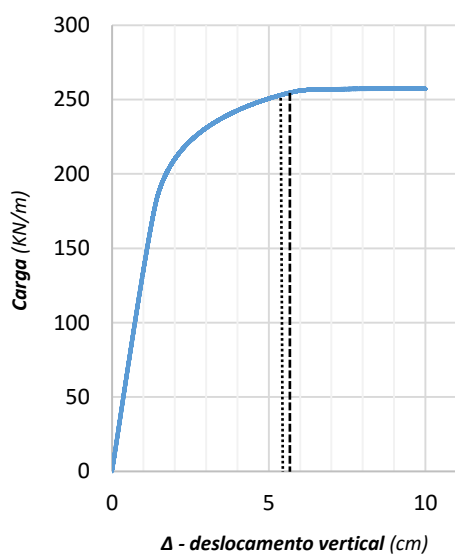


Figura 80 – Diagrama carga-deslocamento Pseudo-estático – B = 1 m,  $c_u=50$  kPa e  $a_g/g = 0.1$ .

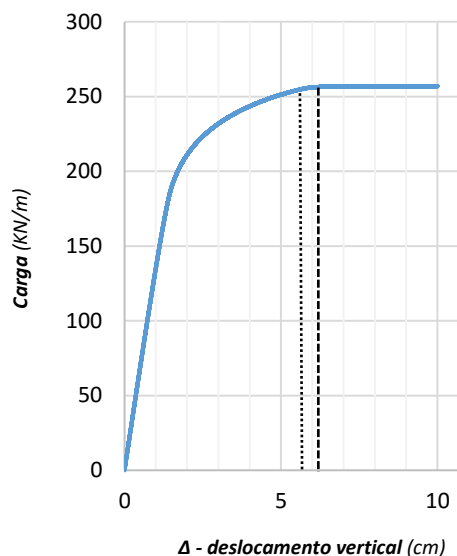


Figura 81 – Diagrama carga-deslocamento pseudo-estático – B = 1 m,  $c_u=50$  kPa e  $a_g/g = 0.1$ .

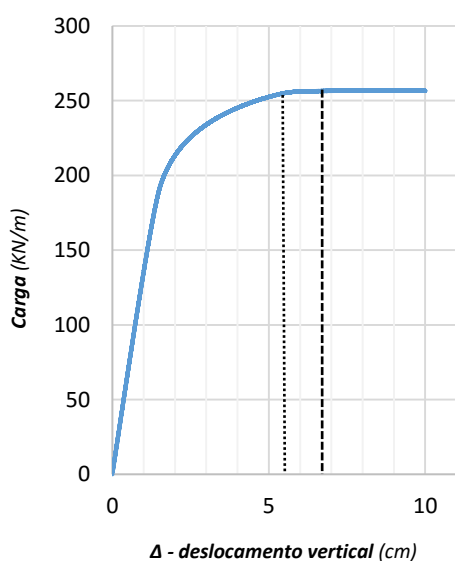


Figura 82 – Diagrama carga-deslocamento Pseudo-estático – B = 1 m,  $c_u=50$  kPa e  $a_g/g = 0.3$ .

- .....  $\Delta_{fase1}$  – deslocamento vertical provocado pela aplicação da carga de rotura sísmica.
- .....  $\Delta_{fase2}$  – deslocamento vertical total no final da simulação

Nas Figuras 83 e 84 apresentam-se novamente as distribuições de zonas plastificadas obtidas das simulações dinâmicas e pseudo-estáticas para o caso em que  $a_g/g = 0.3$ . À semelhança dos solos incoerentes, apenas na distribuição pseudo-estática se verifica a formação de um mecanismo de rotura. Além disto, a distribuição obtida da simulação dinâmica contém menos zonas plastificadas do que no caso dos solos incoerentes. A roxo encontram-se representadas as zonas de tração nula.

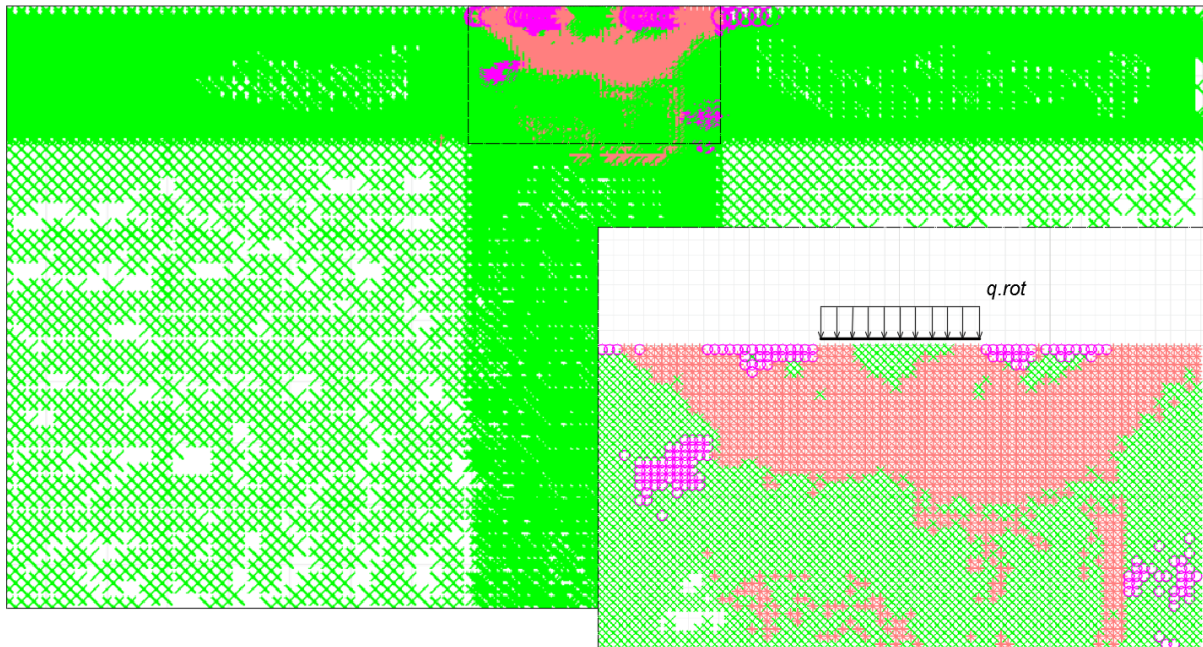


Figura 83 – Distribuição de zonas plastificadas pseudo - estática obtida para um valor de  $a_g/g = 0.3$ .

