

AMPLIFICAÇÃO SÍSMICA DE MACIÇOS ESTRATIFICADOS COM AREIAS LIQUIDIFICÁVEIS

**Agravamento dos assentamentos e deslocamentos
laterais à superfície**

CARLOS MARIA BLANCO DE BRITO E CUNHA DE AZEREDO

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

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Coorientador: Professor Doutor Rui Pedro Carrilho Gomes

JULHO DE 2017

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais, Inês e Carlos, e aos meus irmãos, Maria e Francisco

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, ao meu orientador, Professor António Viana da Fonseca. Para além de toda a orientação, apoio e confiança no trabalho que fui desenvolvendo, gostava de agradecer em particular o seu entusiasmo em falar neste “mundo” dos solos e geotecnia, as discussões e conversas que permitiam ganhar uma visão global dos assuntos e relacionar diferentes aspetos e, sobretudo, agradecer a forma como, com isso, envolve os seus alunos, tal como eu, nos seus desafios e projetos, alimentado um gosto maior pela engenharia e geotecnia.

Devo um também grande gesto de agradecimento ao Professor Rui Carrilho Gomes, co-orientador desta dissertação. Agradeço-lhe a grande disponibilidade e acompanhamento que foi tendo ao longo do meu trabalho, desde as diversas conversas por *Skype* ou longas trocas de e-mails, até às discussões de resultados ou pequenas aulas de sísmica e dinâmica em Lisboa, no Instituto Superior Técnico.

Um agradecimento particular ao Pedro, meu primo e amigo, pelos já longos anos em que andamos juntos nisto: na escola, na faculdade e na vida, em geral.

Resta-me ainda um agradecimento aos meus colegas de Geotecnia, pelas discussões, acompanhamento e atenção, cooperação e ajuda, e, sobretudo, nesta última fase de desenvolvimento da dissertação e da sua redação. Agradeço também aos professores da Faculdade de Engenharia, em especial àqueles que nos acompanharam neste último ano do curso e aos que me foram transmitindo gosto e interesse por diversas matérias da engenharia civil.

Por último, “escrevo um obrigado” muito importante aos meus pais e irmãos, por serem a minha família.

RESUMO

Eventos do passado recente, como a sequência de sismos de Canterbury entre 2010 e 2011, ou o sismo de Kocaeli em 1999, têm demonstrado que as metodologias correntes de avaliação das consequências devidas à liquefação induzida por sismos apresentam uma tendência de subestimar a resistência dos solos e de sobrestimar movimentos do terreno observados em depósitos de areias intercalados com camadas de silte ou argila [1]. A aparente tendência das metodologias empíricas e semi-empíricas de sobrestimarem os efeitos da liquefação em solos estratificados, sendo uma prática conservativa, pode traduzir-se em grandes implicações económicas como, por exemplo, dispendiosos processos de melhoramento de solos e reforço ou estabilização de estruturas. Assim, torna-se importante conhecer a forma como a evolução da pressão intersticial e os assentamentos verticais são condicionados pela presença de camadas de solos com menor permeabilidade.

Neste trabalho tomou-se como referência os ensaios desenvolvidos na Lezíria Grande de Vila Franca de Xira, no âmbito dos trabalhos do projeto europeu LIQUEFACT [2], que incluem a caracterização dos solos liquefificáveis do Baixo Vale do Rio Tejo.

As simulações numéricas foram desenvolvidas com o *software* FLAC 7.0 [3], usando o modelo constitutivo elástico não-linear, com critério de rotura de Mohr-Coulomb e modelo de Finn [4] para a simulação dinâmica da geração de pressão intersticial. Os resultados de campo (SPT, CPTu, SDM_t) obtidos no sítio-piloto nos concelhos de Vila-Franca e Benavente, serviram de base à elaboração do modelo numérico. Assim, neste estudo simulou-se numericamente a resposta sísmica unidimensional de um perfil de solo baseado nas estratificações obtidas *in situ*, solicitado por uma ação cíclica associada à aceleração típica da zona em estudo, de acordo com o Eurocódigo 8 [5]. Pretende-se compreender o efeito das intercalações de argila na resposta de um depósito arenoso, nomeadamente na sua amplificação sísmica, e, ainda, procurar avaliar os assentamentos à superfície a isto associados.

PALAVRAS-CHAVE: sismos, liquefação, intercalações em depósitos, efeitos de sítio, FLAC

ABSTRACT

Recent case histories (e.g. 2010-2011 Canterbury Earthquake Sequence and 1999 M=7.5 Kocaeli earthquake) have shown that the engineering procedures currently used in geotechnical practice to estimate Earthquake-Induced Liquefaction Damages (EILD) in infrastructures built in liquefiable ground profiles appear to have a tendency to over-predict the observed settlements and lateral spreading in interbedded sand, silt, and clay deposits [1].

The apparent tendency of empirical or semi-empirical liquefaction evaluation procedures to over-predict liquefaction effects for interbedded soil profiles, while conservative, can have large economic implications, because may lead to potentially unnecessary and expensive ground improvement or structural strengthening efforts.

In the scope of LIQUEFACT project [2], a H2020 EU program grant that addresses, “the assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters”, several site investigations, including a large variety of in situ and laboratory tests, were conducted in Lisbon area, Portugal, to address the susceptibility of the Low Taggus Valley sediments. In the pilot areas, three main type of potentially liquefiable ground profiles, with water level close to the surface: sand, interbedded layers of sand and clay, or just clay.

In this paper, the numerical simulation of the 1D seismic response of the three ground conditions is used to show the effect of interbedded sandy soils on the amplification of the seismic, in what concerns EILD associated to surface settlements.

The numerical simulation is done with the code FLAC [3] using the following constitutive models: non-linear elastic Mohr-Coulomb model with Finn model [4] for dynamic pore pressure-generation.

KEYWORDS: earthquakes, liquefaction, interbedded layers, site effects, FLAC

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVO	1
1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2 REVISÃO DA LITERATURA	3
2.1 INTRODUÇÃO	3
2.2 FENÓMENO DA LIQUEFAÇÃO	3
2.2.1 DESCRIÇÃO DO FENÓMENO	3
2.2.2 ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE DE UM SOLO À LIQUEFAÇÃO	7
2.2.3 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA E POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO	8
2.2.4 ÍNDICES DE RISCO PARA AVALIAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO	11
2.3 EFEITOS DE SÍTIO SÍSMICOS	14
2.3.1 DESCRIÇÃO DOS EFEITOS DE SÍTIO SÍSMICOS	14
2.3.2 FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DE UM DEPÓSITO DE SOLO	16
2.4 COMPORTAMENTO DO SOLO SOB SOLICITAÇÕES CÍCLICAS	20
2.4.1 DESCRIÇÃO DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DOS SOLOS	20
2.4.2 DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ E AUMENTO DO AMORTECIMENTO	21
3 DEFINIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	23
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	23
3.1.1 INTRODUÇÃO	23
3.1.2 PROCESSO DE CÁLCULO	23
3.1.3 DISCRETIZAÇÃO DA MALHA DE DIFERENÇAS FINITAS	23
3.1.4 CARACTERIZAÇÃO DA DENSIDADE DO SOLO	24
3.1.5 CONDIÇÕES DE FRONTEIRA DINÂMICA	24
3.2 SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DOS SOLOS	27
3.2.1 INTRODUÇÃO	27

3.2.2	MODELO ELÁSTICO NÃO-LINEAR E PERFEITAMENTE PLÁSTICO	27
3.2.2.1	Lei constitutiva	27
3.2.2.2	Simulação numérica	29
3.2.3	MODELO DE COMPORTAMENTO COM GERAÇÃO DE EXCESSOS DE PRESSÃO INTERSTICIAL	33
3.2.3.1	Considerações iniciais	33
3.2.3.2	Lei constitutiva	33
3.2.3.3	Parametrização do material de referência: Areia do Nevada	34
3.2.3.4	Considerações da simulação numérica	38
3.2.3.5	Simulação numérica	39
3.3	VALIDAÇÃO DO MODELO UNIDIMENSIONAL DE PROPAGAÇÃO VERTICAL DE ONDAS DE CORTE	47
3.3.1	CONSIDERAÇÕES NA DEFINIÇÃO DO MODELO	47
3.3.2	FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DO AFLORAMENTO DO SUBSTRATO ATÉ À BASE DO DEPÓSITO	49
3.3.3	FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DA BASE DO DEPÓSITO ATÉ À SUPERFÍCIE	51
4	MODELO DE COLUNA DE ELEMENTOS	55
4.1	INTRODUÇÃO	55
4.2	PERFIL DE ESTUDO: EXTREMO NORTE DE BENAVENTE	55
4.3	MODELO COM 1 COLUNA DE ELEMENTOS: MATERIAL ARENOSO	56
4.3.1	DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	56
4.3.2	ANÁLISE DE RESULTADOS	59
4.4	MODELO COM 1 COLUNA DE ELEMENTOS: MATERIAL ARENOSO COM INTERCALAÇÕES DE ARGILA	65
4.4.1	DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	65
4.4.2	ANÁLISE DE RESULTADOS	67
4.5	MODELO COM 50 COLUNAS DE ELEMENTOS: FRONTEIRAS LATERAIS DEFINIDAS POR FREE-FIELD BOUNDARIES	71
4.5.1	DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	71
4.5.2	ANÁLISE DE RESULTADOS	71
4.6	MODELO COM 50 COLUNAS DE ELEMENTOS: FRONTEIRAS LATERAIS LIGADAS ENTRE SI	74
4.6.1	DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO E DAS NOVAS CONDIÇÕES DE FRONTEIRA	74
4.6.2	ANÁLISE DE RESULTADOS	75
5	CONCLUSÃO	83

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	85
A ANEXO - CÓDIGOS FLAC	89
B ANEXO - PERFIL DE ESTUDO: EXTREMO NORTE DE BE- NAVENTE	109

LISTA DE FIGURAS

2.1	Esquema da liquidação de um solo - adaptado [6]	4
2.2	Ensaio não-drenado de solos saturados - adaptado [11]	5
2.3	Propagação da onda desde a origem do evento sísmico até à superfície - adaptado [13]	14
2.4	Esquema do modelo de propagação da onda num depósito de solo - adaptado [13]	16
2.5	Relação tensão-deformação do tipo histerética - adaptado [29]	21
3.1	Representação das condições de fronteira dinâmicas - adaptado [3]	26
3.2	Varição do coeficiente de amortecimento com a velocidade angular - adaptado [3]	28
3.3	Modelo numérico do elemento de solo - estudo do comportamento cíclico	29
3.4	Ação harmónica de amplitude crescente	30
3.5	Relação tensão-deformação: modelo elástico linear	31
3.6	Relação tensão-deformação: modelo elástico não-linear	32
3.7	Curvas de Ishibashi & Zhang para areias médias, $IP=0$	35
3.8	Relação entre o Módulo de Rigidez Inicial, G_0 , e a tensão de confinamento, p'_0	35
3.9	Curvas de degradação de rigidez da Areia do Nevada	36
3.10	Ação imposta no elemento, com $A = 1$ e $f = 5$ Hz	38
3.11	Evolução das tensões verticais (efetiva e total) e pressão intersticial (total e excesso gerado)	40
3.12	Degradação da rigidez em função do nº de ciclos de carregamento ($CSR = 0,05$)	41
3.13	Degradação da rigidez em função do nº de ciclos de carregamento ($CSR = 0,10$)	42
3.14	Influência da amplitude da ação na geração dos excessos de pressão intersticial	42
3.15	Influência da tensão de confinamento na geração dos excessos de pressão intersticial	43
3.16	Resumo das curvas de liquefação das várias simulações numéricas em FLAC	44
3.17	Resumo das curvas de liquefação de referência bibliográfica - adaptado [36] [38]	44
3.18	Comparação das curvas da taxa de geração de excessos de pressão intersticial (r_u) obtidas numericamente com as curvas experimentais e teórica - adaptado [38]	45
3.19	Taxa de geração de excessos de pressão intersticial, $\Delta u/p'_0$, obtida em ensaios triaxiais de liquefação cíclica em Areia do Nevada - adaptado [40]	46
3.20	Modelo numérico do depósito de solo	48
3.21	Espectro da ação harmónica	49

3.22	Acelerações registadas nas fronteiras do semi-espaço	50
3.23	Função de transferência numérica no semi-espaço	51
3.24	Validação da função de transferência de um movimento num depósito de solo	52
3.25	Acelerações registadas para o 1º segundo	53
4.1	Ação sísmica	58
4.2	Ação sísmica: frequências com maiores amplitudes de aceleração	58
4.3	Evolução das tensões verticais (efetiva e total) e pressão intersticial (total e excesso gerado): profundidade de 7 m	59
4.4	Geração do excesso de pressão intersticial normalizado: profundidade de 7 m	60
4.5	Comparação do deslocamentos horizontais em análises sem e com geração de Δu , respec- tivamente	61
4.6	Velocidades registadas na base e na superfície do depósito de solo	61
4.7	Deslocamento vertical na superfície do depósito	62
4.8	Assentamentos verticais nas camadas próximas da superfície (análise sem geração de Δu)	63
4.9	Assentamentos verticais nas camadas próximas da superfície (análise com geração de Δu)	63
4.10	Deformação e rotação da malha após a simulação da análise com geração de Δu	64
4.11	Modelo numérica da coluna de solo de perfil estratificado	65
4.12	Curvas de Ishibashi & Zhang para argilas, $IP = 20$	66
4.13	Evolução das tensões verticais (efetiva e total) e pressão intersticial (total e excesso gerado): profundidade de 5 m	67
4.14	Geração do excesso de pressão intersticial normalizado: profundidade de 5 m	68
4.15	Deslocamentos horizontais à superfície do depósito	68
4.16	Deslocamentos verticais à superfície do depósito	69
4.17	Tensões de corte registadas na camada de areia à profundidade de 5 m	70
4.18	Malha do modelo de 50 colunas de elementos justapostos	71
4.19	Evolução das tensões verticais (efetiva e total) e pressão intersticial (total e excesso gerado): profundidade de 5 m	72
4.20	Geração do excesso de pressão intersticial normalizado: profundidade de 5 m	72
4.21	Comparação dos assentamentos à superfície do depósito nos diferentes modelos	73

4.22	Deformações verificadas na malha após a simulação da análise com geração de Δu num perfil estratificado	73
4.23	Malha de diferenças finitas e suas condições de fronteira	74
4.24	Tensões verticais efetivas no estado de repouso	75
4.25	Tensões verticais efetivas no estado final	75
4.26	Pressão intersticial no estado de repouso	76
4.27	Pressão intersticial no estado final	76
4.28	Evolução das tensões verticais (efetiva e total) e pressão intersticial (total e excesso gerado): profundidade de 5 m	77
4.29	Geração do excesso de pressão intersticial normalizado: profundidade de 5 m	77
4.30	Deslocamentos horizontais registados na superfície da coluna central do modelo	78
4.31	Deslocamentos verticais registados na superfície da coluna central do modelo	78
4.32	Representação das deformações verificadas na malha após a simulação da análise sem geração de Δu num perfil estratificado	79
4.33	Representação das deformações verificadas na malha após a simulação da análise com geração de Δu num perfil estratificado	79
4.34	Acelerações registadas à superfície - análise sem geração de Δu	80
4.35	Amplitudes de Fourier relativas às séries de acelerações registadas à superfície - análise sem geração de Δu	80
4.36	Acelerações registadas à superfície - análise com geração de Δu	81
4.37	Amplitudes de Fourier relativas às séries de acelerações registadas à superfície - análise com geração de Δu	81

LISTA DE TABELAS

2.1	Fatores que afetam a avaliação do potencial de liquefação	10
2.2	Risco de ocorrência de liquefação em função do LPI	11
2.3	Avaliação do potencial de liquefação em função do LPI	12
2.4	Classificação do Índice de Gravidade de Liquefação, L_s	13
3.1	Propriedades do elemento	29
3.2	Características da ação harmónica	30
3.3	Parâmetros adotados para a Areia do Nevada com $D_r = 40\%$	37
3.4	Parâmetros adotados para a Areia do Nevada com $D_r = 60\%$	37
3.5	Valores de CSR considerados	39
3.6	Degradação da rigidez em função do nº de ciclos (CSR = 0,05)	41
3.7	Degradação da rigidez em função do nº de ciclos (CSR = 0,10)	42
3.8	Tensões de confinamento consideradas (CSR = 0,15)	43
3.9	Propriedades dos materiais do modelo	47
3.10	Características da ação harmónica	49
3.11	Propriedades do depósito de solo - solução analítica	51
4.1	Propriedades médias da estratificação considerada com base no <i>software</i> CLiq®	56
4.2	Propriedades do perfil numérico homogéneo: material arenoso	57
4.3	Parâmetros adotadas na simulação das várias camadas do depósito de solo estratificado	66
4.4	Parâmetros do modelo de comportamento elástico não-linear	67

SÍMBOLOS, SIGLAS E ACRÓNIMOS

ALFABETO LATINO

c	Coesão
c'	Coesão efetiva
D_r	Compacidade relativa
E	Módulo de deformabilidade
f	Frequência
g	Aceleração da gravidade
G	Módulo de rigidez
G_0	Módulo de rigidez inicial ou máximo
G_{sec}	Módulo de rigidez secante
G_{tan}	Módulo de rigidez tangente
H	Espessura da camada
K	Módulo volumétrico
n	Porosidade do solo
r_d	Coefficiente de redução de tensões
s	Grau de saturação
V_s	Velocidade de propagação das ondas de corte
$V_{sólido}$	Volume das partículas sólidas
V_{vazios}	Volume dos vazios

ALFABETO GREGO

γ	Peso volúmico
δ	Deslocamento
ε	Deformação
ν	Coefficiente de Poisson
ξ	Coefficiente de amortecimento
ρ	Densidade
$\rho_{água}$	Densidade da água
ρ_{seco}	Densidade seca
ρ_{total}	Densidade total
σ	Tensão normal
σ_h	Tensão total
σ_v	Tensão vertical
σ_{XX}	Tensão na direção X
σ_{YY}	Tensão na direção Y
σ_1	Tensão principal máxima

σ_3	Tensão principal mínima
σ'_{h0}	Tensão efetiva horizontal em repouso
σ'_{v0}	Tensão efetiva vertical em repouso
σ'_1	Tensão principal efetiva máxima
σ'_3	Tensão principal efetiva mínima
τ	Tensão de corte
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
ω	Velocidade angular

SIGLAS E ACRÓNIMOS

CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CRR	<i>Cyclic Resistance Ratio</i>
CSL	<i>Critical State Line</i>
CSR	<i>Cyclic Stress Ratio</i>
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FLAC	<i>Fast Lagrangian Analysis of Continua</i>
FS	Fator de Segurança
IP	Índice de Plasticidade
MSF	<i>Magnitude Scaling Factor</i>
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
VELACS	<i>Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies</i>
1D	Unidimensional
2D	Bidimensional

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO E OBJETIVO

O fenómeno da liquefação dos solos induzida por um sismo é um dos grandes responsáveis pela maioria dos danos e prejuízos devidos a essa atividade sísmica. Mais recentemente, durante a sequência de sismos ocorridos entre 2010 e 2011 em Christchurch, na Nova Zelândia, a liquidificação dos solos contribuiu para a destruição de mais de 15 000 habitações e de outras tantas centenas de edifícios no centro desta cidade [6]. Apesar disso, entre os vários sismos registados, aquele que causou maiores prejuízos e danos nas zonas edificadas apresentava uma magnitude relativamente moderada de 6,2. Christchurch ilustra bem a importância de prever os locais com maior propensão à ocorrência de liquefação, assim como avaliar as suas possíveis consequências. Os métodos de avaliação da liquefação assumem, então, um importante papel na proteção da sociedade e suas infraestruturas, procurando reduzir o risco sísmico e os impactos sociais, económicos e ambientais associados [6].

No entanto, os fatores que condicionam a liquefação dos solos são frequentemente difíceis de definir ou prever, além dos resultados controversos que por vezes se verifica entre a realidade e as previsões de estudos ou análises de liquefação num determinado local. De facto, eventos do passado recente, como o já referido sismo na zona de Canterbury entre 2010 e 2011, ou o sismo de Kocaeli em 1999, têm demonstrado que as metodologias correntes de avaliação das consequências da liquefação induzida por sismos em infraestruturas assentes em solos apresentam tendência para subestimar a resistência dos solos, sobrestimando, assim, os assentamentos e deslocamentos laterais [1]. Estes efeitos têm maior expressão em depósitos de areias intercaladas com camadas de silte ou argila. A aparente tendência destas metodologias empíricas e semi-empíricas de sobrestimarem os efeitos da liquefação em solos estratificados, sendo uma prática conservativa, pode traduzir-se em grandes implicações económicas, dado que pode conduzir a dispendiosos processos de melhoramento de solos e reforço ou estabilização de estruturas.

Neste trabalho reavaliou-se os dados disponíveis de ensaios desenvolvidos na Lezíria Grande de Vila Franca de Xira, no âmbito dos trabalhos de projetos de investigação em curso que incluem a

caracterização dos solos liquidificáveis do Baixo Vale do Rio Tejo, com vista ao microzonamento de risco. Desta forma, nesta dissertação, é simulada numericamente a resposta sísmica em 1D de um perfil de solo baseado nas estratificações obtidas *in situ*, solicitado por uma ação cíclica associada à aceleração típica da zona em estudo. Pretende-se compreender o efeito das intercalações de argila na resposta de um depósito arenoso, nomeadamente na sua amplificação sísmica, e, ainda, procurar avaliar os assentamentos à superfície a isto associados. As simulações numéricas serão desenvolvidas com o *software* FLAC 7.0 [3], usando o seguinte modelo constitutivo: modelo elástico não-linear, com critério de rotura de Mohr-Coulomb e modelo de Finn para a simulação dinâmica da geração de pressão intersticial.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação apresenta-se organizada em 6 capítulos, referindo-se o presente e primeiro capítulo à introdução do trabalho, destacando o seu âmbito e objetivos, assim como a sua organização.

No segundo capítulo é feito um estado da arte, no qual se apresentam os conceitos importantes para a compreensão do trabalho desenvolvido. Tendo em conta o tema e objetivos desta dissertação, faz-se, neste Capítulo 2, uma breve explicação sobre os efeitos de sítio, umas considerações sobre o fenómeno da liquefação e o comportamento dos solos sob solicitações cíclicas.

O Capítulo 3 contempla as sucessivas etapas necessárias à construção e validação do modelo numérico. Assim, o capítulo mostra umas considerações iniciais e importantes relativas à própria conceção e funcionamento do programa de cálculo numérico utilizado, o FLAC. Segue-se a calibração do comportamento cíclico de um elemento de solo, em particular, o comportamento elástico não-linear e, ainda, a aplicação do Modelo de Finn [4] que caracteriza a geração de excessos de pressão intersticial, permitindo a simulação da liquefação dos solos. Por último, apresenta-se a análise e validação numérica da propagação da onda sísmica num depósito de solo.

Em seguida, tendo já sido definidos e validados os diferentes aspetos que integram o modelo numérico final, o Capítulo 4 apresenta os diferentes estudos realizados um perfil de solo baseado numa estratificação de referência, obtida pelos testes de campo e ensaios laboratoriais desenvolvidos na Lezíria Grande de Vila Franca de Xira. Expõe-se, em primeiro lugar, as diferentes simulações do modelo numérico definido por 1 coluna de elementos, comparando as respostas de um perfil homogéneo (material arenoso) ou estratificado (material arenoso e argiloso). Apresenta-se, ainda, a comparação das respostas numéricas dos mesmos perfis de solo, mas com modelos definidos por 50 colunas de elementos, tendo-se, ainda, introduzido distintas condições de fronteira laterais.

Finalmente, o Capítulo 5 apresenta uma conclusão da presente dissertação, tendo-se feito alguns comentários sobre aquilo que poderão ser os seguimentos e desenvolvimentos que podem resultar deste trabalho.

2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresenta-se uma breve revisão da literatura sobre os temas abordados neste trabalho. Começa-se por descrever o fenómeno da liquefação, seguindo-se uma referência às práticas atualmente utilizadas para a caracterização da suscetibilidade de um solo à liquefação e para a previsão das suas consequências.

Em seguida, expõe-se uma revisão dos efeitos de sítio e da sua importância no estudo da amplificação sísmica, incluindo a formulação da função de transferência num depósito de solo.

Finalmente, é descrito o comportamento do solo quando solicitado por ações cíclicas, apresentando-se, também, uma das propostas que caracterizam a degradação da rigidez e o amortecimento dos solos sob este tipo de solicitações.

2.2 FENÓMENO DA LIQUEFAÇÃO

2.2.1 DESCRIÇÃO DO FENÓMENO

O fenómeno de liquefação refere-se à geração de excessos da pressão intersticial devido a um evento sísmico e conseqüente redução da resistência e rigidez de um solo granular e saturado, e que poderá originar deformações permanentes significativas ou, até mesmo, uma quase anulação da tensão efetiva no solo [7]. Embora ocorra tipicamente em materiais arenosos, a liquefação pode se verificar também em siltes ou, ainda, cascalhos.

Numa fase inicial e anterior à liquefação, a resistência e a rigidez do solo são garantidas pelas forças de contacto atríticas entre as partículas sólidas (Figura 2.1a). Quando o solo é sujeito a um carregamento cíclico (aplicação sucessiva de tensões de corte) causado por um sismo, as tensões e deformações desenvolvidas alteram a estrutura do solo, a sua fábrica, isto é, a organização das partículas e a disposição dos contactos entre estas. Se a ação dinâmica é aplicada num solo saturado com determinadas condições que impossibilitem a

drenagem da água intersticial (por exemplo, no caso de carregamentos aplicados quase instantaneamente, como os sismos, ou solos de permeabilidade muito baixa), considera-se que o carregamento é não-drenado. Nestas situações, a variação de volume durante o carregamento será necessariamente nula, uma vez que não se verifica fluxo de água intersticial. Por outro lado, dada a incompressibilidade da água, a tendência em solos soltos para a redução de volume (comportamento contrátil) causada pelo sismo é responsável pela geração dos excessos verificados na poro-pressão. No entanto, a variação de volume só ocorrerá quando for possível drenar a água dos poros.

Assim, verifica-se que as cargas que inicialmente eram suportados pela estrutura granular são gradualmente transferidas para a água existente nos vazios dos grãos do solo, resultando, por isso, um aumento da pressão intersticial. À medida que os excessos de pressão intersticial são gerados, as forças interpartículas reduzem-se tal como a rigidez do solo, permitindo que este facilmente se deforme. Numa situação limite, um determinado sismo pode mesmo provocar a perda total dos contactos entre as partículas, gerando um situação em que os grãos se encontram em suspensão no solo saturado, sendo nula a resistência ao corte a partir desse momento (Figura 2.1b).

De facto, verifica-se que quando mais solto for o estado do material granular, maior é potencial para a contração durante um carregamento cíclico e, por isso, maior pode ser também a probabilidade de ocorrer liquefação nesse solo. A partir do momento em que existe capacidade de drenagem da água, os excessos de pressão-neutra são dissipados até ao valor de repouso. Dada a reorganização dos grãos para uma estrutura mais compacta, verifica-se uma redução do volume do solo, traduzindo-se frequentemente em significativos assentamentos à superfície (Figura 2.1c).

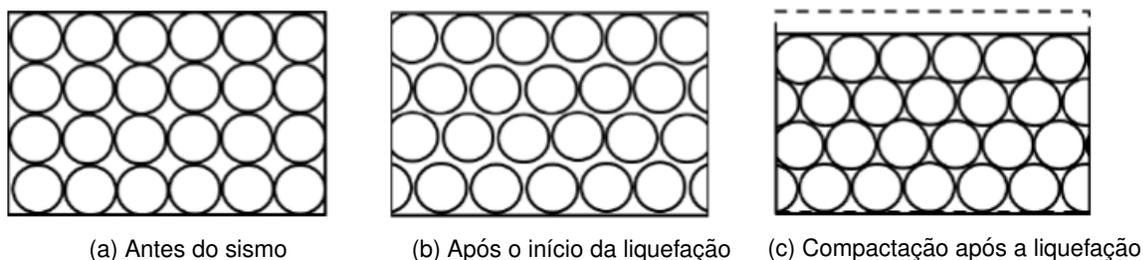


Figura 2.1: Esquema da liquidificação de um solo - adaptado [6]

A perda da resistência ao corte induzida pela liquefação, pode provocar grandes deformações no solo e à superfície. Uma camada de solo que tenha sofrido liquefação pode mesmo perder a capacidade de suportar camadas que lhe sejam sobrejacentes, assim como edifícios ou outras estruturas.

As deformações plásticas que resultam da liquefação de um solo podem se desenvolver de duas formas distintas, geralmente designadas por liquefação de fluxo e mobilidade cíclica (de acordo com a literatura inglesa, *flow liquefaction* e *cyclic mobility*, respetivamente) [8] [9] [10].

A representação de ensaios do tipo não-drenado de solos saturados (Figura 2.2), relacionando a tensão

efectiva principal mínima, σ'_3 , e o índice de vazios, e , permite caracterizar estes efeitos de liquefação. A Linha dos Estados Críticos (CSL - *Critical State Line*) define os estados em que o solo se pode deformar sob volume e tensões constantes.

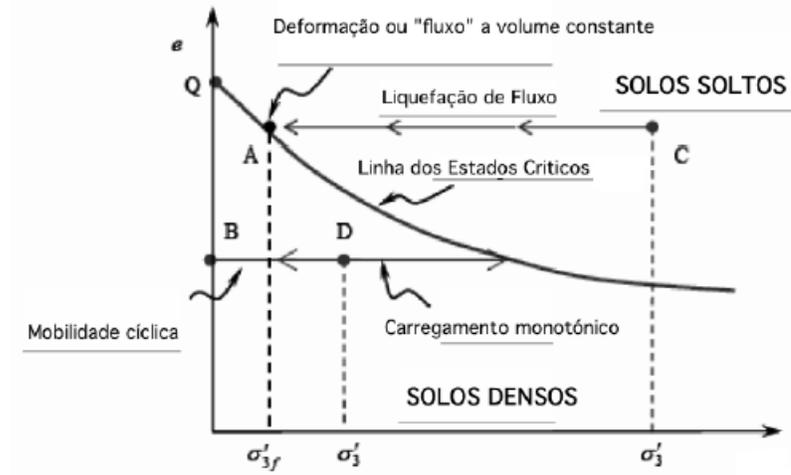


Figura 2.2: Ensaios não-drenados de solos saturados - adaptado [11]

Liquefação de fluxo

O efeito da liquefação de fluxo destaca-se por ser aquele que origina um maior grau de devastação e danos. Nestas situações, após a rotura do solo devida à liquefação, este não possui capacidade de apresentar um novo estado de equilíbrio. Em solos granulares e soltos, quando apresentam suscetibilidade à liquefação, a liquefação de fluxo pode ocorrer se a tensão de corte desenvolvida na massa de solo for maior que a resistência ao corte deste solo no seu estado crítico, sendo, por isso, impossível uma nova situação de equilíbrio.

Por exemplo, na Figura 2.2 uma massa de solo, cujo estado de tensão pode ser caracterizado pelo ponto C (solo contrátil), quando sujeita a um carregamento estático ou cíclico sob condições não-drenadas origina a rotura da amostra, tendendo para um estado de tensão que se aproxima da CSL (ponto A).

A liquefação induzida por carregamentos estáticos pode ser associada a diversos tipos de eventos, tais como a elevação do nível da água em depósitos de materiais granulares (caso das barragens), carregamentos rápidos, movimentos de massa na área de influência dos depósitos de materiais granulares ou subida do nível freático provocado por excessos de precipitação.

Mobilidade cíclica

A mobilidade cíclica ocorre com maior frequência que a liquefação de fluxo, todavia as deformações induzidas são geralmente menos gravosas, o que permite que a massa de solo possa adquirir um novo estado de

equilíbrio. Assim, nestas situações, as tensões de corte desenvolvidas durante a liquefação são inferiores que a resistência ao corte do solo no estado crítico.

Um solo compacto (dilatante), ponto D, carregado monotonicamente, exibe um comportamento diferente de um solo solto. O seu comportamento tende a aproximar-se da CSL, não havendo, por isso, risco de ocorrência de liquefação. Por outro lado, o mesmo solo (caracterizado pelo ponto D), se solicitado por ações cíclicas, o comportamento demonstrado é muito diferente. Uma vez que não regista variações de volume, o solo tende a desenvolver excessos de pressão intersticial, que provocam uma redução da tensão efetiva. Para determinadas situações, a trajetória de tensões desse solo pode mesmo aproximar-se do ponto B, que corresponde ao anulamento das tensões de confinamento. A mobilidade cíclica também pode ocorrer em solos soltos, desde que a tensão de corte induzida pelo carregamento seja inferior à resistência ao corte do solo no estado crítico.

Contudo, importa referir que em situações de carregamentos cíclicos, o comportamento do solo pode variar. Quando uma areia compacta é sujeita a ações cíclicas de pequena amplitude, em condições não-drenadas, desenvolvem-se excessos de pressão neutra a cada ciclo, verificando-se um decréscimo das tensões efetivas e aumento das deformações. Pelo contrário, se as ações cíclicas apresentam grande amplitude, a dilatância permite um alívio dos excessos de pressão intersticial que tenderiam a ser gerados, resultando um aumento da resistência ao corte [12].

Como foi já referido, as consequências da liquidação do solo mais evidentes incluem os deslocamentos verticais (assentamentos à superfície) e laterais do terreno. Podem, ainda, ocorrer escorregamentos de taludes, colapso de aterros ou roturas de fundações. Além disso, é frequente a observação à superfície de pequenas erupções de mistura de água e areia. Estas alterações no terreno podem provocar graves danos ou até mesmo a rotura das estruturas que servem as populações. Os edifícios podem sofrer assentamentos verticais e diferenciais ou deslocamentos laterais do terreno que podem significar a sua rotura. Tem-se verificado que a maioria das estruturas são vulneráveis ao efeito da liquefação do solo: cedência das estruturas de contenção de terras e muros de suporte; rotura, fissuração ou escorregamentos em aterros de barragens ou auto-estradas; rotura ou danos profundos nas redes de saneamento, água, gás e outro tipo de redes; deslocamentos laterais ou cedência de pilares de pontes ou estruturas marítimas, como muros de cais. As consequências induzidas pela liquefação estão associadas também a diversos fatores, tais como o tipo de solo e a estratigrafia do depósito, a topografia do terreno ou infraestruturas na área de influência.

Como se percebe, este tipo de fenómenos no solo pode ser responsável por consequências catastróficas incluindo a perda de vidas humanas, destruição de habitações e infraestruturas básicas da sociedade. As consequências da liquefação causam impacto ao nível social obviamente, mas também a nível económico e ambiental [6].

2.2.2 ANÁLISE DA SUSCETIBILIDADE DE UM SOLO À LIQUEFAÇÃO

A ocorrência da liquefação depende de variados fatores, destacando-se o tipo de ação sísmica e as suas características, o estado de compactação do solo e as suas tensões iniciais. Além disso, outros aspetos como o tipo de material do solo, a sua fábrica ou idade geológica também assumem a forte importância no potencial de liquefação.

A suscetibilidade de um solo à liquefação tem vindo a ser associada a diversos fatores, destacando-se os seguintes [13]:

- Critério geológico
- Composição do material

Critério geológico

A história geológica dos solos e os seus processos de formação podem ser responsáveis por uma maior suscetibilidade à liquefação. Os depósitos formados pelo transporte de sedimentos uniformes e com um passado geológico recente, apresentam uma grande suscetibilidade a este fenómeno, uma vez que é baixa a sua compactação e encontram-se geralmente saturados. De facto, depósitos aluvionares, quando saturados, podem estar sujeitos à liquefação induzida tanto por carregamentos estáticos como cíclicos.

Em traços gerais, pode-se afirmar que a suscetibilidade em depósitos antigos é menor do que em depósitos mais recentes. Além disso, como a liquefação apenas ocorre em solos saturados, o potencial de liquefação num solo será tanto menor, quanto maior for a profundidade do nível freático.

Composição do solo

As características da composição do solo, como o tamanho e forma das partículas, apresentam forte influência no comportamento dos solos, nomeadamente na possibilidade de ocorrência de liquefação [13].

A distribuição granulométrica dos solos é um dos parâmetros que mais contribui para o potencial de liquefação, pelo que geralmente se considera que os solos bem graduados apresentam menor suscetibilidade de liquefação que os solos com fraca graduação. De facto, os solos com uma boa distribuição granulométrica são compostos por partículas menores que preenchem os vazios entre as partículas maiores, dificultando variações volumétricas (em condições drenadas) ou variações na poro-pressão (em condições não-drenadas) induzidas por carregamentos cíclicos. O historial dos casos de liquefação evidencia este mesmo facto, indicando que a maioria das roturas por liquefação ocorre em depósitos de solo de granulometria uniforme.

Apesar de serem os depósitos de areia o tipo de solo com maior suscetibilidade à liquefação, esta também já foi observada noutros tipos de solo, como siltes não-plásticos [14] [15]. As características de plasticidade nos solos finos apresentam uma maior influência que a sua distribuição granulométrica.

Nos solos de areias grossas e cascalhos, apesar da maior permeabilidade que os caracteriza, se a dissipação dos excessos de pressão intersticial induzidos por um sismo for impedida por camadas confinantes impermeáveis, existe a possibilidade desta camada de solos grossos liquidificar.

O potencial de liquefação depende, então, da quantidade e plasticidade dos finos. Os finos plásticos conferem uma maior resistência à liquefação do solo (dada a coesão que se verifica entre as partículas), todavia, se os finos forem não-plásticos não é óbvio se o seu efeito aumenta ou não a suscetibilidade à liquefação.

A forma das partículas influencia também o grau de suscetibilidade à liquefação. Solos compostos por partículas arredondadas podem liquidificar mais facilmente que solos cujos grãos sejam angulares, uma vez que os segundos permitem desenvolver maiores graus de compactação. Os depósitos aluvionares são geralmente constituídos por estas partículas mais arredondas que foram sendo depositadas ao longo do tempo, mas que geralmente ainda se encontram no estado solto, originando um alto potencial de liquefação.

2.2.3 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA E POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO

Uma das abordagens mais utilizada para a caracterização do potencial de liquefação num determinado local é o designado Método Simplificado proposto primeiro por Whitman e depois por Seed e Idriss. Apesar das contínuas atualizações e alterações de que foi sendo alvo, este método simplificado continua a ser definido por um Fator de Segurança (FS),

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.1)$$

onde CSR (*Cyclic Stress Ratio*, de acordo com a literatura inglesa) está associado às tensões cíclicas desenvolvidas no solo devidas ao sismo, enquanto que CRR (*Cyclic Resistance Ratio*, também na língua inglesa) é uma medida da resistência do solo.

De facto, CSR é definida pela tensão de corte cíclica normalizada pela tensão de confinamento inicial,

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.2)$$

Todavia, o valor de CSR pode ser obtido simplifadamente pela seguinte equação,

$$CSR = 0,65 \times \frac{PGA}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \times r_d \quad (2.3)$$

Note-se que PGA (*Peak Ground Acceleration*) refere-se à componente horizontal das acelerações sísmicas máximas verificadas à superfície de um determinado local, g é a aceleração da gravidade e r_d representa

um coeficiente de redução das tensões relacionado com a resposta não-rígida de um depósito de solo. A equação 2.3 permite, então, obter um valor representativo de CSR, dada a dificuldade verificada em calcular as tensões de corte cíclicas, τ_{cyc} , induzidas por um evento sísmico.

Para se ter em consideração a duração do sismo, que se relaciona com a sua magnitude, M , o valor de CSR deve ser corrigido por um fator de escala de magnitude, MSF (*Magnitude Scaling Factor*). Assim, a razão das tensões cíclicas, CSR, associada a um sismo de magnitude igual a 7,5 (por exemplo) pode ser dada por,

$$CSR_{7,5} = \frac{1}{MSF} \times CSR \quad (2.4)$$

Na versão original deste método, CRR era definido a partir dos ensaios SPT, tendo sido desenvolvidas novas variantes do método para outros tipos de ensaios de caracterização do solo, incluindo ensaios CPT e com a velocidade das ondas de corte, V_s . Geralmente utiliza-se também o valor de CRR associado a um sismo de magnitude igual a 7,5, $CRR_{7,5}$, dependente, ainda, dos fatores corretivos de sobrecargas K_σ e K_α .

Finalmente, o fator de segurança associado à ocorrência de liquefação pode ser escrito da seguinte forma,

$$FS = \frac{CRR_{7,5} \times K_\sigma \times K_\alpha \times MSF}{0,65 \times \frac{PGA}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \times r_d} \quad (2.5)$$

A análise de recentes eventos sísmicos tem mostrado que as atuais metodologias de avaliação do potencial de ocorrência de liquefação induzida precisamente pelos sismos, apresentam uma tendência para sobre-avaliar os seus efeitos e consequências, em depósitos sedimentares com intercalações de areia, silte e argila [1]. Um dos casos recentes mais evidentes refere-se aos sismos ocorridos em Christchurch (entre 2010 e 2011), Nova Zelândia, onde se verificaram danos e prejuízos mínimos em zonas dessa cidade, para as quais as metodologias previam grandes deformações e danos à superfície devidos à liquefação [16] [17] [18]. Outros exemplos do passado recente podem elucidar esta constatação, como no Canal de Çark, na Turquia, devido ao sismo Kocaeli de 1999 ($M=7,5$) [19] ou ainda em Taiwan, também no mesmo ano, durante o sismo Chi-Chi de magnitude $M=7,6$ [20] [21].

