

# MICROZONAMENTO DE SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO: CASO DE ESTUDO NO VALE INFERIOR DO TEJO

## Microzonation of the liquefaction susceptibility: case study in the Lower Tagus Valley

Ana Sofia Saldanha\*

António Viana da Fonseca\*\*

Cristiana Ferreira\*\*\*

**RESUMO** – Este trabalho enquadra-se no projeto europeu de investigação LIQUEFACT, do qual a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto é parceira e associada. Durante a realização deste trabalho, foi recolhida uma vasta informação geológico-geotécnica existente, de modo a constituir uma base de dados sólida para a escolha de um sítio-piloto, para realização de ensaios *in situ* complementares, com vista à elaboração de um microzonamento de suscetibilidade à liquefação. A análise dessa informação geotécnica (sobretudo SPT, CPT e CH) incluiu a avaliação de índices de risco de liquefação, nomeadamente o Fator de Segurança à liquefação ( $FS_{liq}$ ), Índice Potencial de Liquefação (LPI) e Número de Severidade de Liquefação (LSN), tendo-se escolhido um sítio piloto na zona da Lezíria Grande de Vila Franca de Xira. A campanha experimental envolveu ensaios SPT, CPTu, SDMT, diversos métodos geofísicos e ainda a recolha de amostras de alta qualidade para caracterização laboratorial. O tratamento dos resultados destes ensaios foi subdividido em três tipos de análises, em termos de Índices de Risco, da classificação de acordo com  $V_{S30}$ , e ainda baseada nos assentamentos e deslocamentos laterais esperados. Destas análises, foi possível estabelecer e propor um microzonamento preliminar de suscetibilidade à liquefação induzida por sismos.

**SYNOPSIS** – This work is part of the European research project LIQUEFACT, of which the Faculty of Civil Engineering of the University of Porto (FEUP) is an associate partner. During this research, a vast amount of existing geological and geotechnical reports were collected for the creation of a solid database for selection of a pilot site, for supplementary *in situ* tests, towards a liquefaction susceptibility microzonation. The analysis of this geotechnical information (mainly SPT, CPT and CH) included the assessment of liquefaction risk indexes, namely the Liquefaction Safety Factor ( $FS_{liq}$ ), the Liquefaction Potential Index (LPI) and Liquefaction Severity Number (LSN), from which a pilot site was selected in the area of Lezíria Grande de Vila Franca de Xira. The experimental campaign at the pilot site involved SPT, CPTu, SDMT, various geophysical methods and the collection of high quality samples for subsequent laboratory characterization. Data treatment of these test results was subdivided into three types of analyses, namely Risk Indexes, classification according to  $V_{S30}$ , and expected settlements and lateral displacements. From this work, it was possible to establish and propose a preliminary earthquake-induced liquefaction susceptibility microzonation.

**Palavras Chave** – Suscetibilidade à Liquefação, Liquefação sísmica, Microzonamento, Baixo Vale do Tejo

**Keywords** – Liquefaction susceptibility, Seismic liquefaction, Microzonation, Lower Tagus Valley

---

\* Mestre em Engenharia Civil, Bolseira de Investigação, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, E-mail: [asaldanha@fe.up.pt](mailto:asaldanha@fe.up.pt).

\*\* Professor Associado com Agregação, CONSTRUCT-GEO, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, [orcid.org/0000-0002-9896-1410](https://orcid.org/0000-0002-9896-1410), E-mail: [viana@fe.up.pt](mailto:viana@fe.up.pt)

\*\*\* Bolseira Pós-Doutoramento e Prof.<sup>a</sup> Auxiliar Convidada CONSTRUCT-GEO, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, [orcid.org/0000-0001-5998-6220](https://orcid.org/0000-0001-5998-6220), E-mail: [cristiana@fe.up.pt](mailto:cristiana@fe.up.pt)