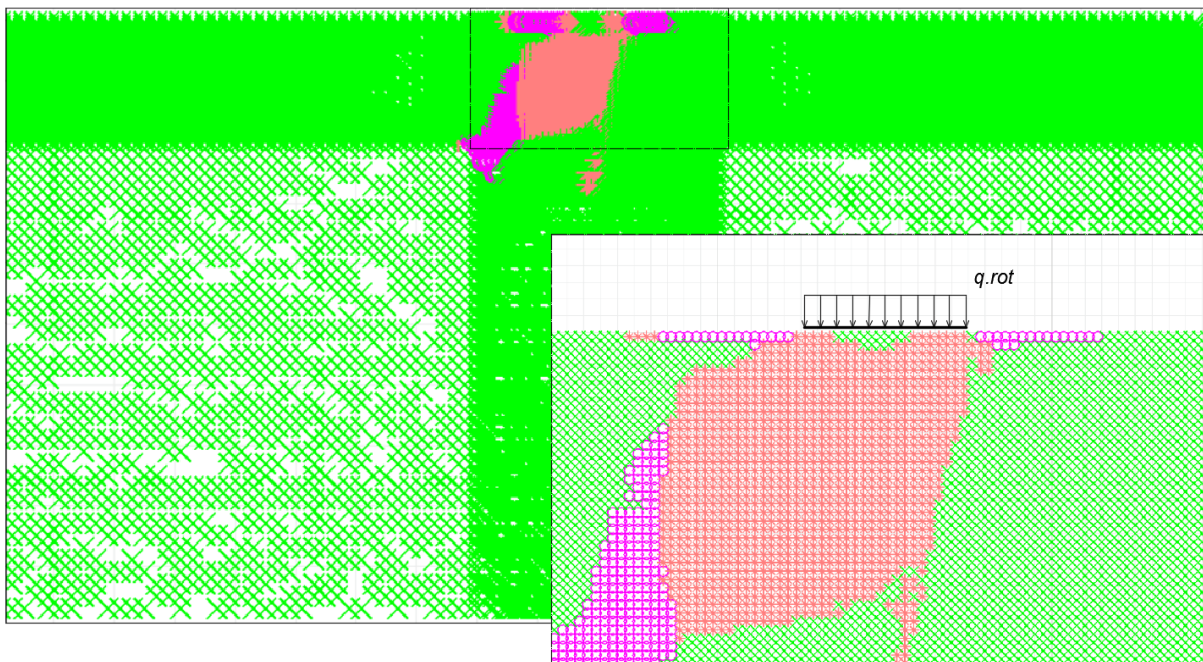


Figura 84 – Distribuição de zonas plastificadas dinâmica obtida para um valor de  $a_g/g = 0.3$ .

## 5.5 Conclusões do capítulo

No presente capítulo realizaram-se simulações pseudo-estáticas e dinâmicas de uma das fundações analisadas no estudo paramétrico, nomeadamente a fundação com largura  $B = 1$  m. Enquanto que nas simulações pseudo-estáticas obtêm-se novamente os valores das cargas de rotura, nas simulações dinâmicas obtêm-se os deslocamentos verticais da fundação. Das simulações pseudo-estáticas conclui-se que:

- Os valores das cargas de rotura obtidos numericamente são próximos dos resultados obtidos analiticamente a partir da expressão geral proposta pelo Anexo F da EC8-5. Dado que esta formulação constitui uma solução da região superior, as cargas de rotura analíticas deveriam ser sempre superiores às cargas de rotura numéricas o que nem sempre se verifica. Isto justifica-se devido à diferença entre os mecanismos de rotura considerado na determinação da solução analítica e o mecanismo de rotura obtido no final das simulações.

Já nas simulações dinâmicas considerou-se apenas a fundação sujeita a um carregamento vertical centrado para diferentes valores de  $a_g/g$ . Analisando os resultados obtidos a partir destas simulações verifica-se o seguinte:

- Tanto para solos coerentes como incoerentes verifica-se que a atuação da ação sísmica provoca um incremento dos deslocamentos verticais da fundação. Este incremento é permanente e tanto maior quanto maior o valor da relação  $a_g/g$ .
- No final, comparando os deslocamentos verticais obtidos no final da simulação com os resultados pseudo-estáticos (curvas carga-deslocamento), verifica-se que mesmo em condições dinâmicas, os resultados obtidos a partir da formulação analítica proposta no Anexo F do EC8-5 constituem boas aproximações da capacidade resistente do solo para a situação sísmica.



## 6 Considerações finais e desenvolvimentos futuros

---

### 6.1 Considerações finais

Na presente dissertação realizou-se um estudo paramétrico onde se compararam cargas de rotura e dimensionamento obtidas para as situações de interação N-V e N-M numa fundação contínua sem encastramento lateral. Das diferentes comparações efetuadas concluiu-se o seguinte

- Com base nas comparações das cargas de rotura verificou-se que, tanto para a situação sísmica como para a situação estática, os valores das cargas de rotura são afetados (diminuem) pela atuação de momento fletor e esfoço transverso. Para a situação sísmica, as cargas de rotura são também afetadas pelas forças de inércia do solo. No entanto, este efeito só é relevante para os solos incoerentes sendo praticamente desprezável para solos coerentes.
- Da comparação entre as cargas de dimensionamento para as situações estática e sísmica, para solos incoerentes, conclui-se que até valores da relação  $a_g/g = 0.2$ , a verificação de segurança de fundações superficiais por insuficiência de capacidade resistente para a situação estática é condicionante. Aliás, à medida que a resistência do solo aumenta, a situação estática vai-se tornando cada vez mais preponderante, sendo que, para  $\phi' = 35^\circ$  a situação estática é sempre mais condicionante independentemente do valor da relação de  $a_g/g$ . Para solos coerentes, devido às diferenças entre os coeficientes parciais a utilizar numa situação sísmica (SP sísmica) e numa situação estática (SP persistente ou transitória), a situação estática é sempre a mais condicionante independentemente do valor da relação  $a_g/S/g$ .
- Por último, da comparação entre a verificação proposta pelo EC8-5 e a verificação baseada no  $CS_{global}$ , conclui-se que, para solos incoerentes, e até valores da relação  $a_g/g$  ligeiramente inferiores a 0.2, esta última é mais conservativa.

Para solos coerentes, a verificação baseada no  $CS_{global}$  é sempre mais conservativa, verificando-se diferenças significativas entre as cargas de dimensionamento. Estas diferenças devem-se principalmente aos valores dos coeficientes parciais e globais a adotar. O coeficiente parcial a aplicar à resistência não drenada do solo  $\gamma_{cu}$  para a situação sísmica, é menor que o coeficiente de segurança global, independentemente do valor considerado para a tensão admissível ( $V_{admissível}^{Estática} \times 1.2$  ou  $V_{admissível}^{Estática} \times 1.5$ ).

Posteriormente, com recurso ao software FLAC realizaram-se simulações bidimensionais pseudo-estáticas e dinâmicas de uma das fundações analisadas no estudo paramétrico.

Nas análises pseudo-estáticas obtiveram-se novamente os valores de cargas de rotura para a situação sísmica, tendo-se concluído o seguinte:

- Os valores das cargas de rotura obtidos numericamente são próximos dos resultados obtidos analiticamente a partir da expressão geral proposta pelo Anexo F do EC8-5. Dado que esta formulação constitui uma solução da região superior, as cargas de rotura analíticas deveriam ser sempre superiores às cargas de rotura numéricas o que nem sempre se verifica. Isto justifica-se devido à diferença entre os mecanismo de rotura considerado na determinação da solução analítica e o mecanismo de rotura obtido no final das simulações numéricas.

Já nas simulações dinâmicas considerou-se apenas a fundação sujeita a um carregamento vertical centrado para diferentes valores de  $a_g/g$ . Analisando os resultados obtidos a partir destas simulações verifica-se o seguinte:

- Tanto para solos coerentes como incoerentes verifica-se que a atuação da ação sísmica provoca um incremento dos deslocamentos verticais da fundação. Este incremento é permanente e é tanto maior quanto maior o valor da relação  $a_g/g$ .
- No final, comparando os deslocamentos verticais obtidos no final das simulações dinâmicas com os resultados pseudo-estáticos (curvas carga-deslocamento), verifica-se que mesmo em condições dinâmicas, os resultados obtidos a partir da formulação analítica proposta no EC8-5 constituem boas aproximações da capacidade resistente do solo para a situação sísmica.