De facto, têm sido apresentados uma série de fatores que afetam a capacidade de estimar a ocorrência de liquefação, em depósitos de solos com intercalações de diferentes materiais [1]. Estes fatores, apresentados na Tabela 2.1, dependendo da situação e do tipo de análise em questão, podem ser os responsáveis pela sobre-avaliação do potencial de liquefação que se tem verificado nestes tipo de depósitos. Os fatores foram agrupados em 3 grupos, sendo que os primeiros 3 fatores do primeiro grupo (limitações associadas aos procedimentos e instrumentos de caracterização do solo) foram descritos de acordo com os testes CPT, embora essas considerações sejam também válidas para outros testes e ensaios *in situ*.

Tabela 2.1: Fatores que afetam a avaliação do potencial de liquefação

Limitações associadas aos procedimentos e instrumentos de caracterização do local	Efeitos nas interfaces de transição de camadas Efeitos das camadas de reduzida espessura Transição gradual entre camadas Continuidade horizontal das camadas Saturação
Limitações associadas às correlações que permitem estimar a ocorrência e potencial de liquefação e suas consequências	Correlações de potencial de ocorrência do fenômeno Correlações para estimar as deformações
Limitações associadas aos procedimentos de análise e aos mecanismos desprezados	Variabilidade espacial Espessura da camada à superfície Resposta dinâmica Geometria e efeitos 2D ou 3D Dissipação dos excessos poro-pressão

2.2.4 ÍNDICES DE RISCO PARA AVALIAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

Apresentam-se em seguida alguns dos índices de avaliação do risco de liquefação. Estes índices de risco permitem, por exemplo, caracterizar o potencial de liquefação de um determinado local.

Índice de Potencial de Liquefação (LPI)

O LPI (*Liquefaction Potential Index*), desenvolvido por Iwasaki e outros autores [22], permite estimar o potencial de liquefação num determinado local. Como mostra a Equação 2.6, o LPI é definido por,

$$LPI = \int_0^{20m} F \times w(z) \, dz \quad (2.6)$$

Em que,

$$F = 1 - FS \quad \text{para } FS \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{para } FS > 1$$

O fator F é tanto maior quanto menor for o valor de FS , para os intervalos indicados, sendo FS o fator de segurança à ocorrência de liquefação, que pode ser obtido pelo método simplificado atrás referido. O índice LPI depende ainda da função $w(z)$, que confere assim uma relação entre LPI e a profundidade z . Note-se que $w(z)$ é dado por $w(z) = 10 - 0,5z$, sendo $w(z) = 0$ para $z > 20$ m, pelo que se considera o efeito da liquefação desprezável para profundidades superiores a 20 m.

Este índice é, como se vê, dependente da espessura das camadas liquidificáveis e da proximidade destas camadas à superfície do terreno, até aos 20 m de profundidade.

O risco de ocorrência de liquefação definido pelo LPI tem sido definido por diferentes autores de acordo com as classificações apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 2.2: Risco de ocorrência de liquefação em função do LPI

LPI	Risco de liquefação (Iwasaki et al. [22])	Gravidade da ocorrência (Luna e Frost [23])
$LPI = 0$	Muito baixo	Pequena ou nula
$0 < LPI \leq 5$	Baixo	Mínima
$5 < LPI \leq 15$	Elevado	Moderada
$LPI > 15$	Muito elevado	Máxima

A Tabela 2.3 mostra uma atualização realizada por Sonmez [24] para a qual o potencial de ocorrência de liquefação num dado solo é relacionado com o valor do índice LPI.

Tabela 2.3: Avaliação do potencial de liquefação em função do LPI

LPI	Potencial de liquefação
LPI = 0	Não liquefificável
$0 < \text{LPI} \leq 2$	Baixo
$2 < \text{LPI} \leq 5$	Moderado
$5 < \text{LPI} \leq 15$	Alto
LPI > 15	Muito alto

Índice de Gravidade de Liquefação (L_s)

O Índice de Gravidade de Liquefação, L_s , permite avaliar a gravidade de liquefação, ou seja, o risco de colapso de um terreno sujeito à liquefação induzida por um sismo. Este método foi proposto por Sonmez e Gokceoglu [25], baseando-se, para isso, em métodos anteriores de outros autores.

Este índice, tal como o LPI, depende também do Fator de Segurança de Liquefação e da função $w(z)$, sendo dado por,

$$L_s = \int_0^{20m} P_L(z) \times w(z) \, dz \quad (2.7)$$

Em que,

$$P_L(z) = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS_{liq}}{0,96}\right)^{4,5}}, \quad \text{para } FS_{liq} < 1,411$$

$$P_L(z) = 0, \quad \text{para } FS_{liq} > 1,411$$

Note-se que $w(z)$ é definido da mesma forma que no índice LPI.

A Tabela 2.4 apresenta a classe de gravidade de liquefação que corresponde aos diferentes intervalos de valores do índice L_s .

Tabela 2.4: Classificação do Índice de Gravidade de Liquefação, L_s

L_s	Classe de gravidade
$L_s = 0$	Não liquidificável
$0 < L_s < 15$	Muito baixa
$15 \leq L_s < 35$	Baixa
$35 \leq L_s < 65$	Moderada
$65 \leq L_s < 85$	Elevada
$85 \leq L_s < 100$	Muito elevada

2.3 EFEITOS DE SÍTIO SÍSMICOS

2.3.1 DESCRIÇÃO DOS EFEITOS DE SÍTIO SÍSMICOS

Para avaliar o movimento sísmico à superfície deve-se caracterizar o mecanismo de rotura na fonte ou origem e a propagação das ondas de corte entre a fonte e a base do depósito de solo, ou seja, nas formações superficiais. Todavia, esta análise tem-se revelado tão complexa que as práticas correntes de engenharia adotam modelos mais simples e práticos, mas que possam, ainda assim, descrever e compreender estes eventos na sua essência. O grande desafio deste tipo de análises é precisamente conseguir determinar a resposta de um depósito de solo em função do movimento e ações experimentadas no substrato rochoso subjacente a este [13].

Assim, quando ocorrem roturas ou movimentos nas falhas no interior da Terra, a energia é libertada sob a forma de ondas sísmicas, transmitidas nas diferentes direções desde o local de origem. À medida que as ondas se propagam por diferentes camadas e materiais geológicos, as ondas vão sendo refletidas e refratadas. Além disso, as velocidades de propagação das ondas nos materiais mais próximos da superfície (com um maior grau de fraturação e, por isso, uma menor rigidez) apresentam-se geralmente menores que aquelas do substrato que constitui o meio entre a origem e as fronteiras com os depósitos aluvionares. A consideração anterior explica o facto de as ondas refratadas nas sucessivas camadas horizontais de um depósito se irem aproximando da direção vertical à medida que se aproximam da superfície, sucedendo o mesmo efeito nas ondas refletidas (Figura 2.3). De facto, na transição de camadas, as ondas são refletidas e refratadas segundo um determinado ângulo de incidência, dependendo também da diferença que se verifica na rigidez das duas camadas da transição.

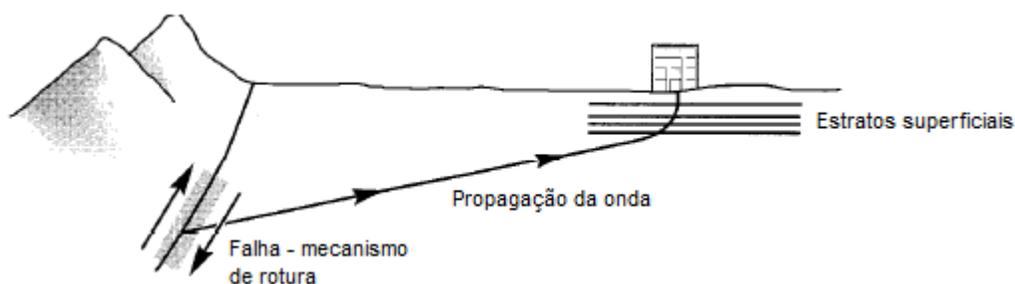


Figura 2.3: Propagação da onda desde a origem do evento sísmico até à superfície - adaptado [13]

A influência das propriedades geológicas do local nos movimentos e conseqüências verificadas à superfície têm sido objeto de estudo no passado. Em 1824, já MacMurdo tinha concluído que edifícios assentes em rocha não eram tão afetados por um sismo, em oposição a edifícios que não puderam ter as suas fundações assentes no substrato rochoso, a propósito do sismo ocorrido em 1819 na Índia, Cuteh [26]. Após o terramoto

de 1857 em Nápoles, Mallet, por sua vez, destacou a importância dos efeitos de sítio nas consequências e prejuízos verificados nas estruturas. Outras referências foram sendo feitas ao longo dos anos, com destaque para Wood e Reid que verificaram como a intensidade do sismo ocorrido em São Francisco (1906) dependeu fortemente das condições e propriedades que caracterizam esse local. Mais tarde, em 1927, Gutenberg definiu fatores de amplificação sísmica, obtidos a partir micro-sismos registados em locais com diferentes características geológicas e geotécnicas. Em 1969, Seed e Idriss [27] concluíram que as acelerações registadas em dois locais diferentes, mas aproximadamente à mesma distância do epicentro do sismo de 1957 em São Francisco, eram significativamente distintas [13].

As ações sísmicas típicas que foram associadas ao território português, propostas no Eurocódigo 8 [5], refletem as condições e características observadas no local ao qual estão associadas.

As condições de cada formação superficial revelam grande influência na resposta verificada no local. Desta forma se explica como dois locais à mesma distância do epicentro de um sismo poderão registar respostas muito diferentes. De facto, apesar das ondas sísmicas se propagarem ao longo de dezenas de quilómetros de um material rochoso, e apenas por comprimentos por vezes inferiores a 100 m de solo, estes revelam uma influência muito maior nas consequências e movimentos que se verificam no solo à superfície. Daí a grande importância dada ao estudo e conhecimento dos designados efeitos de sítio, sobretudo na avaliação da resistência da própria estrutura de solo, face a um evento sísmico.

Os efeitos de sítio influenciam, assim, todos os parâmetros que caracterizam uma ação sísmica, como a sua amplitude, a frequência da ação e a duração. Todavia, importa referir que o grau ou dimensão desta influência depende também da estratigrafia e propriedades dos materiais que constituem tanto o substrato rochoso como os estratos sedimentares mais superficiais, da topografia do local e, ainda, das características do próprio movimento sísmico.

2.3.2 FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DE UM DEPÓSITO DE SOLO

A análise da resposta sísmica local é correntemente definida a partir do modelo de propagação vertical de ondas de corte (ondas S) em meios com estratificação horizontal. Segundo Kramer [13], apesar da simplicidade do modelo considerado, este ilustra de forma satisfatória alguns dos importantes efeitos do depósito de solo na propagação de ondas S próximas da superfície. Pode-se, então, considerar um depósito composto por um estrato uniforme e isotrópico, cujo material que o compõe, com comportamento linear elástico, está assente num meio rígido (*bedrock*), em que as suas propriedades dinâmicas (rigidez e coeficiente de amortecimento) não se alteram com o tempo (Figura 2.4).

A função de transferência, $F(\omega)$, relaciona o movimento na base do depósito e o movimento na superfície. Tomou-se, ainda, as propriedades geotécnicas que permitem caracterizar o depósito: velocidade das ondas S, V_s ; peso volúmico do solo, γ ; e a espessura do estrato, H . A função de transferência, ou de amplificação, que aqui se pretende demonstrar define-se como a razão das amplitudes dos movimentos desde a superfície livre até ao firme, ou *bedrock*.

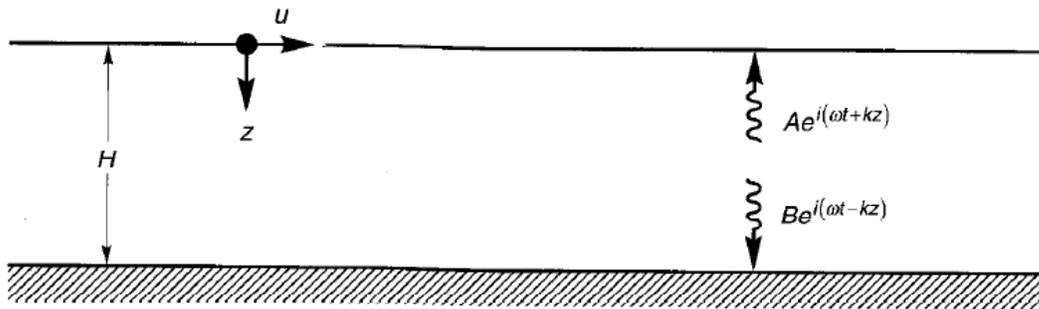


Figura 2.4: Esquema do modelo de propagação da onda num depósito de solo - adaptado [13]

Admitindo um movimento horizontal e harmónico imposto à base do depósito, este propaga-se verticalmente sob a forma de ondas de corte no depósito que lhe está sobrejacente. O movimento horizontal experimentado ao longo do depósito é caracterizado pela seguinte equação,

$$u(z, t) = Ae^{i(\omega t + k^* z)} + Be^{i(\omega t - k^* z)} \quad (2.8)$$

Em que ω representa a frequência angular e k^* , o número de onda complexo, pode ser dado por,

$$k^* = \frac{\omega}{V_s^*} \quad (2.9)$$

O módulo de distorção complexo, G^* , pode ser definido pela expressão que se segue (em que ξ representa o coeficiente de amortecimento do material),

$$G^* = G(1 + i2\xi) \quad (2.10)$$

Por outro lado, o valor complexo da velocidade das ondas S, V_s^* , pode ser simplificado da seguinte forma,

$$V_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1 + i2\xi)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}}(1 + i\xi) = V_s(1 + i\xi) \quad (2.11)$$

Assim, para pequenos valores de ξ , pode-se reescrever o número de onda complexo,

$$k^* = \frac{\omega}{V_s^*} = \frac{\omega}{V_s(1 + i\xi)} \approx \frac{\omega}{V_s}(1 - i\xi) = k(1 - i\xi) \quad (2.12)$$

Seguindo novamente a Figura 2.4, importa notar que A e B referem-se às amplitudes das ondas que se propagam no sentido ascendente e descendente, respetivamente.

À superfície ($z = 0$), a tensão de corte é nula, dado que G , módulo de distorção elástico, é constante. Para $z = 0$,

$$\tau(0, t) = G\gamma(0, t) = G \frac{\delta u(0, t)}{\delta z} = 0 \quad (2.13)$$

Relacionando as Equações 2.8 e 2.13,

$$\frac{\delta u(z, t)}{\delta z} = 0$$

$$\frac{\delta u(z, t)}{\delta z} = \frac{\delta \left(Ae^{i(\omega t + k^* z)} + Be^{i(\omega t - k^* z)} \right)}{\delta z} = e^{i\omega t} \left(Aik^* e^{ik^* z} - Bik^* e^{-ik^* z} \right) = 0$$

Para $z = 0$,

$$e^{i\omega t} \left(Aik^* e^{ik^*(0)} - Bik^* e^{-ik^*(0)} \right) = 0$$

$$e^{i\omega t} \left(Aik^* - Bik^* \right) = 0$$

$$Aik^* - Bik^* = 0$$

De onde resulta que $A = B$.

Então, a equação do movimento 2.8 pode ser, agora, definida da seguinte forma,

$$u(z, t) = 2A \left(\frac{e^{ik^*z} + e^{-ik^*z}}{2} \right) e^{i\omega t} = 2A \cos(k^*z) e^{i\omega t} \quad (2.14)$$

Note-se que a equação anterior expressa uma onda estacionária de amplitude igual a $2A \cos(k^*z)$.

A função de transferência pode, então, ser descrita pela razão dos deslocamentos entre dois pontos, definidos pela equação 2.14. Admitindo um ponto à superfície e outro na base, a função de amplificação num depósito subjacente a um estrato rígido define-se por,

$$F(\omega) = \frac{u_{max}(z = 0)}{u_{max}(z = H)} = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2A \cos(k^*H)e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos(k^*H)} = \frac{1}{\cos(\omega H/V_s^*)} \quad (2.15)$$

Importa recordar que H representa a espessura da camada de solo. Tendo em conta as simplificações anteriores, a função de transferência pode ser novamente escrita,

$$F(\omega) = \frac{1}{\cos(k^*H)} = \frac{1}{\cos k(1 - i\xi)H} \quad (2.16)$$

Tomando a igualdade matemática,

$$|\cos(x + iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$$

Vem,

$$|F(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(kH) + \sinh^2(\xi kH)}} \quad (2.17)$$

Finalmente, como para pequenos valores de y é válida a igualdade $\sinh^2 y \approx y^2$, a função de amplificação da onda pode ser descrita como,

$$|F(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2(kH) + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega H}{V_s}\right) + \left[\xi\left(\frac{\omega H}{V_s}\right)\right]^2}} \quad (2.18)$$

Assim, da função de transferência definida pela Equação 2.18, importa destacar as seguintes considerações:

- A amplificação da onda depende fortemente da frequência da ação a que a base é sujeita. Também o amortecimento influencia a resposta do depósito.
- Tendo em conta a expressão em denominador, facilmente se observa que os deslocamentos à superfície serão iguais ou superiores àqueles verificados na base do depósito, sendo significativamente mais elevados para as frequências próprias do terreno.
- A curva da amplificação assume sucessivos máximos locais ou valores de pico, sempre que se regista a seguinte igualdade: $kH \approx \frac{\pi}{2} + n\pi$. No entanto, a amplificação nunca será infinita, pois o modelo considera a dissipação de energia, que resulta do amortecimento definido. Isto facilmente se percebe pela expressão matemática, já que o denominador será sempre maior que zero, uma vez que o amortecimento é igualmente superior a zero, $\xi > 0$.
- Estes valores de amplificação de pico devem-se a fenómenos de ressonância, uma vez que correspondem à situação na qual as frequências da acção, relativas a determinado modo de vibração, coincidem com as frequências naturais do depósito de solo.
- Desta forma, pode-se igualmente afirmar que as frequências relativas aos picos de amplificação da onda dependem da geometria (dada pela espessura da camada de solo, H) e das propriedades das camadas de solo (nomeadamente a velocidade de propagação das ondas S, V_s).

Tendo em conta as considerações anteriores, importa referir que as frequências naturais de um depósito de solo homogéneo são dadas por,

$$\omega_n \approx \frac{V_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad n = 0, 1, 2, \dots, \infty \quad (2.19)$$

Como os valores dos picos do fator de amplificação vão diminuindo com a frequência natural, o valor de amplificação máxima ocorre aproximadamente para a menor frequência natural, também denominada como frequência fundamental do solo, ω_0 ,

$$\omega_0 = \frac{\pi V_s}{2H} \quad (2.20)$$

2.4 COMPORTAMENTO DO SOLO SOB SOLICITAÇÕES CÍCLICAS

2.4.1 DESCRIÇÃO DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DOS SOLOS

Uma ação sísmica pode ser descrita como um carregamento cíclico aleatório. Para este tipo de ações, o solo apresenta um comportamento que pode ser caracterizado em distintas fases, dependendo da deformação que apresenta.

Assim, no domínio das pequenas e muito pequenas deformações (10^{-6} a 10^{-5}), o solo apresenta um comportamento elástico linear, caracterizado pelo módulo de distorção máximo ou inicial, G_0 , já que este praticamente não sofre degradação. A energia dissipada nesta fase é reduzida.

Para níveis de deformação entre 10^{-5} e 10^{-3} , verifica-se que a relação entre tensão-deformação afasta-se progressivamente de uma relação linear perfeita. A não-linearidade deve-se à degradação da rigidez que se verifica, isto é, o módulo de rigidez secante, G_{sec} , decresce com o aumento da distorção, uma vez que a energia dissipada também aumenta, embora estas alterações das propriedades não sejam ainda muito significativas. O comportamento nesta fase elástica não-linear pode ser descrito por uma relação tensão-deformação do tipo histerética, pois o solo exibe a capacidade de dissipar energia resultante das ações a que está sujeito. Todavia, importa notar que as deformações verificadas são ainda reversíveis. Assim, pensa-se que a energia dissipada nestes ciclos histeréticos se possa dever à cedência ou esmagamento nos contactos entre as partículas, ao nível local, e à viscosidade dos materiais que compõem o solo. Mais uma vez, estes ciclos histeréticos descrevem o comportamento não-linear do solo, sendo que existe uma dependência entre a rigidez do material e o estado de tensão nesse instante [28]. Os modelos elasto-plástico, ou elástico não-linear, revelam-se como os indicados para descrever o comportamento do solo.

A figura 2.5 mostra o ciclo histerético relativo a um determinado nível de carga, a partir do qual é possível determinar o módulo de distorção (ou rigidez) secante, G_{sec} , o módulo de distorção tangente, G_{tan} , e, ainda, o coeficiente de amortecimento, ξ . Nessa mesma figura, W_D corresponde à energia dissipada pelo sistema durante este ciclo, enquanto que W_S refere-se à energia associada à deformação máxima, traduzindo-se estes dois parâmetros pelas áreas destacadas na figura pelas respetivas cores.

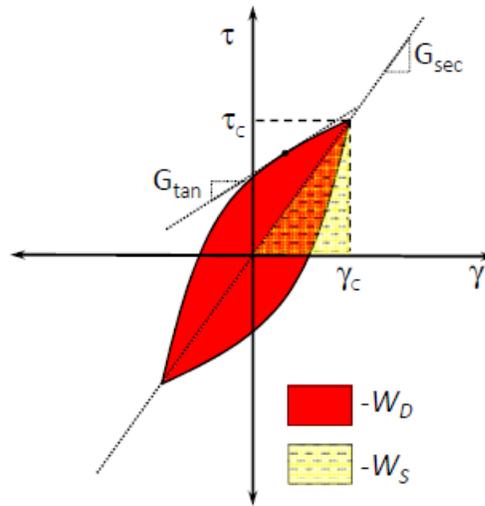


Figura 2.5: Relação tensão-deformação do tipo histerética - adaptado [29]

Note-se que G_{sec} é dado pelo declive da reta que une os dois vértices da histerese, correspondendo a cada vértice uma inversão da direção do carregamento, enquanto que o módulo G_{tan} é relativo ao declive da tangente num determinado ponto da histerese. O coeficiente de amortecimento é proporcional à energia dissipada durante o ciclo de carregamento, relacionando-se com a área da histerese da seguinte forma,

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \frac{W_D}{W_S} \quad (2.21)$$

Na gama das médias a grandes distorções, o material exhibe um comportamento em regime plástico, ocorrendo, então, deformações irreversíveis e uma grande degradação da rigidez, acompanhada pelo aumento da capacidade de dissipação ou absorção de energia - alteração significativa das propriedades do material. Verifica-se, assim, que os ciclos histeréticos não exibem a mesma estabilidade que nas fases elásticas, variando em função do nível de deformação e do número de ciclos do carregamento [29].

Os sistemas dinâmicos da natureza já contém em si mesmos a capacidade de absorver (dissipar) energia gerada por ações dinâmicas. A essa capacidade dá-se o nome de amortecimento. Nestes sistemas naturais, o amortecimento é devido à dissipação de energia resultante do atrito interno dos materiais e ainda, caso exista, ao deslizamento ao longo das superfícies de contacto [3].

2.4.2 DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ E AUMENTO DO AMORTECIMENTO

O conhecimento das propriedades dinâmicas do solo é fundamental para a simulação da sua resposta quando sujeito a ações dinâmicas. Ishibashi e Zhang [30] procuraram apresentar equações que descrevessem a variação da rigidez e do coeficiente de amortecimento do solo em relação ao nível de deformação experimentado. Assim, a partir de resultados de ensaios laboratoriais em diversos tipos de solo, estes autores

propuseram uma série de equações (dependentes de diversos fatores, entre os quais o Índice de Plasticidade, IP) capazes de descrever analiticamente a curva de degradação da rigidez, assim como a evolução do coeficiente de amortecimento com a distorção. Estas equações adequam-se não só a argilas normalmente consolidadas e areias, como a solos compostos por cascalhos ou argilas moderadamente sobreconsolidadas. A equação geral da curva de degradação da rigidez, G/G_0 , apresentada por Ishibashi e Zhang [30] é a seguinte,

$$\frac{G}{G_0} = K(\sigma'_0)^{m-m_0} \quad (2.22)$$

Em que as restantes variáveis são dadas da seguinte forma,

$$m(\gamma, IP) - m_0 = 0,272 \left[1 + \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0,000556}{\gamma} \right)^{0,4} \right\} \right] e^{-0,0145 \times IP^{1,3}} \quad (2.23)$$

$$K(\gamma, IP) = 0,5 \left[1 + \tanh \left\{ \ln \left(\frac{0,000102 + n}{\gamma} \right)^{0,492} \right\} \right] \quad (2.24)$$

$$n(IP) = \begin{cases} 0,0 & \text{para } IP = 0 \\ 3,37 \times 10^{-6} \times IP^{1,404} & \text{para } 0 < IP \leq 15 \\ 7,00 \times 10^{-7} \times IP^{1,976} & \text{para } 15 < IP \leq 70 \\ 2,70 \times 10^{-5} \times IP^{1,115} & \text{para } IP > 70 \end{cases} \quad (2.25)$$

O coeficiente de amortecimento, por sua vez, pode ser descrito pela equação,

$$\xi = 0,333 \frac{1 + e^{-0,0145 \times IP^{1,3}}}{2} \left[0,586 \left(\frac{G}{G_0} \right)^2 - 1,547 \frac{G}{G_0} + 1 \right] \quad (2.26)$$

Note-se, ainda, que nos siltes e argilas, tanto a rigidez como o coeficiente de amortecimento são fortemente afetados pelo Índice de Plasticidade do solo. De facto, verifica-se que o coeficiente de amortecimento, ξ , diminui com o aumento de IP. Por outro lado, nas argilas muito plásticas, pode-se afirmar que o efeito da tensão de confinamento, p' , é praticamente desprezável na caracterização das curvas de degradação do módulo de rigidez [30].

3

DEFINIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

3.1.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo apresentam-se diversas simulações numéricas desenvolvidas com o *software* FLAC 7.0 (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*). Além de serem introduzidos os diferentes processos realizados na constituição de um modelo capaz de simular a resposta do solo quando sujeito a um evento sísmico, serão primeiramente enunciados alguns aspetos relevantes para a compreensão de uma simulação no *software* utilizado, o FLAC.

Os capítulos seguintes apresentam as consecutivas simulações e procedimentos realizados na construção do modelo. Desta forma, pode-se compreender o modelo mais simples, como uma simples coluna de solo de comportamento elástico e sobre a qual se transmite uma onda, até ao mais complexo, que integra já os diferentes aspetos necessários para a análise da resposta face ao presente problema.

Para todo este processo de calibração do modelo em FLAC, tomou-se como importante referência outros trabalhos, nomeadamente aquele desenvolvido por Joana Chouriço na sua dissertação de mestrado [31].

3.1.2 PROCESSO DE CÁLCULO

O FLAC define automaticamente o passo de cálculo (*time steps*), assegurando sempre a convergência do processo de integração numérica. Para cada cálculo, o FLAC determina um *time step* baseado nas propriedades do modelo (como o tamanho dos elementos da malha, a rigidez do material, a permeabilidade ou o amortecimento), embora este *time step* também possa ser definido pelo utilizador, desde que inferior que o valor mínimo calculado pelo programa [3].

3.1.3 DISCRETIZAÇÃO DA MALHA DE DIFERENÇAS FINITAS

A discretização dos elementos deverá simular corretamente a propagação de ondas. Para isso, seguiu-se a

proposta de Kuhlemeyer e Lysmer [32], na qual os autores mostram que para que haja uma boa representação da transmissão da onda, este deverá ser medida entre 8 a 10 pontos ao longo do seu comprimento. Assim, o tamanho de cada elemento deverá ser inferior à seguinte relação,

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (3.1)$$

sendo Δl a extensão de cada elemento na direção de propagação da onda de corte e λ o comprimento de onda associado à frequência máxima de determinada ação dinâmica.

Considerando a velocidade de propagação das ondas de corte, V_s ,

$$V_s = \frac{\lambda}{T} = \lambda f \quad (3.2)$$

Então, a dimensão máxima do elemento pode ser novamente dada por,

$$\Delta l \leq \frac{V_s}{10f} \quad (3.3)$$

3.1.4 CARACTERIZAÇÃO DA DENSIDADE DO SOLO

No FLAC, a massa volúmica seca é um dos parâmetros necessários à caracterização de um material simulado. A densidade total obtém-se, assim, de acordo com a seguinte relação,

$$\rho_{total} = \rho_{seco} + n s \rho_{água} \quad (3.4)$$

em que s é o grau de saturação. A porosidade do solo, n , pode ser definida por,

$$n = \frac{V_{vazios}}{V} \times 100 = \frac{V_{vazios}}{V_{vazios} + V_{sólido}} \times 100 \quad (3.5)$$

Considerou-se a massa volúmica da água, $\rho_{água}$, igual a 1000 kg/m³. Além disso, se o grau de saturação considerado é de 100%, isso significa que o volume total de vazios do material é preenchido apenas por água, sem presença de ar.

3.1.5 CONDIÇÕES DE FRONTEIRA DINÂMICA

O FLAC dispõe de dois tipos de condições de fronteira apropriadas para a simulação de carregamentos dinâmicos: Fronteiras Viscosas Absorventes (*Quiet Boundaries*) e Fronteiras de Campo-livre (*Free-field Boundaries*) [3].

Nos problemas dinâmicos, a reflexão das ondas nas fronteiras do modelo pode ser minimizada com a aplicação adequada destas condições de fronteira disponíveis no FLAC. Se a ação sísmica é aplicada na base do sistema, devem ser introduzidas fronteiras absorventes na base do depósito de solo e fronteiras de campo-livre nas fronteiras laterais.

Quiet Boundaries

As condições de fronteira habituais (apoios fixos e elásticos) permitem a reflexão das ondas, propagando-se novamente para o modelo. A conceção de uma malha de maiores dimensões poderia solucionar este problema, visto que o amortecimento dos materiais permitiria absorver a maioria da energia das ondas, previamente à sua reflexão nas fronteiras. Contudo, esta solução torna-se inviável por exigir elevado tempo e capacidade de cálculo.

Como resposta a este problema, o FLAC dispõe de um tipo de condições de fronteiras com capacidade para absorver essas mesmas ondas, designadas por *Quiet Boundaries*. Este tipo de fronteiras viscosas absorventes foi desenvolvido por Lysmer e Kuhlemeyer [33], tendo esta proposta sido implementada no FLAC. Estas fronteiras consistem, então, em amortecedores independentes introduzidos nas direções normal e de corte, ao longo das fronteiras do modelo.

Quando se instala *Quiet Boundaries* é importante notar que uma ação introduzida no modelo sob a forma de séries de velocidades ou acelerações será anulada pelo efeito absorvente deste tipo de fronteiras. Assim, dever-se-á converter essa mesma ação em tensões que serão aplicadas na fronteira. Esta transformação da série temporal de velocidades em tensões normais e de corte pode ser conseguida através das seguintes expressões,

$$\begin{aligned}\sigma_n &= -f \rho V_p v_n \\ \tau &= -f \rho V_s v_s\end{aligned}\tag{3.6}$$

onde v_n e v_s são as componentes normal e de corte da velocidade na fronteira, ρ é a massa volúmica do material do semi-espço, V_p e V_s representam as velocidades de propagação das ondas P (primária) e S (secundária ou onda de corte) no semi-espço, respetivamente.

O fator f caracteriza a energia que é absorvida por estas fronteiras, representando as ondas que se propagam no sentido descendente do modelo. O FLAC sugere por defeito um fator igual 2, considerando que metade da energia imposta no modelo será absorvida pelas fronteiras. Todavia, este fator depende da relação da rigidez do solo e do semi-espço. Noutros exemplos sugeridos no FLAC, considera-se uma análise que permite identificar um valor adequado para este fator f e que, geralmente, varia entre 1 e 2.

Free-field Boundaries

Este tipo de fronteiras permite reproduzir os movimentos em campo-livre que seriam expectáveis na ausência de estruturas nas fronteiras laterais. A disposição de fronteiras que simulem o movimento em campo-livre nas fronteiras laterais do modelo evita que se verifiquem reflexões das ondas que não seriam esperadas numa situação real.

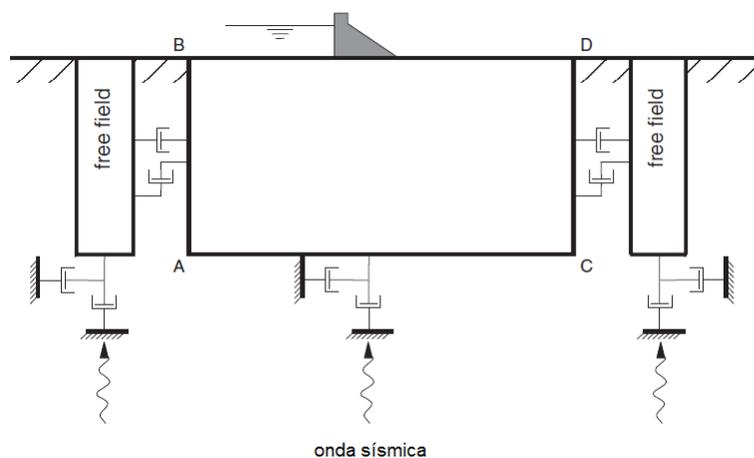


Figura 3.1: Representação das condições de fronteira dinâmicas - adaptado [3]

A Figura 3.1 permite observar como este tipo de fronteiras é implementado no FLAC. As fronteiras laterais da malha principal (concebida pelo utilizador e descrita pelos pontos ABCD) são ligadas a uma outra malha virtual em campo-livre (*free-field*) através de amortecedores viscosos. A base do modelo apresenta também as referidas fronteiras viscosas absorventes (*Quiet Boundaries*).

A malha virtual que representa um modelo em *free-field* simula condições de fronteira idênticas às que existiram se o modelo fosse infinito.

3.2 SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO CÍCLICO DOS SOLOS

3.2.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se simular o comportamento dos solos quando solicitados por ações cíclicas.

Em primeiro lugar, mostra-se o modelo de comportamento dos materiais, não incluindo a geração de excessos da pressão intersticial nem o seu efeito.

Numa segunda fase, é apresentado o modelo completo que define o comportamento cíclico do solo, considerando, então, a evolução da poro-pressão ao longo do carregamento.

Para cada etapa, explica-se as leis constitutivas implementadas no FLAC e que definem estes modelos.

3.2.2 MODELO ELÁSTICO NÃO-LINEAR E PERFEITAMENTE PLÁSTICO

3.2.2.1 LEI CONSTITUTIVA

Nas simulações numéricas deste trabalho, optou-se pela utilização do modelo elástico não-linear e perfeitamente plástico. O FLAC dispõe de um modelo de comportamento, designado por *Hysteretic Damping*, que permite introduzir nos solos o comportamento elástico não-linear [3]. Esta fase de comportamento pode, então, ser descrita por uma relação tensão-deformação do tipo histerética. A fase perfeitamente plástica caracteriza-se pela envolvente de rotura definida pelo critério de Mohr-Coulomb,

$$\tau = c' + \sigma_n' \tan \phi \quad (3.7)$$

em que a tensão de corte máxima (τ), depende da coesão efetiva (c') do solo, da tensão efetiva normal (σ_n') e do ângulo de atrito do solo (ϕ).

As curvas de degradação da rigidez, G/G_0 , retratam precisamente o comportamento não-linear dos solos, no que se refere à relação tensão-deformação. Entre as diferentes formulações do amortecimento histerético disponíveis no FLAC, optou-se pela seguinte: *Hysteretic Damping - default model*. Esta formulação do modelo *Hysteretic Damping* é, então, descrita por uma curva de degradação da rigidez, G/G_0 , com a forma da letra "S", cuja tangente é horizontal (assíntota horizontal) para as pequenas e elevadas deformações.

Desta forma, o módulo de rigidez secante, G_{sec} , é dado por,

$$G_{sec} = s^2(3 - 2s) \quad (3.8)$$

Considerando,

$$s = \frac{L_2 - L}{L_2 - L_1} \quad (3.9)$$

e

$$L = \log_{10}(\gamma) \quad (3.10)$$

Note-se que os parâmetros L_1 e L_2 são precisamente os valores das deformações (em escala logarítmica) cuja tangente é nula. Assim, L_1 e L_2 referem-se, respetivamente, às pequenas e elevadas deformações por corte. Desta forma, as curvas de degradação da rigidez que definem o modelo elástico não-linear são caracterizadas pelas expressões acima referidas.

O modelo *Hysteretic Damping* praticamente não apresenta capacidade de absorção de energia para deformações muito pequenas. Por isso, o FLAC dispõe, ainda da possibilidade de introduzir o amortecimento de Rayleigh no sistema. Este amortecimento de Rayleigh permite impor algum amortecimento desde a fase de comportamento elástico, visto que o coeficiente de amortecimento (ξ) seria nulo nessa fase e, por isso, seria infinita a amplificação do sinal sísmico. Por outro lado, esta opção pode, ainda, ser necessária para remover as altas frequências geradas pelo processo de integração numérica [3].

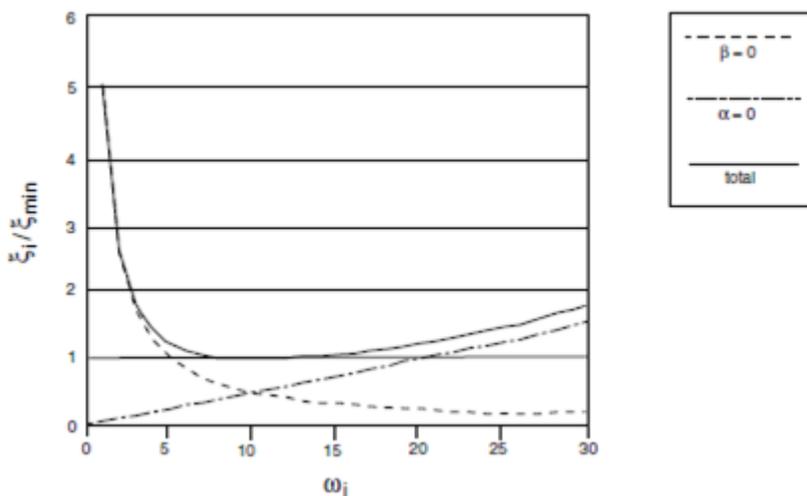


Figura 3.2: Variação do coeficiente de amortecimento com a velocidade angular - adaptado [3]

Como se pode observar na Figura 3.2, o coeficiente de amortecimento, ξ , apresenta-se praticamente constante para a gama de frequências a variar entre 5 e 15 rad/s. Uma vez que o amortecimento nos solos é independente da frequência numa gama concreta de frequências, o valor ω_{min} é geralmente adotado nestas simulações numéricas (tanto para as frequências naturais do sistema como para as frequências predominantes da ação sísmica considerada). Os materiais que compõem as rochas e solos apresentem coeficientes de

amortecimento que geralmente variam entre 2% e 5%.

O modelo *Hysteretic Damping* é adequado para descrever a resposta histerética do elemento de material, no entanto, tal como o amortecimento de Rayleigh, é insuficiente para caracterizar a zona plástica, das grandes deformações.

3.2.2.2 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

O modelo simulado (Figura 3.3) é constituído por um único elemento e foi parametrizado de acordo com as propriedades indicadas na Tabela 3.1. O modelo de comportamento segue as leis constitutivas enunciadas atrás: o modelo *Hysteretic Damping* define a fase elástica não-linear, enquanto que o critério de Mohr-Coulomb caracteriza a rotura do material na fase plástica. Optou-se por simular uma areia média, pelo que se adotou os parâmetros L_1 e L_2 (que definem o modelo *Hysteretic Damping*) propostos por Seed e Idriss [34],

$$L_1 = -3,325$$

$$L_2 = 0,823$$

Introduziram-se condições de fronteira que impedissem o deslocamento vertical do elemento, assim como *Free-field Boundaries*. O elemento apresenta, ainda, um amortecimento de Rayleigh caracterizado por um coeficiente de amortecimento, $\xi = 2\%$, e pela frequência angular, $\omega = 2$ Hz.

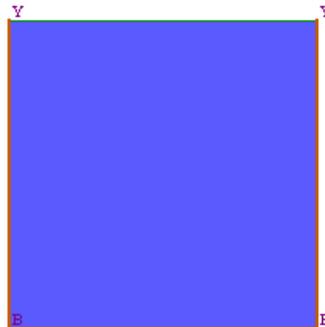


Figura 3.3: Modelo numérico do elemento de solo - estudo do comportamento cíclico

Tabela 3.1: Propriedades do elemento

γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν	G [MPa]	V_s [m/s]	c' [kPa]
20,0	20,0	0,2	8,3	64,6	20,0

Para o estudo do comportamento cíclico deste elemento, em particular, compreender a forma como é simulado, aplicou-se na base do modelo uma ação harmónica de amplitude crescente ao longo dos ciclos, que corresponde a uma série temporal de acelerações. Desta forma, é possível sujeitar o elemento a tensões cada vez maiores, de forma a explorar os diferentes comportamentos e leis que o definem.