## 1 – INTRODUÇÃO

A história regista, ao longo dos séculos, casos de rotura catastrófica de maciços fundamentalmente arenosos, com consideráveis prejuízos económicos, perdas de vida humanas e danos no ambiente, causados por desastres de liquefação dos solos, geralmente conhecidos como EILDs (*Earthquake Induced Liquefaction Disasters*) (Liquefact.eu, 2016). Com o objetivo de mitigar os danos provocados pela liquefação, a engenharia civil e, mais especificamente, a geotecnia tem procurado estudar este processo físico, principalmente nas proximidades de zonas povoadas e/ou de serviços que garantem a resiliência das comunidades nas zonas afetadas, como hospitais, quartéis de bombeiros e outros edifícios de serviços públicos. Para o estudo da resiliência das zonas afetadas pelos sismos é fundamental ter uma especial atenção às *lifelines* (estruturas e infraestruturas de apoio às populações, desde estradas a redes de abastecimento de água, esgotos, eletricidade, gás, comunicações), devido, segundo Pitilakis et al. (2013), a três importantes características: (a) grande variabilidade a nível espacial, topológico e de exposição a diferentes tipos de perigos geológicos e geotécnicos; (b) grande variabilidade de tipologia e materiais usados; e (c) especificidade das funções requeridas. É ainda de destacar que a sua reparação, na maioria dos casos, tem um custo de 10% ou 15% do seu custo de construção. No sismo de 2010, em Christchurch, com uma magnitude de 7,1, seguido do sismo de 2011 com magnitude de 6,3, ocorreram grandes assentamentos e deslizamentos, devido essencialmente à liquefação, provocando danos severos nas redes de distribuição de água e de eletricidade e na rede de estradas, tornando grande parte delas inoperáveis (O'Rourke et al., 2012), ao contrário das condutas de distribuição de gás que se mantiveram em bom funcionamento.

A liquefação sísmica é um processo induzido pela ação de forças externas cíclicas associadas à ocorrência de um sismo que conduz à anulação da tensão efetiva e, conseqüentemente, à diminuição da resistência efetiva e da rigidez dos solos. Este processo ocorre essencialmente em depósitos (aluvionares, coluvionares e raramente eluvionares) suscetíveis, de material granular solto e saturado, que submetidos a tensões de corte, apresentam comportamento contrátil, isto é, têm tendência para diminuição de volume. Como os poros do solo saturado se encontram completamente preenchidos com água e o tempo necessário de drenagem é comparativamente maior do que o tempo de aplicação do carregamento durante a ação sísmica, esta tendência de comportamento contrátil, ou seja, de redução de volume na condição de carregamento não drenado, corresponde a um aumento acentuado do valor da pressão neutra ou de água nos poros.

O principal objetivo deste trabalho consiste num microzonamento preliminar da zona de estudo piloto quanto à suscetibilidade à liquefação. Este objetivo foi conseguido, numa primeira fase, através da recolha e análise de relatórios geológico-geotécnicos existentes, de modo a coletar informação suficiente para construir um modelo geológico-geotécnico, assim como para definir a localização mais adequada para o futuro campo experimental. A análise dos dados recolhidos foi feita utilizando os métodos mais recentes para avaliação da suscetibilidade à liquefação, baseados não só na abordagem simplificada, através do Fator de Segurança à liquefação ( $FS_{liq}$ ), mas também em índices quantitativos de risco de liquefação, incluindo o Índice Potencial de Liquefação (LPI) e o Número de Severidade de Liquefação (LSN). Estes índices permitem uma avaliação preliminar dos efeitos de danos da liquefação superficial, baseando-se em assentamentos por reconsolidação pós-liquefação. Definido o campo experimental, designado como sítio piloto, foi possível a realização de uma vasta campanha de ensaios geotécnicos e geofísicos *in situ*, cuja análise dos resultados obtidos permitiu completar e detalhar o microzonamento inicial, e ainda comparar o desempenho dos diversos ensaios relativamente à avaliação da suscetibilidade à liquefação.

## 2 – ESCOLHA DO SÍTIO PILOTO

### 2.1 – Sismicidade e liquefação histórica

A “sismicidade histórica”, segundo Teves Costa (2005), refere-se à sismicidade observada antes da existência de registos instrumentais. Em alguns locais, eram relatados todos os sismos sentidos, mesmo que de pequenas amplitudes, enquanto em outros apenas se encontram registos de sismos de grande magnitude, que causaram o pânico nas populações, como os registos históricos relatados no trabalho de Jorge (1993). No Quadro 1 são apresentados alguns exemplos de sismos e respetiva informação.