## 6.2 Desenvolvimentos futuros

Com vista a continuar o trabalho desenvolvido, sugere-se o desenvolvimento dos seguintes tópicos:

- Consideração de outras larguras de fundação;
- Realização de análises dinâmicas com mais e diferentes registos sísmicos;
- Realização de análises dinâmicas tendo em conta a atuação do esforço transversal e momento fletor;
- Realização de análises numéricas em que o modelo de comportamento tenha em conta o endurecimento do solo e a geração de pressões intersticiais.
- Consideração da atuação simultânea do esforço normal, esforço transversal e momento fletor na fundação.



## Bibliografia

- [1] Fundações directas correntes, Slides da disciplina de Tecnologia de Construção de Edifícios, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa.
- [2] Bowles, J., Foundations analysis and design (Fifth Edition), McGraw-Hill, 1997.
- [3] Day, R., Geotechnical earthquake engineering handbook, McGraw-Hill, 2002.
- [4] Atkinson, J., The Mechanics of Soils and Foundations, Routledge, 2007.
- [5] Fernandes, M., Mecânica dos solos - Volume II - Introdução à engenharia Geotécnica, FEUP Edições, 2011.
- [6] Guerra, N., Sebenta de AEG, Análise de Estruturas Geotécnicas, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, 2008.
- [7] Pecker, A., Earthquake resistant design of foundations: New Construction. *Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation*, Attila Ansal, 2000.
- [8] Puri, V., Prakash, S., Foundations for seismic loads. *Proceedings of Geo - Denver 2007, Dynamic Response and Soil Properties*, 1-10, 2007.
- [9] Pecker, A., Analytical formulae for the seismic bearing capacity of shallow strip foundations. *Seismic Behaviour and Geotechnical Structures*, Rotterdam, Balkema, 1997.
- [10] Santos, J., Liquefação dos solos, 2007, <http://civil.ist.utl.pt/~jaime/ESG.htm>, consultado em Julho de 2016.
- [11] Pender, M., Seismic design and performance of surface foundations. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Springer, 2007.
- [12] Pender, M., Effect of earthquake induced loads on shallow foundation bearing strength. *2015 NZSEE Annual Technical Conference*, 2015.
- [13] Eurocódigo NP EN 1997-1:2010 - Projeto Geotécnico – Parte 1: Regras gerais.
- [14] Appleton, J., Estruturas de Betão - Volume 2, Lisboa: Edições Orion, 2013.
- [15] Eurocódigo EC8-5:2010 - Projeto de estruturas para Resistência aos Sismos - Parte 5: Fundações, Estruturas de Suporte e Aspetos Geotécnicos.
- [16] Fardis, M., Carvalho, E., Facciolo, E., Pinto, P., Plumier, A., Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5. Eurocode 8: Design of structures for Earthquake Resistance. General Rules, Seismic Actions, Design Rules for Buildings, Foundations and Retaining Structures, 2005.

- [17] Pecker, A., Introduction to the RC Building example. Modeling and analysis of the design example. *EC 8: Seismic Design of Buildings*, capítulo 4, 2011.
- [18] Tiznado, A., Paillao, V., Analysis of the seismic bearing capacity of shallow foundations. *Revista de la Construcción*, vol.13, n.2, 40-48, 2014.
- [19] Group, I.C., FLAC user's guide, 2011.
- [20] Benmeddour, M., Yahia-Cherif, H., Melles, M., Undrained bearing capacity of embedded strip footings under vertical and horizontal loads. *Courrier du Savoir*, 21-25, 2014.
- [21] Kramer, S., Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1996.

## Anexo A

Simulação pseudo-estática em solos incoerentes e coerentes – Interação N-M ( $e = 0.1$ ) e N-V

---

```
; Source: <no name>
config
grid 160,80
gen 0.0,0.0 0.0,8.0 8.0,8.0 8.0,0.0 i=1,41
j=1,41
gen 8.0,0.0 8.0,8.0 12.0,8.0 12.0,0.0 i=41,121
j=1,41
gen 12.0,0.0 12.0,8.0 20.0,8.0 20.0,0.0
i=121,161 j=1,41
gen 0.0,8.0 0.0,10.0 8.0,10.0 8.0,8.0 i=1,41
j=41,81
gen 8.0,8.0 8.0,10.0 12.0,10.0 12.0,8.0
i=41,121 j=41,81
gen 12.0,8.0 12.0,10.0 20.0,10.0 20.0,8.0
i=121,161 j=41,81
group 'Camada_ Undrained:new1' i=1,40 j=1,40
group 'Camada_ Undrained:new1' i=41,120
j=1,40
group 'Camada_ Undrained:new1' i=121,160
j=1,40
group 'Camada_ Undrained:new1' i=1,40
j=41,80
group 'Camada_ Undrained:new1' i=41,120
j=41,80
group 'Camada_ Undrained:new1' i=121,160
j=41,80
; Solo coerente
model mohr group 'Camada_ Undrained:new1'
prop density=2000.0 bulk=6.66667E7
shear=6.89655E6 cohesion=50000.0
friction=0.0 dilation=0.0 tension=0.0 group
; Solo incoerente
model mohr group 'Camada_ Undrained:new1'
prop density=2000 bulk=1.66667E7
shear=7.69231E6 cohesion=0.0 friction=25.0
dilation=25 tension=0.0 group 'Camada_
'Camada_ Undrained:new1'
; Interação N-M
; Fixed boundary conditions
fix x i=1 j=1,41
fix x y i=1,41 j=1
fix x y i=41,121 j=1
fix x i=161 j=1,41
fix x y i=121,161 j=1
fix x i=1 j=41,81
fix x i=161 j=41,81
; ag/g = 0.1 - set gravity=9,371 6,002
; ag/g = 0.2 - set gravity=9,045 12,52
; ag/g = 0.3 - set gravity=8,843 19,418
solve
ini xdisp 0 ydisp 0 xv 0 yv 0
fix x y i 71 87 j 81
apply yv -1e-7 i 71 87 j 81
apply xv 0 i 71 87 j 81
def loady
    sumy =0.0
    loop i (71,87)
        sumy =sumy + yforce(i,81)
    end_loop
    loady =sumy*(0.8/0.85)
    disp=-ydisp(81,81)
end
hist loady
hist disp
step 1000000
hist write 1 vs 2 table 1
```