A onda é caracterizada pela equação que se segue, sendo as suas características aquelas apresentadas na tabela 3.2. Note-se que foi considerada uma coesão de valor igual a 20 kPa, de forma a garantir uma capacidade resistente às ações de corte, tendo em conta que não existe qualquer tensão de confinamento no elemento.

$$u(t) = A \sin(\omega t + \varphi) \quad (3.11)$$

Tabela 3.2: Características da ação harmónica

A [m]	f [Hz]	ω [rad/s]	φ
variada	2,0	12,6	0,0

Tendo em vista as considerações anteriores, esta onda caracteriza-se por uma amplitude constante durante sucessivos intervalos de 2 segundos (exceto a partir dos 8 segundos) seguindo-se um aumento do valor da amplitude. Assim, a amplitude toma os seguintes valores: 1, 2, 4, 8, 16 e 32, respetivamente.

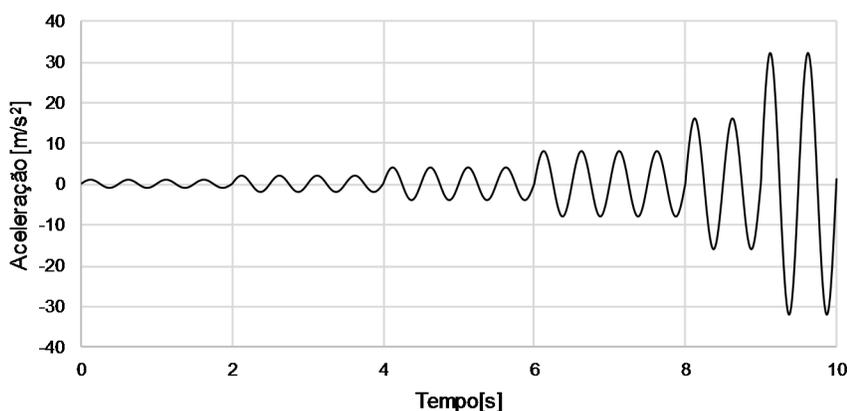


Figura 3.4: Ação harmónica de amplitude crescente

Em seguida, apresenta-se os resultados obtidos, em termos de relação tensão-deformação, para o elemento de solo sujeito a esta ação, embora o seu comportamento seja definido por dois distintos modelos: no primeiro o comportamento é elástico linear, enquanto que o segundo apresenta uma elasticidade não-linear.

A figura 3.5a mostra os ciclos de tensão de corte em função da distorção verificada, para as diferentes amplitudes que caracterizam a ação dinâmica. A linearidade do comportamento elástico está patente nesta

figura, já que este modelo não simula a degradação da rigidez. Note-se, ainda, como os ciclos associados à amplitude de 32 (representados a cinzento na figura) resultam na plastificação do material: o elemento esteve, assim, sujeito a tensões de corte iguais à tensão de cedência. De facto, a figura 3.5a apenas apresenta o início da plastificação, enquanto que na figura 3.5b já é possível observar as distorções máximas verificadas após a cedência do solo, aquando o ciclo de amplitude igual a 32.

Verifica-se, ainda, que o patamar da plastificação ocorre para tensões de corte próximas dos 20 kPa. De facto, não havendo forças de atrito entre as partículas no solo simulado, a resistência do material deve-se apenas à coesão imposta no modelo, de valor igual a 20 kPa, sendo, por isso, esta a resistência máxima ao corte.

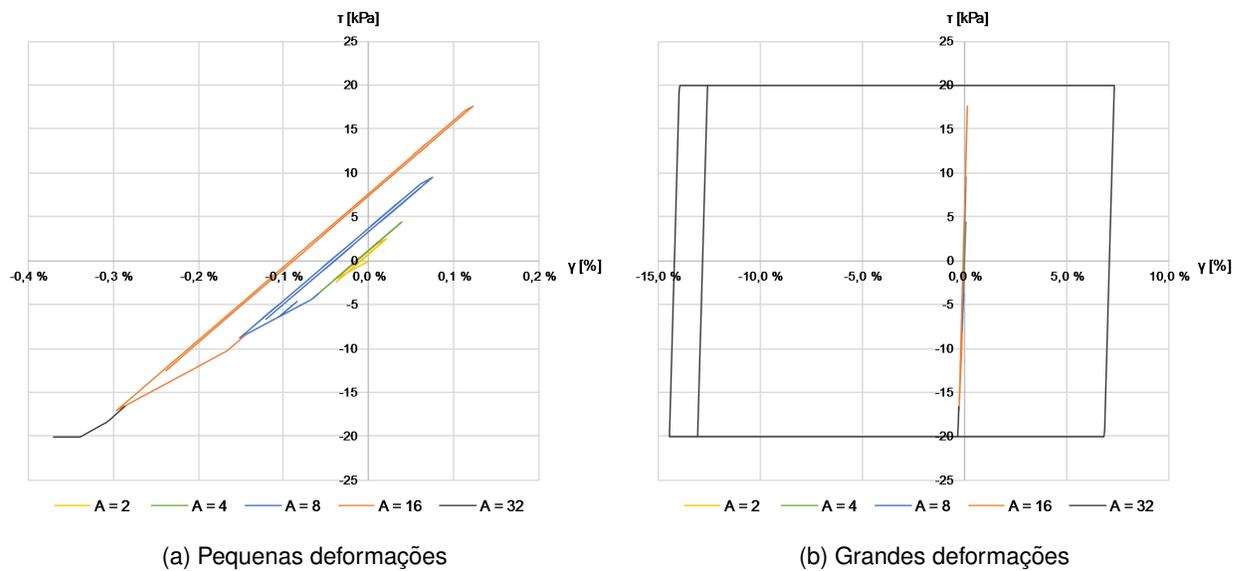


Figura 3.5: Relação tensão-deformação: modelo elástico linear

Os próximos resultados referem-se ao modelo com comportamento elástico não-linear, sempre com a envolvente de rotura definida pelo critério de Mohr-Coulomb. Na figura 3.6a pode-se observar os ciclos histeréticos associados às diferentes amplitudes consideradas, para os quais se verifica uma degradação do G_{sec} com o aumento da distorção. Para a amplitude mais elevada, $A = 32$, as tensões de corte atingem o valor da cedência, como se pode observar na figura 3.6b. Ao contrário da simulação elástica linear, neste caso não se verifica a cedência para o valor da coesão, 20 kPa, pois, tendo-se verificado uma degradação da rigidez ao longo da ação cíclica, a rotura ocorre para valores inferiores à coesão.

Importa destacar o efeito do número de ciclos na degradação da rigidez e aumento das deformações. Isto é, durante a fase elástica, o número de ciclos não tem influência na resposta do solo, pois as deformações são reversíveis. Todavia, quando o solo começa a exibir um comportamento plástico, as deformações aumentam também à medida que se vão desenvolvendo os ciclos dinâmicos. As duas figuras associadas às grandes deformações do comportamento elástico linear e não-linear (figuras 3.5b e 3.6b, respetivamente),

exemplificam isso mesmo, verificando-se que um novo ciclo de carregamento significa um maior nível de deformação, embora as tensões de corte instaladas sejam sensivelmente as mesmas do ciclo anterior.

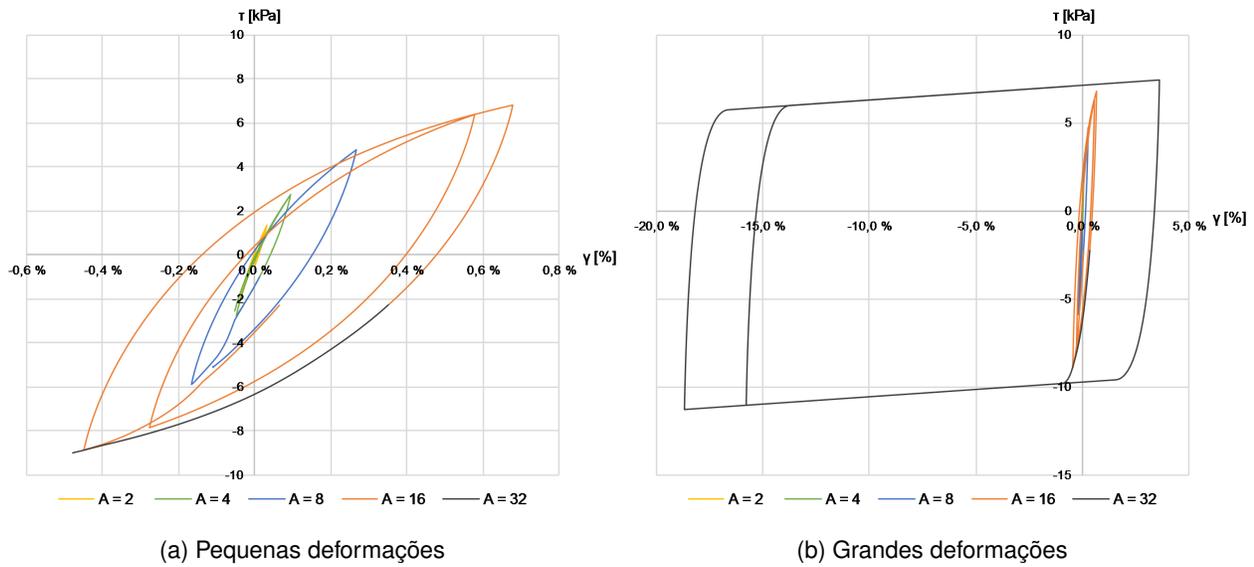


Figura 3.6: Relação tensão-deformação: modelo elástico não-linear

Note-se, ainda, que nas simulações de ambos os comportamentos elásticos simulados (linear e não-linear), não se verificaram distorções associadas aos primeiros dois segundos de ação, quando a amplitude do sinal assumia o valor de $A = 1$.

3.2.3 MODELO DE COMPORTAMENTO COM GERAÇÃO DE EXCESSOS DE PRESSÃO INTERSTICIAL

3.2.3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste trabalho optou-se por usar o modelo desenvolvido por Finn [4] [35] na simulação da geração de excessos pressão intersticial nos solos quando solicitados por ações cíclicas. Este é o modelo implementado no FLAC para simular este efeito da alteração da poro-pressão. Embora seja um modelo relativamente simples, apresenta-se suficientemente adequado.

Para a simulação da liquefação, adotou-se um modelo que pudesse apresentar resultados passíveis de serem comparados com as referências de outros trabalhos ou ensaios, de forma a que os mesmos pudessem validar a análise aqui desenvolvida. Assim, será ainda apresentado um estudo paramétrico da Areia do Nevada, material que foi adotado nos modelos simulados numericamente.

3.2.3.2 LEI CONSTITUTIVA

Como referido, o FLAC apresenta um modelo de simulação da geração de excessos de pressão intersticial já incorporado. Este modelo, usualmente designado por Modelo de Finn, foi inicialmente desenvolvido por Martin, Finn e Seed [4] em 1975, tendo sido reformulado posteriormente por Byrne em 1991 [35]. No primeiro modelo de 1975, os autores definem uma relação entre a deformação volumétrica irreversível e a distorção, relação esta que é independente das tensões de confinamento. Todavia, foi segundo a formulação alternativa de Byrne que se desenvolveu a simulação numérica da liquefação, e sobre a qual serão dirigidos as próximas observações.

A equação seguinte mostra como Byrne relaciona o decréscimo de volume por cada ciclo de corte, $\Delta\epsilon_{vd}$, com a distorção em cada ciclo, γ ,

$$\frac{\Delta\epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \left(\frac{\epsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \quad (3.12)$$

onde C_1 e C_2 são duas constantes que, em geral, se podem relacionar por $C_2 = \frac{0,4}{C_1}$, resultando, assim, uma única constante independente.

Para a equação 3.12, a constante C_1 pode ser obtida pela compacidade relativa, D_r ,

$$C_1 = 7600 \left(D_r\right)^{-2.5} \quad (3.13)$$

Além disso, tendo em conta a relação empírica entre D_r e o índice de resistência normalizado do ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), $(N_1)_{60}$,

$$D_r = 15 (N_1)_{60}^{\frac{1}{2}} \quad (3.14)$$

E, por isso,

$$C_1 = 8,7 (N_1)_{60}^{-1,25} \quad (3.15)$$

A calibração deste Modelo de Finn no FLAC, seguindo a formulação de Byrne, requer as referidas constantes, C_1 e C_2 . Uma terceira constante, C_3 , pode ser parametrizada, representando o valor de distorção abaixo do qual as deformações volumétricas não são contabilizadas [3].

Os materiais com potencial de liquidificar serão então definidos por um comportamento elástico não-linear, perfeitamente plástico e com possibilidade de gerarem excessos de pressão intersticial. Na simulação em FLAC, estes materiais serão, então, caracterizados pelo modelo hysterético (Hysteretic Dumping), com ruptura definida pelo critério de cedência de Mohr-Coulomb, sendo a evolução da pressão-neutra caracterizada pelo Modelo de Finn.

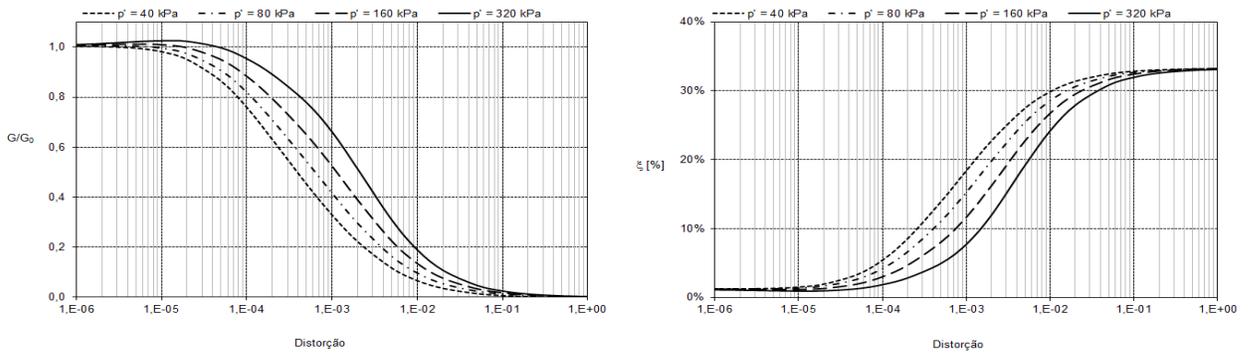
3.2.3.3 PARAMETRIZAÇÃO DO MATERIAL DE REFERÊNCIA: AREIA DO NEVADA

Para se poder validar completamente o modelo numérico criado, nomeadamente o seu comportamento durante a ocorrência de liquefação, procurou-se comparar a resposta numérica com aquela que se obteve em ensaios laboratoriais. Assim, optou-se pela utilização de materiais devidamente caracterizados e extensamente referenciados, como é o caso da Areia do Nevada (ou *Nevada Sand*, de acordo com a literatura inglesa), tendo-se considerado como referência os resultados apresentados no programa laboratorial VELACS (*Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies, Laboratory Testing Program*) [36]. Neste programa foram desenvolvidos diversos testes laboratoriais com o objetivo de caracterizar as propriedades e o comportamento da Areia do Nevada.

As curvas de degradação de rigidez que caracterizam o material simulado foram definidas com base em resultados obtidos experimentalmente no VELACS e em curvas características de areias médias, adotando-se neste trabalho a já apresentada proposta de Ishibashi & Zhang [30], descrita no capítulo 2.4.2. O mesmo ajuste teve de ser tido em conta para as curvas de amortecimento. Nos casos em que as curvas experimental e numérica (para a degradação da rigidez e coeficiente de amortecimento) não apresentavam um bom ajuste, procurou-se obter uma solução razoável para a gama de deformações que serão experimentadas na simulação.

Note que se adotaram as curvas G/G_0 relativas às tensões de confinamento que se pretendia ($p'_0 = 40, 80, 160, 320$ kPa), sendo o Índice de Plasticidade igual a zero, visto que se trata de um material arenoso.

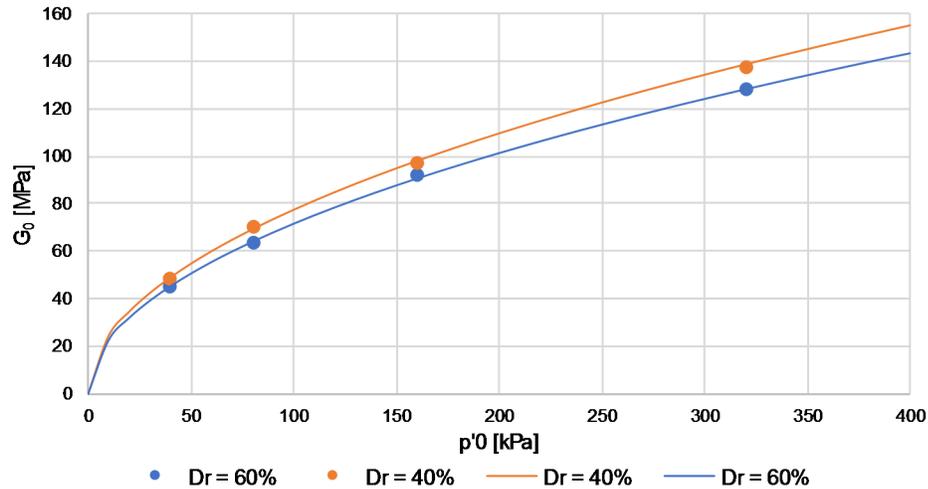
A figura 3.7 mostra as curvas das areias médias para as referidas condições.



(a) Curva de degradação da rigidez

(b) Curva do coeficiente de amortecimento, ξ Figura 3.7: Curvas de Ishibashi & Zhang para areias médias, $IP=0$

Relativamente aos resultados experimentais, consideraram-se os ensaios de coluna ressonante do VELACS, de compacidades iguais a 40% e 60%. Os seus resultados serviram como base para a caracterização do material usado na modelação, nomeadamente as suas propriedades de resistência mecânica, definição das curvas de degradação da rigidez, G/G_0 , e dos parâmetros do Modelo de Finn.

Figura 3.8: Relação entre o Módulo de Rigidez Inicial, G_0 , e a tensão de confinamento, p'_0

Procurou-se ainda relacionar os módulos de rigidez inicial, G_0 , considerados nos ensaios, com as respetivas tensões efetivas médias (Figura 3.8), p'_0 , observando-se que a sua relação pode ser descrita por,

$$G_0 = G_{ref} (p'_0)^n \quad (3.16)$$

Em que G_{ref} , é um módulo de rigidez de referência para esta equação e n é um parâmetro deduzido a

partir de ensaios de laboratório. Não havendo nenhuma referência ao expoente n , adotou-se o valor corrente de 0,5. Assim, como o relatório VELACS já apresentava um valor de G_0 associado a um p'_0 , foi possível determinar um valor médio de G_{ref} para as duas compacidades consideradas,

$$G_{ref} = 7,74 \text{ , para } D_r = 40 \%$$

$$G_{ref} = 7,15 \text{ , para } D_r = 60 \%$$

Na Figura 3.9 pode-se observar as curvas de degradação do Módulo de Rigidez para diferentes tensões de confinamento ($p'_0 = 40, 80, 160, 320$ kPa), relativas às compacidades de 40% e 60%, respetivamente. Recorde-se que as curvas de degradação da rigidez no modelo numérico são definidas pelas equações que caracterizam o modelo elástico não-linear, designado no FLAC por *Hysteretic Damping* (veja-se as Equações 3.8, 3.9 e 3.10), para as quais se calibrou os respetivos parâmetros L_1 e L_2 .

Embora estas duas figuras apenas representem as curvas definidas pelo modelo de comportamento do FLAC (*Hysteretic Damping*) e os pontos relativos aos ensaios laboratoriais do VELACS, as primeiras foram igualmente ajustadas com base nas já apresentadas curvas de Ishibashi & Zhang (Figura 3.7).

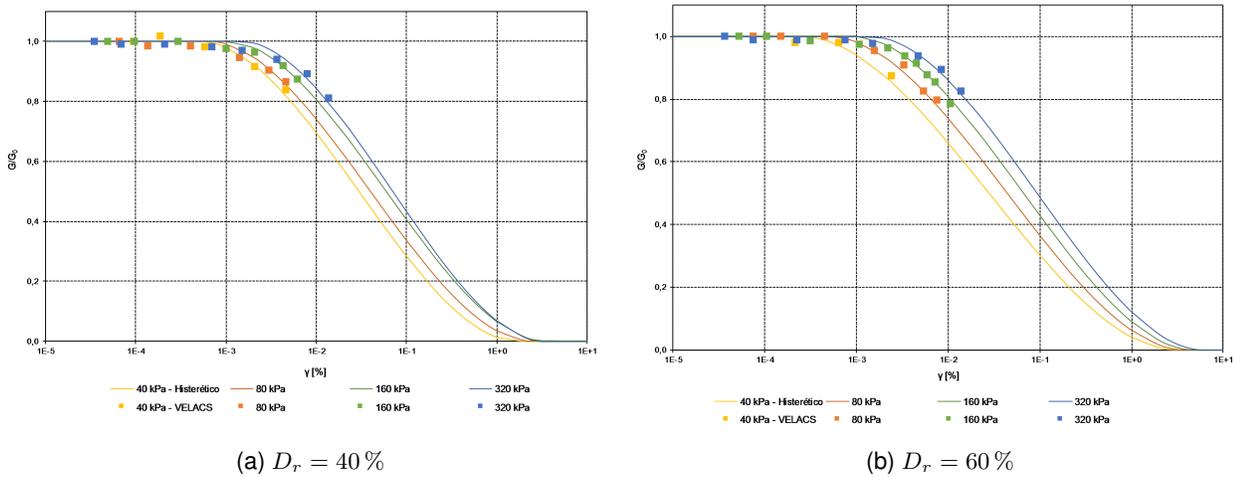


Figura 3.9: Curvas de degradação de rigidez da Areia do Nevada

Como foi já referido, o comportamento elástico não-linear do solo é caracterizado pelo modelo do FLAC designado de *Hysteretic Damping*, definido pelos coeficientes L_1 e L_2 , calibrados da forma descrita atrás. Além disso, adoptou-se os módulos de rigidez sugeridos no VELACS, sendo que outros parâmetros necessários - como, por exemplo, o Módulo Volumétrico - foram obtidos pelas relações da Teoria da Elasticidade,

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \tag{3.17}$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (3.18)$$

G , Módulo de Distorção ou Rigidez

E , Módulo de Elasticidade

K , Módulo Volumétrico

ν , Coeficiente de Poisson

As Tabelas 3.3 e 3.4 resumem os parâmetros geotécnicos e os coeficientes adotados para as duas compacidades consideradas da Areia do Nevada, tendo sido definido um Coeficiente de Poisson de valor igual a 0,33.

Tabela 3.3: Parâmetros adotados para a Areia do Nevada com $D_r = 40\%$

p'_0	G_0 [MPa]	K [MPa]	L_1	L_2
40	48,7	127,0	-3,30	0,25
80	70,5	183,8	-3,20	0,40
160	97,3	253,7	-3,00	0,55
320	137,7	359,1	-2,85	0,55

Tabela 3.4: Parâmetros adotados para a Areia do Nevada com $D_r = 60\%$

p'_0	G_0 [MPa]	K [MPa]	L_1	L_2
40	44,6	116,4	-3,60	0,50
80	63,4	165,2	-3,30	0,60
160	92,0	239,9	-3,05	0,70
320	128,5	335,1	-2,85	0,80

Para a parametrização do Modelo de Finn, tomou-se como referência os coeficientes calibrados para a Areia do Nevada a partir de simulações em FLAC de ensaios com centrifugadoras, apresentados por Harry G. Cooke [37],

$$C_1 = 0,8$$

$$C_2 = 0,5$$

3.2.3.4 CONSIDERAÇÕES DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Para esta simulação numérica, manteve-se um modelo composto por um elemento simples, tendo-se definido que a sua altura manter-se-ia igual a 1 m, enquanto que a sua extensão seria bastante superior à unidade: 50 m foi o valor considerado. Esta opção foi tomada com base em alguns exemplos semelhantes, propostos no manual do FLAC [3], e que se deve ao processo de como o efeito das condições de fronteira e o cálculo das tensões é desenvolvido.

O modelo apresenta condições de fronteira que impedem o movimento na direção vertical, sendo que a base também se encontra fixa (impedido o deslocamento horizontal da base). Além disso, foram dispostas, ainda, condições de fronteira dinâmicas do tipo *Free-field Boundaries*.

O elemento foi submetido a uma ação do tipo de uma onda sinusoidal, regida pela seguinte equação,

$$u(t) = A \sin \left(2\pi f t + \frac{\pi}{2} \right) \quad (3.19)$$

O espectro da onda descrita na equação anterior pode ser observado na Figura 3.10. Esta ação foi aplicada no elemento de solo sob a forma de uma série temporal de velocidades, imposta aos nós superiores. De facto, este foi o procedimento encontrado que garante as tensões iniciais pretendidas e que ainda permite caracterizar a resposta cíclica com geração de poro-pressão de forma razoável.

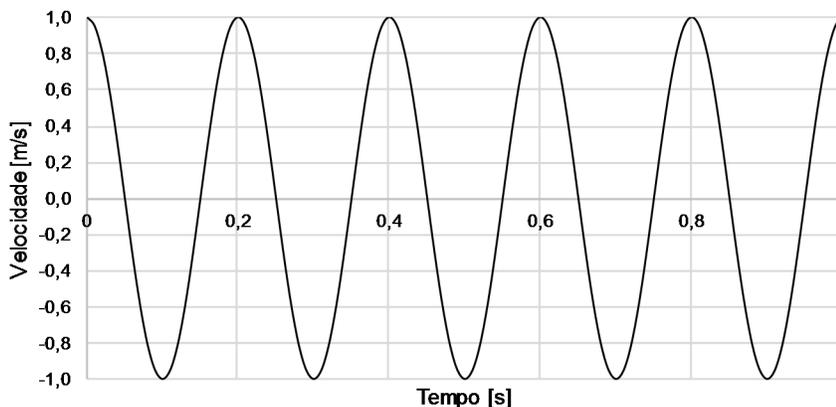


Figura 3.10: Ação imposta no elemento, com $A = 1$ e $f = 5$ Hz

A onda exposta na figura anterior é meramente indicativa daquelas que foram realmente usadas. Embora a equação que a defina seja a mesma, e apresente a mesma frequência ($f = 5$ Hz), a amplitude variou em função dos valores de CSR adotados para as diferentes análises.

Recorde-se que as propriedades do solo e a tensão de confinamento associadas a cada simulação foram indicadas nas Tabelas 3.3 e 3.4.

3.2.3.5 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A análise de resultados aqui apresentada refere-se à simulação numérica do comportamento cíclico de um depósito constituído por Areia do Nevada de compacidade relativa $D_r = 40\%$, por ser esta a compacidade que origina uma maior suscetibilidade à liquefação.

Os modelos serão sujeitos a ações dinâmicas de intensidades distintas e sob tensões de confinamento igualmente variadas, a que se associam as respetivas propriedades geotécnicas da Areia do Nevada.

Influência da amplitude da ação

Numa primeira análise avaliou-se o efeito da variação da amplitude da ação. Assim, para uma tensão média efetiva, p'_0 , de valor igual a 80 kPa, sujeitou-se o modelo a ações dinâmicas cuja amplitude se relaciona diretamente com a tensão de corte normalizada pela tensão efetiva vertical (CSR) considerada,

$$\text{CSR} = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}}$$

Como se definiu uma tensão de confinamento constante para as diferentes simulações ($p'_0 = 80$ kPa), pela relação de cima, a tensão efetiva vertical inicial (σ'_{v0}) não varia. Resta, então, a tensão de corte cíclica, τ_{cyc} , que dependerá diretamente de CSR. Para se obter os valores de CSR pretendidos, variou-se a amplitude da ação de forma a que a tensão de corte máxima da respetiva análise correspondesse ao CSR definido (Tabela 3.5).

Tabela 3.5: Valores de CSR considerados

CSR	0,05	0,10	0,15	0,20
-----	------	------	------	------

A Figura 3.11 mostra os resultados obtidos para quatro distintas simulações, em termos de evolução da pressão intersticial (u) e o respetivo excesso em relação à pressão inicial (Δu), a tensão efetiva vertical (σ'_v) e, por último, a tensão total vertical (σ_v), em função do número de ciclos da ação dinâmica.

Por um lado, verifica-se que o número de ciclos necessários para que a tensão efetiva vertical se anule, diminui para ações de maior intensidade, ou seja, para as quais o elemento é sujeito a tensões de corte mais elevadas. De facto, na análise cujo CSR é 0,05, foram necessários mais de 20 ciclos para que ocorresse a liquefação, enquanto que para um CSR de valor superior, o número de ciclos necessário ao anulamento das tensões inter-partículas é menor.

Um outro aspeto que importa referir está relacionado com os incrementos da geração de pressão intersticial

que se verificam a cada passo de cálculo. Verifica-se que para ações mais intensas, os incrementos são igualmente mais elevados em comparação, por exemplo, com a simulação de $CSR = 0,05$.

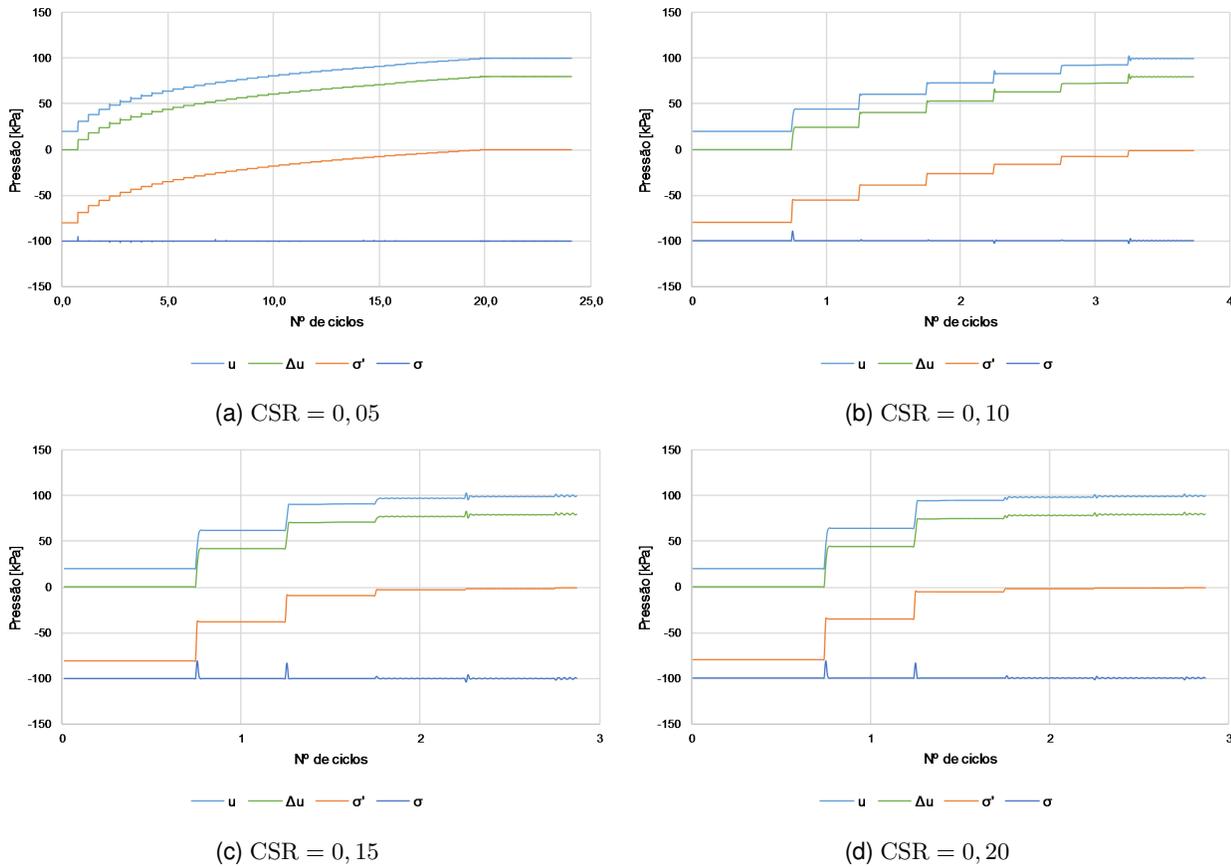


Figura 3.11: Evolução das tensões verticais (efetiva e total) e pressão intersticial (total e excesso gerado)

A Figura 3.12, relativa à simulação de $CSR = 0,05$, mostra os sucessivos ciclos histeréticos (relação tensão-deformação) que correspondem à fase de plastificação do material e de anulação das tensões efetivas. Pode-se observar a degradação da rigidez após cada ciclo de carregamento, tendo-se mesmo atingido valores quase nulos a partir do 21º ciclo, conforme indica a Tabela 3.6. Ao longo do carregamento, observou-se uma deformação máxima de $7,78 \times 10^{-3} \%$.

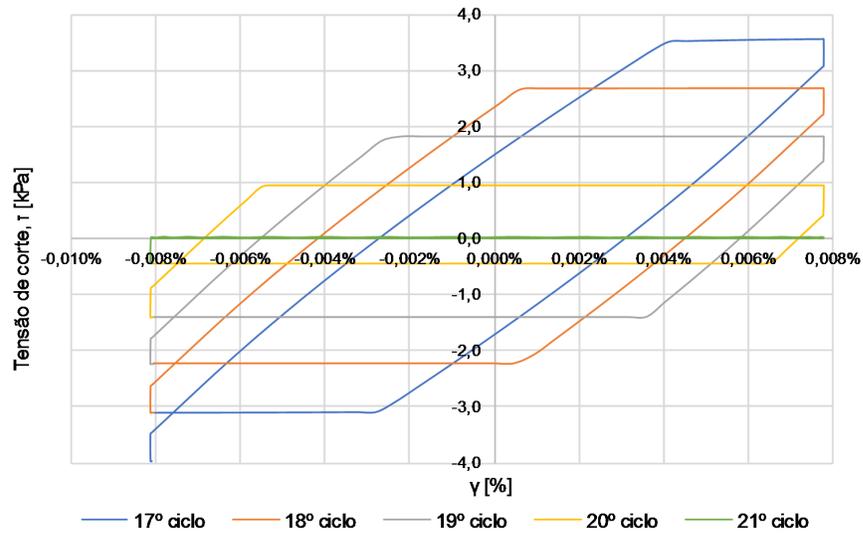


Figura 3.12: Degradação da rigidez em função do nº de ciclos de carregamento (CSR = 0,05)

Tabela 3.6: Degradação da rigidez em função do nº de ciclos (CSR = 0,05)

Ciclo	Comportamento	G_{sec} [MPa]
17	Elasto-plástico	39,5
18	Elasto-plástico	34,3
19	Elasto-plástico	23,3
20	Elasto-plástico	12,2
21	Plástico	0,1

A Figura 3.13 mostra mais um exemplo do comportamento cíclico do elemento ao longo dos sucessivos ciclos dinâmicos (relativo à simulação com CSR = 0,05). Entre o 3º ciclo de carga e o 5º ciclo, verifica-se claramente a transição de um comportamento elástico para perfeitamente plástico, acompanhada pela respetiva degradação do Módulo de Rigidez Secante, G_{sec} , como indica também a Tabela 3.7.

De facto, observa-se a existência de um patamar de plastificação no 4º ciclo, ao qual corresponde uma tensão de corte, $\tau = 4,1$ kPa aproximadamente. Para este mesmo instante, é possível verificar a tensão de cedência, com o objetivo de avaliar o valor obtido neste patamar do 4º ciclo. Assim, verificou-se que o elemento está sujeito a uma tensão efetiva vertical, σ'_v , de valor igual a 7,8 kPa. Tomando o ângulo de atrito considerado neste material ($\phi = 35^\circ$), e sabendo que a tensão de corte máxima é definida pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb, obteve-se uma tensão $\tau_{max} = 5,5$ kPa, associada ao patamar plástico. Conclui-se, então, que este valor obtido ($\tau_{max} = 5,5$ kPa) não se afasta muito da tensão de corte verificada na simulação numérica ($\tau = 4,1$ kPa).

Ainda de referir que nesta simulação observou-se uma distorção máxima de $1,71 \times 10^{-2} \%$.

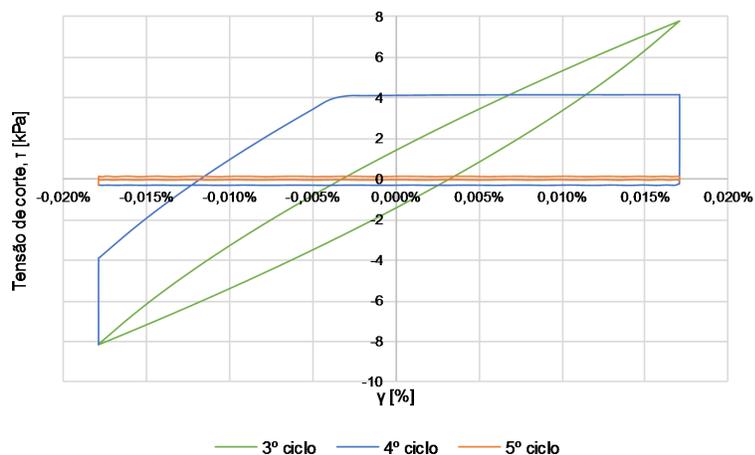


Figura 3.13: Degradação da rigidez em função do nº de ciclos de carregamento (CSR = 0, 10)

Tabela 3.7: Degradação da rigidez em função do nº de ciclos (CSR = 0, 10)

Ciclo	Comportamento	G_{sec} [MPa]
3	Elástico	45,5
4	Elasto-plástico	22,7
5	Plástico	1,1

A Figura 3.14 reúne a evolução da pressão intersticial registada nas quatro simulações cujos resultados já tinham sido expostos na Figura 3.11. É possível observar a diferença de número de ciclos necessários para a estabilização dos excessos de poro-pressão que existe para os casos analisados. A figura mostra a evolução da poro-pressão até ao 6º ciclo de carregamento, embora no modelo cujo CSR é 0,05 a pressão intersticial tenha estabilizado apenas a partir do 20º ciclo.

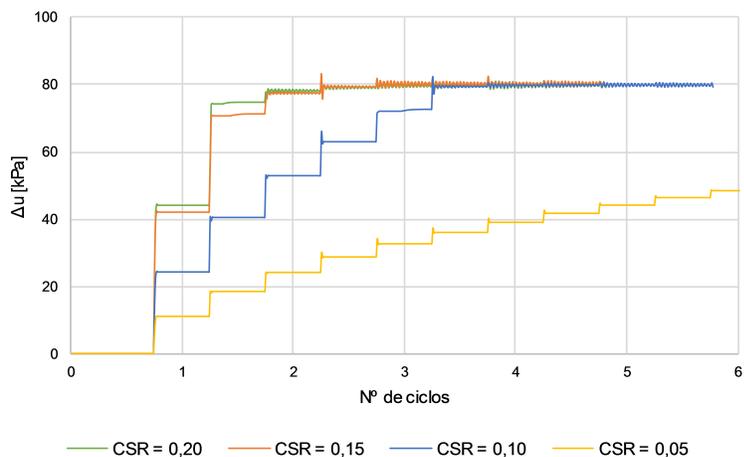


Figura 3.14: Influência da amplitude da ação na geração dos excessos de pressão intersticial

Influência da tensão de confinamento

Na análise anterior, procurou-se demonstrar a influência da amplitude da ação, mantendo constante a tensão de confinamento. Neste estudo, pretende-se verificar a influência da tensão média efetiva, ou seja, submeter o elemento de solo a diversos estados de confinamento e analisar a sua resposta durante o carregamento cíclico.

Assim, adotando um CSR de valor igual a 0,15, aplicou-se uma ação dinâmica cuja amplitude variou em função da tensão de confinamento, de acordo com a já referida expressão,

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}}$$

A Tabela 3.8 indica as tensões de confinamento consideradas nas diferentes simulações numéricas, enquanto que na Figura 3.15 observa-se a evolução dos excessos de pressão intersticial em função dessas tensões de confinamentos.

Tabela 3.8: Tensões de confinamento consideradas ($CSR = 0,15$)

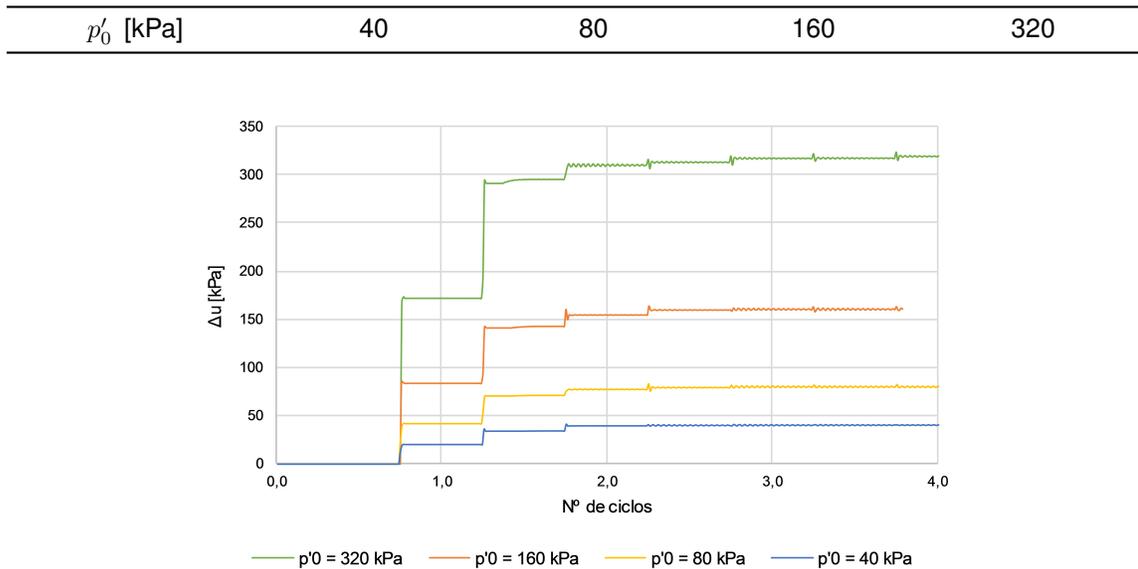


Figura 3.15: Influência da tensão de confinamento na geração dos excessos de pressão intersticial

Considerações finais

Para os diferentes CSR, determinou-se o número de ciclos necessários para que ocorresse liquefação, N_{Liq} . A Figura 3.16 apresenta as curvas obtidas para as compacidades relativas $D_r = 40\%$ e $D_r = 60\%$. Como seria de prever, para situações cujo CSR era mais elevado observou-se que o número de ciclos necessários para a liquefação era menor.