**Quadro 1** - Fontes sismogenéticas da região de Lisboa (Ribeiro, 1998)

Sismicidade	Estrutura ativa	Magnitude Máxima Observada	Magnitude Máxima Expectável	Período de Retorno (anos)	Distância a Lisboa (km)
Interplacas	Goringe	ML=7,5 (1969)	ML > 8,1	> 2x10 <sup>2</sup>	350
	Zona de subducção Oeste-Ibérica	ML=7,2 (1858)	ML > 7,5	> 10 <sup>2</sup>	>120
	Rotura no Goringe e zona de subducção Oeste-Ibérica	ML=8,5-9 (1755)	ML > 8,5-9	> 10 <sup>3</sup>	>120
Intraplacas	Vale Inferior do Tejo	ML=6,7 (1909)	ML > 7,2	> 3,5x10 <sup>2</sup>	5-40
	Gargalo do Tejo	ML=3 (1531)	ML > 6,5	> 10 <sup>4</sup>	1

Com base na sismicidade histórica, Cabral et al. (2011) descreveram a zona inferior do vale do rio Tejo como uma área que tem sido gravemente afetada, ao longo da história, por diversos sismos que causaram grandes danos e fatalidades. A sismicidade da zona compreende vários eventos, distantes no tempo entre si, como o de 1755, com uma magnitude superior a 8,5, gerado na zona fronteira da placa *Eurasia-Nubia*, e os terramotos locais intraplacas com magnitudes compreendidas entre 6 a 7, como sejam os terramotos de 1344, 1531, 1769 e 1909. Os vários relatos de ocorrência de liquefação, associados a esses eventos sísmicos, encontram-se sistematizados no trabalho de Jorge (1993), e a respetiva representação consta no mapa da Fig. 1.

Jorge (1993) pesquisou e reuniu esta informação de liquefação histórica com a localização relativa dos depósitos holocénicos arenosos, tendo depois sobreposto os mapas de oportunidade de liquefação, para obter um zonamento do potencial de liquefação, do qual se apresenta um excerto na Fig. 2. Com base nesse zonamento e atendendo às zonas nele definidas como mais suscetíveis, foi feita a recolha e compilação de relatórios geológicos e geotécnicos existentes nessas zonas críticas, para caracterizar os solos e identificar os depósitos arenosos potencialmente sensíveis a este processo.

Tendo em conta toda a análise descritiva dos mapas geológicos, foi necessário aprofundar a pesquisa, tendo-se consultado diversos grupos de interesse das zonas mais suscetíveis, incluindo municípios, outras entidades públicas e empresas privadas. Procurou-se recolher o maior número de informação para a base de dados que, para além de sustentar a escolha de um sítio piloto, forneceria também informação suficiente para o microzonamento de risco de liquefação induzida por sismos. Foi possível obter um grande número de relatórios de prospeção geológica e geotécnica, que permitiram construir um mapa de dados existentes com 273 pontos no total, na sua maioria sondagens com ensaios de penetração dinâmica (SPT), mas também ensaios de cone ou piezocone penetrómetro (CPT ou CPTu) e ensaios sísmicos entre furos, do tipo *cross-hole* (CH).