**;Interação N-V**

; Fixed boundary conditions

fix x i=1 j=1,41

fix x y i=1,41 j=1

fix x y i=41,121 j=1

fix x i=161 j=1,41

fix x y i=121,161 j=1

fix x i=1 j=41,81

fix x i=161 j=41,81

**; ag/g = 0.1 - set gravity=9,371 6,002**

**; ag/g = 0.2 - set gravity=9,045 12,52**

**; ag/g = 0.3 - set gravity=8,843 19,418**

solve

ini xdisp 0 ydisp 0 xv 0 yv 0

fix x y i 71 91 j 81

apply yv -1e-7 i 71 91 j 81

apply xv 0 i 71 91 j 81

def loady

sumy =0.0

loop i (71,91)

sumy =sumy + yforce(i,81)

end\_loop

loady =sumy\*(1.0/1.05)

disp=-ydisp(81,81)

end

hist loady

hist disp

step 200000

hist write 1 vs 2 table 1

## Anexo B

Simulação dinâmica para solos incoerentes para  $a_g/g = 0.1$

---

```
; Aplicação estática da carga de rotura
; Source: <no name>
config dynamic
grid 160,80
gen 0.0,0.0 0.0,8.0 8.0,8.0 8.0,0.0 i=1,41
j=1,41
gen 8.0,0.0 8.0,8.0 12.0,8.0 12.0,0.0 i=41,121
j=1,41
gen 12.0,0.0 12.0,8.0 20.0,8.0 20.0,0.0
i=121,161 j=1,41
gen 0.0,8.0 0.0,10.0 8.0,10.0 8.0,8.0 i=1,41
j=41,81
gen 8.0,8.0 8.0,10.0 12.0,10.0 12.0,8.0
i=41,121 j=41,81
gen 12.0,8.0 12.0,10.0 20.0,10.0 20.0,8.0
i=121,161 j=41,81
group 'Camada_Drenada:new1' i=1,40 j=1,40
group 'Camada_Drenada:new1' i=41,120
j=1,40
group 'Camada_Drenada:new1' i=121,160
j=1,40
group 'Camada_Drenada:new1' i=1,40
j=41,80
group 'Camada_Drenada:new1' i=41,120
j=41,80
group 'Camada_Drenada:new1' i=121,160
j=41,80
model mohr group 'Camada_Drenada:new1'
prop density=2000.0 bulk=1.66667E7
shear=7.69231E6 cohesion=0.0 friction=25.0
dilation=25.0 tension=0.0 group 'Camada_
Drenada:new1'
; Fixed boundary conditions
fix x i=1 j=1,41
fix x y i=1,41 j=1
fix x y i=41,121 j=1
fix x i=161 j=1,41
fix x y i=121,161 j=1
fix x i=1 j=41,81
fix x i=161 j=41,81
set gravity 9.81
set dyn off
solve
ini xdisp 0 ydisp 0 xv 0 yv 0
apply pressure 78.6e3 i 71 91 j 81
hist ydisp i 81 j 81
set dyn off
solve
; Aplicação da ação sísmica a partir de um
acelerograma
set dy_damping rayleigh = 0.02 1.55
table 1 0 0.1018 0.01999 0.08600 0.03999
0.1124 0.05998 0.02999 0.07998 -0.08850
0.1000 -0.1156 0.1199 -0.1601 0.1400 -0.1867
0.1597 -0.2120 0.1800 -0.2222 0.2000 -0.1973
0.2196 -0.2300 0.2398 -0.2592
table 1 0.2599 -0.1776 0.2800 0.04850 0.3000
0.1297 0.3199 0.1222 0.3400 0.1726 0.3600
0.2079 0.3799 0.2513 0.4000 0.3276 0.4199
0.3515 0.4399 0.2958 0.4600 0.2037 0.4799
0.07129 0.5000 -0.002499
table 1 0.5199 -0.05820 0.5400 -0.1130
0.5600 -0.2034 0.5799 -0.2714 0.6000 -0.2786
0.6200 -0.3000 0.6399 -0.3327 0.6600 -0.3188
0.6800 -0.2515 0.6998 0.1140 0.7200 0.3454
0.7400 0.2851 0.7598 0.3327
table 1 0.7799 0.3499 0.8000 0.3321 0.8198
0.2824 0.8399 0.2019 0.8600 0.02019 0.8798
-0.04710 0.8999 -0.04419 0.9200 -0.09579
0.9398 -0.1614 0.9599 -0.2210 0.9800 -0.2496
1.000 -0.1743 1.019 -0.1048
table 1 1.039 -0.07540 1.059 -0.01109 1.080
0.03510 1.100 0.01370 1.120 -0.01040 1.139
0.06989 1.159 0.1711 1.179 0.1331 1.200
```

0.03869 1.220 0.003599 1.240 -0.04239 1.258	hist xa i 26 j 81
-0.03849 1.279 -0.08720	hist xa i 81 j 1
table 1 1.299 -0.1133 1.320 -0.1194 1.340 -	hist xa i 81 j 6
0.01449 1.360 0.07379 1.378 -0.08320 1.399 -	hist xa i 81 j 11
0.04509 1.419 0.01260 1.440 -0.03139 1.460 -	hist xa i 81 j 16
0.06250 1.480 -0.1041 1.500 -0.1164 1.519 -	hist xa i 81 j 21
0.1010 1.539 -0.05009	hist xa i 81 j 26
table 1 1.559 0.05849 1.580 0.1674 1.600	hist xa i 81 j 31
0.1094 1.620 0.06250 1.639 0.04569 1.659	hist xa i 81 j 36
0.01219 1.679 -0.05680 1.700 -0.06669 1.720	hist xa i 81 j 41
0.004100 1.740 -0.03209 1.758 -0.08540	hist xa i 81 j 61
1.779 0.01750 1.799 0.1221	hist xa i 81 j 80
table 1 1.820 0.05260 1.840 -0.01520 1.860	hist xa i 136 j 1
0.001099 1.878 0.03700 1.899 0.1045 1.919	hist xa i 136 j 6
0.1039 1.940 0.07020 1.960 0.03530 1.980 -	hist xa i 136 j 11
0.008500 2.000 0.01920 2.019 -0.003299	hist xa i 136 j 16
2.039 -0.05710 2.059 -0.03429	hist xa i 136 j 21
table 1 2.078 -0.04569 2.098 -0.08590 2.118 -	hist xa i 136 j 26
0.02360 2.140 0.02380 2.160 0.02779 2.180	hist xa i 136 j 31
0.05539 2.200 0.05759 2.220 0.04030 2.240	hist xa i 136 j 36
0.05209 2.259 0.06409 2.279 0.05950 2.299	hist xa i 136 j 41
0.05849 2.319 0.03869	hist xa i 136 j 61
table 1 2.338 -0.02339 2.358 -0.06920 2.380 -	hist xa i 136 j 81
0.07329 2.400 -0.02370 2.420 0.002700 2.440	hist dytime
0.006800 2.460 0.01979 2.480 0.006699 2.500	set dyn on
0.007899	step 178445
apply ff	hist write 2 vs 36 table 2; displacement
apply xa 1.0 hist table 1 j 1	hist write 3 vs 36 table 3
apply yv 0 j 1	hist write 4 vs 36 table 4
hist ydisp i 81 j 81	hist write 5 vs 36 table 5
hist xa i 26 j 1	hist write 6 vs 36 table 6
hist xa i 26 j 6	hist write 7 vs 36 table 7
hist xa i 26 j 11	hist write 8 vs 36 table 8
hist xa i 26 j 16	hist write 9 vs 36 table 9
hist xa i 26 j 21	hist write 10 vs 36 table 10
hist xa i 26 j 26	hist write 11 vs 36 table 11
hist xa i 26 j 31	hist write 12 vs 36 table 12
hist xa i 26 j 36	hist write 13 vs 36 table 13
hist xa i 26 j 41	hist write 14 vs 36 table 14
hist xa i 26 j 61	hist write 15 vs 36 table 15

hist write 16 vs 36 table 16  
hist write 17 vs 36 table 17  
hist write 18 vs 36 table 18  
hist write 19 vs 36 table 19  
hist write 20 vs 36 table 20  
hist write 21 vs 36 table 21  
hist write 22 vs 36 table 22  
hist write 23 vs 36 table 23  
hist write 24 vs 36 table 24  
hist write 25 vs 36 table 25

hist write 26 vs 36 table 26  
hist write 27 vs 36 table 27  
hist write 28 vs 36 table 28  
hist write 29 vs 36 table 29  
hist write 30 vs 36 table 30  
hist write 31 vs 36 table 31  
hist write 32 vs 36 table 32  
hist write 33 vs 36 table 33  
hist write 34 vs 36 table 34  
hist write 35 vs 36 table 35





## Anexo C

Cargas de rotura estáticas obtidas a partir do EC7-1

Tabela C. 1 – Cargas de rotura estáticas para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 25^\circ$  e B = 1,2 e 4 m.