Com o propósito de validar estes resultados numéricos com outros de referência, apresenta-se a Figura 3.17 que contém curvas definidas nas mesmas condições e para o mesmo material, Areia do Nevada. Importa referir que estes resultados provêm tanto do programa experimental VELACS [36] (nomeadamente de simulações numéricas e de ensaios cíclicos de corte simples em regime não-drenado), como também das análises realizadas por DeAlba, Seed e Chan [38]. Como se pode observar, é evidente a semelhança entre os resultados numéricos em FLAC e aqueles da bibliografia, sobretudo os apresentados no relatório VELACS.

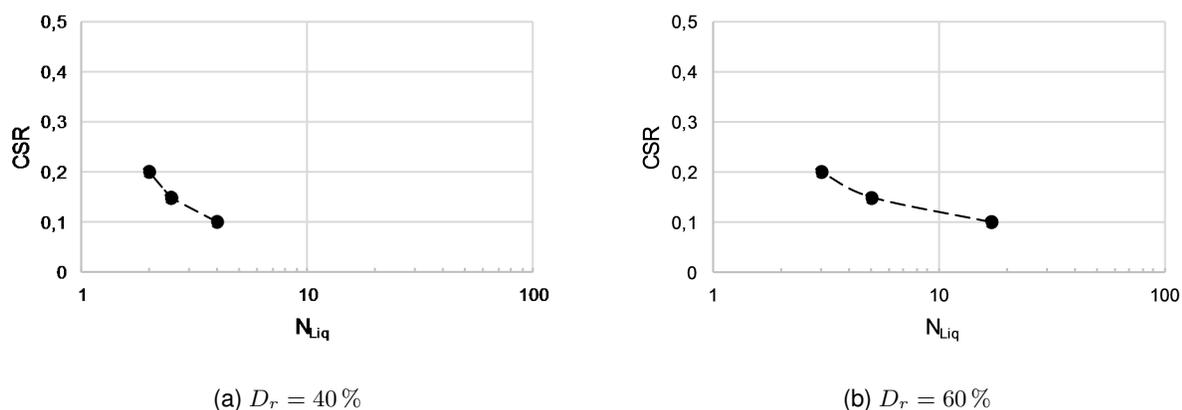


Figura 3.16: Resumo das curvas de liquefação das várias simulações numéricas em FLAC

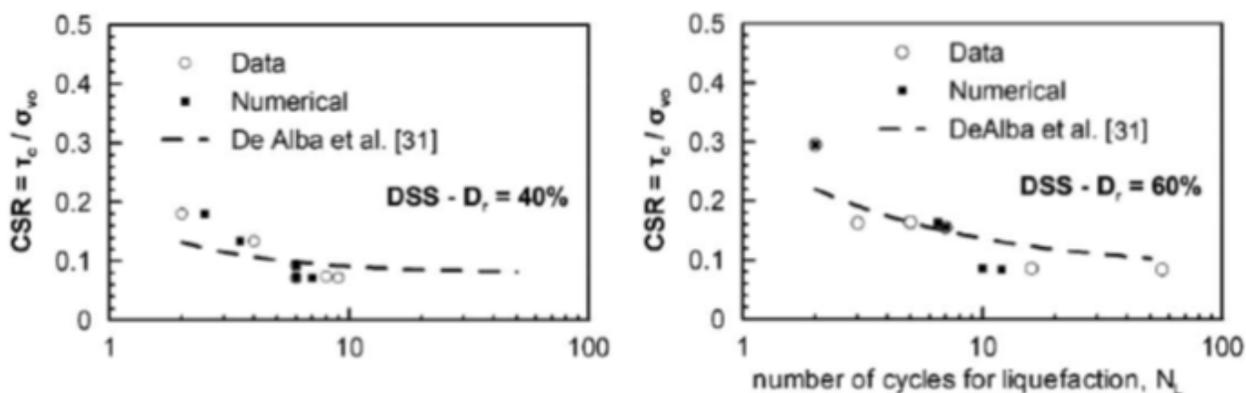


Figura 3.17: Resumo das curvas de liquefação de referência bibliográfica - adaptado [36] [38]

Na Figura 3.18 descreve-se a evolução da geração de pressão intersticial ao longo dos vários ciclos de carregamento até ocorrer a liquefação. Para se poder comparar simulações em condições iniciais distintas (neste caso, diferentes valores de CSR), e até com resultados de ensaios laboratoriais de referência (Figura 3.19), o excesso de pressão intersticial (Δu) foi normalizado pela tensão média efetiva inicial (p'_0), assim como o número de ciclos (N), que foi normalizado pelo número de ciclos necessário para o início de liquefação da respetiva análise (N_{Liq}). A evolução da geração da pressão intersticial normalizada é, então, dada por,

$$r_u = \frac{\Delta u}{p'_0}$$

A mesma figura permite concluir que as curvas numéricas se enquadram na banda definida experimentalmente por DeAlba e outros autores [38], seguindo também a curva média proposta por Seed e Booker [39] definida pela expressão seguinte,

$$r_u = \frac{2}{\pi} \arcsin \left[\left(\frac{N}{N_{Liq}} \right)^{\frac{1}{2\theta}} \right] \quad (3.20)$$

Os mesmos autores sugerem que $\theta = 0,7$ define uma curva que se aproxima da média dos valores experimentais. Esta curva média é descrita também na figura seguinte.

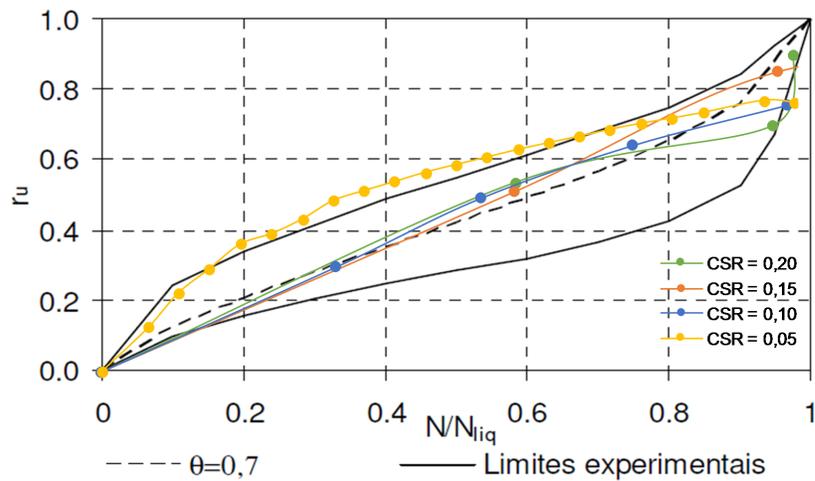


Figura 3.18: Comparação das curvas da taxa de geração de excessos de pressão intersticial (r_u) obtidas numericamente com as curvas experimentais e teórica - adaptado [38]

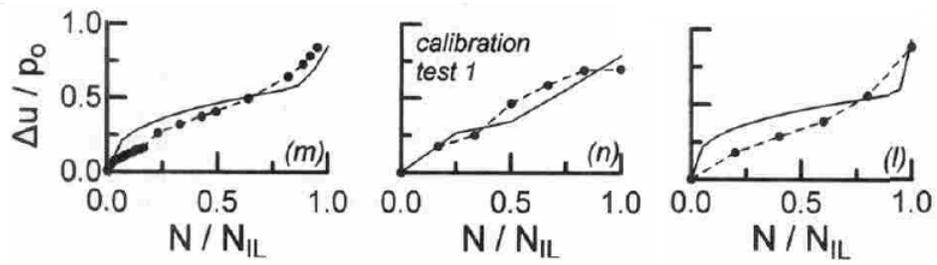


Figura 3.19: Taxa de geração de excessos de pressão intersticial, $\Delta u / p'_0$, obtida em ensaios triaxiais de liquefação cíclica em Areia do Nevada - adaptado [40]

A Figura 3.19 mostra um resumo dos resultados de três ensaios triaxiais de liquefação cíclica em Areia do Nevada, obtidos por Papadimitriou, Bouckovalas e Dafalias [40]. A comparação dos resultados numéricos com os experimentais permite afirmar que existe alguma correspondência.

3.3 VALIDAÇÃO DO MODELO UNIDIMENSIONAL DE PROPAGAÇÃO VERTICAL DE ONDAS DE CORTE

3.3.1 CONSIDERAÇÕES NA DEFINIÇÃO DO MODELO

A análise da resposta sísmica local é correntemente definida a partir do modelo de propagação vertical de ondas de corte (ondas S) em meios com estratificação horizontal. Assim, a validação do modelo numérico foi efetuada tendo como referência o modelo de propagação unidimensional em meio visco-elástico linear.

Primeiro, será apresentada a função de transferência desde o afloramento do substrato sísmico até à base de um depósito de solo sedimentar.

A seguir, apresenta-se a função de transferência ao longo de todo o depósito de solo. Aqui, procurar-se-á comparar a solução analítica do modelo adotado (modelo de propagação unidimensional em meio visco-elástico linear) com os resultados obtidos por simulação numérica. Note-se, no entanto, que a solução analítica considera um estrato assente num meio rígido, enquanto que na simulação numérica adotou-se uma base semi-rígida. Os resultados obtidos revelam esta diferença nos pressupostos admitidos nas duas soluções.

Relativamente à definição do modelo, o depósito de solo apresenta uma espessura $H = 10$ m, sendo que o material do depósito e o substrato rochoso (semi-espaço elástico) são caracterizados pelas propriedades indicadas na Tabela 3.9. Considerou-se um coeficiente de amortecimento de $\xi = 2\%$.

Tabela 3.9: Propriedades dos materiais do modelo

Material	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν	G [MPa]	V_s [m/s]
Solo	20,0	96,0	0,33	36,1	134,3
Semi-espaço	22,5	216,0	0,20	90,0	200,0

As dimensões de cada elemento ou zona, foram definidas de acordo com as considerações feitas anteriormente, relativas aos cuidados necessários na criação da malha para uma adequada simulação. Assim, recordando a Equação 3.3, e tomando os valores da frequência da ação e de V_s do solo,

$$\Delta l \leq \frac{V_s}{10f} \leq \frac{134,3}{10 \times 5} \leq 2,7 \quad [\text{m}]$$

Os elementos da malha deverão apresentar dimensões inferiores a 2,7 m.

A coluna de solo simulada apresenta, então, uma malha definida por elementos retangulares de altura igual a 0,5 m e largura igual à unidade, perfazendo, assim, uma altura total do estrato de 10,0 m (Figura 3.20). Além disso, o semi-espaço foi descrito por uma outra zona (a verde, no modelo da Figura 3.20), com uma

altura de 0,2 m e largura igual à aos restantes elementos.

Foram adotadas condições de fronteira de acordo com as considerações enunciadas na secção 3.1.5: *Free-field Boundaries* nas extremidades laterais e *Quiet Boundaries* na base do semi-espaço, isto é, na base da malha. A malha apresenta, ainda, restrição de deslocamentos na direção vertical.

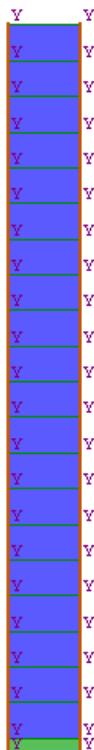


Figura 3.20: Modelo numérico do depósito de solo

Recorde-se que uma ação aplicada numa fronteira absorvente (*Quiet Boundaries*) deverá ser introduzida sob a forma de série de tensões, obedecendo à já referida equação,

$$\tau = -f \rho V_s v_s$$

A base do semi-espaço é, então, sujeita a uma série temporal de tensões de corte, τ , definida por parâmetros que caracterizam o semi-espaço e pela série de velocidades, v_s , que deriva da série de acelerações introduzida no sistema e que será apresentada em seguida.

Uma vez que este modelo é caracterizado por uma resposta com amortecimento, introduziu-se nos materiais um amortecimento de Rayleigh, definido no FLAC por dois parâmetros: frequência, f_{min} em Hertz, e coeficiente de amortecimento, ξ_{min} . O coeficiente de amortecimento foi fixado em 2%, de forma a introduzir amortecimento na fase de comportamento elástico linear. Adotou-se uma frequência igual à frequência

fundamental do sistema, de valor igual a 3,36 Hz (veja-se a Equação 2.20).

Nesta simulação, o depósito de solo foi sujeito na sua base a uma série de acelerações definida pela ação harmónica seguinte,

$$u(t) = A \sin(\omega t + \varphi) \cdot e^{-0,05\omega t} \quad (3.21)$$

As características desta onda são apresentadas na Tabela 3.10, sendo que o seu aspeto pode ser observado na Figura 3.21.

Tabela 3.10: Características da ação harmónica

A [m]	f [Hz]	ω [rad/s]	ξ [%]
1,0	5,0	31,4	2,0

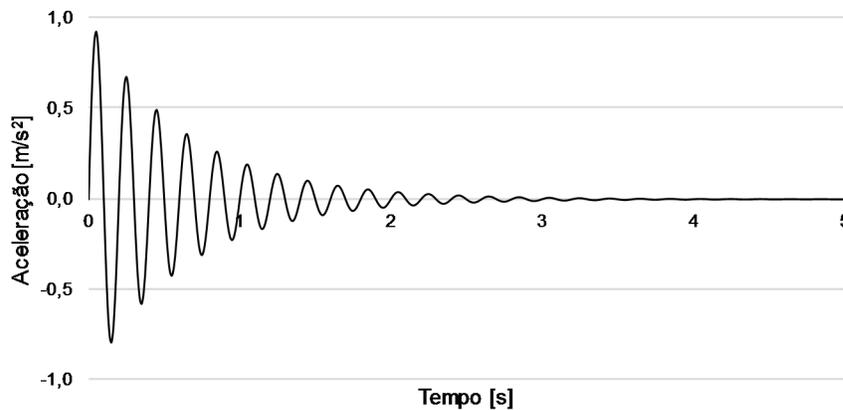


Figura 3.21: Espectro da ação harmónica

3.3.2 FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DO AFLORAMENTO DO SUBSTRATO ATÉ À BASE DO DEPÓSITO

No FLAC, a simulação do semi-espaço é efetuada recorrendo às condições de fronteira *Quiet Boundaries*. Como se viu, estas condições de fronteira correspondem a um amortecimento instalado na base da malha, cuja tensão de corte produzida pela ação sísmica é determinada por,

$$\tau = -f \rho V_s v_s$$

O fator f deve ser estimado por comparação com o método da resposta complexa, que está na base do método linear equivalente. Procurou-se então realizar um estudo de sensibilidade do fator f , para evitar

a necessidade de recorrer a um processo iterativo em cada simulação, embora seja este um procedimento sugerido nos manuais do FLAC [3]. Recorreu-se, então, a um outro software, EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits) [41].

Para este caso, adotou-se um fator $f = 1$, por ser o que melhor caracteriza a absorção efetuada na fronteira absorvente.

Os resultados obtidos na base do depósito aproximam-se da série de acelerações introduzida no semi-espaço, como se pode verificar na Figura 3.22, o que significa que o fator adotado, $f = 1$, é adequado para esta simulação.

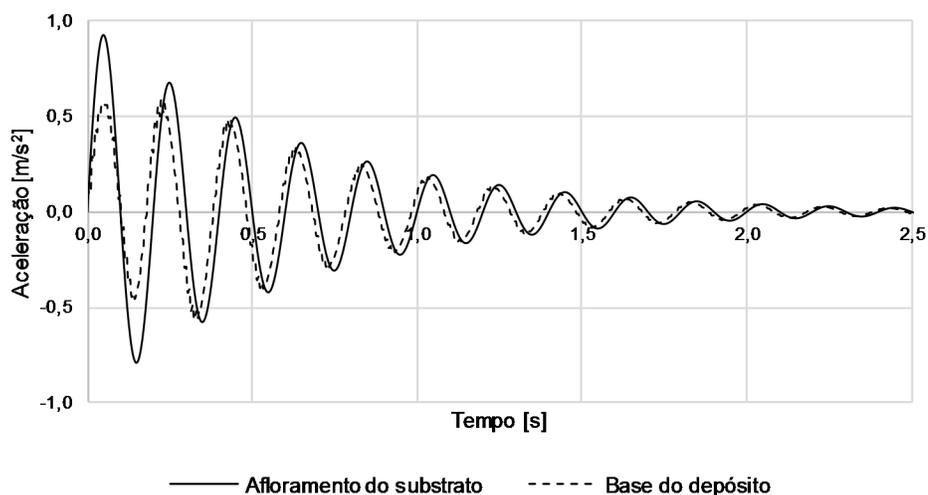


Figura 3.22: Acelerações registadas nas fronteiras do semi-espaço

A alteração do sinal ao longo do semi-espaço permite definir a função de transferência de propagação da onda nesse meio, isto é, a propagação da onda desde o afloramento do substrato até à base do depósito. Procurou-se, então, caracterizar a função de transferência, a partir da série de acelerações introduzida no sistema e da série de acelerações registada na base do depósito (fronteira entre o semi-espaço e o depósito de solo).

Para se obter esta função de amplificação foi necessário transformar as séries de acelerações obtidas na simulação numérica, em espectros que caracterizassem a amplitude do sinal em função da sua frequência. Este processo foi conseguido a partir do cálculo da transformada de Fourier dos dois registos de acelerações, sendo que a função de transferência fica, então, definida pela razão das amplitudes em função da frequência.

A figura 3.23 mostra a função de transferência do afloramento do substrato para a base do depósito, isto é, a amplificação a que está sujeita desde a sua origem até atingir a base do depósito.

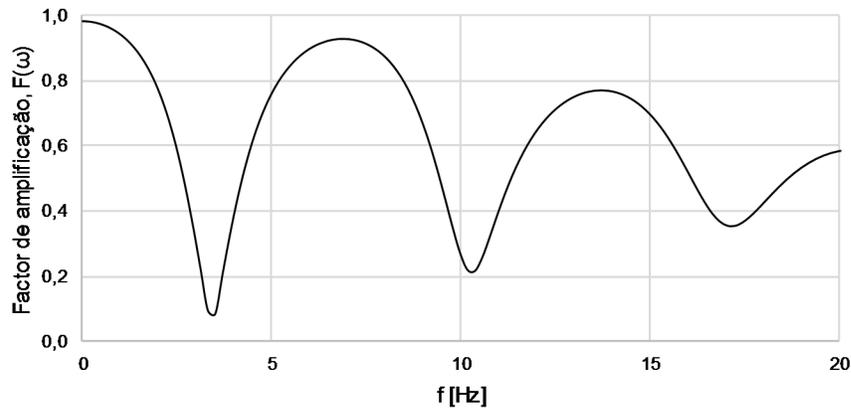


Figura 3.23: Função de transferência numérica no semi-espaço

Verificou-se que sendo o semi-espaço elástico, a função de transferência é inferior à unidade, o que reflete a absorção de energia pelo semi-espaço.

3.3.3 FUNÇÃO DE TRANSFERÊNCIA DA BASE DO DEPÓSITO ATÉ À SUPERFÍCIE

Partiu-se da solução analítica demonstrada na secção 2.3.2 como termo de validação do modelo numérico unidimensional. A função de transferência, definida anteriormente pela Equação 2.18, é aqui recordada,

$$|F(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2(kH) + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega H}{V_s}\right) + \left[\xi\left(\frac{\omega H}{V_s}\right)\right]^2}}$$

tendo-se usado os parâmetros geotécnicos já referidos, contudo são novamente apresentados na Tabela 3.11.

Tabela 3.11: Propriedades do depósito de solo - solução analítica

Espessura da camada de solo	H [m]	10,0
Velocidade das ondas S	V_s [m/s]	134,3
Coefficiente de amortecimento	ξ [%]	2,0

Para se avaliar a amplificação do movimento ao longo do depósito, foi necessário obter as acelerações

registadas na base e à superfície após a simulação em FLAC. A partir desses resultados, caracterizou-se a função de transferência numérica para, assim, se avaliar a validade do cálculo numérico face aos resultados obtidos analiticamente. Mais uma vez, foi necessário transformar as séries de acelerações que se obtiveram na simulação, em espectros que caracterizassem a amplitude do sinal em função da sua frequência. Calculou-se a transformada de Fourier dos dois registos de acelerações, sendo que a função de transferência fica, então, definida pela razão das amplitudes em função da frequência.

A Figura 3.24 mostra a comparação das curvas obtidas pela formulação analítica e pela simulação numérica. Note-se como o fator de amplificação do movimento é altamente dependente da frequência da ação. A análise desta figura permite ainda concluir que as duas curvas ajustam-se de forma razoável, verificando-se, todavia, uma redução nos fatores de amplificação mais elevados (ou seja, associados às frequências naturais) da curva numérica, quando comparados com os resultados teóricos. Isto deve-se à diferença de rigidez da base considerada nos dois modelos: a solução analítica é descrita por uma depósito assente numa base rígida, enquanto que no modelo numérico se considerou uma base semi-rígida. Além disso, é possível notar um ligeiro desfasamento nas frequências associadas aos fatores de amplificação máximos.

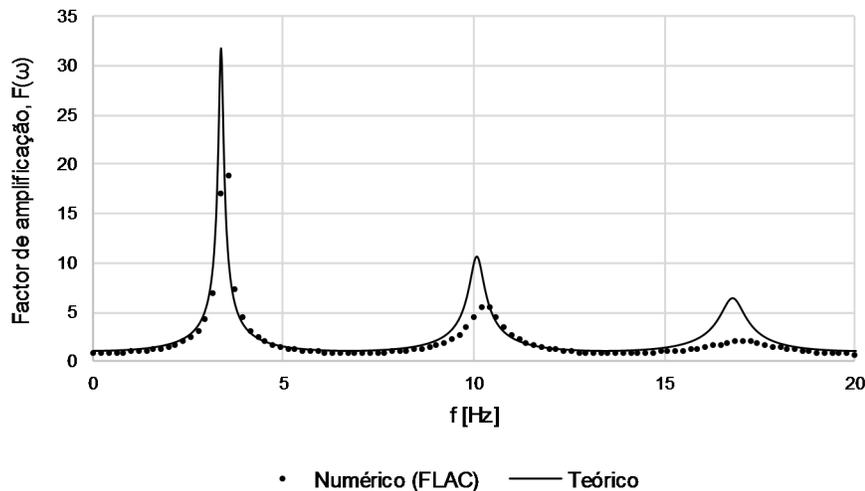


Figura 3.24: Validação da função de transferência de um movimento num depósito de solo

A frequência fundamental do solo, ω_0 , dada pela Equação 2.20, e considerando os parâmetros referidos na Tabela 3.11, é igual a,

$$\omega_0 \approx 21,10 \quad [\text{rad/s}]$$

$$f_0 \approx 3,36 \quad [\text{Hz}]$$

Note-se que o primeiro, e o mais elevado, pico de amplificação da onda surge precisamente para valores iguais à frequência fundamental.

A Figura 3.25 retrata as acelerações registadas na base do depósito e à superfície deste, durante o primeiro segundo de cálculo, $t = 1$ s. Pode-se observar o desfasamento temporal que se verifica entre os máximos da onda da base do depósito e à superfície, que corresponde ao tempo necessário para que o sinal se propague com a velocidade V_s considerada. De facto, o sinal registado à superfície é nulo até a um instante aproximadamente igual a $t = 0,07$. Considerando que a onda deverá percorrer 10 m desde a base até ao topo do depósito, a uma velocidade igual a $V_s = 134,3$ m/s, conclui-se que o tempo necessário é próximo do indicado, $t = 0,07$ s. Finalmente, comparando as mesmas duas ondas, verifica-se, ainda, uma pequena amplificação do sinal propagado no depósito.

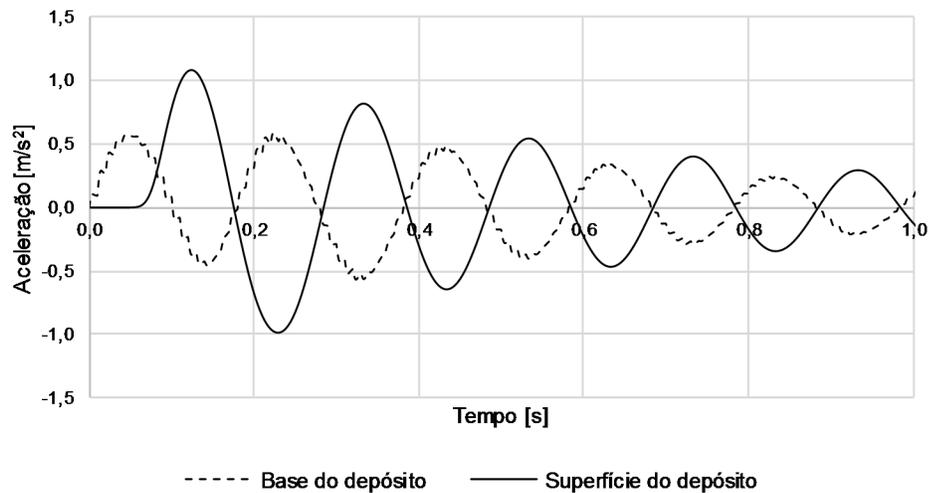


Figura 3.25: Acelerações registadas para o 1º segundo

4

MODELO DE COLUNA DE ELEMENTOS

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentado o perfil de estudo, localizado no Extremo Norte de Benavente, e que serviu como referência para a parametrização dos materiais do modelo numérico. Segue-se o estudo de sensibilidade do movimento sísmico à superfície em relação às propriedades do terreno recorrendo a um modelo unidimensional.

Numa primeira fase, procurou-se comparar as respostas de um perfil homogéneo (material arenoso) e de um outro perfil estratificado (composto por material arenoso e argiloso). Nesta fase o modelo numérico foi definido por 1 coluna de elementos, pois procurou-se definir este modelo como uma composição das simulações apresentadas no capítulo anterior: simulação do comportamento cíclico num elemento de solo e propagação vertical de ondas de corte numa coluna de elementos.

Face aos resultados e conclusões obtidas e que serão descritas nas devidas secções, analisou-se as respostas dos mesmos perfis homogéneo e estratificado, considerando, então, um modelo definido por 50 colunas de elementos. Cada coluna de solo foi definida pelas mesmas propriedades e características que se adotou na simulação de 1 coluna de elementos.

Por último, fez-se uma análise semelhante àquela relativa ao modelo de 50 colunas, num perfil homogéneo e estratificado. Todavia, na simulação deste caso, alteraram-se as condições de fronteira laterais pelas razões que serão devidamente explicadas na correspondente secção.

4.2 PERFIL DE ESTUDO: EXTREMO NORTE DE BENAVENTE

Adotou-se como perfil de referência o resultado obtido por um dos ensaios CPT (*Cone Penetration Test*) que têm vindo a ser realizados pela FEUP no âmbito do projeto europeu LIQUEFACT [2]. Este ensaio foi realizado no Extremo Norte de Benavente, no Baixo Vale do Rio Tejo, tendo-se obtido os parâmetros e classificações apresentados no Anexo B.

A Tabela 4.1 indica a estratificação do perfil definida e as propriedades médias associadas a camada. Estas propriedades foram obtidas pelos referidos ensaios de campo e posteriormente tratadas no *software* CLiq[®].

Tabela 4.1: Propriedades médias da estratificação considerada com base no *software* CLiq[®]

Profundidade [m]	Litologia	γ [kN/m ³]	D_r [%]	G_0 [MPa]	V_s [m/s]	S_u [kPa]
0 a 2,93	Silte argiloso	17,1	–	55,6	151,2	53,7
2,93 a 7,16	Areia	17,0	45,7	49,6	167,7	–
7,16 a 12,32	Silte	15,2	4,4	36,7	149,0	–
12,32 a 14,72	Argila siltosa	13,9	–	64,3	212,8	9,7
14,72 a 20,13	Argila siltosa	16,2	–	43,1	156,1	65,2
20,13 a 23,57	Silte	17,6	–	63,0	188,6	–
23,57 a 26,14	Argila	16,6	–	50,5	169,9	92,0
26,14 a 26,97	Areia	16,8	14,2	65,2	190,2	–
26,97 a 30,00	Argila	15,7	–	41,3	160,5	87,4

As propriedades médias apresentadas na tabela anterior mostram alguns valores cuja interpretação física é inaceitável, como, por exemplo, $\gamma = 13,9$, referente à camada de argila siltosa, localizada entre os 12 e 14 m de profundidade, aproximadamente. Convém, no entanto, ter em consideração, que estes resultados advêm de correlações empíricas expressas no programa CLiq[®], pelo que foram devidamente corrigidos na caracterização das propriedades dos materiais que definem os modelos numéricos.

4.3 MODELO COM 1 COLUNA DE ELEMENTOS: MATERIAL ARENOSO

4.3.1 DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Após a calibração dos diferentes aspetos do modelo, apresentados nos subcapítulos anteriores, elaborou-se um modelo numérico unidimensional homogéneo, formado por uma coluna de elementos.

Tendo em conta o tipo de material e as propriedades médias dos diferentes estratos definidos no perfil de solo de estudo (Tabela 4.1), procurou-se simular os seus materiais arenosos com o tipo de Areia do Nevada mais adequado, tendo em conta a sua parametrização, nomeadamente a sua compacidade relativa e tensão de confinamento. Concluiu-se, então, que os materiais arenosos do perfil do Extremo Norte de Benavente seriam simulados com a Areia do Nevada de $D_r = 40\%$ e $p' = 40$ kPa.

O perfil simulado é formado, então, por um depósito de solo homogéneo (Areia do Nevada) de 30 m,

sobrejacente ao semi-espaço, como indica a Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Propriedades do perfil numérico homogéneo: material arenoso

Zona	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ν	G_0 [MPa]	V_s [m/s]	ϕ [°]	k [m/s ²]
Solo	20,0	129,5	0,33	48,7	156,0	35	$6,6 \times 10^{-5}$
Semi-espaço	22,5	864,0	0,20	360,0	400,0	35	$1,0 \times 10^{-9}$

A avaliação prévia do potencial de liquefação do perfil permitiu identificar a camada de areia situada entre os 3 e os 7 m de profundidade com potencial de liquidificar. No modelo numérico, este potencial é traduzido pela ativação do Modelo de Finn nesse mesmo estrato. Para a parametrização do Modelo de Finn, adotaram-se os coeficientes calibrados para a Areia do Nevada [37],

$$C_1 = 0,8$$

$$C_2 = 0,5$$

Uma vez que a envolvente de rotura do modelo de comportamento dos materiais é definida pelo critério de Mohr-Coulomb, as camadas de solo próximas da superfície, estando sujeitas a baixas tensões de confinamento, facilmente atingem a tensão de corte de cedência. Desta forma, considerou-se que estes materiais nas camadas superficiais apresentariam alguma coesão, precisamente para evitar esta rotura para carregamentos muito pouco significativos, que se pode justificar pela existência de uma pequena percentagem de finos. Atribuiu-se, então, uma coesão igual a 5 kPa ao material arenoso situado nos primeiros 5 m de profundidade, tendo sido considerada uma coesão nula para as restantes camadas.

Adotou-se, ainda, os parâmetros L_1 e L_2 , que caracterizam o modelo de comportamento elástico não-linear, associados à Areia do Nevada de $D_r = 40\%$ e $p' = 40$ kPa,

$$L_1 = -3,30$$

$$L_2 = 0,25$$

A ação sísmica utilizada foi baseada no espectro de resposta da zona sísmica de Benavente de acordo com o Eurocódigo 8 [5] (ação sísmica tipo 2), no qual o movimento sísmico numa superfície do terreno é representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno. A Figura 4.1 mostra a ação sísmica considerada, com valor de pico de aceleração igual a $2,125$ m/s².

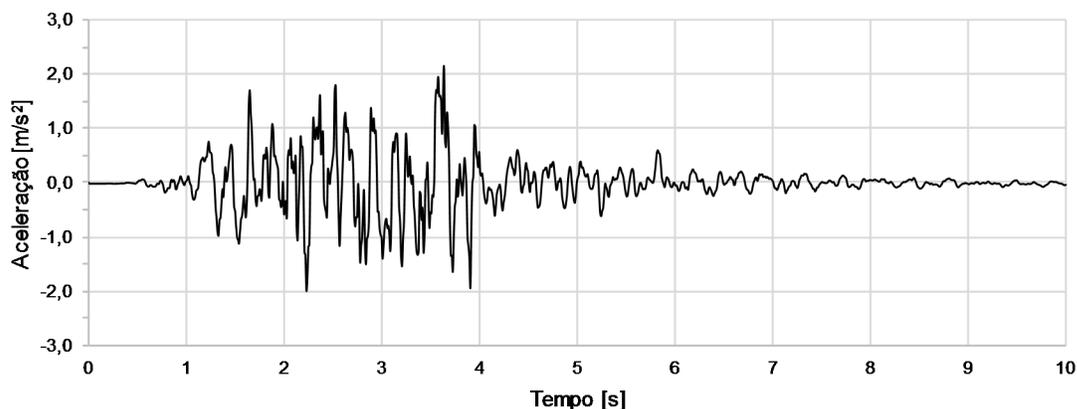


Figura 4.1: Ação sísmica

Além disso, o cálculo da transformada de Fourier desta ação, apresentada na Figura 4.2, permite observar que a gama das frequências principais da ação estende-se até valores de cerca de 15 Hz. Tomando este valor como a frequência máxima e, ainda, considerando a velocidade das ondas S da areia que constitui este modelo de solo homogêneo ($V_s = 156,0$ m/s), pode-se definir o tamanho máximo dos elementos desta malha. De acordo com Equação 3.3, o elemento deverá apresentar uma extensão inferior a 1,0 m.

A malha da coluna de solo é, então, definida por elementos retangulares de altura igual a 0,5 m e largura igual a 50 m, apresentando o depósito uma espessura total de 30 m.

No manual do FLAC [3] é apresentado um modelo de exemplo com o qual se pretende simular a ocorrência de liquefação numa coluna de solo. Nesse exemplo, a malha apresenta 5 m de altura e 50 m de largura, sendo que cada elemento retangular é definido por uma extensão horizontal de 50 m e altura igual a 1 m, constituindo, então, uma coluna de 5 elementos. Tendo em conta esta referência, procurou-se adotar estas sugestões. De facto, a grande largura admitida em cada elemento (50 m) permitiu que as condições de fronteira pudessem desenvolver as condições iniciais de tensão e pressão intersticial que se pretendia.

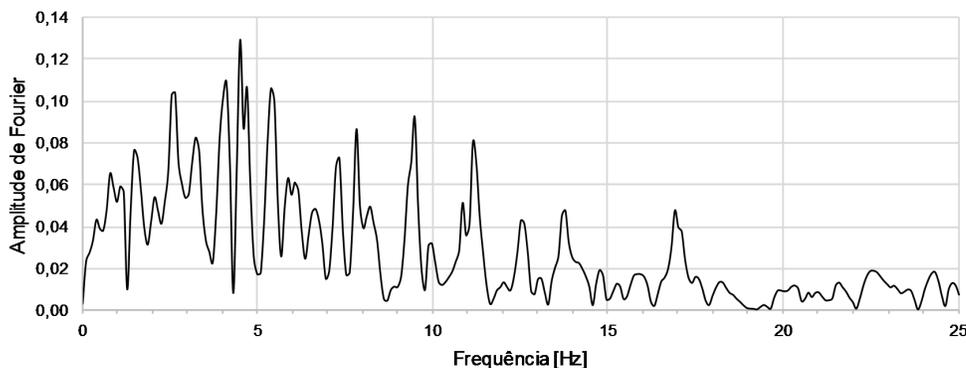


Figura 4.2: Ação sísmica: frequências com maiores amplitudes de aceleração

4.3.2 ANÁLISE DE RESULTADOS

Após a simulação da coluna de solo, sujeita à ação sísmica considerada, e com um estrato (entre os 3 e os 7 m de profundidade) com a possibilidade de liquidificar, obteve-se uma evolução das tensões e da pressão intersticial de acordo com os resultados indicados na Figura 4.3. Note-se que esta figura refere-se a um ponto localizado à profundidade de 7 m. De facto, após a análise a diferentes profundidades da camada com potencial de liquefação, foi a esta profundidade de 7 m que se verificaram sinais mais significativos de liquefação.

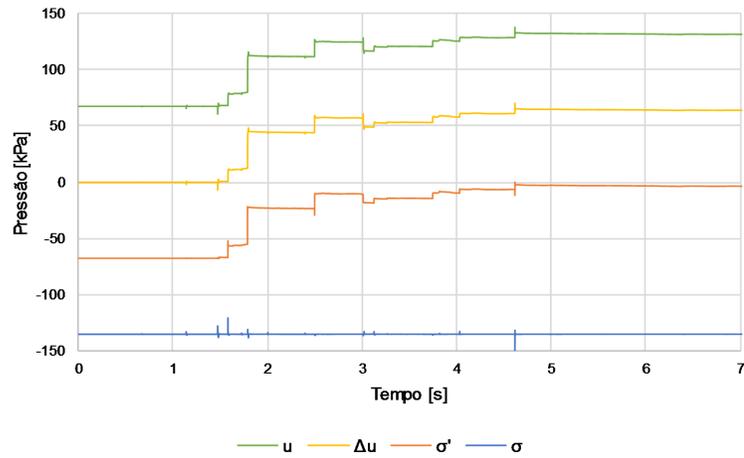


Figura 4.3: Evolução das tensões verticais (efetiva e total) e pressão intersticial (total e excesso gerado): profundidade de 7 m

O parâmetro r_u define a geração de pressão intersticial normalizada pela tensão efetiva vertical inicial, sendo correntemente utilizado para analisar a evolução do comportamento do modelo,

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \quad (4.1)$$

A Figura 4.4 mostra a geração de poro-pressão normalizada (r_u) em função do tempo, neste estrato situado a 7 m de profundidade.

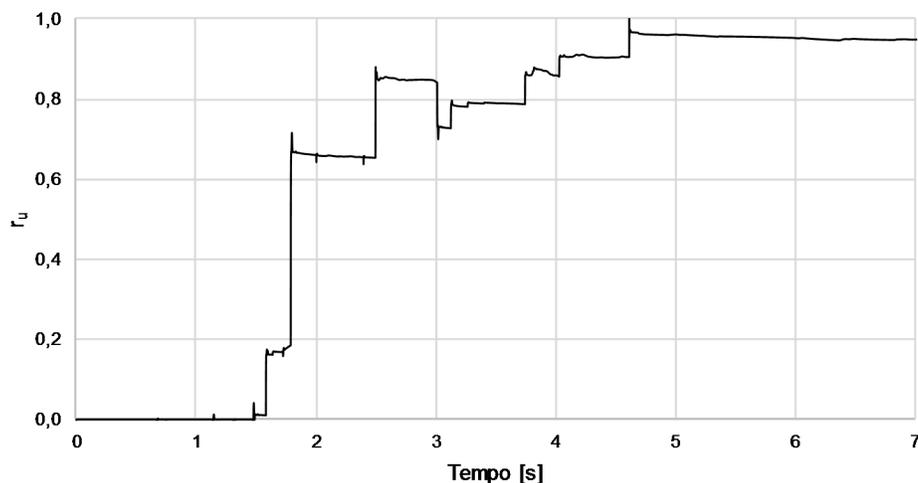


Figura 4.4: Geração do excesso de pressão intersticial normalizado: profundidade de 7 m

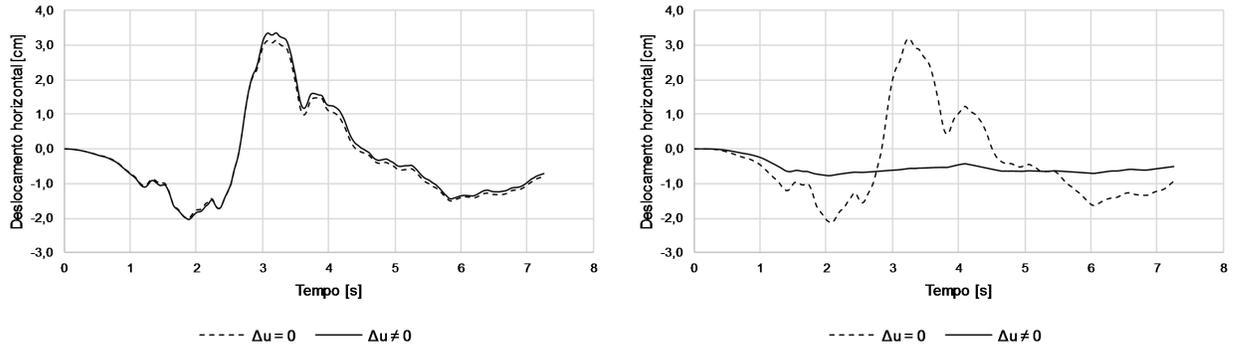
Adotando como critério que uma camada de solo liquefica para valores de r_u superiores a 0,8, verificou-se que a partir dos 2,5 s há liquefação neste estrato.