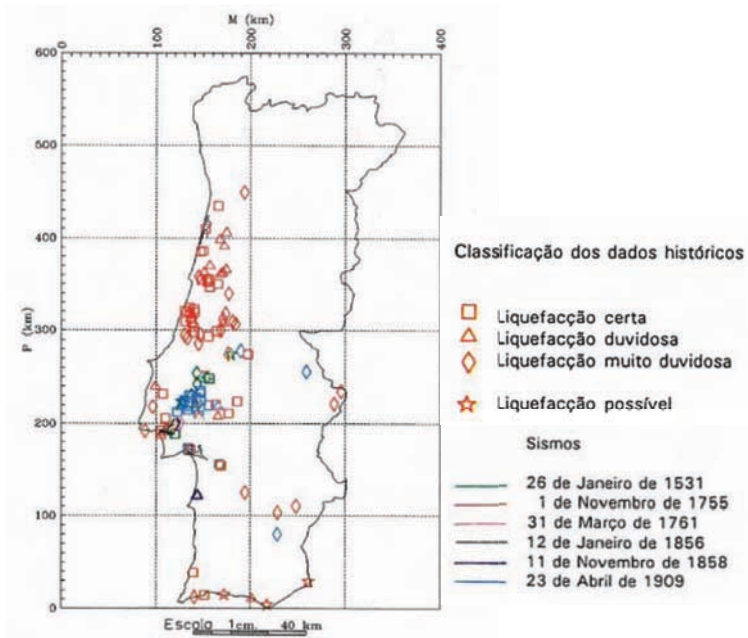


Fig. 1 – Mapa com a localização de fenómenos de liquefação associados a sismos históricos (Jorge, 1993)

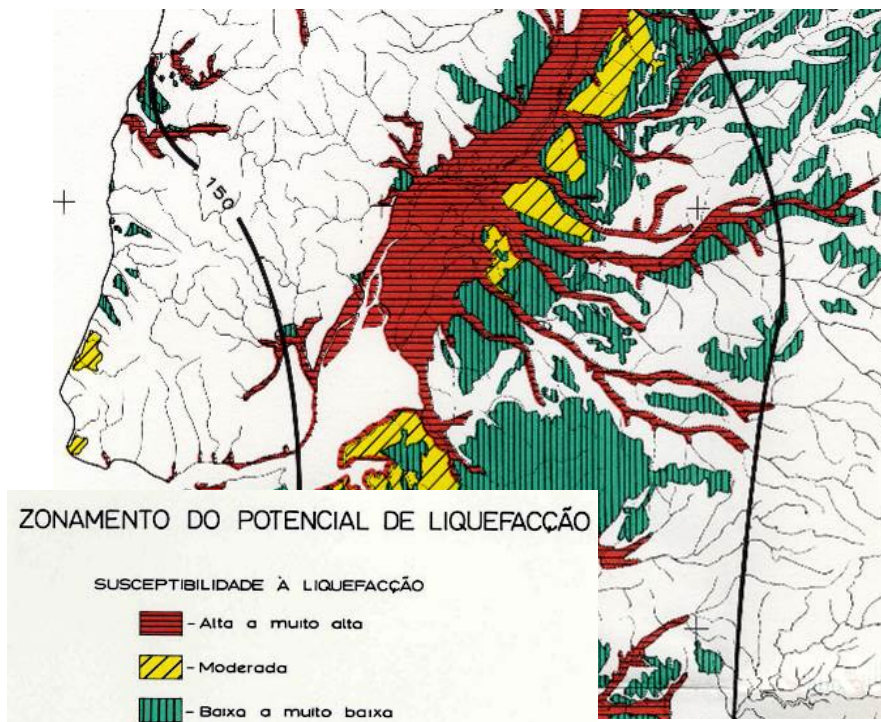





Fig. 2 – Excerto do mapa de zonamento do potencial de liquefação, zona centro-sul (Jorge, 1993)

O Quadro 2 contém um resumo do tipo e número de ensaios de campo recolhidos na pesquisa bibliográfica e respetiva percentagem em relação ao total de ensaios existentes nos relatórios consultados.

**Quadro 2** - Quadro resumo dos ensaios nos relatórios recolhidos

Tipo de ensaio	Número de ensaios	Percentagem (%)	Símbolo de georreferenciação
SPT	229	84	
CPT ou CPTu	29	11	
Cross-hole	15	5	

A análise destes dados foi efetuada de acordo com o tipo de ensaio, utilizando os métodos mais recentes para avaliação da suscetibilidade à liquefação. Esta análise baseou-se não apenas na abordagem simplificada através do cálculo do Fator de Segurança à liquefação ( $FS_{liq}$ ), mas também em índices quantitativos de risco de liquefação, incluindo o Índice Potencial de Liquefação (LPI) e o Número de Severidade de Liquefação (LSN), com recurso a folhas de cálculo em Excel, complementado por um programa de análise de dados CPT/CPTu, designado por CLiq<sup>®</sup>. Atendendo ao objetivo de microzonamento, toda a informação foi devidamente georreferenciada, tendo-se numa primeira fase optado pelo Google Earth<sup>®</sup>.