$\phi'(^{\circ})$	$N_q$	$N_r$	B (m)	V/N	$i_r$	$N_{rot}$ (kN/m)	M/N	B'(m)	$N_{rot}$ (kN/m)
25	10,66	9,01	1	0	1	90,1	0,0	1,0	90,1
				0,1	0,729	65,7	0,1	0,8	57,7
				0,2	0,512	46,1	0,2	0,6	32,4
			2	0	1	360,4	0,0	2,0	360,4
				0,1	0,729	262,8	0,1	1,8	292,0
				0,2	0,512	184,5	0,2	1,6	230,7
			4	0	1	1441,8	0,0	4,0	1441,8
				0,1	0,729	1051,1	0,1	3,8	1301,2
				0,2	0,512	738,2	0,2	3,6	1167,8

Tabela C. 2 – Cargas de rotura estáticas para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 35^\circ$  e B = 1,2 e 4 m.

$\phi'(^{\circ})$	$N_q$	$N_r$	B (m)	V/N	$i_r$	$N_{rot}$ (kN/m)	M/N	B'(m)	$N_{rot}$ (kN/m)
35	2	33,30	45,23	0,0	1,000	1809,1	0,0	2,0	1809,1
				0,1	0,729	1318,8	0,1	1,8	1465,4
				0,2	0,512	926,3	0,2	1,6	1157,8

Tabela C. 3 – Cargas de rotura estáticas para as situações de interação N – V e N – M –  $c_u = 50$  kPa e B = 1,2 e 4 m.

$c_u$ (kPa)	B (m)	V/N	$i_r$	$N_{rot}$ (kN/m)	M/N	B' (m)	$N_{rot}$ (kN/m)
50	1	0,0	1,0	257,1	0	1	257,1
		0,1	0,9	224,0	0,1	0,8	205,7
		0,2	0,7	191,0	0,2	0,6	154,2
	2	0,0	1,0	514,2	0	2	514,2
		0,1	0,9	448,1	0,1	1,8	462,7
		0,2	0,7	382,0	0,2	1,6	411,3
	4	0,0	1,0	1028,3	0	4	1028,3
		0,1	0,9	896,1	0,1	3,8	976,9
		0,2	0,7	764,0	0,2	3,6	925,5

Tabela C. 4 – Cargas de rotura estáticas para as situações de interação N – V e N – M –  $c_u = 200$  kPa e B = 1,2 e 4 m.

$c_u$ (kPa)	B (m)	V/N	$i_r$	$N_{rot}$ (kN/m)	M/N	B' (m)	$N_{rot}$ (kN/m)
200	2	0,0	1,0	2056,6	0	2	2056,6
		0,1	0,9	1792,3	0,1	1,8	1851,0
		0,2	0,7	1527,9	0,2	1,6	1645,3



## Anexo D

Cargas de rotura sísmicas obtidas a partir do EC8-5

Tabela D. 1 – Cargas de rotura sísmicas para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 25^\circ$  e B = 1 m.

$a_g/g$	$\bar{F}$	V/N	$\bar{N}$	$(1 - m\bar{F})^{k'}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$(1 - m\bar{F})^{k'}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)
0	0,00	0	1,00	1,00	Verifica	90,11	90,1	0	1,00	1,00	Verifica	90,11	90,0
		0,1	0,70	1,00	Verifica		62,8	0,1	0,65	1,00	Verifica		58,9
		0,2	0,47	1,00	Verifica		42,1	0,2	0,41	1,00	Verifica		37,2
0,1	0,21	0	0,91	0,91	Verifica	85,61	78,2	0	0,91	0,91	Verifica	85,61	78,1
		0,1	0,64	0,91	Verifica		54,7	0,1	0,59	0,91	Verifica		50,4
		0,2	0,43	0,91	Verifica		36,9	0,2	0,36	0,91	Verifica		31,2
0,2	0,43	0	0,81	0,81	Verifica	81,10	65,9	0	0,81	0,81	Verifica	81,10	65,8
		0,1	0,57	0,81	Verifica		46,0	0,1	0,51	0,81	Verifica		41,4
		0,2	0,38	0,81	Verifica		31,0	0,2	0,30	0,81	Verifica		24,6
0,3	0,64	0	0,69	0,69	Verifica	76,59	52,6	0	0,69	0,69	Verifica	76,59	52,6
		0,1	0,47	0,69	Verifica		36,2	0,1	0,41	0,69	Verifica		31,3
		0,2	0,31	0,69	Verifica		23,9	0,2	0,22	0,69	Verifica		16,9

Tabela D. 2 – Cargas de rotura sísmicas para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 25^\circ$  e B = 2 m.

$a_g/g$	$\bar{F}$	V/N	$\bar{N}$	$(1 - m\bar{F})^{k'}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$(1 - m\bar{F})^{k'}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)
0	0,00	0	1,00	1,00	Verifica	360,44	360,2	0	1,00	1,00	Verifica	360,44	360,2
		0,1	0,70	1,00	Verifica		251,1	0,1	0,80	1,00	Verifica		288,0
		0,2	0,47	1,00	Verifica		168,5	0,2	0,65	1,00	Verifica		235,5
0,1	0,21	0	0,91	0,91	Verifica	342,42	312,8	0	0,91	0,91	Verifica	342,42	312,7
		0,1	0,64	0,91	Verifica		218,8	0,1	0,73	0,91	Verifica		248,5
		0,2	0,43	0,91	Verifica		147,7	0,2	0,59	0,91	Verifica		201,7
0,2	0,43	0	0,81	0,81	Verifica	324,40	263,6	0	0,81	0,81	Verifica	324,40	263,5
		0,1	0,57	0,81	Verifica		184,1	0,1	0,64	0,81	Verifica		206,8
		0,2	0,38	0,81	Verifica		124,1	0,2	0,51	0,81	Verifica		165,7
0,3	0,64	0	0,69	0,69	Verifica	306,38	210,5	0	0,69	0,69	Verifica	306,38	210,4
		0,1	0,47	0,69	Verifica		144,9	0,1	0,53	0,69	Verifica		161,0
		0,2	0,31	0,69	Verifica		95,7	0,2	0,41	0,69	Verifica		125,3

Tabela D. 3 – Cargas de rotura sísmicas para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 25^\circ$  e B = 4 m.