Nota-se que r_u cresce até aos 3 s, instante no qual se dá uma quebra na geração de excessos de pressão intersticial, seguindo-se novamente um aumento do seu valor. De facto, isto pode-se explicar de certo modo pela forma como a própria ação dinâmica evolui ao longo do tempo, como mostra a Figura 4.1. A referida série de acelerações é caracterizada por grandes amplitudes entre o 1º e o 3º segundo, seguindo-se uma pequena redução da intensidade no instante próximo dos 3,5 s, ao qual se segue novamente um significativo aumento da aceleração. Como se pode verificar, existe uma forte correspondência entre os referidos instantes da ação sísmica e aqueles que caracterizam a evolução da pressão intersticial normalizada. Interessa ainda destacar que apesar de r_u atingir o valor que limita a liquefação ($r_u = 0,8$) ainda antes do 3º segundo, só mais tarde, após a quebra e o novo pico de intensidade da ação, é que se verifica um estado de liquefação total na camada em análise.

Na Figura 4.5 mostra-se a evolução dos deslocamentos horizontais medidos na base e na superfície do depósito. Nestas duas zonas, simulou-se uma análise sem potencial de liquefação, $\Delta u = 0$, e uma análise com geração de Δu . Verifica-se, como era expectável, que os deslocamentos medidos na base do depósito são idênticos, nos dois casos considerados. O mesmo não seria de prever para os deslocamentos à superfície.

Na Figura 4.5b procura-se demonstrar precisamente o efeito que a geração de poro-pressão numa determinada camada poderá causar nos deslocamentos horizontais desenvolvidos à superfície do terreno. A existência de uma camada intermédia (entre os 3 e os 7 m de profundidade) que liquidificou, e, por isso,

cuja resistência ao corte diminuiu significativamente, impede a transmissão das ondas S até à superfície. Não havendo capacidade resistente às forças de corte, essa camada do depósito funciona como um fluido, incapaz de transmitir ações e movimentos na direção de corte, isto é, na direção vertical. Assim, os resultados numéricos à superfície revelam os deslocamentos quase nulos que seriam expectáveis.



(a) Base do depósito: profundidade de 30 m

(b) Superfície do depósito

Figura 4.5: Comparação do deslocamentos horizontais em análises sem e com geração de Δu , respetivamente

O efeito que a liquefação produziu nos movimentos horizontais à superfície do terreno, também se reflete nas velocidades que aí se registam. A Figura 4.6 mostram as velocidades medidas na base e à superfície para as análises sem e com geração de Δu , sendo que a velocidade desenvolvida na base é igual para os dois casos. De facto, verifica-se que a velocidade à superfície, medida no modelo em que ocorreu a liquefação, é muito próxima de zero, como seria de esperar.

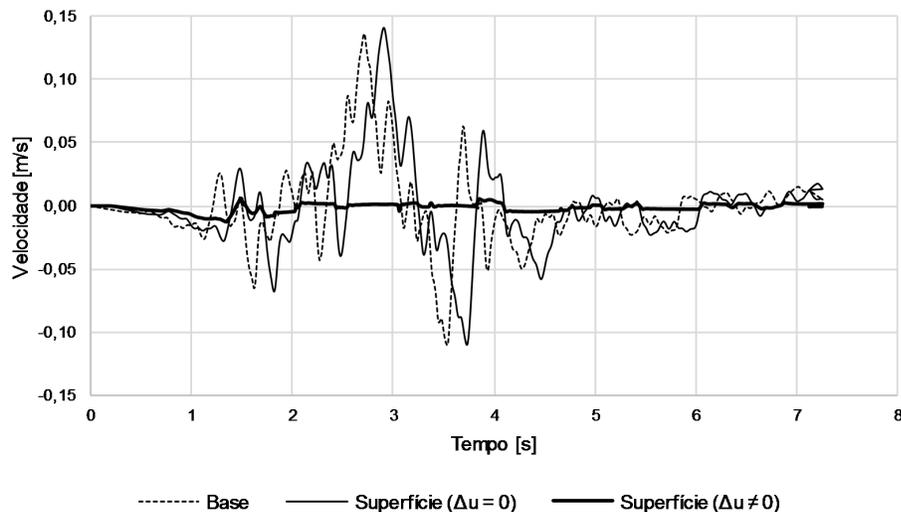


Figura 4.6: Velocidades registadas na base e na superfície do depósito de solo

Na figura 4.7, pode-se observar os assentamentos medidos à superfície, associados às análises com e sem geração de Δu . Na verdade, os deslocamentos verticais deveriam ser nulos em ambos os casos, já que se trata de uma análise não-drenada, não ocorrendo drenagem de água dos poros (caso se verifique a geração de excessos de pressão intersticial) e consequentes assentamentos.

Assim, na análise em que $\Delta u = 0$ os assentamentos à superfície são nulos, como seria de esperar. No entanto, no modelo em que se verifica geração de Δu , registam-se deslocamentos verticais, embora de uma ordem de grandeza desprezável (cerca de 1,5 mm). Estes deslocamentos podem dever-se às deformações nas extremidades laterais que decorrem das fronteiras deslizantes que se introduziu (*Free-field boundaries*), permitindo que o deslocamento horizontal relativo seja diferente de zero.

Os deslocamentos verticais apresentados referem-se à média dos valores obtidos nas extremidades laterais da malha, medidos à superfície. De facto, verificou-se que o depósito sofre uma certa rotação na base devida à solitação dinâmica e como a malha é formada por uma só coluna de elementos, não seria razoável assumir os assentamentos à superfície a partir dos deslocamentos verificados num dos nós laterais.

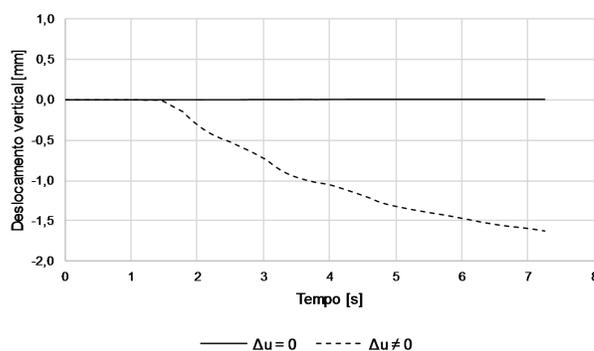


Figura 4.7: Deslocamento vertical na superfície do depósito

As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam os assentamentos verticais nos estratos próximos da superfície, para as análises sem e com geração de Δu , respetivamente. Pretende-se destacar a evolução dos assentamentos nas camadas subjacentes e sobrejacentes à camada que liquidificou e verificar, assim, se o efeito da liquefação num estrato intermédio é significativo nos deslocamentos das zonas envolventes.

Na análise sem geração de Δu (Figura 4.8), os assentamentos medidos desde a superfície até à profundidade de 12 m são desprezáveis. Todavia, num depósito com ocorrência de liquefação (Figura 4.9), verifica-se que a redução da resistência ao corte de uma camada intermédia produz efeitos significativos nos deslocamentos verticais. Nas profundidades analisadas inferiores à camada liquidificada, entre os 12 e os 7 m, os assentamentos desenvolvem-se de forma uniforme entre si. A liquidificação da camada entre os 3 e os 7 m de profundidade provoca um aumento dos assentamentos. O comportamento desta camada tem influência nos estratos superiores (entre a superfície e os 3 m de profundidade), pois os deslocamentos verticais são mais elevados que aqueles que foram registados nos estratos subjacentes à camada liquidificada.

Embora a grandeza dos assentamentos seja, no geral, desprezável (na ordem dos mm), importa, de qualquer forma, destacar como a liquefação tem consequências evidentes na resposta do solo. Mais uma vez, indica-se que estes deslocamentos verticais não deveriam ocorrer (pois é uma análise não-drenada), mas as deformações horizontais verificadas permitem a deformação vertical das diferentes camadas.

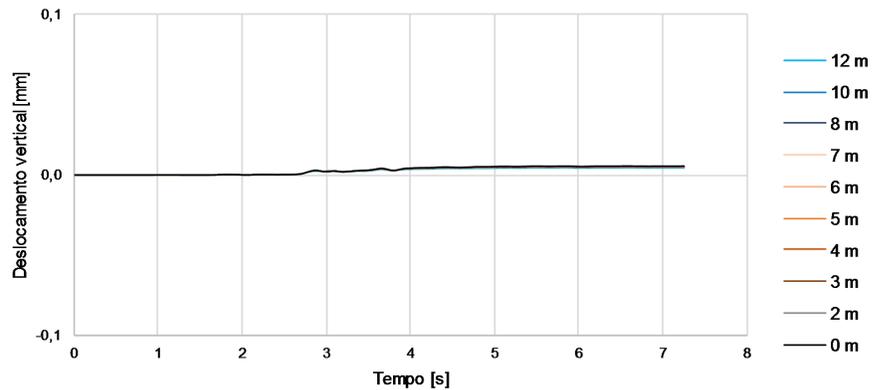


Figura 4.8: Assentamentos verticais nas camadas próximas da superfície (análise sem geração de Δu)

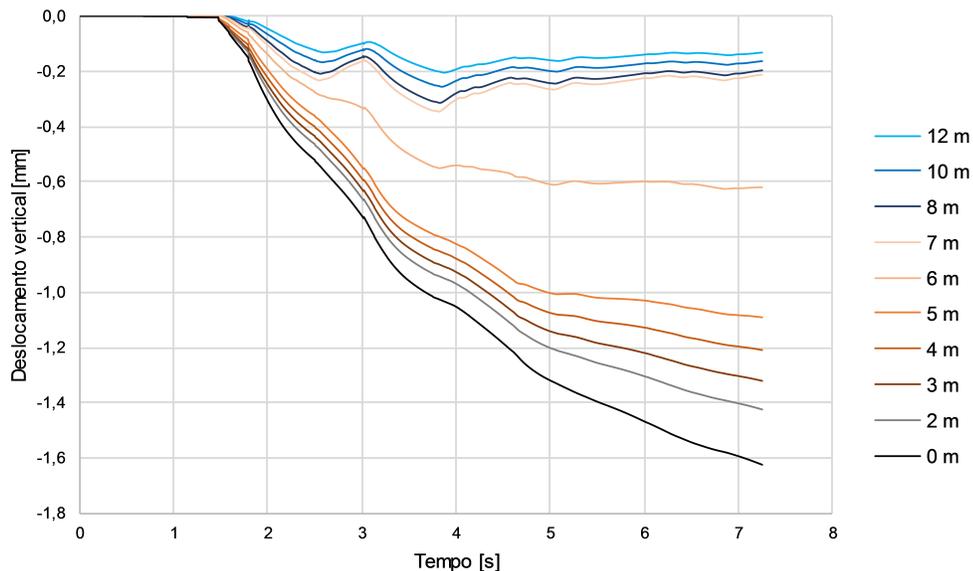


Figura 4.9: Assentamentos verticais nas camadas próximas da superfície (análise com geração de Δu)

Nesta análise em que a camada entre os 3 e os 7 metros de profundidade liquidificou, verificou-se alguns problemas de instabilidade inerentes à complexidade da simulação e às características desta, tais como o facto de ser um modelo de 1 coluna de elementos. Assim, verificou-se que a malha deformada apresenta alguma rotação, tanto na base como à superfície, apesar do cuidado que se dispôs na construção do modelo (como a utilização de um comando do FLAC que impediria as rotações na base). De facto, a rotação

à superfície pode ser explicada pelas grandes deformações causadas pela camada que liquidificou. No entanto, prevê-se, pela análise destes resultados, que o equilíbrio na base não foi assegurado. O facto de a malha estar apoiada em amortecedores (*Quiet Boundaries*), parece ser a justificação mais razoável para a ocorrência destas deformações.

Por outro lado, as fronteiras deslizantes dispostas nas extremidades laterais (*Free-field Boundaries*) permitem que os deslocamentos horizontais relativos sejam diferentes de zero e, assim, se explica as deformações na malha apresentada na Figura 4.10.

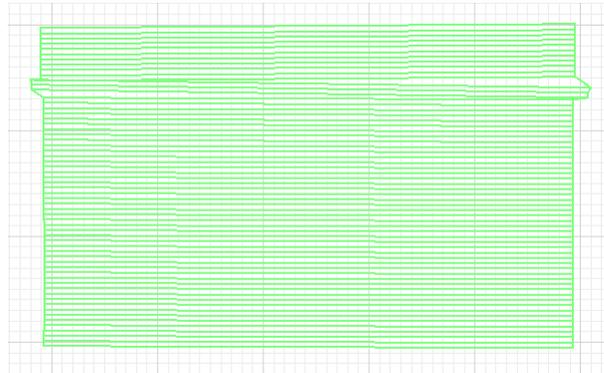


Figura 4.10: Deformação e rotação da malha após a simulação da análise com geração de Δu

4.4 MODELO COM 1 COLUNA DE ELEMENTOS: MATERIAL ARENOSO COM INTERCALAÇÕES DE ARGILA

4.4.1 DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Pretende-se, agora, avaliar o efeito da presença de estratos de argila na resposta do depósito arenoso face à mesma ação sísmica. Mais uma vez, tomou-se o perfil de terreno do Extremo Norte de Benavente como referência para a construção do modelo. Note-se que para as camadas de areia, atribui-se igual material ao perfil de solo homogéneo (propriedades calibradas para a Areia do Nevada com $D_r = 40\%$ e $p'_0 = 40$ kPa), enquanto os estratos de argila e silte foram parametrizadas de acordo com os resultados do próprio ensaio CPT.

A Figura 4.11 mostra o modelo numérico que simula o depósito composto por camadas de material arenoso e argiloso, cujas propriedades adotadas na simulação são apresentadas na Tabela 4.3.

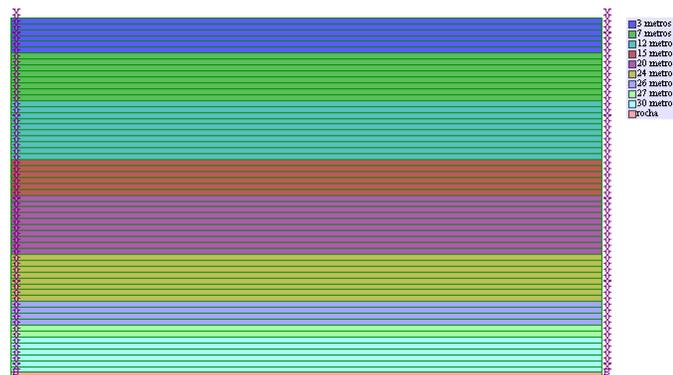


Figura 4.11: Modelo numérica da coluna de solo de perfil estratificado

Tabela 4.3: Parâmetros adotadas na simulação das várias camadas do depósito de solo estratificado

Profundidade [m]	Litologia	γ [kN/m ³]	S_u [kPa]	ϕ [°]	G_0 [MPa]	V_s [m/s]
0 a 3	Areia	17	–	35	48,7	156,0
3 a 7	Areia	17	–	35	48,7	156,0
7 a 12	Argila	17	35	0	36,7	146,9
12 a 15	Argila	17	0	25	64,3	194,5
15 a 20	Argila	16	65	0	43,1	164,1
20 a 24	Argila	18	110	0	63,0	187,1
24 a 26	Argila	17	90	0	50,5	172,4
26 a 27	Areia	17	–	35	48,7	156,0
27 a 30	Argila	16	90	0	41,3	160,7

Tanto para os materiais argilosos como para as areias, considerou-se um coeficiente de Poisson de $\nu = 0,33$. Atribui-se, ainda, uma coesão efetiva de 50 kPa à camada de areia localizada entre a superfície e os 3 m de profundidade.

Tal como para as Areias do Nevada, calibrou-se as curvas de degradação da rigidez da argila, nomeadamente os parâmetros L_1 e L_2 que definem o modelo *Hysteretic Damping*, por ajuste com as curvas propostas por Ishibashi & Zhang [30], sendo que se adotou um Índice de Plasticidade igual a 20. Importa, ainda, referir que as curvas de degradação para materiais com uma plasticidade média ou elevada, como $IP = 20$, não dependem da tensão de confinamento, p' , como se pode verificar na Figura 4.12.

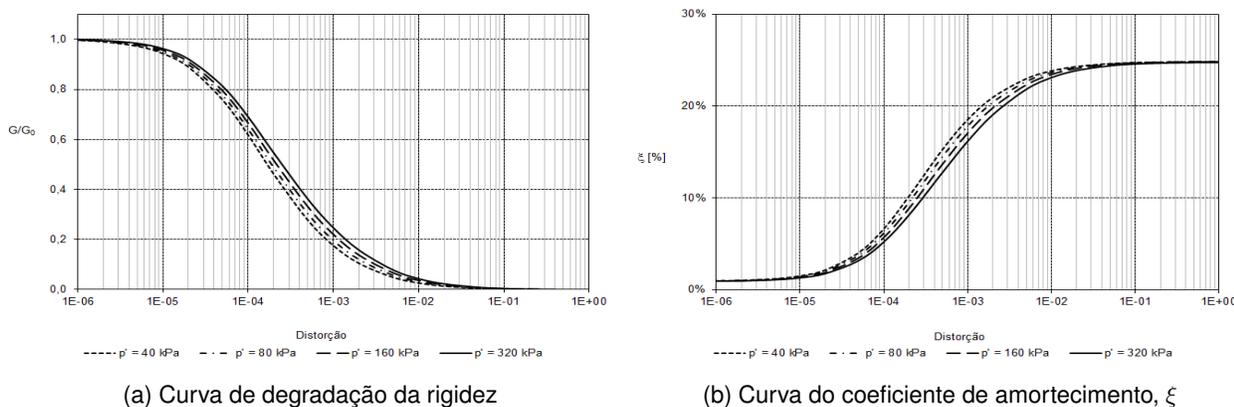


Figura 4.12: Curvas de Ishibashi & Zhang para argilas, $IP = 20$

Tendo em conta as curvas de referência para as argilas, calibrou-se os parâmetros que definem o modelo de comportamento elástico não-linear (*Hysteretic Damping*). A Tabela 4.4 indica, então, os parâmetros

associados à areia e argila simuladas neste modelo do perfil estratificado.

Tabela 4.4: Parâmetros do modelo de comportamento elástico não-linear

Material	L_1	L_2
Areia	-3,30	0,25
Argila	-3,10	1,50

A camada de areia situada entre os 3 e os 7 m de profundidade apresenta novamente potencial de liqueficiar. No modelo numérico, ativou-se, assim, o Modelo de Finn nesse mesmo estrato. Para a parametrização do Modelo de Finn, adotaram-se os mesmos coeficientes, calibrados para a Areia do Nevada [37],

$$C_1 = 0,8$$

$$C_2 = 0,5$$

4.4.2 ANÁLISE DE RESULTADOS

A Figura 4.13 mostra o desenvolvimento das tensões verticais e da pressão intersticial registadas à profundidade de 5 m (por ser esta onde se registaram sinais mais significativos de liquefação), enquanto que na Figura 4.14 é apresentada a evolução do excesso de poro-pressão normalizado ao longo do tempo. Adotando novamente o critério de que a liquefação ocorre quando $r_u > 0,8$, verifica-se que inicia-se a liquefação da camada a partir dos 2,5 s.

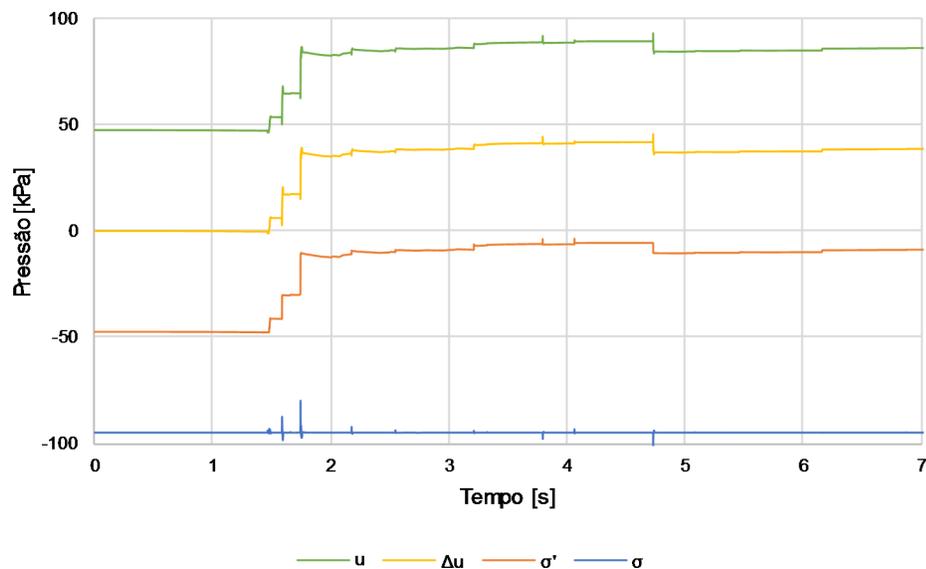


Figura 4.13: Evolução das tensões verticais (efetiva e total) e pressão intersticial (total e excesso gerado): profundidade de 5 m

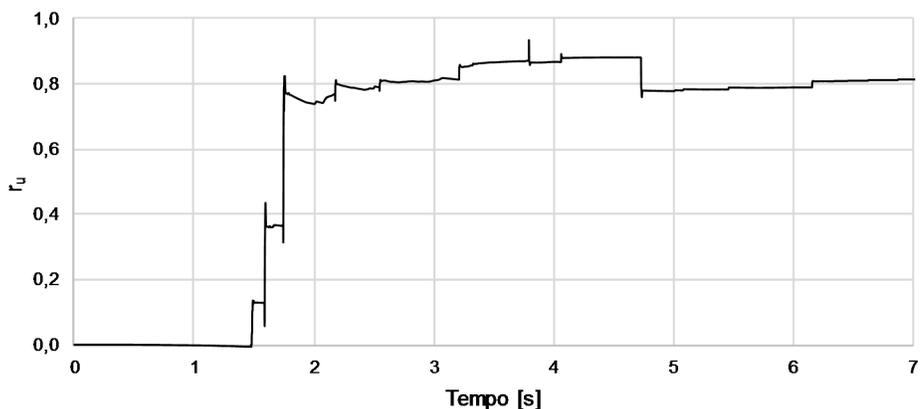


Figura 4.14: Geração do excesso de pressão intersticial normalizado: profundidade de 5 m

Na Figura 4.15 pretende-se comparar os deslocamentos horizontais registados na superfície do depósito constituído unicamente por Areia do Nevada e no depósito composto por estratos da mesma areia e argila. Em ambas as análises (sem e com geração de Δu) obteve-se resultados semelhantes quando se compara o perfil homogéneo com o estratificado. Conclui-se, então, que a liquefação não provocou significativos efeitos nos movimentos horizontais à superfície destas simulações

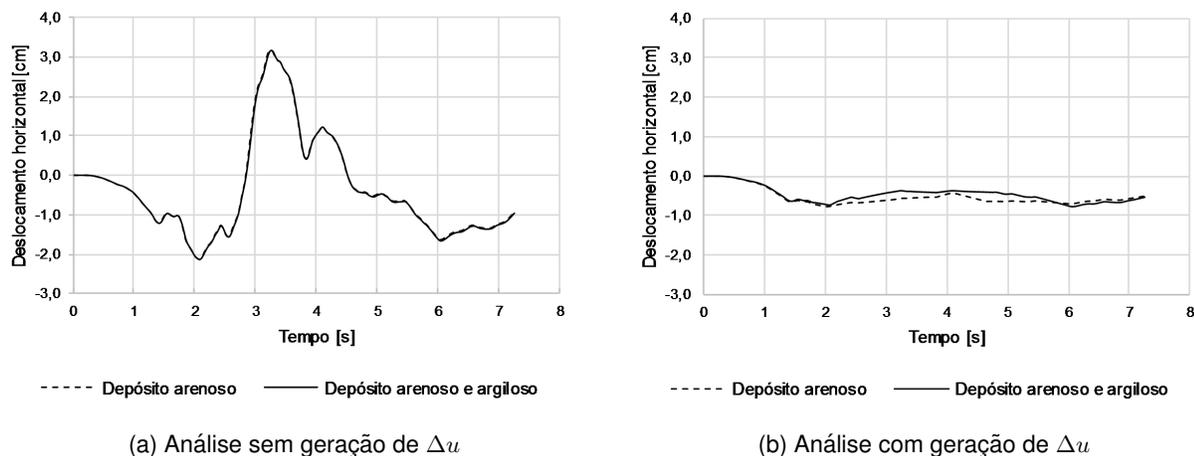


Figura 4.15: Deslocamentos horizontais à superfície do depósito

A análise dos assentamentos à superfície do terreno, apresentados na Figura 4.16, permite verificar que na análise sem geração de Δu , o depósito arenoso praticamente não registou deslocamentos verticais, enquanto que no depósito com areia e argila se observa uma ligeira elevação da superfície. No entanto, importa recordar que estes deslocamentos foram obtidos pela média daqueles que se verificaram nos nós das duas extremidades, além de que a ordem de grandeza destes valores é também insignificativa.

A Figura 4.16b, relativa ao modelo com potencial de liquefação, permite concluir que no depósito arenoso com intercalações de argila se desenvolveram menores assentamentos à superfície, quando comparado com o perfil homogêneo de areia. Embora a ordem de grandeza seja sempre insignificante, estes resultados permitem desde já antever que a estratificação de um depósito influencia a sua resposta à ação sísmica.

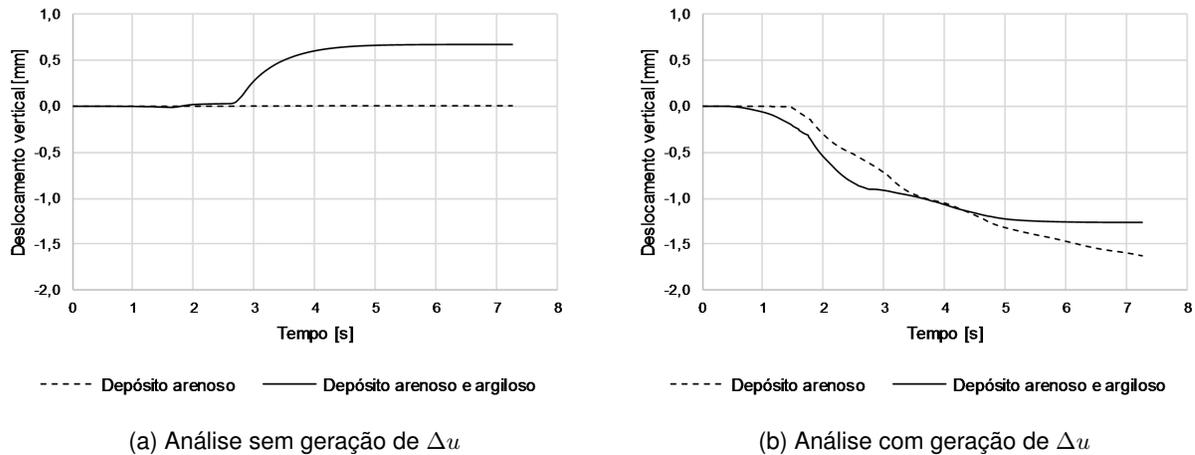
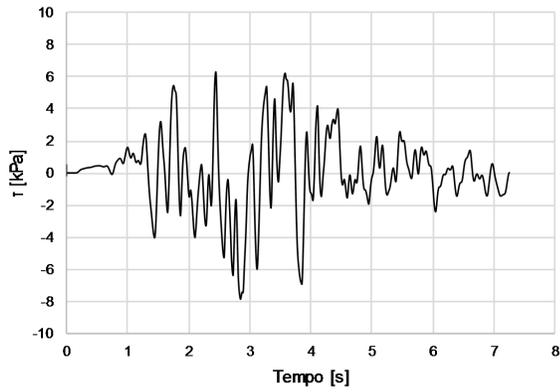


Figura 4.16: Deslocamentos verticais à superfície do depósito

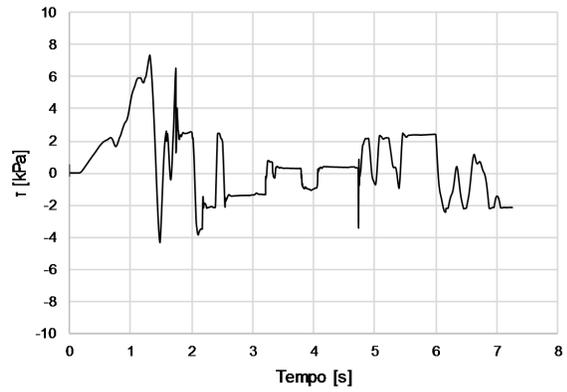
Tendo em conta a ocorrência de liquefação nas areias situadas entre os 3 e os 7 m de profundidade, observa-se que no material arenoso à profundidade de 5 m, a tensão efetiva vai sendo reduzida ao longo do tempo, consequência dos excessos de pressão neutra que foram sendo gerados. Esta redução da tensão efetiva vertical traduz-se numa diminuição de resistência ao corte deste material arenoso, basta para isso recordar que o critério de rotura adotado (critério de Mohr-Coulomb) depende da coesão, tensão efetiva vertical e ângulo de atrito.

Assim, verificou-se que a partir dos 2,0 s, a tensão efetiva sofre uma redução muito significativa, atingindo um valor próximo de 6 kPa, o que significa que nesse momento, a resistência ao corte da areia é quase nula, aproximadamente 4 kPa. De facto, a Figura 4.17b mostra como as tensões de corte máximas registadas nesta mesma areia durante este evento sísmico, aproximam-se em alguns instantes críticos da tensão máxima. Pode-se observar, ainda, como a partir dos 1,5 s, momento em que se inicia a geração dos significativos excessos de pressão neutra, existem picos na tensão de corte registada, seguindo-se tensões muito próximas da nula, visto que o material arenoso praticamente já não apresenta resistências às forças de corte - a areia liquidificou.

Pelo contrário, na Figura 4.17a, relativa à análise sem geração de Δu , verifica-se como a tensão de corte eleva-se também aos valores máximos durante as acelerações de pico (entre os 2 e os 4 s), contudo, não se regista o anulamento das tensões ao corte após este pico de ação sísmica. Uma vez que não ocorre liquefação no depósito, não se geram excessos de poro-pressão e, por isso, as tensões efetivas permanecem constantes, permitindo que o material mantenha a sua resistência ao corte.



(a) Análise sem geração de Δu



(b) Análise com geração de Δu

Figura 4.17: Tensões de corte registadas na camada de areia à profundidade de 5 m

4.5 MODELO COM 50 COLUNAS DE ELEMENTOS: FRONTEIRAS LATERAIS DEFINIDAS POR FREE-FIELD BOUNDARIES

4.5.1 DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A simulação do modelo com 1 coluna de elementos, apresentada no capítulo anterior, suscitou dúvidas, tendo em conta a dificuldade de convergência numérica em instantes particulares do cálculo.

Assim, procurou-se simular um modelo idêntico aos anteriores, todavia com 50 colunas de elementos justapostos. Isto é, adotou-se uma coluna com as mesmas propriedades e definições do modelo anterior, tendo, neste caso, outras tantas colunas adjacentes a si, de forma a criar um modelo de 50 colunas justapostas. Todas as características do modelo das simulações apresentadas anteriormente, modelo com 1 coluna de elementos, foram mantidas: estratificação e propriedades dos materiais de cada camada, ação sísmica, condições de fronteira.

A Tabela 4.3 inclui as propriedades adotadas em cada camada do depósito de solo de perfil estratificado, enquanto que a Figura 4.18 apresenta as 50 colunas que constituem este malha e as respetivas condições de fronteira: *Quiet Boundaries* na base e *Free-field Boundaries* nas extremidades laterais.

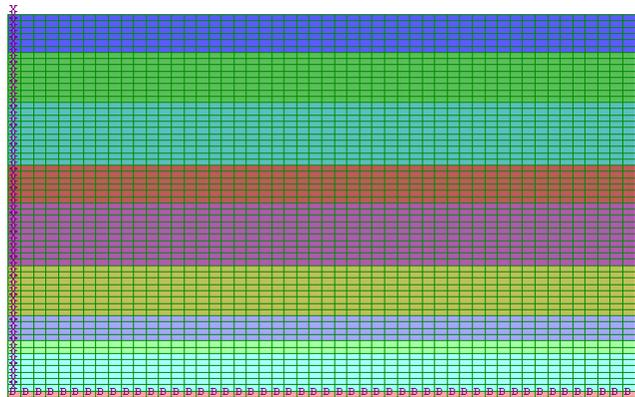


Figura 4.18: Malha do modelo de 50 colunas de elementos justapostos

4.5.2 ANÁLISE DE RESULTADOS

Os resultados seguintes pretendem avaliar o modelo de 50 colunas de elementos justapostos em comparação com os resultados que anteriormente se apresentou, relativos ao modelo com 1 coluna de elementos.

Na Figura 4.19 compara-se a evolução das tensões e da geração da poro-pressão, num ponto à profundidade de 5 m, nos dois modelos considerados. Nota-se que o modelo com 50 colunas gera uma evolução das tensões mais gradual, ao longo dos ciclos de carregamento. Além disso, e considerando o mesmo critério

de início de liquefação ($r_u > 0,8$), esse limite de liquefação é atingido para o instante $t = 3$ s no modelo de 50 colunas, enquanto que o modelo de 1 simples coluna atinge esse limite primeiro, $t = 2$ s, como indica a Figura 4.20.

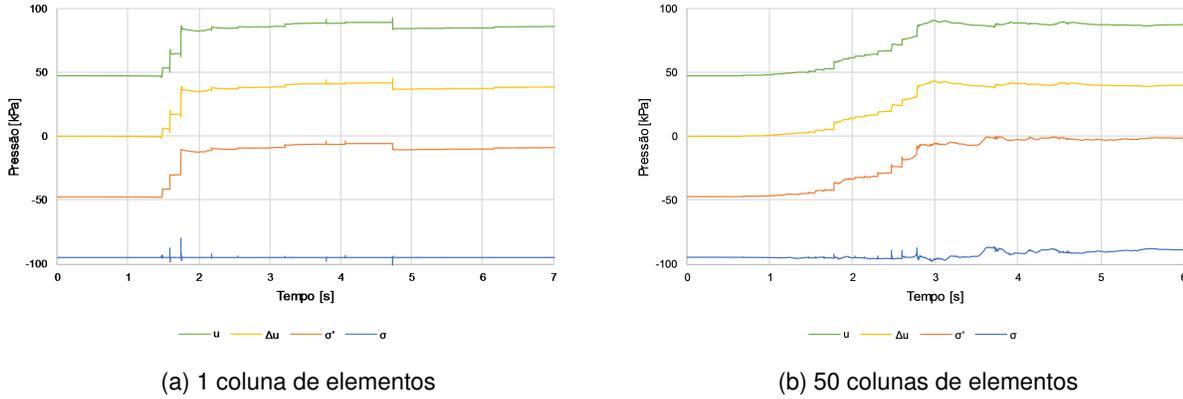


Figura 4.19: Evolução das tensões verticais (efetiva e total) e pressão intersticial (total e excesso gerado): profundidade de 5 m

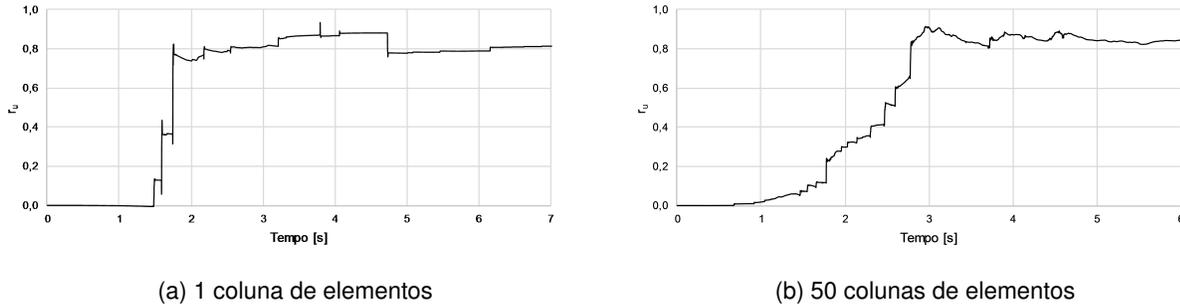


Figura 4.20: Geração do excesso de pressão intersticial normalizado: profundidade de 5 m

A Figura 4.21 apresenta os deslocamentos verticais verificados à superfície dos depósitos homogêneo e estratificado, relativos aos modelos de 1 coluna e 50 colunas de elementos, respectivamente. Embora a análise seja com geração de Δu , registou-se assentamentos à superfície que foram gerados pela deformações horizontais passíveis de ocorrer quando se utiliza condições de fronteira deslizantes nas extremidades laterais (*Free-field Boundaries*).

Por estas razões verificou-se, então, deslocamentos verticais nas diferentes simulações. De qualquer forma, os seus valores são de uma forma geral desprezáveis, rondando a ordem de grandeza dos mm. Note-se, no entanto, que os deslocamentos verticais registados no depósito arenoso e argiloso evoluem de forma semelhante nos dois modelos de 1 e 50 colunas de elementos. Por outro lado, no depósito composto unicamente por areia, os resultados obtidos já revelam alguma discrepância entre estes dois modelos.

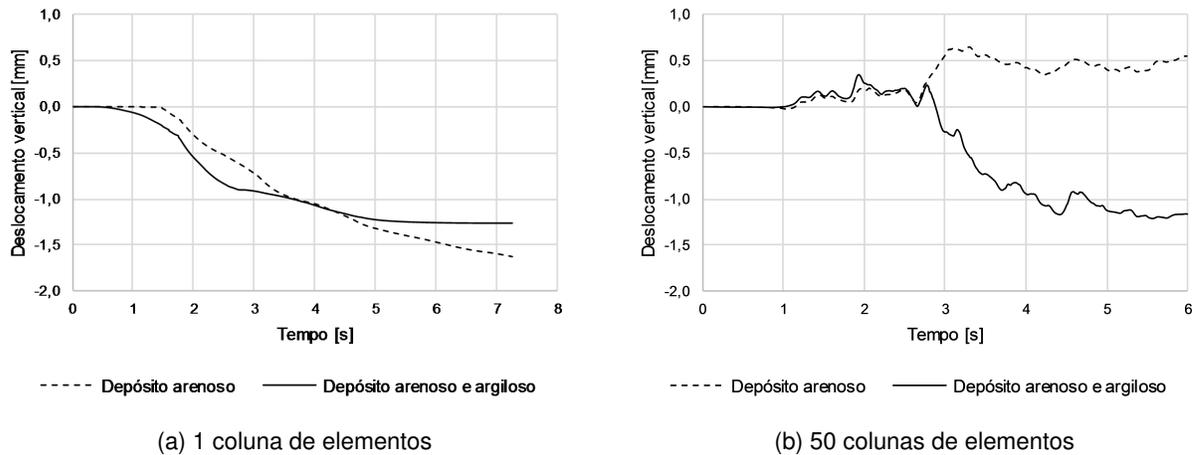


Figura 4.21: Comparação dos assentamentos à superfície do depósito nos diferentes modelos

A Figura 4.22 mostra as deformações verificadas na malha após a simulação numérica. A camada entre o 3 e os 7 m de profundidade, tendo liquidificado, apresenta elevadas deformações. Uma vez que as condições de fronteira laterais foram definidas por *Free-field Boundaries*, a malha deforma-se horizontalmente de forma pouco razoável tendo em consideração que se verificam significativos deslocamentos horizontais relativos na camada liquidificada. Estas observações terão, por isso, grande influência nos resultados obtidos, sobretudo aqueles relativos aos deslocamentos horizontais e verticais.

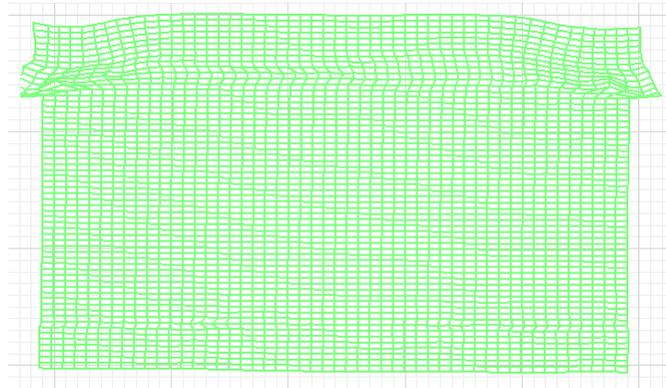


Figura 4.22: Deformações verificadas na malha após a simulação da análise com geração de Δu num perfil estratificado

Este modelo de 50 colunas, em comparação com modelo de 1 coluna de elementos, parece simular de forma mais adequada a evolução das tensões e geração dos excessos de pressão intersticial, não revelando incrementos abruptos ou reduções inesperadas durante o carregamento sísmico. No entanto, os resultados dos deslocamentos registados e as deformações na malha obtidas permitem concluir que o modelo, e sobretudo as suas condições de fronteira, parecem não simular ainda de forma completa e razoável a liquefação num maciço estratificado, induzida por um sismo.

4.6 MODELO COM 50 COLUNAS DE ELEMENTOS: FRONTEIRAS LATERAIS LIGADAS ENTRE SI

4.6.1 DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO E DAS NOVAS CONDIÇÕES DE FRONTEIRA

As anteriores simulações dos modelos de 1 e 50 colunas de elementos seguiram os procedimentos sugeridos nos modelos descritos no Manual do FLAC [3], nomeadamente no que se refere às condições de fronteira utilizadas.

No entanto, tendo em conta os resultados obtidos nesses modelos e, em particular, as deformações na malha que se verificaram, concluiu-se que poderiam não apresentar grande razoabilidade. Prevê-se que o tipo de fronteiras *Free-field Boundaries* seja uma das razões. De facto, este tipo de fronteiras laterais permite que os deslocamentos horizontais relativos não sejam nulos, contrariamente ao que seria expectável num modelo que representa um depósito confinado lateralmente.

De facto, Ziotopoulou e Montgomery [42] procuraram simular numericamente, também em FLAC, a liquefação induzida por um sismo e os seus efeitos em fundações superficiais. Neste trabalho, são dispostos outro tipo de condições de fronteira em lugar das *Free-field Boundaries*, ligando os nós de uma extremidade ao correspondente nó da outra extremidade do modelo, garantindo que os deslocamentos horizontais relativos sejam nulos. Note-se que estas novas fronteiras foram obtidas através de um outro comando disponível no FLAC, designado por *Attach*.

A Figura 4.23 apresenta a malha definida para a simulação do modelo com 50 colunas de elementos justapostos, com destaque para a ligação existente entre as duas extremidades laterais, representada pelas linhas mais espessas a vermelho.

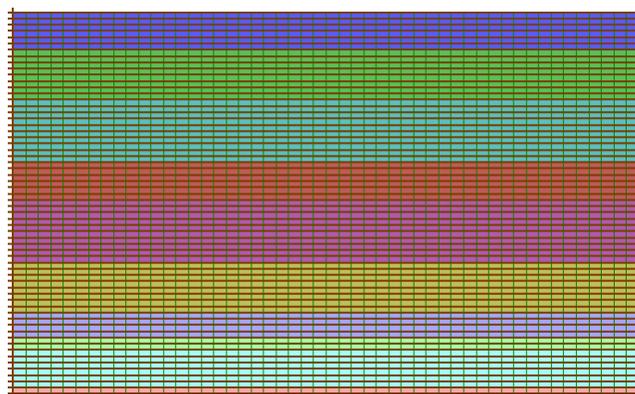


Figura 4.23: Malha de diferenças finitas e suas condições de fronteira

4.6.2 ANÁLISE DE RESULTADOS

Os resultados seguintes referem-se aos modelos numéricos de 50 colunas de elementos justapostos, caracterizados por um perfil homogéneo (material unicamente arenoso) ou estratificado (material composto por areia e argila).

Tanto o depósito homogéneo como o depósito estratificado apresentam o mesmo estado inicial de tensões. A Figura 4.24 mostra as tensões verticais efetivas de repouso medidas em profundidade.

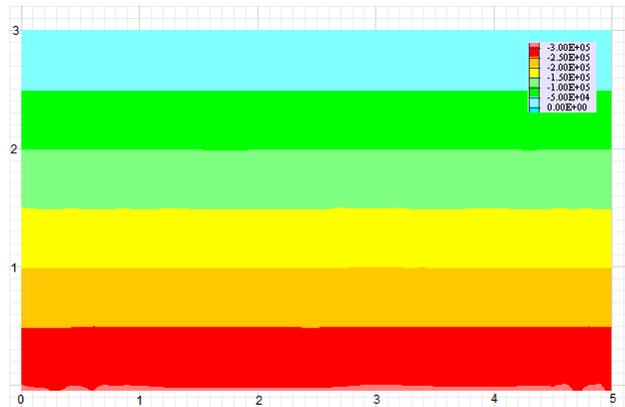


Figura 4.24: Tensões verticais efetivas no estado de repouso

Na Figura 4.25 pode-se observar a evolução das tensões verticais efetivas ao longo dos depósitos homogéneo e estratificado, após a simulação da ação sísmica. Neste instante final, verifica-se que ambos os perfis apresentam sensivelmente o mesmo estado de tensão efetivo. Pode-se concluir, ainda, que as tensões verticais efetivas finais são muito próximas do estado inicial para profundidades superiores à camada com potencial de liquefação, ou seja, profundidades superiores a 7 m, aproximadamente. Por outro lado, como seria de esperar, dado o seu potencial de liquefação, os estratos situados entre os 3 m e os 7 m de profundidade apresentam uma redução das tensões verticais efetivas ao longo do carregamento dinâmico.

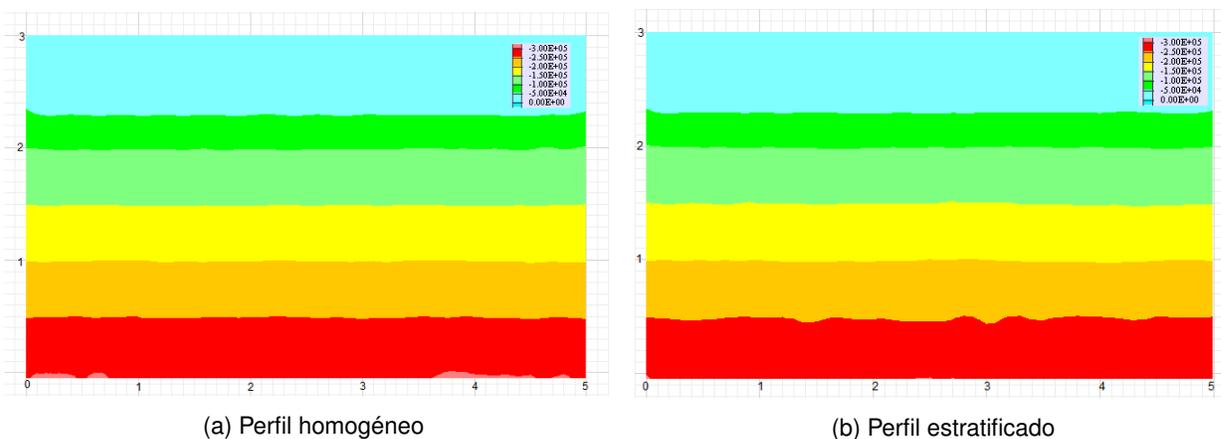


Figura 4.25: Tensões verticais efetivas no estado final

As pressões intersticiais medidas ao longo do depósito homogéneo e estratificado podem ser observadas na Figura 4.26, variando desde 0 até 300 kPa.

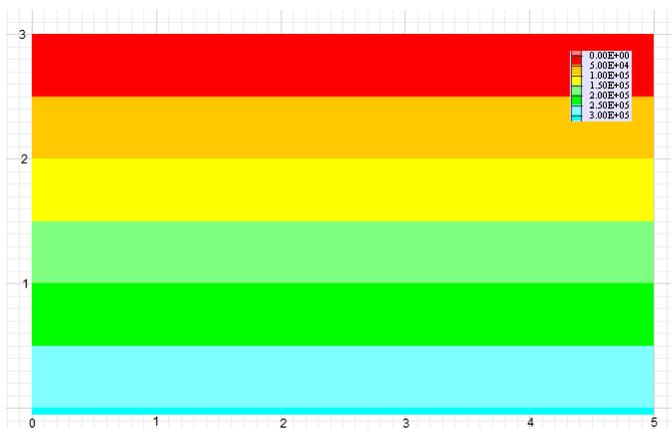


Figura 4.26: Pressão intersticial no estado de repouso

Ao longo do carregamento sísmico, a camada de solo com potencial de liquefação (situada entre os 3 e 7 m de profundidade) desenvolve excessos de pressão intersticial, como mostra a Figura 4.27. Esta figura refere-se, então, à pressão intersticial medida nos perfis homogéneo e estratificado na fase final da simulação numérica.

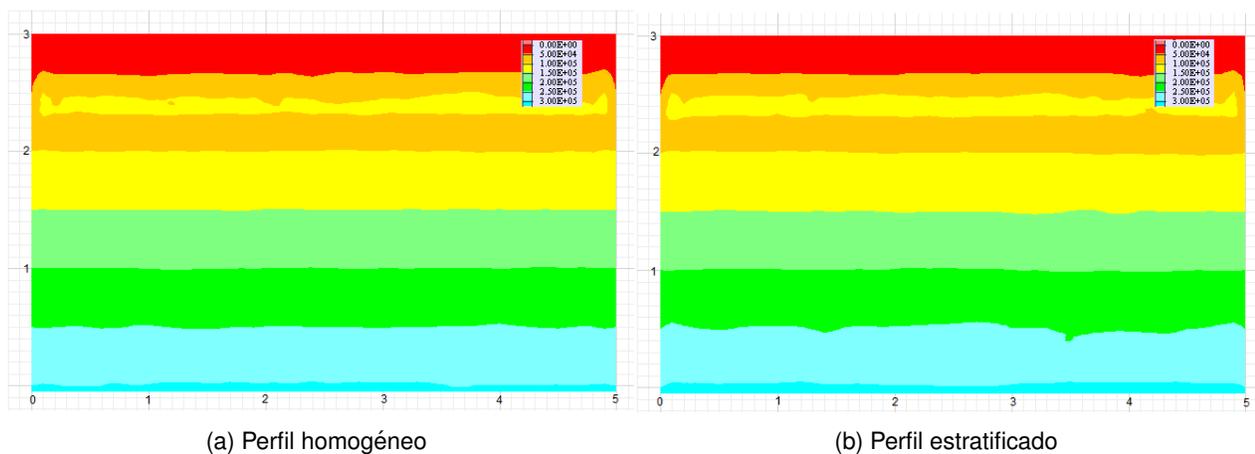


Figura 4.27: Pressão intersticial no estado final

A Figura 4.28 mostra a evolução das tensões verticais, efetiva e total, e da pressão intersticial, medidas à profundidade de 5 m na coluna central do modelo, pois tal como nos casos anteriores, observou-se que esta é a profundidade em que ocorre de forma mais evidente a liquefação do solo. Estes resultados referem-se aos depósitos de material arenoso e material arenoso e argiloso, respetivamente.

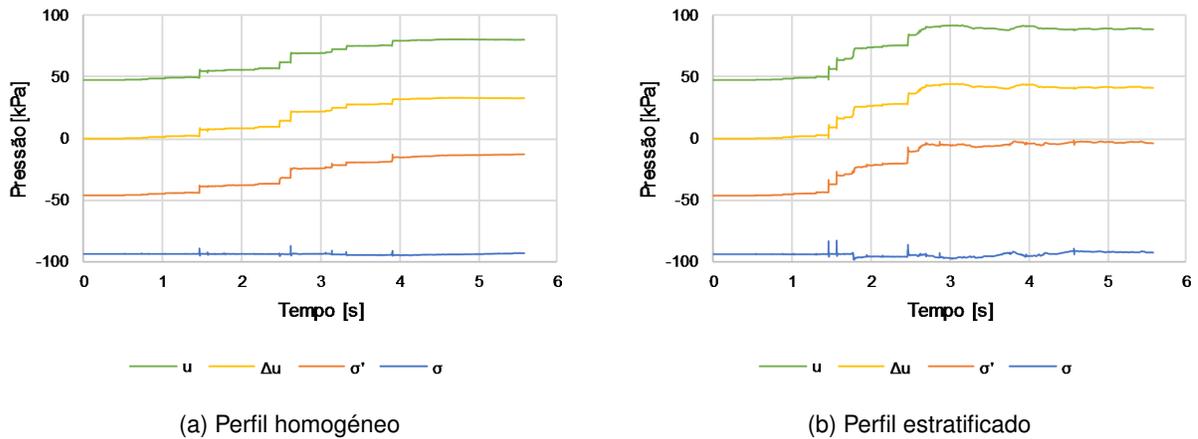


Figura 4.28: Evolução das tensões verticais (efetiva e total) e pressão intersticial (total e excesso gerado): profundidade de 5 m

Verifica-se ligeiras diferenças na evolução das tensões, nomeadamente no tempo necessário para que ocorra a liquefação, como mostra a Figura 4.29. De facto, para o perfil homogéneo pode-se afirmar que não ocorreu liquefação, visto que $r_u < 0,8$, tendo-se verificado uma estabilização dos excessos de pressão neutra gerados a partir dos 4 s. Pelo contrário, o perfil estratificado apresenta liquefação na camada a 5 m de profundidade, verificando-se uma estabilização da pressão intersticial a partir dos 3 s.

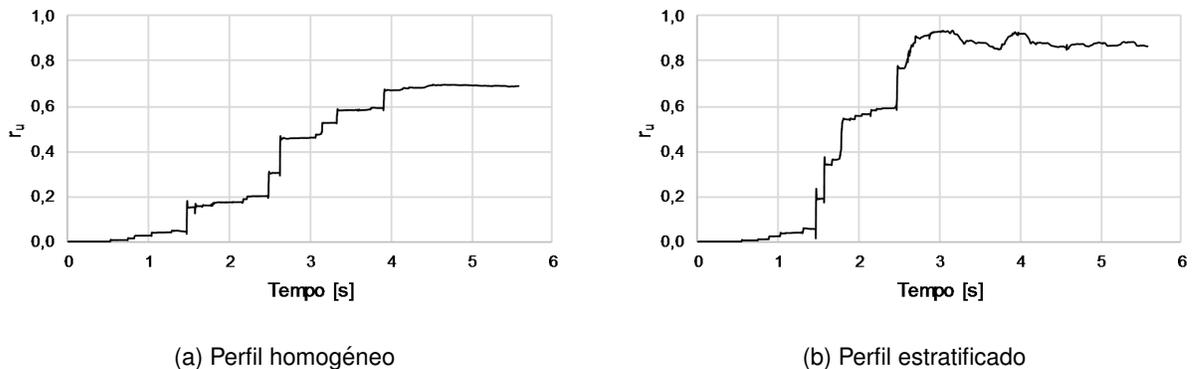


Figura 4.29: Geração do excesso de pressão intersticial normalizado: profundidade de 5 m

Os deslocamentos horizontais experimentados pelos modelos de perfil homogéneo e estratificado (à superfície e na coluna central do modelo) são muito semelhantes, tanto para uma análise sem geração de Δu como para uma análise com geração de Δu , como mostra a Figura 4.30.

Embora os valores finais destes deslocamentos sejam próximos de zero, é de notar que para os instantes correspondentes às acelerações mais elevadas (entre os 3 e 4 s), verificaram-se deslocamentos horizontais da ordem de 2 cm para a análise sem geração de Δu , e deslocamentos ligeiramente inferiores a esse valor para a análise com geração de Δu .

Mais ainda, observa-se que no depósito arenoso (homogéneo) os deslocamentos horizontais registados na análise sem geração de Δu são muito idênticos àqueles da análise em que se verificou a alteração da poro-pressão. De facto, tendo-se concluído atrás que a liquefação não tinha ocorrido para este modelo de material homogéneo ($r_u < 0,8$), é razoável admitir que estes dois deslocamentos horizontais sejam semelhantes.

Por outro lado, no modelo de areia com intercalações de argila, em que se verificou a redução das tensões efetivas na camada liquidificada, os deslocamentos horizontais máximos são superiores na análise sem geração de Δu , em comparação com a análise na qual são gerados excessos de pressão intersticial. A redução da resistência ao corte verificada na segunda análise e consequente impossibilidade de transmitir o movimento da base para a superfície, pode ser uma das razões para estas diferenças de deslocamentos horizontais na superfície do modelo estratificado.

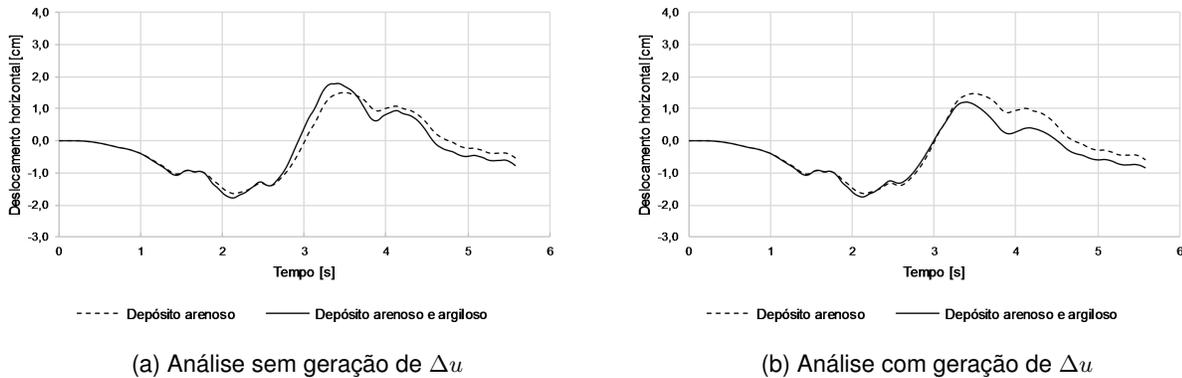


Figura 4.30: Deslocamentos horizontais registados na superfície da coluna central do modelo

A Figura 4.31 mostra os assentamentos verificados à superfície dos diferentes casos analisados. Ao contrário das simulações anteriores de modelos com fronteiras laterais deslizantes, neste modelo os deslocamentos horizontais relativos são nulos, não havendo, por isso, variação volumétrica. Desta forma, os assentamentos à superfície são necessariamente nulos.

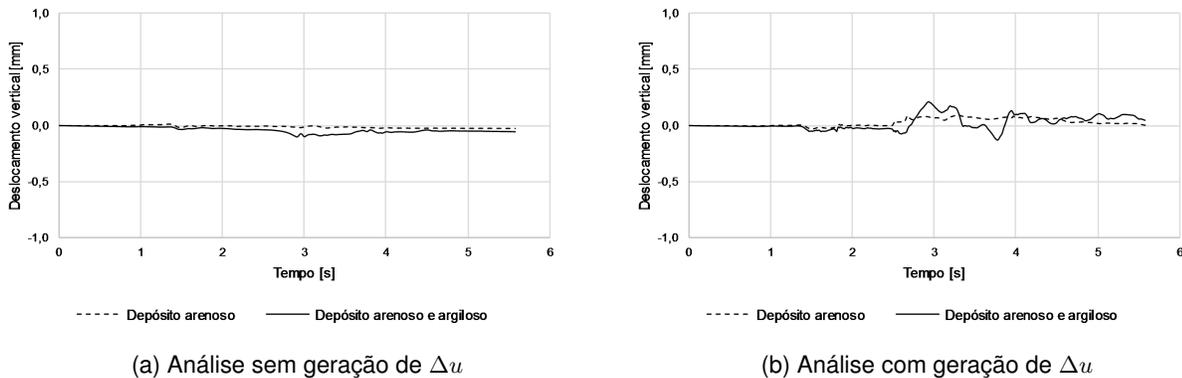


Figura 4.31: Deslocamentos verticais registados na superfície da coluna central do modelo

As Figuras 4.32 e 4.33 apresentam as deformações desenvolvidas nas malhas do perfil estratificado, após a simulação numérica de uma análise sem e com geração de Δu , respetivamente. No modelo cuja camada entre os 3 e 7 m liquidificou (Figura 4.33), verifica-se significativas deformações na malha nessa zona, em comparação com o modelo em que não se verificou excessos de pressão intersticial (Figura 4.32).

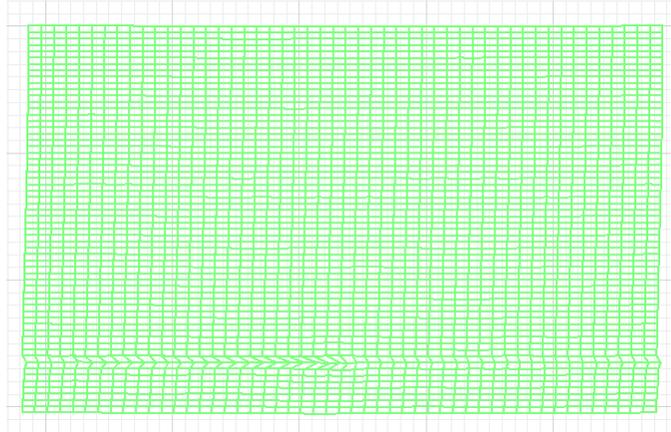


Figura 4.32: Representação das deformações verificadas na malha após a simulação da análise sem geração de Δu num perfil estratificado

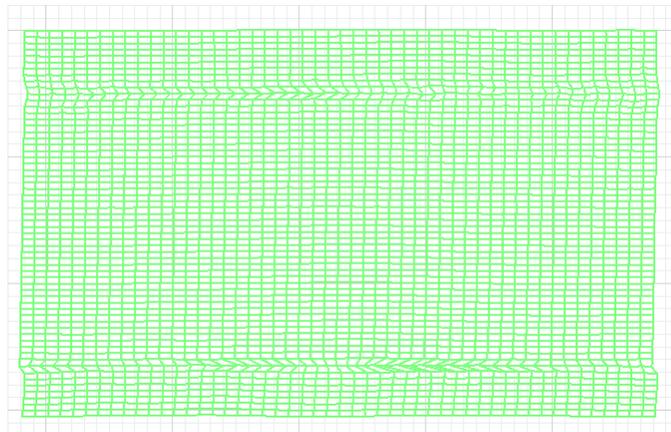


Figura 4.33: Representação das deformações verificadas na malha após a simulação da análise com geração de Δu num perfil estratificado

As Figuras 4.34 e 4.36 mostram as séries de acelerações no tempo registadas na base e superfície dos depósitos de areia e areia e argila, para as análises sem e com geração de Δu , respetivamente.

Nos modelos em que ocorreu liquefação, os estratos respetivos apresentam resistência ao corte nula, impossibilitando a transmissão do movimento até à superfície, o que se reflete também nas acelerações aí registadas.

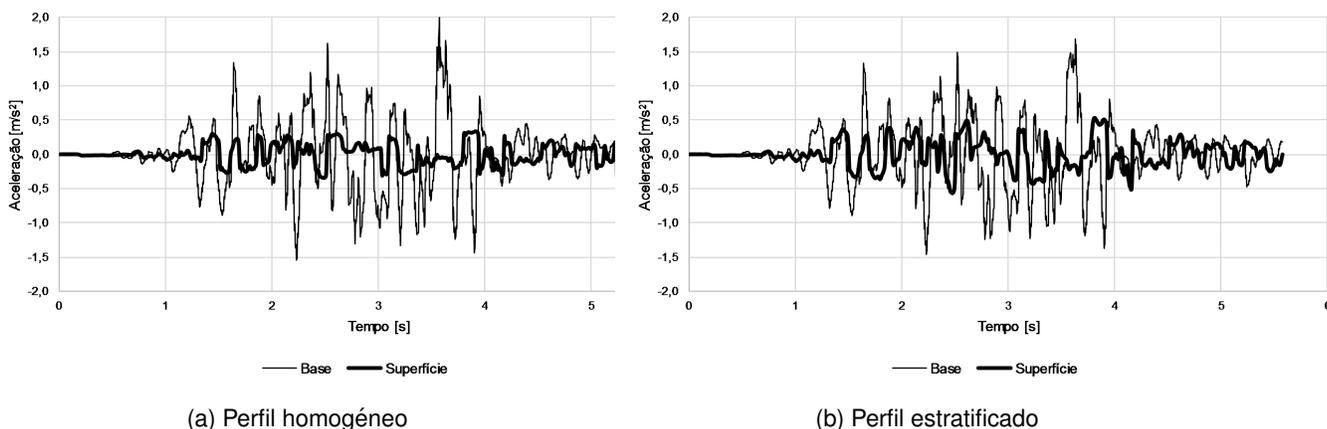


Figura 4.34: Acelerações registadas à superfície - análise sem geração de Δu

Na Figura 4.35 apresenta-se as amplitudes de Fourier das séries de acelerações registadas à superfície dos depósitos homogéneo e estratificado, respetivamente, numa análise sem geração de Δu . De uma forma geral, o perfil estratificado parece desenvolver acelerações máximas à superfície superiores às registadas no modelo arenoso.

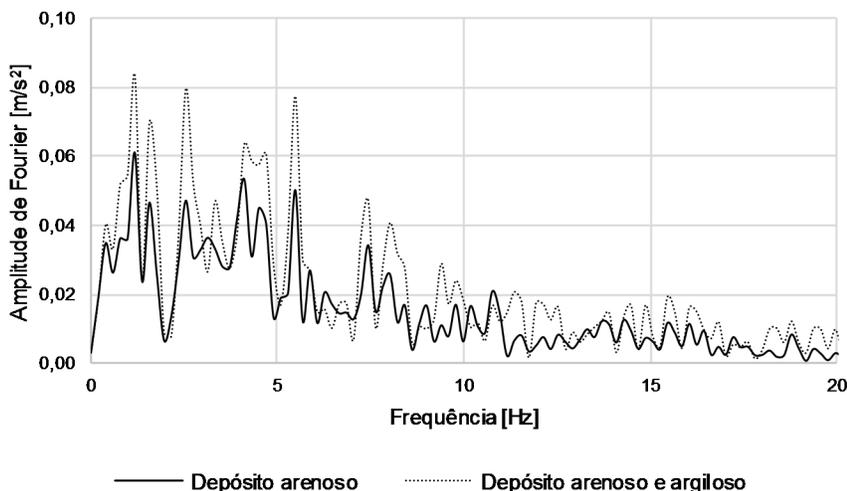


Figura 4.35: Amplitudes de Fourier relativas às séries de acelerações registadas à superfície - análise sem geração de Δu

As Figuras 4.36 e 4.37 referem-se às análises com geração de Δu dos perfis homogéneo e estratificado. Uma vez mais se verifica que as acelerações máximas à superfície são mais elevadas no perfil estratificado, em comparação com o perfil homogéneo.

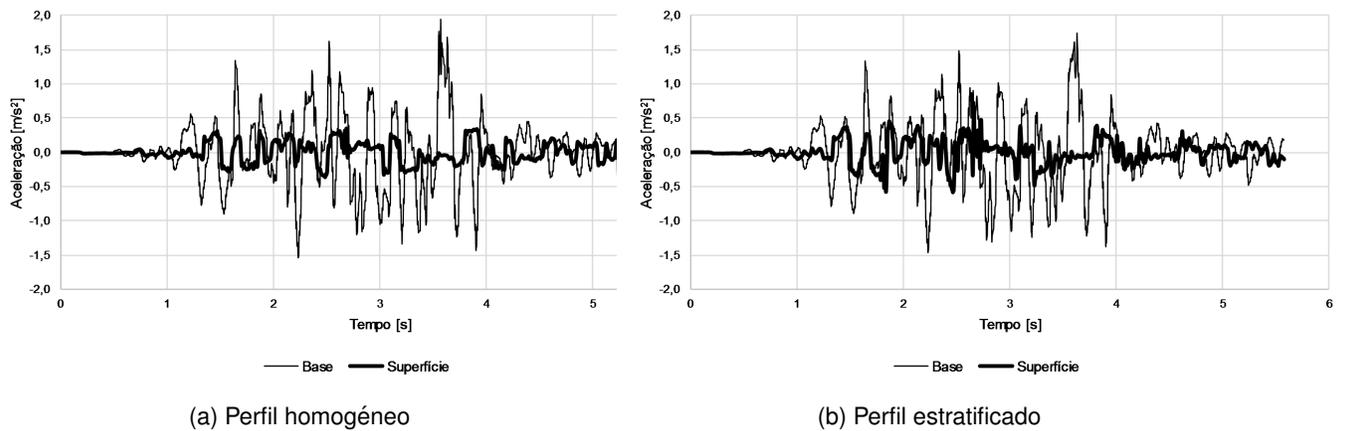


Figura 4.36: Acelerações registadas à superfície - análise com geração de Δu

Em alguns estudos, tem-se verificado que estratos confinados por outros materiais podem provocar a reflexão destas ondas de corte no interior da mesma camada, o que poderá ser uma das razões para estas acelerações mais elevadas medidas no perfil estratificado, como mostra, também, a Figura 4.37.

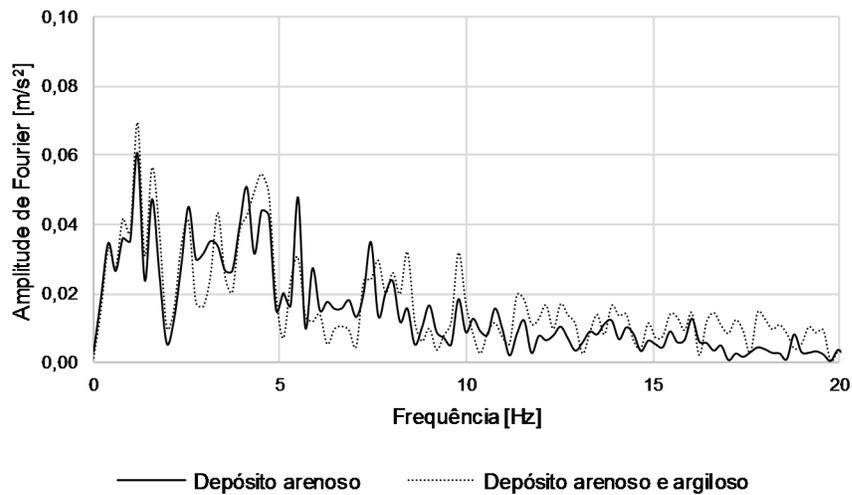


Figura 4.37: Amplitudes de Fourier relativas às séries de acelerações registadas à superfície - análise com geração de Δu

5

CONCLUSÃO

O trabalho aqui apresentado permitiu o estudo e compreensão de um fenómeno complexo de simular numericamente, como é o caso da liquefação induzida por um sismo num depósito sedimentar. A conceção desta simulação complexa num modelo inicial simples que, sucessivamente, procurou englobar todos os restantes aspetos até se obter o modelo final, foi fundamental para a compreensão não apenas da forma como as leis que definem o comportamento dos elementos estão implementadas no FLAC, mas também para um significativo conhecimento da própria realidade, nomeadamente a resposta dos solos num evento sísmico e, assim, perceber a importância que existe em estudar os efeitos de sítio.

Ao longo do desenvolvimento deste trabalho foram surgindo diversas limitações e dificuldades, entre as quais se destacam aquelas associadas à própria simulação em FLAC, nomeadamente na conceção dos diferentes modelos. Verificou-se que é fundamental conhecer da melhor forma possível os princípios e estrutura que definem os *softwares* como o FLAC, para assim se poder criar o modelo que se pretende simular. A adaptação de modelos de exemplo, desenvolvidos pelo FLAC ou noutros estudos semelhantes, como ponto de partida para a simulação do modelo pretendido, apresentou-se como um dos procedimentos mais adequados para a resolução dos objetivos determinados.

Assim, importa referir, de forma concreta, as ideias e conclusões que se obtiveram com o desenvolvimento deste trabalho e que poderão ser de boa utilidade para outros trabalhos associados à simulação numérica da liquefação, em particular, com o *software* FLAC:

- A validação da simulação numérica do comportamento cíclico de um elemento de solo, nomeadamente o modelo que caracteriza o comportamento elástico não-linear e a geração dos excessos de pressão intersticial.
- Avaliação da simulação numérica da propagação vertical de ondas de corte numa depósito de solo assente numa base semi-rígida. No entanto, destaca-se, ainda, a pertinência de um possível estudo de sensibilidade do tipo de base do depósito, nomeadamente o efeito da sua rigidez na propagação do sinal e deslocamentos verificados.
- As condições de fronteira indicadas pelo FLAC para as extremidades laterais, *Free-field Bounda-*

ries, revelaram-se de difícil compreensão do seu comportamento e efeito. De facto, nas primeiras simulações numéricas apresentadas neste trabalho, introduziu-se este tipo de fronteiras, tendo-se verificado que a pouca razoabilidade de alguns dos resultados se possa dever a este tipo de condições de fronteira. As simulações posteriores, impondo um deslocamento horizontal relativo nulo entre as fronteiras laterais, permitiram obter resultados mais razoáveis, em particular, no que se refere às deformações da malha e deslocamentos

- O estudo das respostas de modelos de solo homogéneo ou estratificado permitiu, também, observar as diferenças comportamentais. Apesar das diferenças observadas não serem, ainda, muito significativas, estas destacam-se sobretudo ao nível das acelerações desenvolvidas à superfície. Futuros estudos de sensibilidade, nomeadamente na definição dos estratos e propriedades geotécnicas, poderão acrescentar importantes conclusões no que se refere ao estudo da amplificação sísmica em maciços estratificados com areias liquidificáveis.
- A análise da resposta de um depósito de solo caracterizado por diferentes modelos constitutivos, nomeadamente o modelo PM4Sand [43] (por ser um modelo largamente utilizado noutros estudos de liquefação [42]), poderá ser de grande utilidade para a validação dos resultados obtidos neste trabalho, em particular, na validação e compreensão do próprio Modelo de Finn (que define a geração dos excessos de pressão intersticial).

As simulações aqui apresentadas contribuíram, assim, para o desenvolvimento e estudo que se tem feito sobre a liquefação dos solos e, em particular, o efeito da estratificação dos depósitos e dos materiais que os compõem. Importa, por isso, destacar a pertinência de análises numéricas nesta área, com o objetivo de se melhor prever as respostas dos depósitos aluvionares de zonas com potencial de liquefação, como no Vale do Rio Tejo, avaliando, assim, as capacidades e potencialidades do cálculo numérico, procurando que isto se possa traduzir num benefício à sociedade e às infra-estruturas que a servem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Boulanger R. W., Mounq D. M., Munter S. K., Price A. B e DeJong J. T. *Evaluating Liquefaction and Lateral Spreading in Interbedded Sand, Silt and Clay Deposits using the Cone Penetrometer*. 2016, Volume 51, No. 4, 109–128.
- [2] European Union funding for Research & Innovation LIQUEFACT - European Comission - Horizon 2020. URL: <http://www.liquefact.eu/> (acedido em 10/07/2017).
- [3] Itasca Consulting Group Inc. *FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua - user's manual*. Minneapolis, Minnesota, USA, 2011.
- [4] Martin G. R., Finn W. D. L. e Seed H. B. *Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading*. Vol. 101. 1975, pp. 423–438.
- [5] Comité Europeu de Normalização (CEN). *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. LNEC, 2009.
- [6] Committee on State of the Art, Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction, Board on Earth Sciences Its Consequences, Division on Earth Resources e Life Studies. *State of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences*. The National Academies of Sciences, Engineering, Medicine, 2016.
- [7] Comité Europeu de Normalização (CEN). *Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*. LNEC, 2009.
- [8] Casagrande A. *Liquefaction and Cyclic Deformation of Sands - A Critical Review*. 1975, pp. 80–133.
- [9] Robertson P. K. *Suggested Terminology for Liquefaction*. 1994, pp. 277–286.
- [10] Viana da Fonseca A., Lopes I. F. e Rodrigues C. *Projeto Geotécnico Assistido por Ensaio In Situ - Curso CPTu*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto - FEUP, 2016.
- [11] Castro G. e Poulos S. J. *Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility*. 1977, pp. 501–516.
- [12] Rauch A. F. *EPOLLS: An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in earthquakes*. Ph.D. dissertation - Faculty of the Virginia Polytechnic Institute e State University, 1997.
- [13] Kramer S. L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall International Series, 1996.

- [14] Ishihara K. *Post-Earthquake Failure of a Tailings Dam Due to Liquefaction of the Pond Deposit*. 1984, pp. 1129–1143.
- [15] Ishihara K. *Stability of Natural Deposits during Earthquakes*. 1985.
- [16] Beyzaei C. Z., Bray J. D., Cubrinovski M., Riemer M., Stringer M. E., Jacka M. e Wentz F. J. *Liquefaction resistance of silty soils at the Riccarton Road site, Christchurch, New Zealand*. 2015.
- [17] Stringer M., Beyzaei C. Z., Cubrinovski M., Bray J. D., Riemer M., Jacka M. e Wentz F. J. *Liquefaction characteristics of Christchurch silty soils: Gainsborough Reserve*. 2015.
- [18] Van Ballegooy S., Malan P., Lacrosse V., Jacka M. E., Cubrinovski M., Bray J. D., O'Rourke T. D. O., Crawford S. A. e Cowan H. *Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch*. 2014, pp. 31–55.
- [19] Youd T. L., DeDen D. W., Bray J. D., Sancio R., Cetin K. O. e Gerber T. M. *Zero-displacement lateral spreads, 1999 Kocaeli, Turkey, earthquake*. 2009, 135(1), 46–61.
- [20] Chu D. B., Stewart J. P., Boulanger R. W. e Lin P. S. *Cyclic softening of low-plasticity clay and its effect on seismic foundation performance*. 2008, 134(11), 1595–1608.
- [21] Chu D. B., Stewart J. P., Youd T. L. e Chu B. L. *Liquefaction-induced lateral spreading in near-fault regions during the 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake*. 2007, 132(12), 1549–1565.
- [22] Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K. e Yasuda S. *A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan*. 1978, pp. 885–896.
- [23] Luna R. e Frost J. D. *Spatial Liquefaction Analysis System*. 1998, pp. 48–56.
- [24] Sonmez H. *Modification of the Liquefaction Potential Index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey)*. 2003, pp. 862–871.
- [25] Sonmez H. e Gokceoglu C. *A Liquefaction Severity Index suggested for Engineering Practice*. 2005, pp. 81–91.
- [26] MacMurdo J. *Relating to the Earthquake which Occurred in India in 1819*. 1823, Vol. 3, 90–116.
- [27] Seed H. B. e Idriss I. M. *Influence of Soil Conditions on Building Damage Potential during Earthquakes*. 1971, Vol. 97, 639–663.
- [28] Santos J. A. *Caracterização de Solos através de Ensaaios Dinâmicos e Cíclicos de Torção. Aplicação ao Estudo do Comportamento de Estacas sob Acções Horizontais Estáticas e Dinâmicas - Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil*. Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa, 1999.
- [29] Gomes R. P. C. *Apontamentos de Engenharia Sísmica Geotécnica: Comportamento Cíclico dos Solos. Mestrado em Engenharia Civil*. Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa, 2015.
- [30] Ishibashi I. e Zhang X. *Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay*. 1993, pp. 182–191.

- [31] Chouriço J. F. *Curvas de fragilidade sísmicas para muros-cais tipo caixão - Dissertação para a obtenção de Grau de Mestre*. Instituto Superior Técnico - Universidade de Lisboa, 2015.
- [32] Kuhlemeyer R. L. e Lysmer J. *Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems*. 1973, pp. 421–427.
- [33] Lysmer J. e Kuhlemeyer R. L. *Finite Dynamic Model For Infinite Media*. 1969, pp. 859–878.
- [34] Seed H. B. e Idriss I. M. *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis*. 1970, p. 48.
- [35] Byrne P. M. *A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand*. 1991, Paper No. 1.24, pp. 47–55.
- [36] Arulmoli K., Muraleetharan K. K., Hossain M. M. e Fruth L. S. *VELACS: Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies. Laboratory testing program - Soil data report. Research report*. The Earth Technology Corporation, 1992.
- [37] Cooke H. G. *Ground Improvement for Liquefaction Mitigation at existing Highway Bridges*. Ph.D. dissertation - Faculty of the Virginia Polytechnic Institute e State University, 2000.
- [38] DeAlba P., Seed H. B. e Chan C. K. *Sand liquefaction in large-scale simple shear tests*. 1976, 102(9): 909–927.
- [39] Seed H. B. e Booker J. R. *Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits using Gravel Drains*. 1977, pp. 757–768.
- [40] Papadimitriou A. G., Bouckovalas G. D. e Dafalias Y. F. *Plasticity Model for Sand under Small and Large Cyclic Strains*. 2001, pp. 973–983.
- [41] Bardet J. P., Ichii K. e Lin C. H. *EERA - A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits*. University of Southern California, Department of Civil Engineering, 2000.
- [42] Ziotopoulou K. e Montgomery J. *Numerical Modeling of Earthquake-induced Liquefaction Effects on Shallow Foundations*. 2017.
- [43] Boulanger R. W. e Ziotopoulou K. *PM4Sand (Version 3): A Sand Plasticity Model for Earthquake Engineering Applications*. Report No. UCD/CGM-15/01. Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, California, 2015.