$a_g/g$	$\bar{F}$	V/N	$\bar{N}$	$(1 - m\bar{F})^{k'}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$(1 - m\bar{F})^{k'}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)
0	0,00	0	1,00	1,00	Verifica	1441,77	1440,9	0	1,00	1,00	Verifica	1441,77	1441,1
		0,1	0,70	1,00	Verifica		1004,3	0,1	0,88	1,00	Verifica		1275,0
		0,2	0,47	1,00	Verifica		674,1	0,2	0,80	1,00	Verifica		1152,0
0,1	0,21	0	0,91	0,91	Verifica	1369,68	1251,2	0	0,91	0,91	Verifica	1369,68	1251,4
		0,1	0,64	0,91	Verifica		875,2	0,1	0,81	0,91	Verifica		1103,4
		0,2	0,43	0,91	Verifica		590,7	0,2	0,73	0,91	Verifica		993,9
0,2	0,43	0	0,81	0,81	Verifica	1297,59	1054,4	0	0,81	0,81	Verifica	1297,59	1054,5
		0,1	0,57	0,81	Verifica		736,6	0,1	0,71	0,81	Verifica		923,9
		0,2	0,38	0,81	Verifica		496,5	0,2	0,64	0,81	Verifica		827,4
0,3	0,64	0	0,69	0,69	Verifica	1225,50	841,8	0	0,69	0,69	Verifica	1225,50	841,9
		0,1	0,47	0,69	Verifica		579,6	0,1	0,59	0,69	Verifica		728,1
		0,2	0,31	0,69	Verifica		382,6	0,2	0,53	0,69	Verifica		644,0

Tabela D. 4 – Cargas de rotura sísmicas para as situações de interação N – V e N – M –  $cu = 50$  kPa e B = 1 m.

$a_g/g$	$\bar{F}$	V/N	$\bar{N}$	$\bar{V}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$\bar{V}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)
0	0	0	1,00	0,00	Verifica	257	257,1	0	1,00	0,00	Verifica	257,1	257,1
		0,1	0,89	0,09	Verifica		229,2	0,1	0,84	0,08	Verifica		216,7
		0,2	0,74	0,15	Verifica		189,7	0,2	0,66	0,13	Verifica		168,5
0,1	0,04	0	1,00	0,00	Verifica	257	256,0	0	1,00	0,00	Verifica	257,1	256,0
		0,1	0,89	0,09	Verifica		228,6	0,1	0,84	0,08	Verifica		216,0
		0,2	0,74	0,15	Verifica		189,5	0,2	0,65	0,13	Verifica		168,3
0,2	0,08	0	0,99	0,00	Verifica	257	254,6	0	0,99	0,00	Verifica	257,1	254,6
		0,1	0,89	0,09	Verifica		227,7	0,1	0,84	0,08	Verifica		215,0
		0,2	0,74	0,15	Verifica		189,1	0,2	0,65	0,13	Verifica		167,8
0,3	0,12	0	0,98	0,00	Verifica	257	253,0	0	0,98	0,00	Verifica	257,1	253,0
		0,1	0,88	0,09	Verifica		226,5	0,1	0,83	0,08	Verifica		213,8
		0,2	0,73	0,15	Verifica		188,6	0,2	0,65	0,13	Verifica		167,0

Tabela D. 5 – Cargas de rotura sísmicas para as situações de interação N – V e N – M – cu = 50 kPa e B = 2 m.

$a_g/g$	$\bar{F}$	V/N	$\bar{N}$	$\bar{V}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$\bar{V}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)	
0	0	0	1,00	0,00	Verifica	514,2	514,2	0	1,00	0,00	Verifica	514,2	514,1	
		0,1	0,89	0,09	Verifica		458,4	0,1	0,93	0,09	Verifica		476,9	
		0,2	0,74	0,15	Verifica		379,3	0,2	0,84	0,17	Verifica		433,4	
0,1	0,08	0	0,99	0,00	Verifica		509,2	0	0,99	0,00	Verifica		509,2	509,2
		0,1	0,89	0,09	Verifica		455,3	0,1	0,92	0,09	Verifica		472,6	
		0,2	0,74	0,15	Verifica		378,2	0,2	0,84	0,17	Verifica		430,0	
0,2	0,16	0	0,98	0,00	Verifica		502,6	0	0,98	0,00	Verifica		502,6	502,6
		0,1	0,88	0,09	Verifica		450,6	0,1	0,91	0,09	Verifica		466,8	
		0,2	0,73	0,15	Verifica		375,9	0,2	0,83	0,17	Verifica		425,0	
0,3	0,24	0	0,96	0,00	Verifica		495,2	0	0,96	0,00	Verifica		495,2	495,2
		0,1	0,87	0,09	Verifica		445,3	0,1	0,89	0,09	Verifica		460,1	
		0,2	0,73	0,15	Verifica		372,9	0,2	0,82	0,16	Verifica		419,1	

Tabela D. 6 – Cargas de rotura sísmicas para as situações de interação N – V e N – M – cu = 50 kPa e B = 4 m.

$a_g/g$	$\bar{F}$	V/N	$\bar{N}$	$\bar{V}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$\bar{V}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{rot}$ (kN/m)	
0	0	0	1,00	0,00	Verifica	1028,3	1028,3	0	1,00	0,00	Verifica	1028,3	1028,3	
		0,1	0,89	0,09	Verifica		916,9	0,1	0,97	0,10	Verifica		993,8	
		0,2	0,74	0,15	Verifica		758,6	0,2	0,93	0,19	Verifica		953,8	
0,1	0,16	0	0,98	0,00	Verifica		1005,2	0	0,98	0,00	Verifica		1005,2	1005,2
		0,1	0,88	0,09	Verifica		901,3	0,1	0,95	0,09	Verifica		972,0	
		0,2	0,73	0,15	Verifica		751,7	0,2	0,91	0,18	Verifica		933,5	
0,2	0,32	0	0,95	0,00	Verifica		974,5	0	0,95	0,00	Verifica		974,5	974,5
		0,1	0,85	0,09	Verifica		878,7	0,1	0,92	0,09	Verifica		942,7	
		0,2	0,72	0,14	Verifica		738,8	0,2	0,88	0,18	Verifica		905,7	
0,3	0,48	0	0,91	0,00	Verifica		940,1	0	0,91	0,00	Verifica		940,1	940,1
		0,1	0,83	0,08	Verifica		852,3	0,1	0,88	0,09	Verifica		909,6	
		0,2	0,70	0,14	Verifica		722,3	0,2	0,85	0,17	Verifica		874,3	



## Anexo E

Cargas de dimensionamento estáticas obtidas a partir do EC7-1

Tabela E. 1 – Cargas de dimensionamento estáticas para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 25^\circ$  e B = 1, 2 e 4 m.

$\phi'_d(^\circ)$	$N_q$	$N_\gamma$	B (m)	V/N	$i_\gamma$	$N_{rd}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)	M/N	B' (m)	$N_{rd}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)
20,45	6,70	4,25	1	0	1,000	42,5	33,7	0	1	183,6	33,7
				0,1	0,729	31,0	24,6	0,1	0,8	146,9	21,6
				0,2	0,512	21,8	17,3	0,2	0,6	110,2	12,1
			2	0	1,000	170,0	135,0	0	2	367,3	135,0
				0,1	0,729	124,0	98,4	0,1	1,8	330,5	109,3
				0,2	0,512	87,1	69,1	0,2	1,6	293,8	86,4
			4	0	1,000	680,1	539,8	0	4	734,5	539,8
				0,1	0,729	495,8	393,5	0,1	3,8	697,8	487,2
				0,2	0,512	348,2	276,4	0,2	3,6	661,1	437,2

Tabela E. 2 – Cargas de dimensionamento estáticas para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 35^\circ$  e B = 1, 2 e 4 m.