A

ANEXO - CÓDIGOS FLAC

Simulação do comportamento cíclico dos solos

```
config dynamic grid 1,1
gen 0.0,0.0 0.0,1.0 1.0,1.0 1.0,0.0 i=1,2 j=1,2
model elastic i=1,1 j=1,1
group 'User:Solo'
model mohr notnull group 'User:Solo'
prop density=2000.0 bulk=1.11111E7 shear=8.33333E6 cohesion=20000.0 friction=0.0 dilation=0.0 tension=0.0 not-
null group 'User:Solo'
hist 6 read acc_ anexoB.txt

; comportamento elástico linear
hist write 6 table 6
apply ffield
apply xacc 1.0 hist table 6 from 1,1 to 2,1
apply yacc 0.0 hist table 6 from 1,1 to 2,1
fix y i 2 j 2
fix y i 1 j 2
set dydt=1.0E-4
solve dytime 10

; comportamento elástico não-linear
hist 6 read acc_ anexoB.txt
hist write 6 table 6
```

apply ffield

apply xacc 1.0 hist table 6 from 1,1 to 2,1

apply yacc 0.0 hist table 6 from 1,1 to 2,1

fix y i 2 j 2

fix y i 1 j 2

ini dy_ damp hyst default -3.325 0.823

set dydt=1.0E-4

set dy_ damping rayleigh=0.02 2

solve dytime 10

Simulação do comportamento cíclico dos solos com geração de excessos de pressão intersticial

```
config dynamic gw extra 20
grid 1 1
model finn
gen 0,0 0,1 50,1 50,0
fix y
fix x j=1
set flow=off
water bulk=2e9 density=1e3 tens 1e10
prop ff_ latency=50
prop ff_ switch = 1
prop ff_ c1=0.8
prop ff_ c2=0.5
prop ff_ c3=0.00
set ncwrite=50
def expn
expn = pp(1,1) - 20e3
end
def ru
ru = expn/(80e3)
end
def p_ eff
p_ eff = (sxx(1,1)+ syy(1,1)+ szz(1,1))/3 + pp(1,1)
end
history 1 dytime
history 2 xdisp i=1, j=1
history 3 xdisp i=1, j=2
history 4 ydisp i=1, j=1
history 5 ydisp i=1, j=2
history 6 xdisp i=2, j=2
```

history 11 syy i=1, j=1

history 12 sxx i=1, j=1

history 13 szz i=1, j=1

history 14 esyy i=1, j=1

history 15 esxx i=1, j=1

history 16 eszz i=1, j=1

history 17 sxy i=1, j=1

history 18 p_ eff

history 19 pp i=1, j=1

history 51 xaccel i=1, j=1

history 52 xaccel i=1, j=2

history 53 xvel i=1, j=1

history 54 xvel i=1, j=2

history 74 expn

history 75 ru

history 95 sig1 i=1, j=1

history 96 sig2 i=1, j=1

; Propriedades da Areia do Nevada, para $p'=40$ kPa, e geração do estado inicial de tensão

prop density=1500 bulk=116.41e6 shear=44.64e6 cohesion=0 friction=35.0 dilation=0.0 tension=0.0

prop poros 0.432 perm 5.6e-5

water bulk=2e9 density=1e3 tens 1e10

ini sxx -50e3 syy -50e3 szz -50e3

apply sxx -50e3 i 1

apply sxx -50e3 i 2

ini pp 10e3

solve

; Simulação da ação sísmica

initial ydisp=0

initial xdisp=0

```
def sine_wave
while_stepping
vv=ampl * sin(2.*pi*freq*dytime+pi/2)
xvel(1,2)= vv
xvel(2,2)=vv
end

set dy_damp=rayl 0.05 20
ini dy_damp hyst default -3.6 0.5
set ampl=0.004 freq 5
apply ff
fix x j=1
fix y j=1
fix x j=2
set =large
solve dyt=10
```

Simulação da função de transferência da base do depósito até à superfície

config dynamic extra 20

grid 1,21

m e

gen 0.0,-0.2 0.0,0.0 1.0,0.0 1.0,-0.2 i=1,2 j=1,2

gen 0.0,0.0 0.0,0.5 1.0,0.5 1.0,0.0 i=1,2 j=2,3

gen 0.0,0.5 0.0,1.0 1.0,1.0 1.0,0.5 i=1,2 j=3,4

gen 0.0,1.0 0.0,1.5 1.0,1.5 1.0,1.0 i=1,2 j=4,5

gen 0.0,1.5 0.0,2.0 1.0,2.0 1.0,1.5 i=1,2 j=5,6

gen 0.0,2.0 0.0,2.5 1.0,2.5 1.0,2.0 i=1,2 j=6,7

gen 0.0,2.5 0.0,3.0 1.0,3.0 1.0,2.5 i=1,2 j=7,8

gen 0.0,3.0 0.0,3.5 1.0,3.5 1.0,3.0 i=1,2 j=8,9

gen 0.0,3.5 0.0,4.0 1.0,4.0 1.0,3.5 i=1,2 j=9,10

gen 0.0,4.0 0.0,4.5 1.0,4.5 1.0,4.0 i=1,2 j=10,11

gen 0.0,4.5 0.0,5.0 1.0,5.0 1.0,4.5 i=1,2 j=11,12

gen 0.0,5.0 0.0,5.5 1.0,5.5 1.0,5.0 i=1,2 j=12,13

gen 0.0,5.5 0.0,6.0 1.0,6.0 1.0,5.5 i=1,2 j=13,14

gen 0.0,6.0 0.0,6.5 1.0,6.5 1.0,6.0 i=1,2 j=14,15

gen 0.0,6.5 0.0,7.0 1.0,7.0 1.0,6.5 i=1,2 j=15,16

gen 0.0,7.0 0.0,7.5 1.0,7.5 1.0,7.0 i=1,2 j=16,17

gen 0.0,7.5 0.0,8.0 1.0,8.0 1.0,7.5 i=1,2 j=17,18

gen 0.0,8.0 0.0,8.5 1.0,8.5 1.0,8.0 i=1,2 j=18,19

gen 0.0,8.5 0.0,9.0 1.0,9.0 1.0,8.5 i=1,2 j=19,20

gen 0.0,9.0 0.0,9.5 1.0,9.5 1.0,9.0 i=1,2 j=20,21

gen 0.0,9.5 0.0,10.0 1.0,10.0 1.0,9.5 i=1,2 j=21,22

group 'Deposito:Deposito' j 2 21

group 'Bedrock:Bedrock' j 1

model elastic notnull group 'Deposito:Deposito'

prop density=2000.0 bulk=9.41176E7 shear=3.60902E7 notnull group 'Deposito:Deposito'

model elastic notnull group 'Bedrock:Bedrock'

```
prop density=2250.0 bulk=1.2E8 shear=9E7 notnull group 'Bedrock:Bedrock'  
history 1 dytime  
history 2 xaccel i=1, j=2  
history 3 xaccel i=1, j=22  
history 4 xdisp i=1, j=2  
history 5 xdisp i=1, j=22  
history 21 xvel i=1, j=2  
history 22 xvel i=1, j=22  
hist 6 read acc_ anexoA.txt  
hist write 6 table 6  
call 'INT.FIS'  
set int_ in=6 int_ out=7  
integrate  
applyffield  
applyxquiet from 1,1 to 2,1  
applyyquiet from 1,1 to 2,1  
fix y  
applysxy -450e3 hist table 7 from 1,1 to 2,1  
set dydt=1.0E-4  
set dy_ damping rayleigh=0.02 3.35825  
solve dytime 5
```

Simulação do modelo com 1 coluna de elementos

; Geração do estado inicial de tensões - solo seco

config dynamic gw extra 20

grid 1 61

gen 0,-0.5 0,30 50,30 50,-0.5

model elastic

group '3 metros' i=1 j=56,61

group '7 metros' i=1 j=48,55

group '12 metros' i=1 j=38,47

group '15 metros' i=1 j=32,37

group '20 metros' i=1 j=22,31

group '24 metros' i=1 j=14,21

group '26 metros' i=1 j=10,13

group '27 metros' i=1 j=8,9

group '30 metros' i=1 j=2,7

group 'rocha' i=1 j=1

fix y j=1

fix x i=1

fix x i=2

set gravity=10.0

set flow=off

set dyn=off

def expn55 ; (excesso de pressão intersticial no elemento com j=55)

expn55 = pp(1,55) - 32.5e3

end

def expn52

expn52 = pp(1,52) - 47.5e3

end

def expn48

expn48 = pp(1,48) - 67.5e3

```
end
def ru55 ; (taxa de geração dos excessos de pressão intersticial no elemento com j=55)
ru55 = expn55/(32.5e3)
end
def ru52
ru52 = expn52/(47.5e3)
end
def ru48
ru48 = expn48/(67.5e3)
end
def p_ eff
p_ eff = (sxx(1,48)+ syy(1,48)+ szz(1,48))/3 + pp(1,48)
end
history 1 dytime
history 2 xdisp i=1, j=2
history 3 xdisp i=2, j=62
history 4 xdisp i=1, j=58
history 5 xdisp i=1, j=54
history 6 ydisp i=1, j=62
history 7 ydisp i=1, j=58
history 8 ydisp i=1, j=54
history 9 ydisp i=1, j=50
history 10 ydisp i=1, j=46
history 111 ydisp i=1, j=42
history 112 ydisp i=1, j=38
history 113 ydisp i=1, j=34
history 114 ydisp i=1, j=30
history 115 ydisp i=1, j=56
history 116 ydisp i=1, j=52
history 117 ydisp i=1, j=48
```

history 11 syy i=1, j=2
history 12 syy i=1, j=48
history 13 syy i=1, j=52
history 14 syy i=1, j=55
history 15 syy i=1, J=35
history 16 esyy i=1, j=2
history 17 esyy i=1, j=48
history 18 esyy i=1, j=52
history 19 esyy i=1, j=55
history 20 esyy i=1, j=35
history 30 pp i=1, j=35
history 31 pp i=1, j=2
history 32 pp i=1, j=48
history 33 pp i=1, j=52
history 34 pp i=1, j=55
history 35 sxy i=1, j=8
history 36 sxy i=1, j=34
history 37 sxy i=1, j=48
history 38 sxy i=1, j=52
history 39 sxy i=1, j=55
history 40 sxy i=1, j=58
history 41 sxy i=1, j=42
history 42 sxx i=1, j=35
history 43 szz i=1, j=2
history 45 esxx i=1, j=48
history 46 eszz i=1, j=2
history 48 p_ eff
history 51 xaccel i=1, j=1
history 52 xaccel i=1, j=2
history 53 xaccel i=1, j=62

history 54 xvel i=1, j=1

history 55 xvel i=1, j=2

history 56 xvel i=1, j=62

history 70 expn55

history 71 expn52

history 72 expn48

history 73 ru55

history 74 ru52

history 75 ru48

; Caracterização das propriedades dos materiais das diferentes camadas

model mohr

prop density=1750 bulk=480e6 shear=360e6 notnull group 'rocha'

prop cohesion=0 friction=35.0 notnull group 'rocha'

prop density=1500 bulk=127.0e6 shear=48.69e6 j 56 61

prop cohesion=50e3 friction=35 j 56 61

prop density=1500 bulk=127.0e6 shear=48.69e6 j 48 55

prop cohesion=0 friction=35.0 j 48 55

prop density=1500 bulk=95.7e6 shear=36.7e6 notnull group '12 metros'

prop cohesion=35e3 friction=0 notnull group '12 metros'

prop density=1500 bulk=127.0e6 shear=48.69e6 notnull group '15 metros'

prop cohesion=0 friction=35 notnull group '15 metros'

prop density=1500 bulk=112.4e6 shear=43.1e6 notnull group '20 metros'

prop cohesion=65e3 friction=0 notnull group '20 metros'

prop density=1500 bulk=164.3e6 shear=63.0e6 notnull group '24 metros'

prop cohesion=110e3 friction=0 notnull group '24 metros'

prop density=1500 bulk=131.7e6 shear=50.5e6 notnull group '26 metros'

prop cohesion=90e3 friction=0 notnull group '26 metros'

prop density=1500 bulk=127.0e6 shear=48.69e6 notnull group '27 metros'

prop cohesion=0 friction=35 notnull group '27 metros'

prop density=1500 bulk=107.7e6 shear=41.3e6 notnull group '30 metros'

prop cohesion=90e3 friction=0 notnull group '30 metros'

solve

; Geração das pressões intersticiais iniciais

initial ydisp=0

initial xdisp=0

prop por=0.5 perm=1e-9

prop por=0.5 perm=6.6e-5 j 48 61

prop por=0.5 perm=6.6e-5 j 32 37

prop por=0.5 perm=6.6e-5 j 8 9

initial pp 305e3 var 0 -305e3

set mechanical=off set flow=on

water bulk=2e9

water density=1e3

solve

; Geração do estado inicial de tensões - solo saturado

initial ydisp 0 xdisp 0

initial xvel 0 yvel 0 set flow=off

water bulk=0.0

set mechanical=on

solve

; Ativação do modelo de Finn na camada de areia crítica

model finn j 48 55

prop density=1500 bulk=127.0e6 shear=48.69e6 j 48 55

prop cohesion=0 friction=35.0 notnull j 48 55

prop ff_ switch = 1

prop ff_ c1=0.8

prop ff_ c2=0.5

prop ff_ c3=0.00

```
prop ff_latency 1000000
solve

; Simulação da ação sísmica
initial ydisp 0 xdisp 0
initial xvcl 0 yvel 0
prop ff_latency 50
water bulk=2e9
set dyn=on
set fpcoef=0.001
hist 66 read acc_anexoA_juli.txt
hist write 66 table 66
call 'INT.FIS'
set int_in=66 int_out=77
integrate
set corr_ffrot on
applyffield
applyxquiet from 1,1 to 2,1
applyyquiet from 1,1 to 2,1
applysxy -900e3 hist table 77 from 1,1 to 2,1
set dy_damping rayleigh=0.05 20
ini dy_damp hyst default -3.3 0.25 j 48 61
ini dy_damp hyst default -3.1 1.50 j 37 47
ini dy_damp hyst default -3.3 0.25 j 32 37
ini dy_damp hyst default -3.1 1.50 j 10 32
ini dy_damp hyst default -3.3 0.25 j 8 9
ini dy_damp hyst default -3.1 1.50 j 2 7
set =large
solve dytime=10
```

Simulação do modelo com 50 colunas de elementos: fronteiras laterais ligadas entre si

; Geração do estado inicial de tensões - solo seco

config dynamic gw extra 20

grid 50 61

gen 0,-0.5 0,30 50,30 50,-0.5

model elastic

group '3 metros' i=1,50 j=56,61

group '7 metros' i=1,50 j=48,55

group '12 metros' i=1,50 j=38,47

group '15 metros' i=1,50 j=32,37

group '20 metros' i=1,50 j=22,31

group '24 metros' i=1,50 j=14,21

group '26 metros' i=1,50 j=10,13

group '27 metros' i=1,50 j=8,9

group '30 metros' i=1,50 j=2,7

group 'rocha' i=1,50 j=1

fix x y j=1 ; Fix base of model

attach aside from 1,62 to 1,1 bside from 51,62 to 51,1 ; Attach two sides of model

fix pp i=1 ; Fix pore pressure along left side of model

fix pp i=51 ; Fix pore pressure along right side of model

ini sat 0.0 j=62 ; Assume surface of model can drain

fix sat j=62 ; Fix saturation at top of model

set gravity=10.0

set flow=off

set dyn=off

def expn55

expn55 = pp(26,55) - 32.5e3

end

def expn52

expn52 = pp(26,52) - 47.5e3

```
end
def expn48
expn48 = pp(26,48) - 67.5e3
end
def ru55
ru55 = expn55/(32.5e3)
end
def ru52
ru52 = expn52/(47.5e3)
end
def ru48
ru48 = expn48/(67.5e3)
end
def p_eff
p_eff = (sxx(26,48)+ syy(26,48)+ szz(26,48))/3 + pp(26,48) end
history 1 dytime
history 2 xdisp i=26, j=2
history 3 xdisp i=26, j=62
history 4 xdisp i=26, j=58
history 5 xdisp i=26, j=54
history 6 ydisp i=26, j=62
history 7 ydisp i=26, j=58
history 8 ydisp i=26, j=54
history 9 ydisp i=26, j=50
history 10 ydisp i=26, j=46
history 111 ydisp i=26, j=42
history 112 ydisp i=26, j=38
history 113 ydisp i=26, j=34
history 114 ydisp i=26, j=30
history 115 ydisp i=26, j=56
```

history 116 ydisp i=26, j=52
history 117 ydisp i=26, j=48
history 11 syy i=26, j=2
history 12 syy i=26, j=48
history 13 syy i=26, j=52
history 14 syy i=26, j=55
history 15 syy i=26, J=35
history 16 esyy i=26, j=2
history 17 esyy i=26, j=48
history 18 esyy i=26, j=52
history 19 esyy i=26, j=55
history 20 esyy i=26, j=35
history 30 pp i=26, j=35
history 31 pp i=26, j=2
history 32 pp i=26, j=48
history 33 pp i=26, j=52
history 34 pp i=26, j=55
history 35 sxy i=26, j=8
history 36 sxy i=26, j=34
history 37 sxy i=26, j=48
history 38 sxy i=26, j=52
history 39 sxy i=26, j=55
history 40 sxy i=26, j=58
history 41 sxy i=26, j=42
history 42 sxx i=26, j=35
history 43 szz i=26, j=2
history 45 esxx i=26, j=48
history 46 eszz i=26, j=2
history 48 p_eff
history 51 xaccel i=26, j=1

history 52 xaccel i=26, j=2

history 53 xaccel i=26, j=62

history 55 xvel i=26, j=2

history 56 xvel i=26, j=62

history 70 expn55

history 71 expn52

history 72 expn48

history 73 ru55

history 74 ru52

history 75 ru48

; Caracterização das propriedades dos materiais das diferentes camadas

model mohr

prop density=1750 bulk=480e6 shear=360e6 notnull group 'rocha'

prop cohesion=0 friction=35.0 notnull group 'rocha'

prop density=1500 bulk=127.0e6 shear=48.69e6 j 56 61

prop cohesion=50e3 friction=35 j 56 61

prop density=1500 bulk=127.0e6 shear=48.69e6 j 48 55

prop cohesion=0 friction=35.0 j 48 55

prop density=1500 bulk=95.7e6 shear=36.7e6 notnull group '12 metros'

prop cohesion=35e3 friction=0 notnull group '12 metros'

prop density=1500 bulk=127.0e6 shear=48.69e6 notnull group '15 metros'

prop cohesion=0 friction=35 notnull group '15 metros'

prop density=1500 bulk=112.4e6 shear=43.1e6 notnull group '20 metros'

prop cohesion=65e3 friction=0 notnull group '20 metros'

prop density=1500 bulk=164.3e6 shear=63.0e6 notnull group '24 metros'

prop cohesion=110e3 friction=0 notnull group '24 metros'

prop density=1500 bulk=131.7e6 shear=50.5e6 notnull group '26 metros'

prop cohesion=90e3 friction=0 notnull group '26 metros'

prop density=1500 bulk=127.0e6 shear=48.69e6 notnull group '27 metros'

```
prop cohesion=0 friction=35 notnull group '27 metros'  
prop density=1500 bulk=107.7e6 shear=41.3e6 notnull group '30 metros'  
prop cohesion=90e3 friction=0 notnull group '30 metros'  
solve
```

; Geração das pressões intersticiais iniciais

```
initial ydisp=0  
initial xdisp=0  
prop por=0.5 perm=1e-9  
prop por=0.5 perm=6.6e-5 j 48 61  
prop por=0.5 perm=6.6e-5 j 32 37  
prop por=0.5 perm=6.6e-5 j 8 9  
initial pp 305e3 var 0 -305e3  
set mechanical=off  
set flow=on  
water bulk=2e9  
water density=1e3  
solve
```

; Geração do estado inicial de tensões - solo saturado

```
initial ydisp 0 xdisp 0  
initial xvel 0 yvel 0  
set flow=off  
water bulk=0.0  
set mechanical=on  
solve
```

; Ativação do modelo de Finn na camada de areia crítica

```
model finn j 48 55  
prop density=1500 bulk=127.0e6 shear=48.69e6 j 48 55  
prop cohesion=0 friction=35.0 notnull j 48 55  
prop ff_switch = 1
```

```
prop ff.c1=0.8
prop ff.c2=0.5
prop ff.c3=0.00
prop ff.latency 1000000
solve

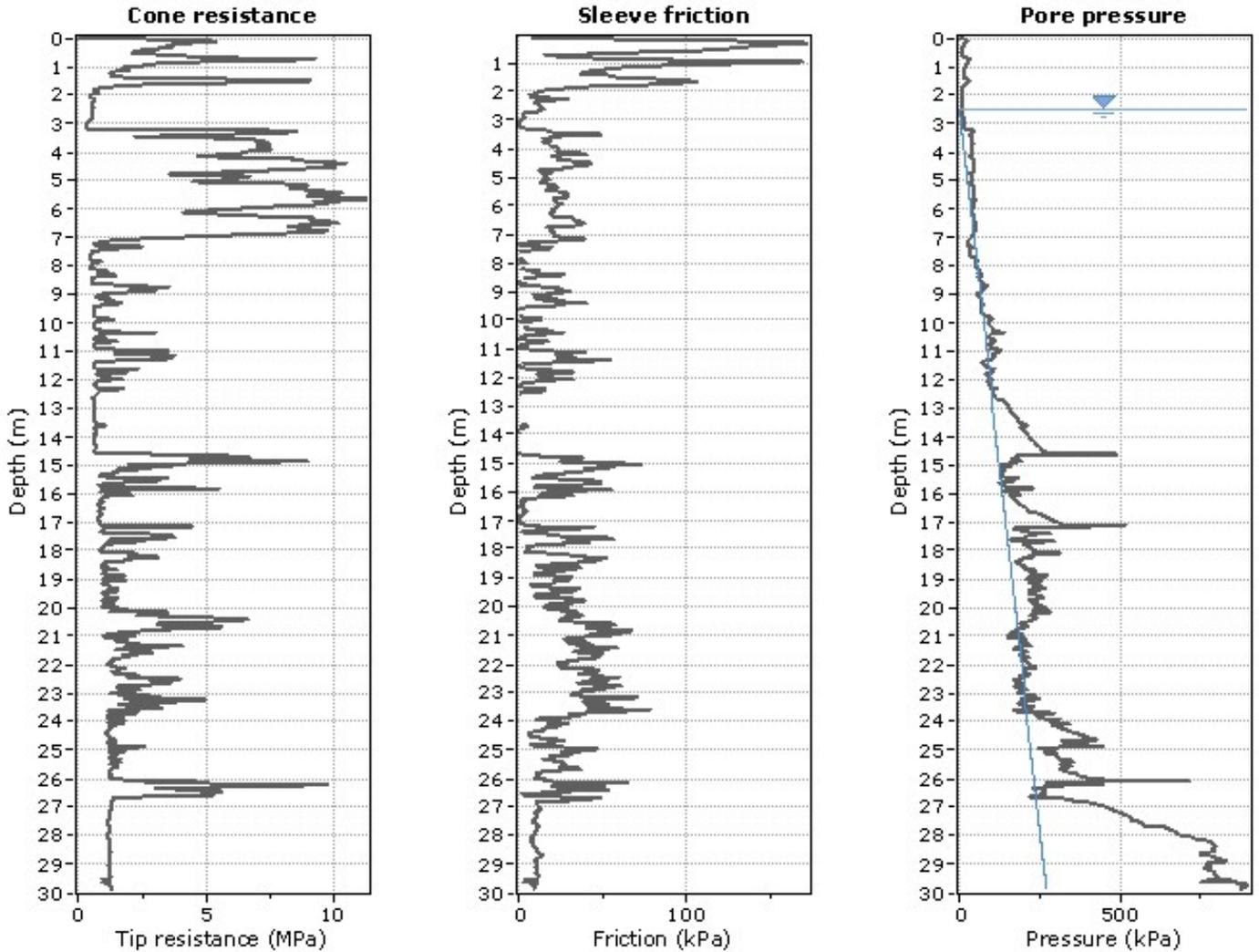
; Simulação da ação sísmica
initial ydisp 0 xdisp 0
initial xvel 0 yvel 0
prop ff.latency 50
water bulk=2e9
set dyn=on
set fpcoef=0.001
hist 66 read acc_anexoA_juli.txt
hist write 66 table 66
call 'INT.FIS'
set int_in=66 int_out=77
integrate
set dy_damping rayleigh=0.05 20
ini dy_damp hyst default -3.3 0.25 j 48 61
ini dy_damp hyst default -3.1 1.50 j 37 47
ini dy_damp hyst default -3.3 0.25 j 32 37
ini dy_damp hyst default -3.1 1.50 j 10 32
ini dy_damp hyst default -3.3 0.25 j 8 9
ini dy_damp hyst default -3.1 1.50 j 2 7
apply xquiet from 1,1 to 51,1
apply yquiet from 1,1 to 51,1
apply sxy -900e3 hist table 77 from 1,1 to 51,1
set =large
solve dytime=10
```


B

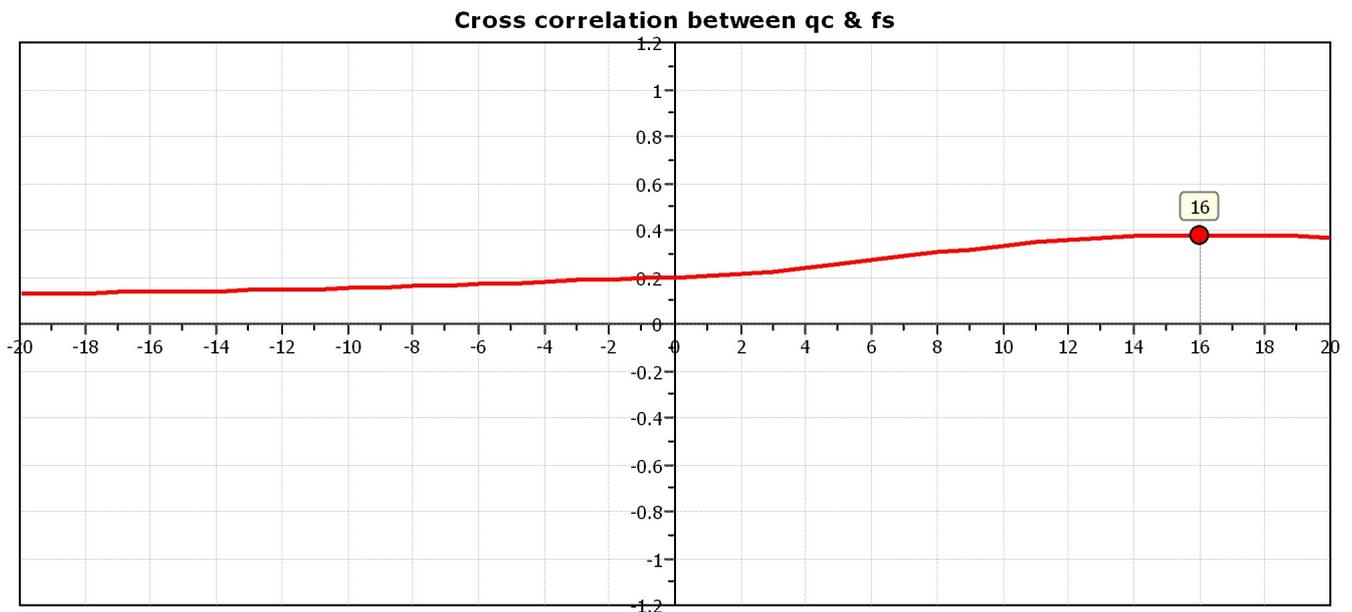
ANEXO - PERFIL DE ESTUDO: EXTREMO NORTE DE BENAVENTE

Project:

Location:



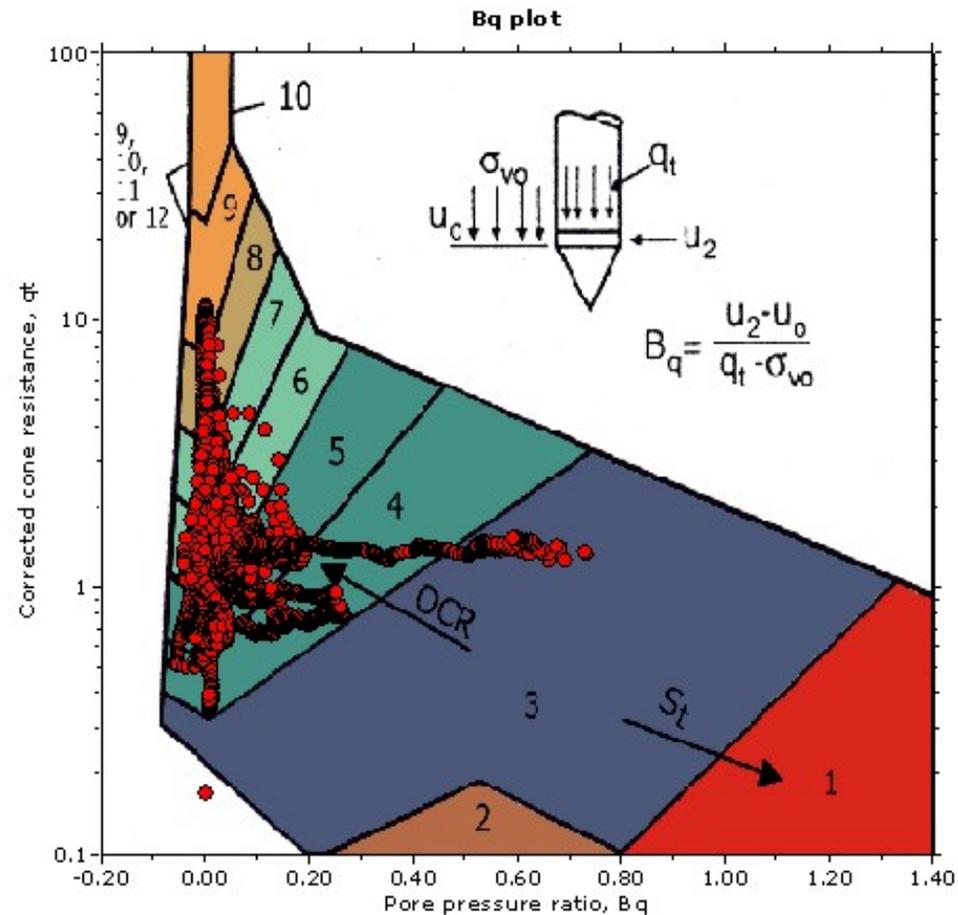
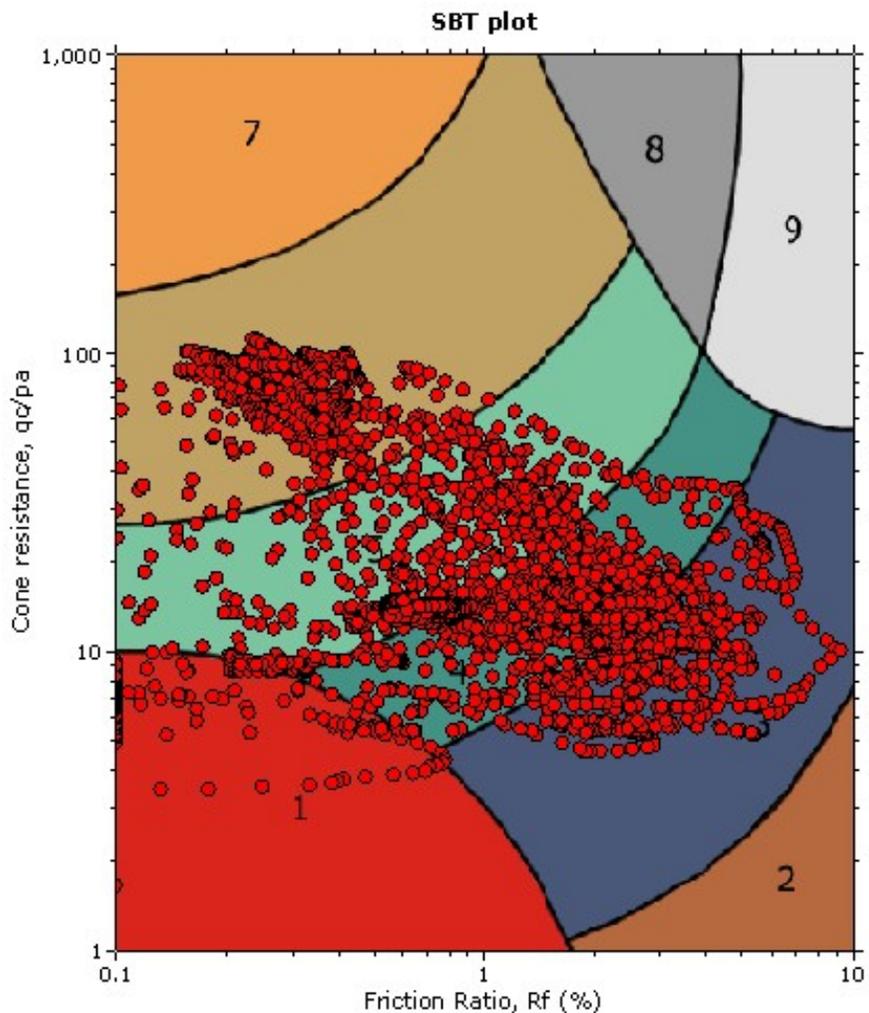
The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw q_c and f_s values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



Project:

Location:

SBT - Bq plots



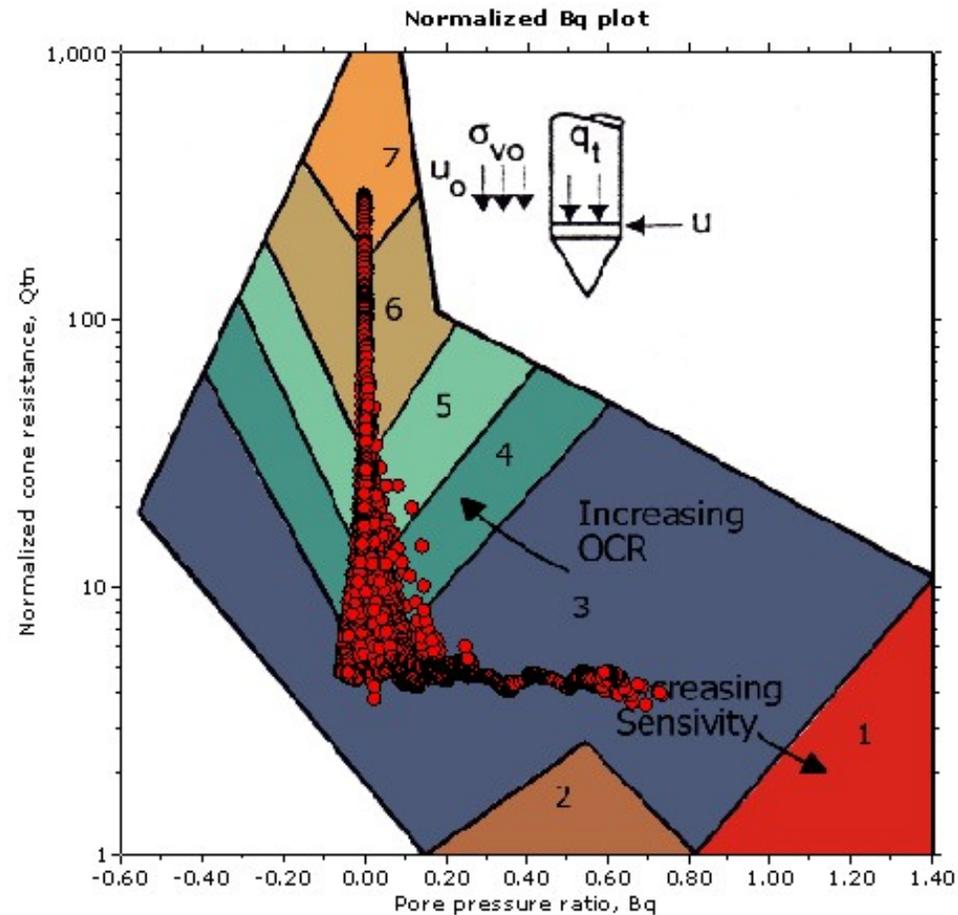
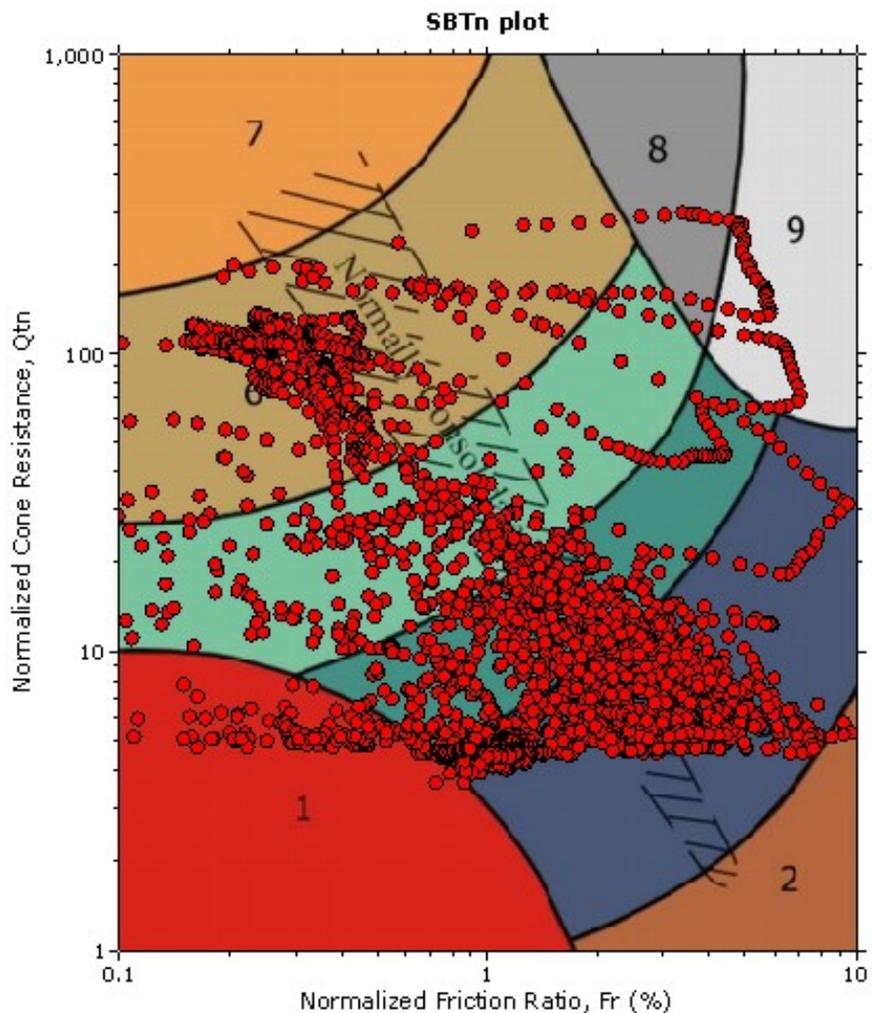
SBT legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

Project:

Location:

SBT - Bq plots (normalized)