$\phi'_d(^\circ)$	$N_q$	$N_\gamma$	B (m)	V/N	$i_\gamma$	$N_{rd}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)	M/N	B' (m)	$N_{rd}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)
29,26	16,92	17,84	2	0,0	1,000	713,5	566,2	0,0	2,0	713,5	566,2
				0,1	0,729	520,1	412,8	0,1	1,8	577,9	458,7
				0,2	0,512	365,3	289,9	0,2	1,6	456,6	362,4

Tabela E. 3 – Cargas de dimensionamento estáticas para as situações de interação N – V e N – M –  $c_u = 50$  kPa e B = 1,2 e 4 m.

$C_{ud}$ (kPa)	B (m)	V/N	$i_\gamma$	$N_{rd}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)	M/N	B' (m)	$N_{rd}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)
35,71	1	0	1,000	183,6	145,7	0	1	183,6	145,7
		0,1	0,871	160,0	127,0	0,1	0,8	146,9	116,6
		0,2	0,743	136,4	108,3	0,2	0,6	110,2	87,4
	2	0	1,000	367,3	291,5	0	2	367,3	291,5
		0,1	0,871	320,0	254,0	0,1	1,8	330,5	262,3
		0,2	0,743	272,8	216,5	0,2	1,6	293,8	233,2
	4	0	1,000	734,5	582,9	0	4	734,5	582,9
		0,1	0,871	640,1	508,0	0,1	3,8	697,8	553,8
		0,2	0,743	545,7	433,1	0,2	3,6	661,1	524,7

Tabela E. 4 – Cargas de dimensionamento estáticas para as situações de interação N – V e N – M –  $c_u = 200$  kPa e B = 2 m.

$C_{ud}$ (kPa)	B (m)	V/N	$i_\gamma$	$N_{rd}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)	M/N	B' (m)	$N_{rd}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)
142,9	2	0,0	1,0	1469,0	1165,9	0	2	1469,0	1165,9
		0,1	0,9	1280,2	1016,0	0,1	1,8	1322,1	1049,3
		0,2	0,8	1091,4	866,2	0,2	1,6	1175,2	932,7





## Anexo F

Cargas de dimensionamento sísmicas obtidas a partir do EC8-5

Tabela F. 1 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 25^\circ$  e B = 1 m.

$a_g/g$	$\bar{N}$	V/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)
0	0,00	0	1,00	Verifica	64,7	64,7	53,1	0	1,00	Verifica	64,7	64,7	53,0
		0,1	0,70	Verifica		45,1	37,0	0,1	0,65	Verifica		42,3	34,7
		0,2	0,47	Verifica		30,3	24,8	0,2	0,41	Verifica		26,7	21,9
0,1	0,24	0	0,90	Verifica	61,5	55,6	45,6	0	0,90	Verifica	61,5	55,5	45,5
		0,1	0,63	Verifica		38,9	31,9	0,1	0,58	Verifica		35,7	29,3
		0,2	0,43	Verifica		26,3	21,6	0,2	0,36	Verifica		22,0	18,1
0,2	0,47	0	0,79	Verifica	58,3	46,0	37,8	0	0,79	Verifica	58,3	45,8	37,6
		0,1	0,55	Verifica		32,1	26,3	0,1	0,49	Verifica		28,6	23,4
		0,2	0,37	Verifica		21,6	17,7	0,2	0,29	Verifica		16,7	13,7
0,3	0,71	0,00	0,64	Verifica	55,0	35,3	29,0	0	0,63	Verifica	55,0	34,9	28,6
		0,10	0,44	Verifica		24,1	19,7	0,1	0,37	Verifica		20,1	16,5
		0,20	0,28	Verifica		15,7	12,9	0,2	0,19	Verifica		10,2	8,4

Tabela F. 2 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 25^\circ$  e B = 2 m.

$a_g/g$	$\bar{N}$	V/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)
0	0,00	0	1,00	Verifica	259,0	258,8	212,3	0	1,00	Verifica	259,0	258,8	212,3
		0,1	0,70	Verifica		180,4	148,0	0,1	0,80	Verifica		206,9	169,8
		0,2	0,47	Verifica		121,1	99,3	0,2	0,65	Verifica		169,2	138,8
0,1	0,24	0	0,90	Verifica	246,0	222,5	182,5	0	0,90	Verifica	246,0	222,1	182,2
		0,1	0,63	Verifica		155,7	127,7	0,1	0,72	Verifica		176,3	144,6
		0,2	0,43	Verifica		105,1	86,2	0,2	0,58	Verifica		142,9	117,3
0,2	0,47	0	0,79	Verifica	233,1	184,1	151,0	0	0,79	Verifica	233,1	183,4	150,4
		0,1	0,55	Verifica		128,4	105,4	0,1	0,61	Verifica		143,3	117,6
		0,2	0,37	Verifica		86,3	70,8	0,2	0,49	Verifica		114,3	93,7
0,3	0,71	0,00	0,64	Verifica	220,1	141,2	115,8	0,00	0,63	Verifica	220,1	139,7	114,6
		0,10	0,44	Verifica		96,3	79,0	0,10	0,48	Verifica		105,3	86,4
		0,20	0,28	Verifica		62,7	51,4	0,20	0,37	Verifica		80,5	66,1

Tabela F. 3 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 25^\circ$  e B = 4 m.

$a_g/g$	$\bar{N}$	V/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^{k'}$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)
0	0,00	0	1,00	Verifica	1036	1035,4	849,4	0	1,00	Verifica	1036	1035,5	849,5
		0,1	0,70	Verifica		721,6	592,0	0,1	0,88	Verifica		916,3	751,7
		0,2	0,47	Verifica		484,4	397,4	0,2	0,80	Verifica		827,8	679,1
0,1	0,24	0	0,90	Verifica	984,2	889,9	730,0	0	0,90	Verifica	984,2	888,8	729,1
		0,1	0,63	Verifica		622,8	510,9	0,1	0,80	Verifica		783,3	642,5
		0,2	0,43	Verifica		420,5	344,9	0,2	0,72	Verifica		705,2	578,5
0,2	0,47	0	0,79	Verifica	932,4	736,5	604,2	0	0,79	Verifica	932,4	733,7	601,9
		0,1	0,55	Verifica		513,8	421,5	0,1	0,69	Verifica		641,5	526,2
		0,2	0,37	Verifica		345,4	283,3	0,2	0,61	Verifica		573,3	470,3
0,3	0,71	0,00	0,64	Verifica	880,6	564,7	463,3	0,00	0,63	Verifica	880,6	559,1	458,7
		0,10	0,44	Verifica		385,0	315,8	0,10	0,54	Verifica		479,7	393,6
		0,20	0,28	Verifica		250,8	205,8	0,20	0,48	Verifica		421,2	345,5

Tabela F. 4 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M –  $c_u = 50$  kPa e B = 1 m.

$a_g/g$	$\bar{N}$	V/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)
0	0	0	1,00	Verifica	223,5	223,5	210,9	0	1,00	Verifica	223,5	223,5	210,9
		0,1	0,89	Verifica		199,3	188,0	0,1	0,84	Verifica		188,4	177,8
		0,2	0,74	Verifica		164,9	155,6	0,2	0,66	Verifica		146,6	138,3
0,1	0,046	0	1,00	Verifica	223,5	222,5	209,9	0	1,00	Verifica	223,5	222,4	209,8
		0,1	0,89	Verifica		198,7	187,4	0,1	0,84	Verifica		187,7	177,1
		0,2	0,74	Verifica		164,8	155,4	0,2	0,65	Verifica		146,3	138,0
0,2	0,092	0	0,99	Verifica	223,5	221,0	208,5	0	0,99	Verifica	223,5	221,0	208,5
		0,1	0,88	Verifica		197,7	186,5	0,1	0,83	Verifica		186,7	176,1
		0,2	0,73	Verifica		164,3	155,0	0,2	0,65	Verifica		145,7	137,5
0,3	0,138	0	0,98	Verifica	223,5	219,4	206,9	0	0,98	Verifica	223,5	219,3	206,9
		0,1	0,88	Verifica		196,5	185,4	0,1	0,83	Verifica		185,4	174,9
		0,2	0,73	Verifica		163,7	154,5	0,2	0,65	Verifica		144,9	136,7

Tabela F. 5 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M – cu = 50 kPa e B = 2 m.

$a_g/g$	$\bar{N}$	V/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)
0	0	0	1,00	Verifica	447,1	447,1	421,8	0	1,00	Verifica	447,1	447,1	421,8
		0,1	0,89	Verifica		398,6	376,1	0,1	0,93	Verifica		414,7	391,2
		0,2	0,74	Verifica		329,8	311,2	0,2	0,84	Verifica		376,9	355,6
0,1	0,092	0	0,99	Verifica		442,0	417,0	0	0,99	Verifica		442,0	417,0
		0,1	0,88	Verifica		395,4	373,0	0,1	0,92	Verifica		410,3	387,1
		0,2	0,73	Verifica		328,6	310,0	0,2	0,83	Verifica		373,3	352,2
0,2	0,184	0	0,97	Verifica		435,2	410,6	0	0,97	Verifica		435,2	410,5
		0,1	0,87	Verifica		390,5	368,4	0,1	0,90	Verifica		404,2	381,3
		0,2	0,73	Verifica		326,1	307,7	0,2	0,82	Verifica		368,0	347,2
0,3	0,276	0	0,96	Verifica		427,6	403,4	0	0,96	Verifica		427,6	403,4
		0,1	0,86	Verifica		384,9	363,1	0,1	0,89	Verifica		397,3	374,8
		0,2	0,72	Verifica		323,0	304,7	0,2	0,81	Verifica		362,0	341,5

Tabela F. 6 – Cargas de dimensionamento sísmicas para as situações de interação N – V e N – M – cu = 50 kPa e B = 4 m.

$a_g/g$	$\bar{N}$	V/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)	M/N	$\bar{N}$	$0 < \bar{N} \leq 1,  \bar{V}  < 1$	$N_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	$N_{ed}$ (kN/m)	$N_{dim}$ (kN/m)
0	0	0	1,00	Verifica	894,2	894,2	843,6	0	1,00	Verifica	894,2	894,2	843,6
		0,1	0,89	Verifica		797,3	752,1	0,1	0,97	Verifica		864,2	815,2
		0,2	0,74	Verifica		659,7	622,3	0,2	0,93	Verifica		829,4	782,4
0,1	0,184	0	0,97	Verifica		870,4	821,1	0	0,97	Verifica		870,4	821,1
		0,1	0,87	Verifica		781,1	736,9	0,1	0,94	Verifica		841,7	794,0
		0,2	0,73	Verifica		652,2	615,3	0,2	0,90	Verifica		808,4	762,7
0,2	0,368	0	0,94	Verifica		838,7	791,3	0	0,94	Verifica		838,7	791,2
		0,1	0,85	Verifica		757,5	714,6	0,1	0,91	Verifica		811,4	765,4
		0,2	0,71	Verifica		638,4	602,3	0,2	0,87	Verifica		779,7	735,6
0,3	0,552	0	0,90	Verifica		803,2	757,8	0	0,90	Verifica		803,2	757,8
		0,1	0,82	Verifica		730,0	688,7	0,1	0,87	Verifica		777,3	733,3
		0,2	0,69	Verifica		620,9	585,8	0,2	0,84	Verifica		747,2	704,9



## Anexo G

Cargas de dimensionamento sísmicas obtidas a partir da metodologia “tradicional” ( $CS_{global}$ )

Tabela G. 1– Cargas de dimensionamento sísmico ( $CS_{global}$ ) para as situações de interação N – V e N – M –  $\phi' = 25^\circ$  e B = 1, 2 e 4 m.

$N_q$	$N_r$	B (m)	V/N	$i_r$	$N_{rd}$ (kN/m)	$N_{adm}$ (kN/m)	$N_{dim} - 20\%$ (kN/m)	$N_{dim} - 50\%$ (kN/m)	M/N	B'(m)	$N_{rd}$ (kN/m)	$N_{adm}$ (kN/m)	$N_{dim} - 20\%$ (kN/m)	$N_{dim} - 50\%$ (kN/m)
10,66	9,01	1	0	1	90,1	30,0	30,0	37,5	0,0	1,0	90,1	30,0	30,0	37,5
			0,1	0,729	65,7	21,9	21,9	27,4	0,1	0,8	57,7	19,2	19,2	24,0
			0,2	0,512	46,1	15,4	15,4	19,2	0,2	0,6	32,4	10,8	10,8	13,5
		2	0	1	360,4	120,1	120,1	150,2	0,0	2,0	360,4	120,1	120,1	150,2
			0,1	0,729	262,8	87,6	87,6	109,5	0,1	1,8	292,0	97,3	97,3	121,6
			0,2	0,512	184,5	61,5	61,5	76,9	0,2	1,6	230,7	76,9	76,9	96,1
		4	0	1	1441,8	480,6	480,6	600,7	0,0	4,0	1441,8	480,6	480,6	600,7
			0,1	0,729	1051,1	350,4	350,4	437,9	0,1	3,8	1301,2	433,7	433,7	542,2
			0,2	0,512	738,2	246,1	246,1	307,6	0,2	3,6	1167,8	389,3	389,3	486,6

Tabela G. 2 – Cargas de dimensionamento sísmico ( $CS_{global}$ ) para as situações de interação N – V e N – M –  $cu = 50$  kPa e B = 1, 2 e 4 m.

B (m)	V/N	$i_r$	$N_{rot}$ (kN/m)	$N_{adm}$ (kN/m)	$N_{dim} - 20\%$ (kN/m)	$N_{dim} - 50\%$ (kN/m)	M/N	B' (m)	$N_{rot}$ (kN/m)	$N_{adm}$ (kN/m)	$N_{dim} - 20\%$ (kN/m)	$N_{dim} - 50\%$ (kN/m)
1	0,0	1,000	257,1	128,5	128,5	160,7	0	1	257,1	128,5	128,5	160,7
	0,1	0,871	224,0	112,0	112,0	140,0	0,1	0,8	205,7	102,8	102,8	128,5
	0,2	0,743	191,0	95,5	95,5	119,4	0,2	0,6	154,2	77,1	77,1	96,4
2	0,0	1,000	514,2	257,1	257,1	321,3	0	2	514,2	257,1	257,1	321,3
	0,1	0,871	448,1	224,0	224,0	280,0	0,1	1,8	462,7	231,4	231,4	289,2
	0,2	0,743	382,0	191,0	191,0	238,7	0,2	1,6	411,3	205,7	205,7	257,1
4	0,0	1,000	1028,3	514,2	514,2	642,7	0	4	1028,3	514,2	514,2	642,7
	0,1	0,871	896,1	448,1	448,1	560,1	0,1	3,8	976,9	488,5	488,5	610,6
	0,2	0,743	764,0	382,0	382,0	477,5	0,2	3,6	925,5	462,7	462,7	578,4