SBTn legend

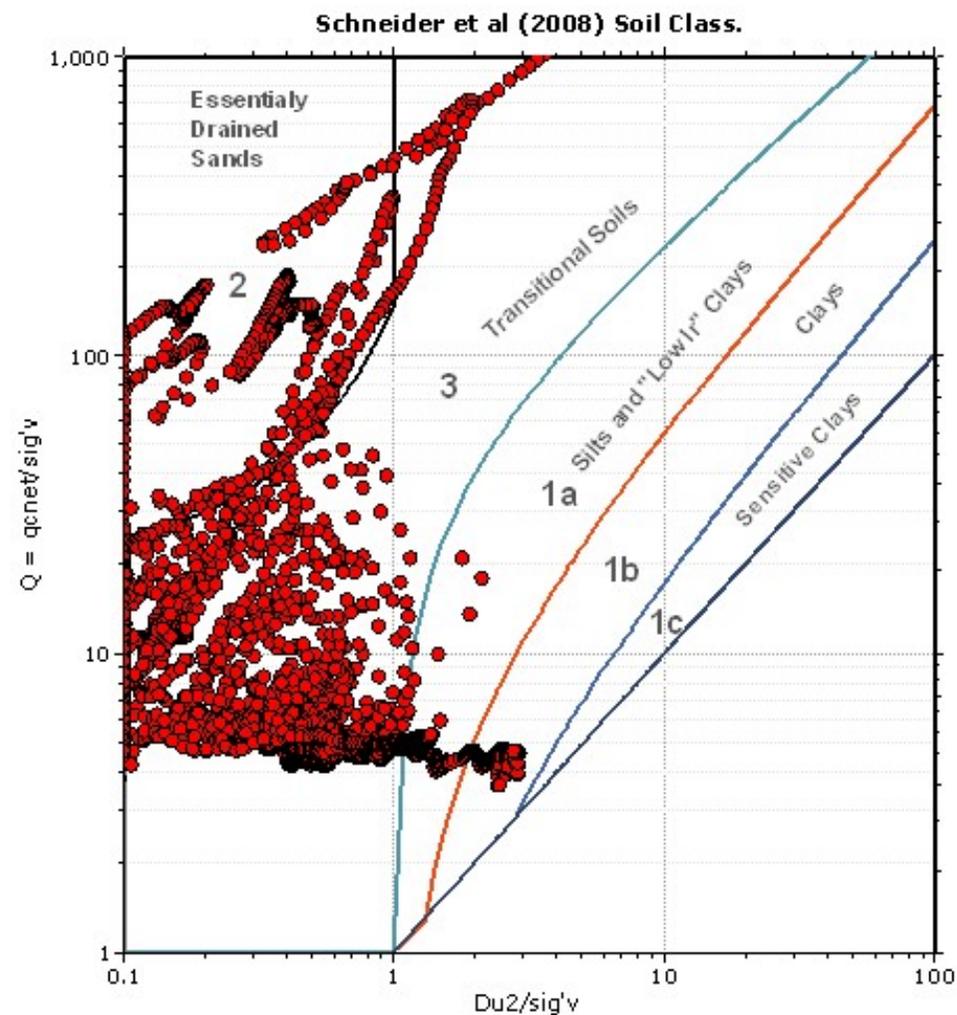
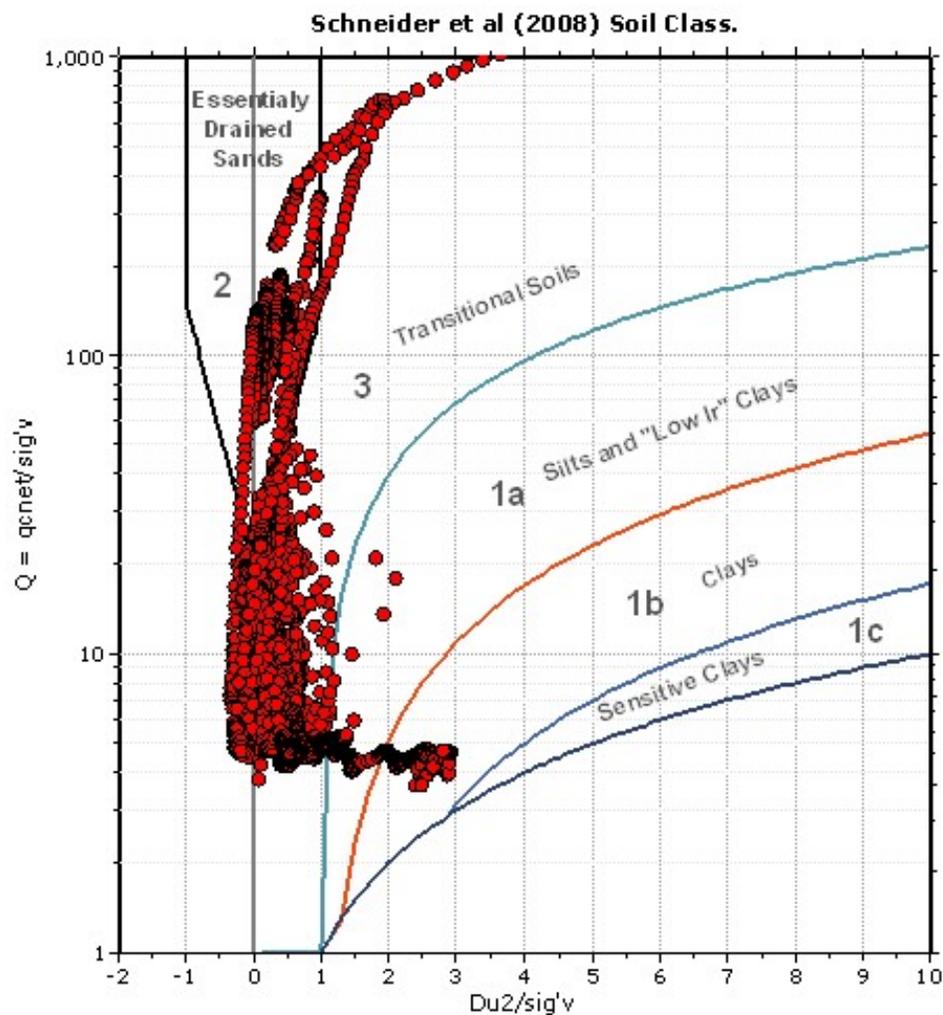
- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |



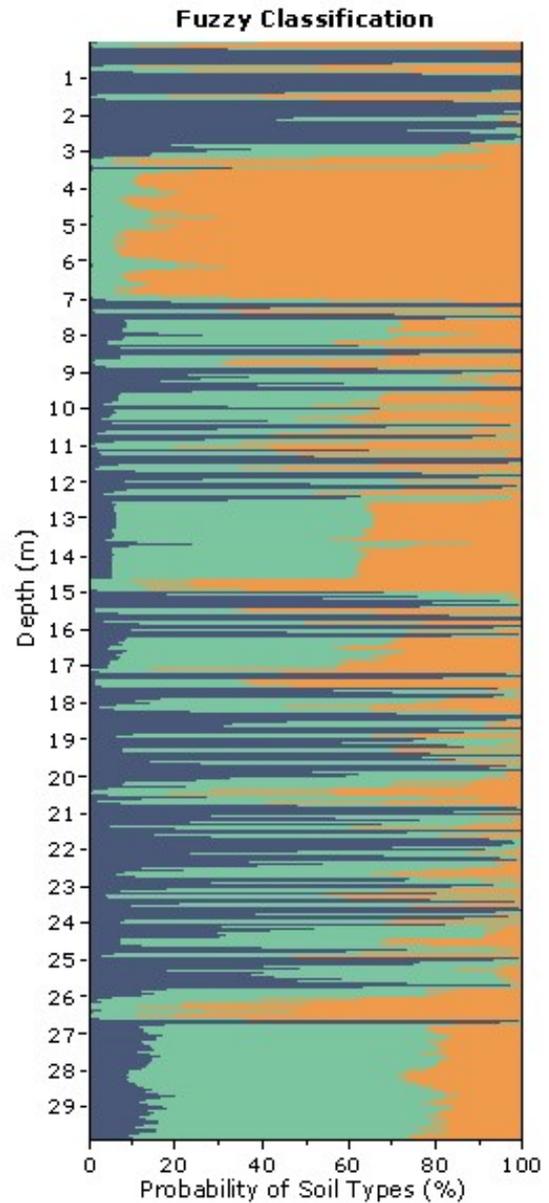
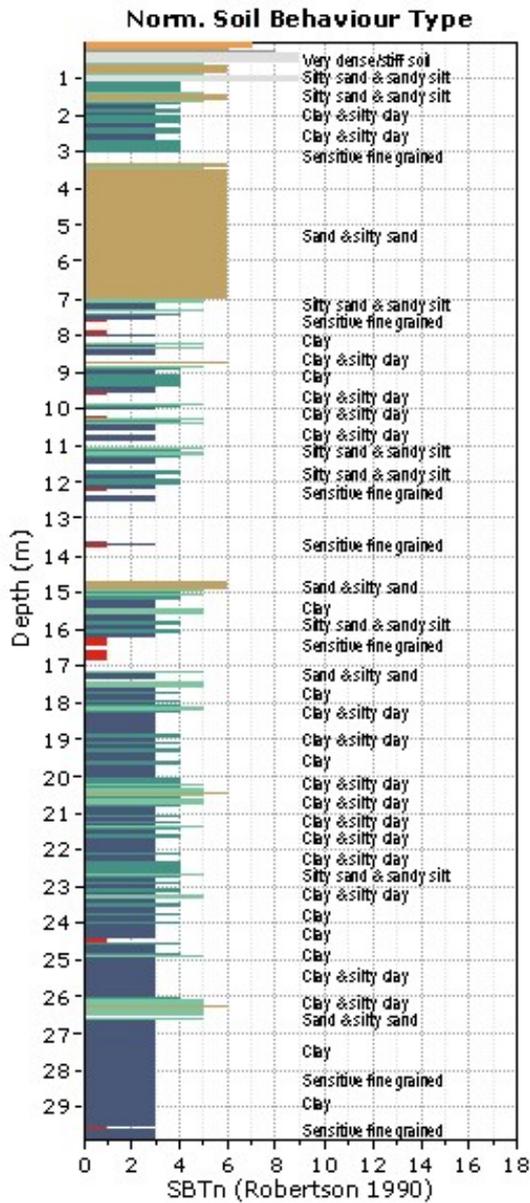
Project:

Location:

Bq plots (Schneider)

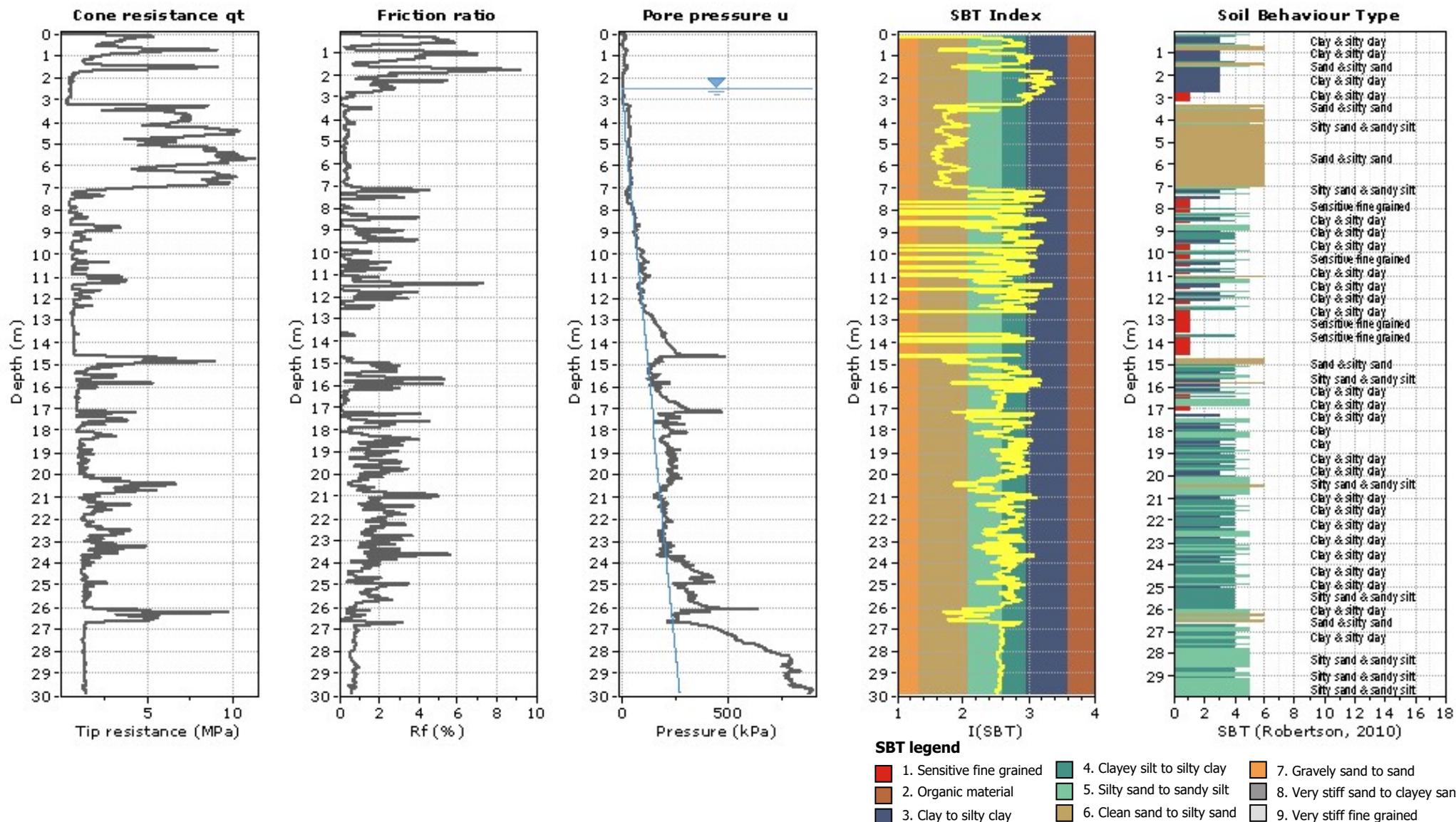


Project:
Location:



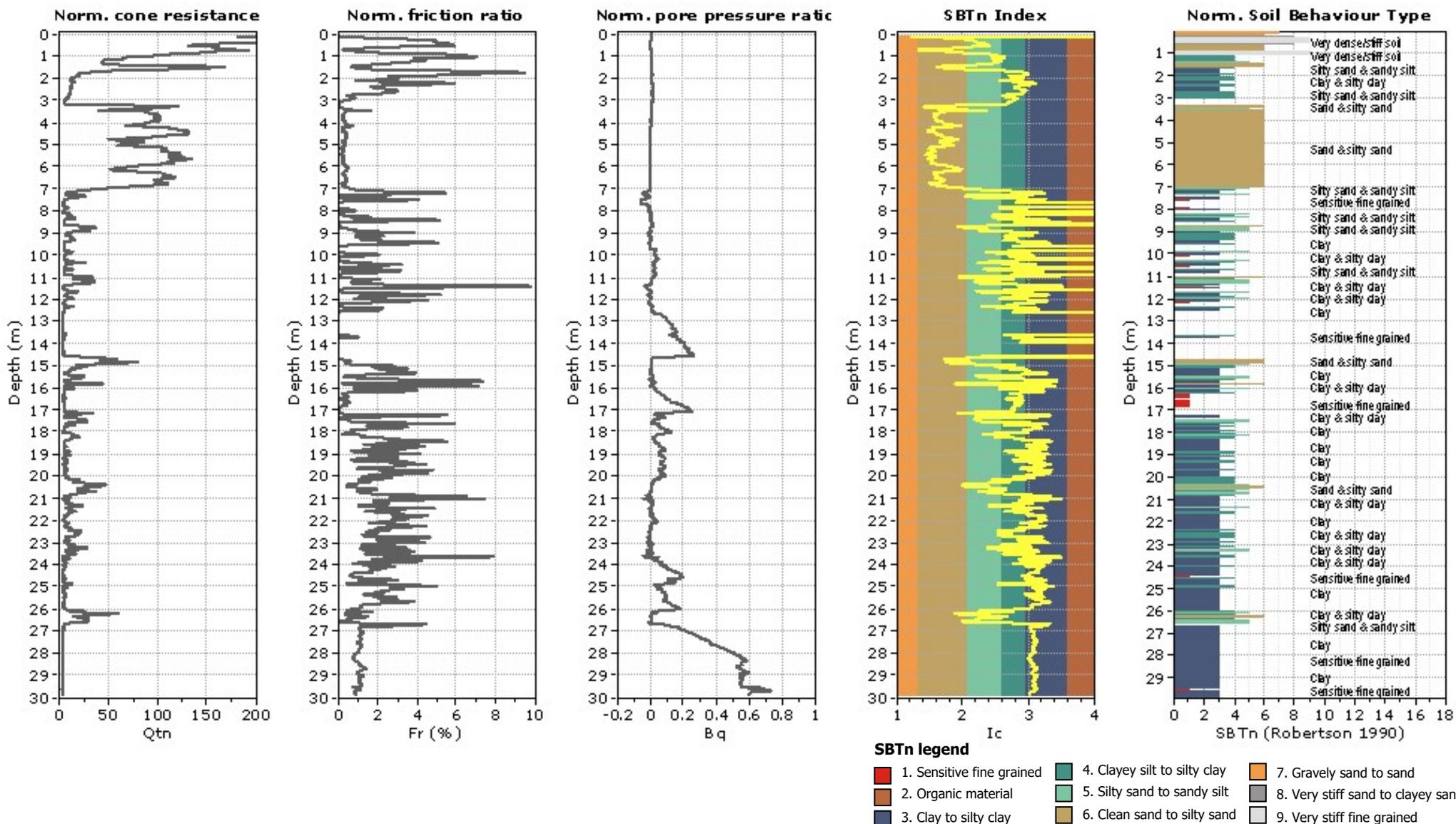
Project:

Location:



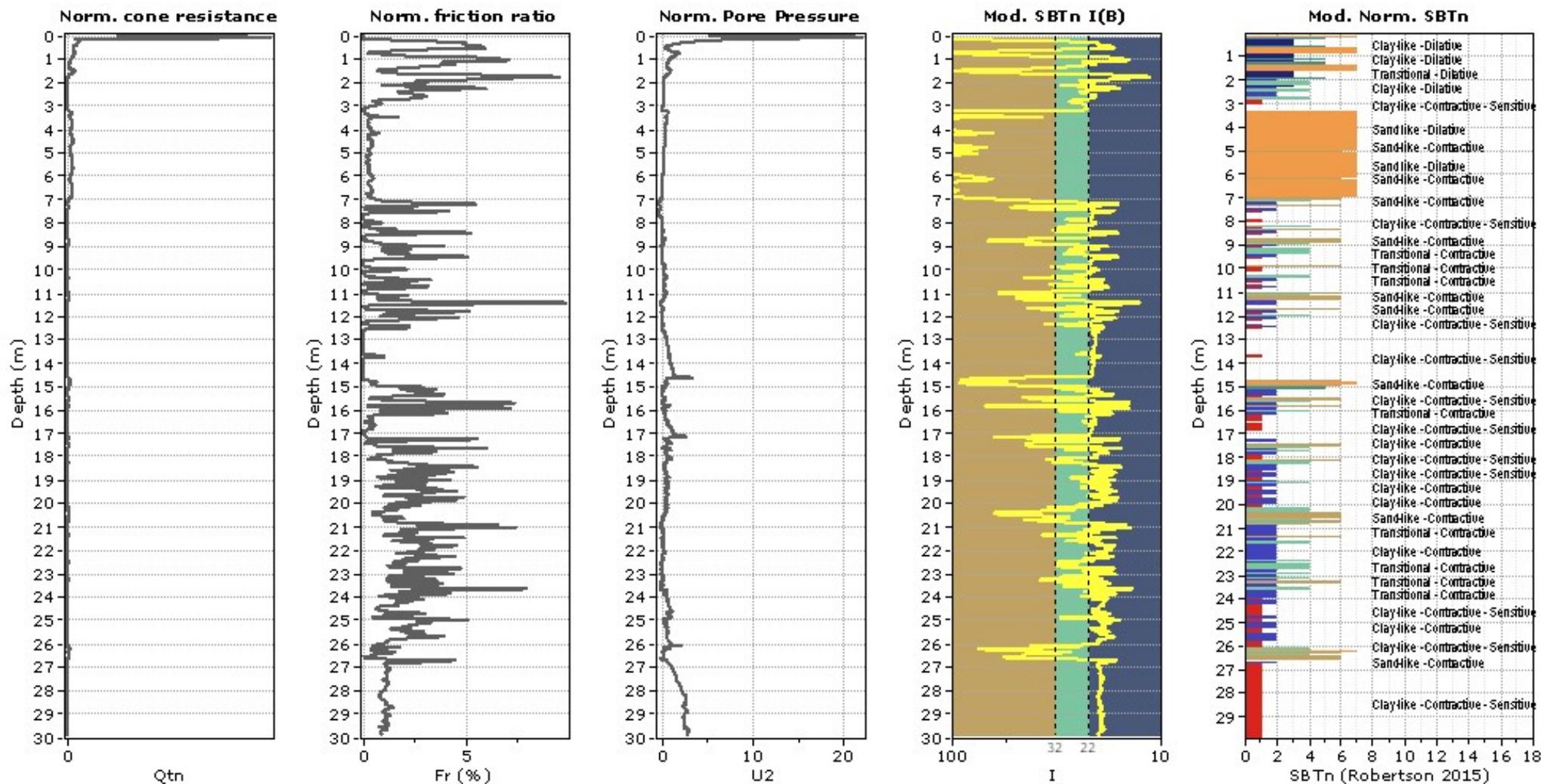
Project:

Location:



Project:

Location:



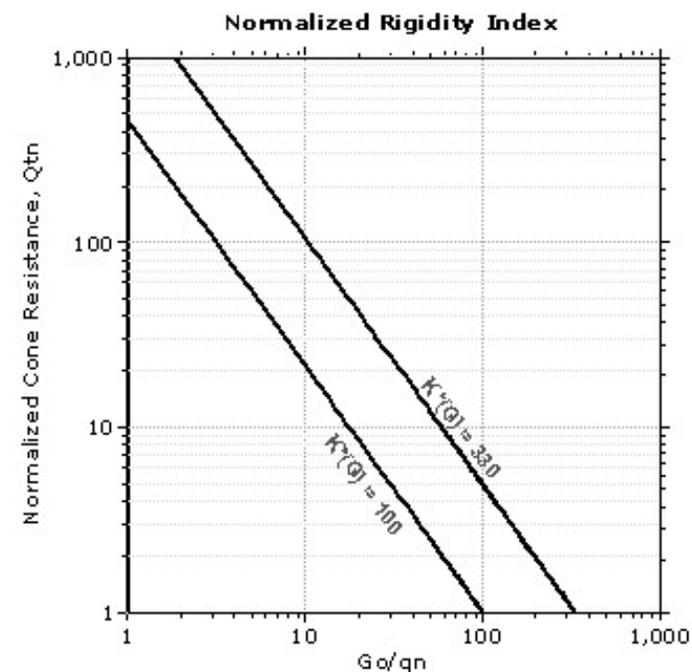
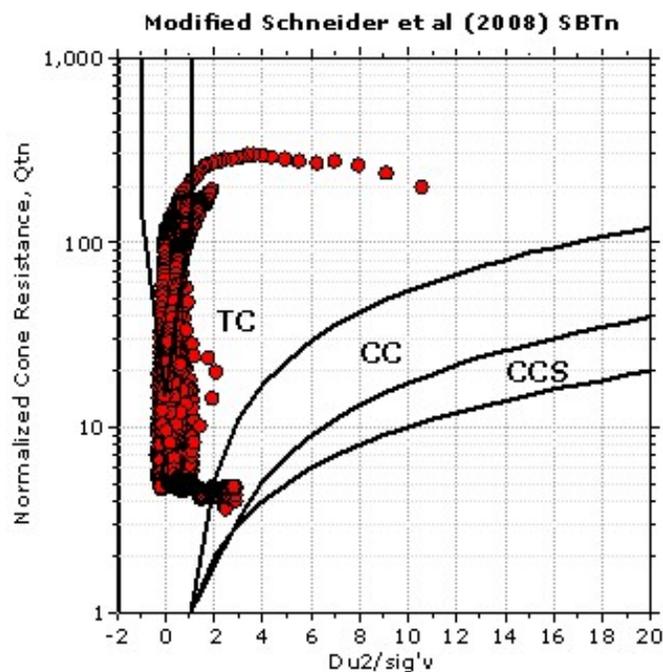
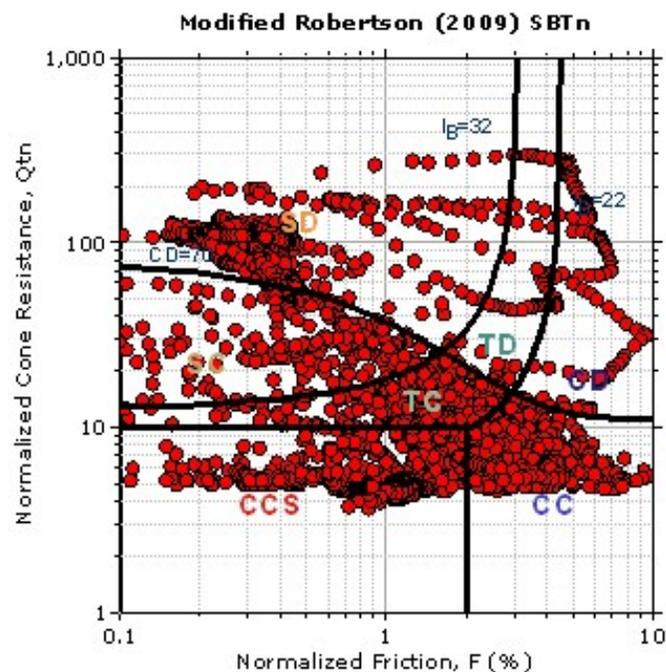
Mod. SBTn legend

- | | | |
|---|-----------------------------------|-----------------------------|
| 1. CCS: ClayLike - Contractive, Sensitive | 4. TC: Transitional - Contractive | 7. SD: Sand-like - Dilative |
| 2. CC: Clay-like - Contractive | 5. TD: Transitional - Dilative | |
| 3. CD: Clay-Like: Dilative | 6. SC: Sand-like - Contractive | |

Project:

Location:

Updated SBTn plots

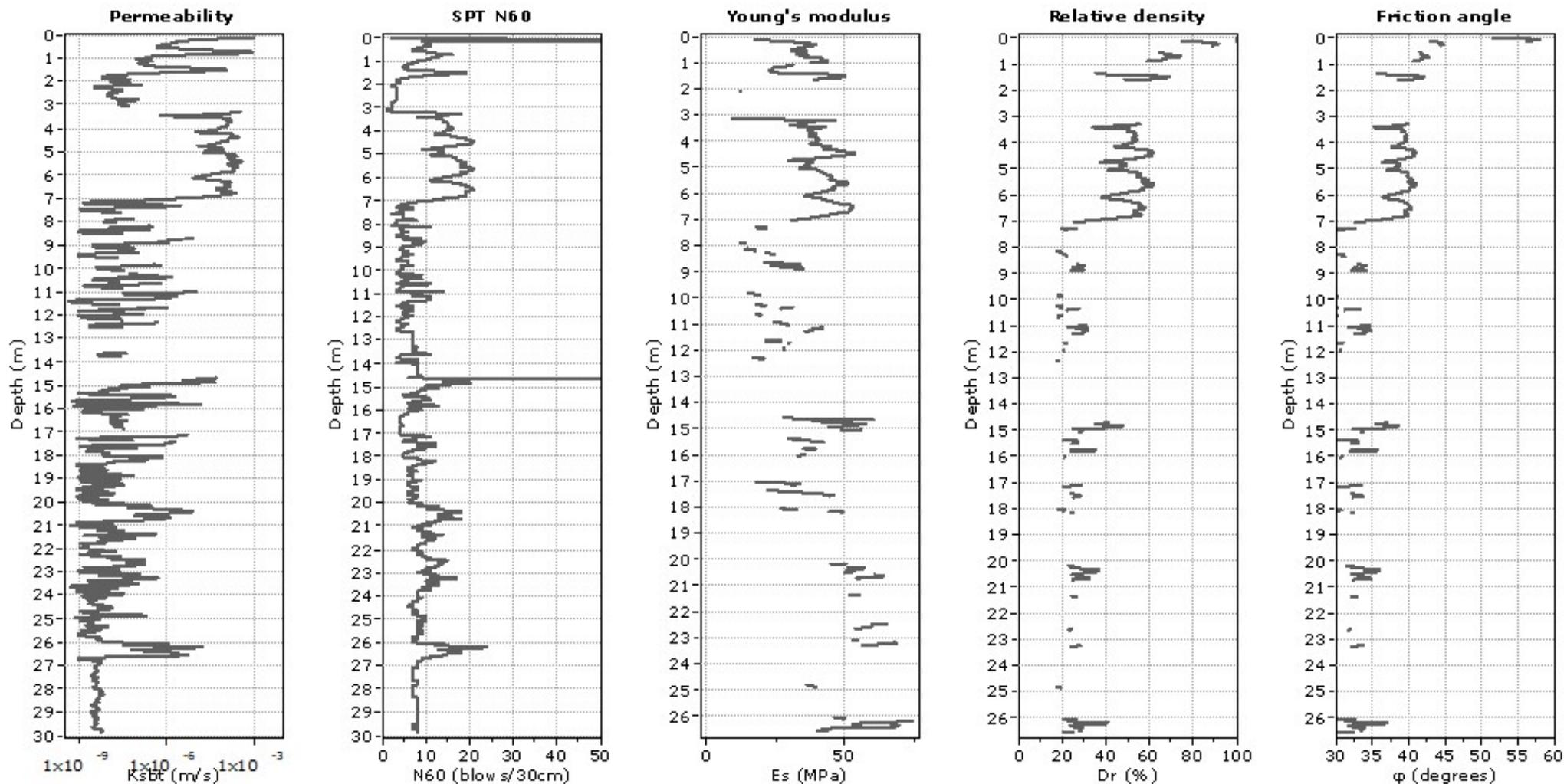


- CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
- CC: Clay-like - Contractive
- CD: Clay-like - Dilative
- TC: Transitional - Contractive
- TD: Transitional - Dilative
- SC: Sand-like - Contractive
- SD: Sand-like - Dilative

$K'(G) > 330$: Soils with significant microstructure (e.g. age/cementation)

Project:

Location:



Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n

SPT N_{60} : Based on I_c and q_c

Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009)

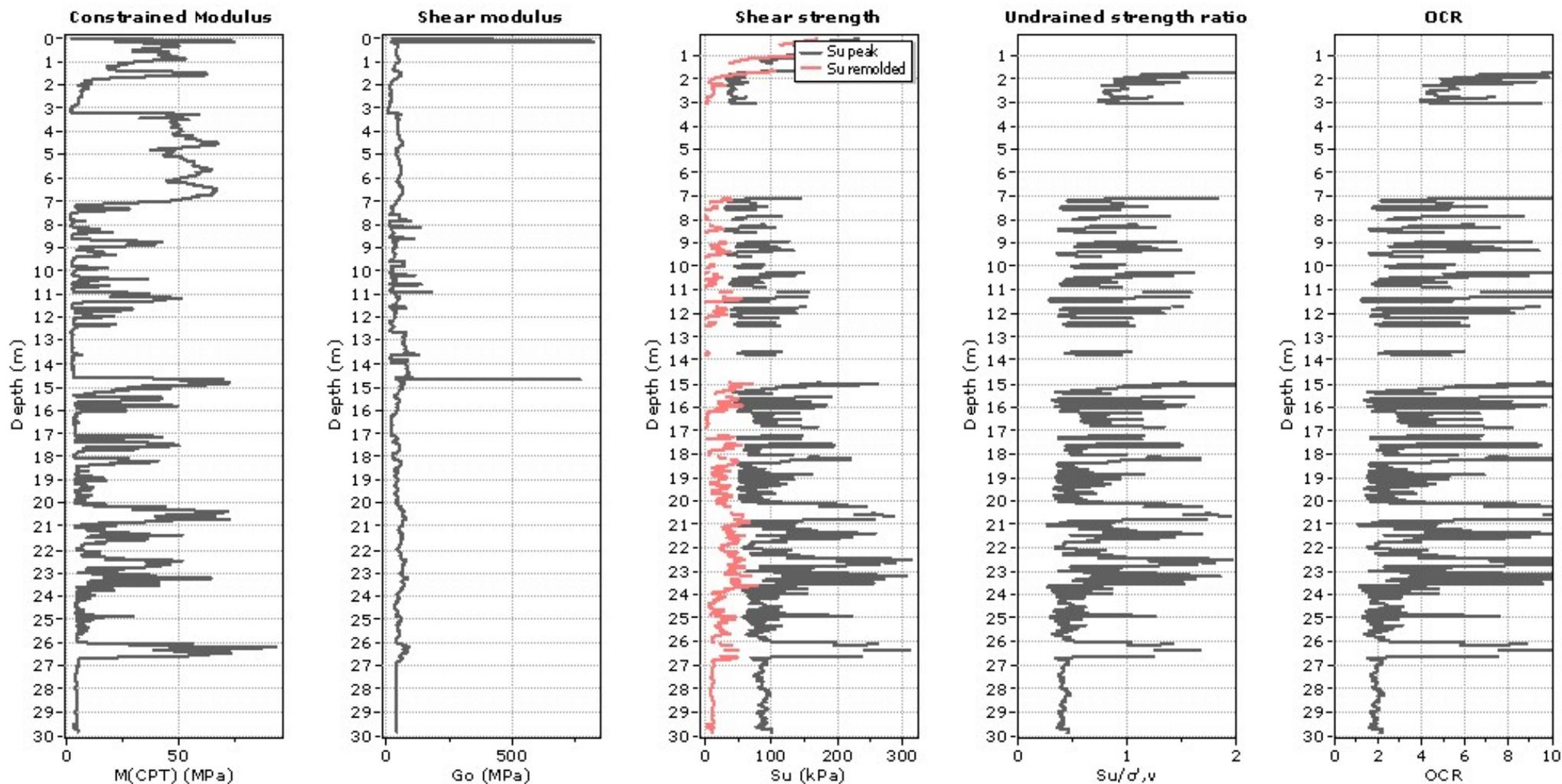
Relative density constant, C_D : 350.0

Phi: Based on Kulhavy & Mayne (1990)

● User defined estimation data

Project:

Location:



Calculation parameters

Constrained modulus: Based on variable α using I_c and Q_{tn} (Robertson, 2009)

Go: Based on variable α using I_c (Robertson, 2009)

Undrained shear strength cone factor for clays, N_{kt} : Auto

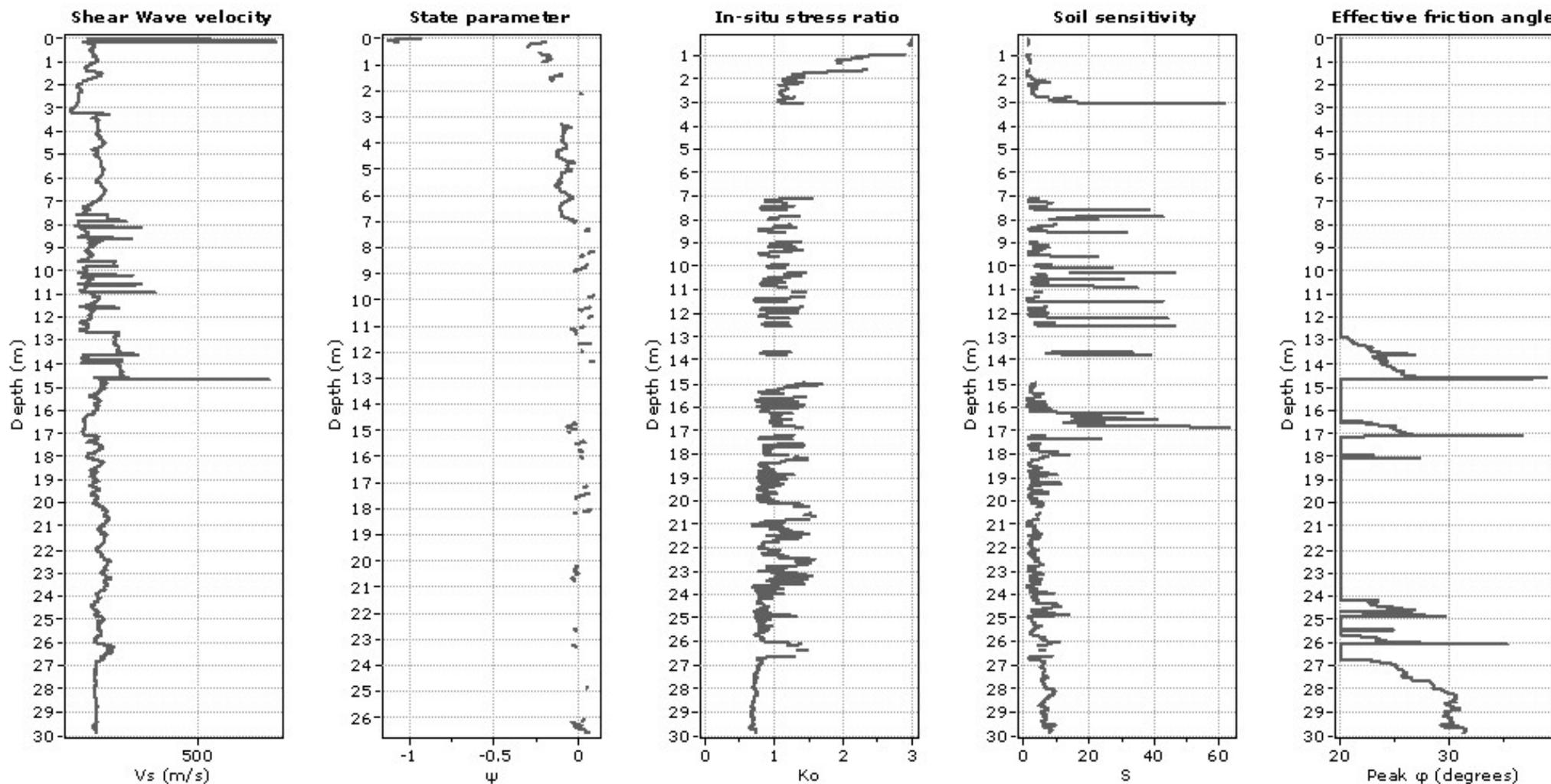
OCR factor for clays, N_{kt} : Auto

● User defined estimation data

● Flat Dilatometer Test data

Project:

Location:

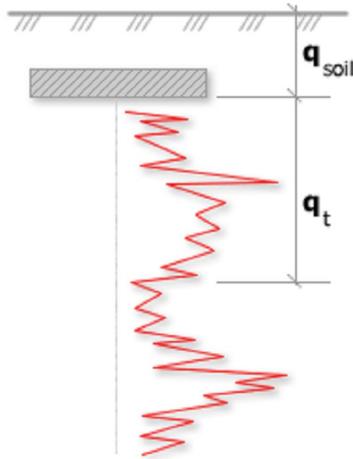


Calculation parameters

Soil Sensitivity factor, N_s : 7.00

—●— User defined estimation data

Project:
Location:

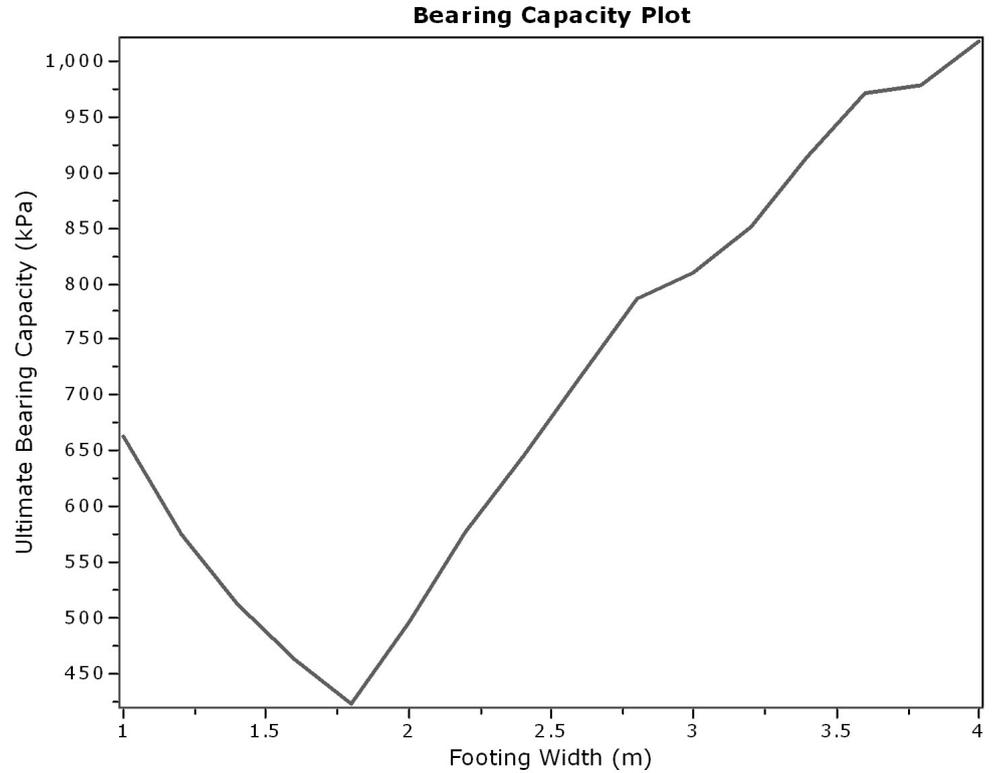


Bearing Capacity calculation is performed based on the formula:

$$Q_{ult} = R_k \times q_t + q_{soil}$$

where:

R_k : Bearing capacity factor
 q_t : Average corrected cone resistance over calculation depth
 q_{soil} : Pressure applied by soil above footing



:: Tabular results ::

No	B (m)	Start Depth (m)	End Depth (m)	Ave. q_t (MPa)	R_k	Soil Press. (kPa)	Ult. bearing cap. (kPa)
1	1.00	0.50	2.00	3.27	0.20	9.50	663.45
2	1.20	0.50	2.30	2.82	0.20	9.50	574.37
3	1.40	0.50	2.60	2.51	0.20	9.50	512.04
4	1.60	0.50	2.90	2.26	0.20	9.50	461.26
5	1.80	0.50	3.20	2.06	0.20	9.50	422.41
6	2.00	0.50	3.50	2.43	0.20	9.50	496.24
7	2.20	0.50	3.80	2.84	0.20	9.50	577.17
8	2.40	0.50	4.10	3.18	0.20	9.50	644.99
9	2.60	0.50	4.40	3.52	0.20	9.50	714.25
10	2.80	0.50	4.70	3.89	0.20	9.50	787.12
11	3.00	0.50	5.00	4.01	0.20	9.50	810.56
12	3.20	0.50	5.30	4.21	0.20	9.50	852.00
13	3.40	0.50	5.60	4.52	0.20	9.50	913.16
14	3.60	0.50	5.90	4.81	0.20	9.50	971.97
15	3.80	0.50	6.20	4.85	0.20	9.50	979.30
16	4.00	0.50	6.50	5.04	0.20	9.50	1018.05

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

:: Unit Weight, g (kN/m³) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 I_c}$$

:: N_{SPT} (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 I_c}}$$

:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

(applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: Relative Density, Dr (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad (\text{applicable only to SBT}_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8 \text{ or } I_c < I_{c_cutoff})$$

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

:: Peak drained friction angle, ϕ (°) ::

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

(applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8)

:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::

If $I_c > 2.20$
 $a = 14$ for $Q_{tn} > 14$
 $a = Q_{tn}$ for $Q_{tn} \leq 14$
 $M_{CPT} = a \cdot (q_t - \sigma_v)$

If $I_c \leq 2.20$
 $M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_u(rem)$ (kPa) ::

$$S_{u(rem)} = f_s \quad (\text{applicable only to SBT}_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9 \text{ or } I_c > I_{c_cutoff})$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Effective Stress Friction Angle, ϕ' (°) ::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337–1355 (2009)