É de relevar que, no contexto desta investigação, a avaliação da suscetibilidade à liquefação induzida por sismos de um determinado local inclui não só a avaliação do potencial de liquefação do solo (através dos critérios geológicos, granulométrico, de estado, entre outros), mas também a avaliação do potencial de início de liquefação ou *liquefaction triggering* associado a uma determinada ação sísmica (correspondendo à determinação de um fator de segurança ou de uma probabilidade de liquefação).

## 2.2 – Avaliação da suscetibilidade à liquefação

### 2.2.1 – Abordagem simplificada através do Fator de Segurança à liquefação

A avaliação da suscetibilidade à liquefação pode ser feita segundo diversas abordagens, sendo mais comum a “abordagem simplificada”, originalmente proposta por Seed e Idriss (1967), também adotada no Eurocódigo 8. Segundo esta metodologia, o fator de segurança relativo à suscetibilidade à liquefação,  $FS_{liq}$ , é calculado pelo rácio entre a razão de resistência cíclica, CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) e a razão de tensões cíclicas CSR (*Cyclic Stress Ratio*), segundo a equação:

$$FS_{liq} = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

Neste trabalho, assume-se que para valores de  $FS_{liq}$  inferiores a 1, o solo é suscetível à liquefação. Porém, o Eurocódigo 8 define a suscetibilidade do solo para um fator de segurança mais alto, de 1,25, sendo por isso ligeiramente mais conservativo.

O cálculo do CSR é relativamente direto e depende essencialmente da ação sísmica de projeto, traduzida pela aceleração máxima do solo  $a_{max}$  e definida de acordo com o local. A equação proposta por Seed e Idriss (1967), que se mantém atual, tem a seguinte expressão:

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \quad (2)$$

onde  $g$  é a aceleração gravitacional,  $a_{\text{máx}}$  é a aceleração máxima local do solo à superfície e  $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  são as tensões verticais total e efetiva de repouso à profundidade considerada. O coeficiente  $r_d$ , presente na equação anterior, é um coeficiente de redução da tensão da corte, que reflete a resposta dinâmica do solo em profundidade e pode ser estimado pelas seguintes equações (Liao and Whitman, 1986; Youd et al., 2001):

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \cdot z \quad \text{para } z < 9,15 \text{ m} \quad (3)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267 \cdot z \quad \text{para } 9,15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (4)$$

onde  $z$  é a profundidade em metros, aplicável até 23 metros.

A definição da ação sísmica de projeto, nomeadamente a aceleração máxima e magnitude de referência, foi feita de acordo com o Eurocódigo 8 (IPQ, 2010), sendo que para a região do Vale Inferior do Tejo, nos concelhos de Vila Franca de Xira e Benavente, estão prescritos os valores resumidos no Quadro 3.

**Quadro 3** - Informação sísmica sobre os concelhos de Vila Franca de Xira e Benavente

	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
Zona sísmica	1.4	2.3
$M_w$	7,5	5,2
$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	1,0	1,7
$\gamma_I$	1	1
$a_g$	1,00	1,70
Tipo de solo	D	D
$S_{\text{max}}$	2,00	2,00
S	2,00	1,77
$a_{\text{máx}}$ (m/s <sup>2</sup> )	2,00	3,00
$a_{\text{máx}}$ (g)	0,20	0,31

Por seu turno, a capacidade resistente do solo à liquefação pode ser avaliada através da razão de resistência cíclica CRR. A estimativa do CRR reveste-se de uma muito maior complexidade, por depender diretamente do método de ensaio de campo ou de laboratório utilizado no seu cálculo, nomeadamente através de SPT, de CPT e de ensaios geofísicos com medição da velocidade das ondas de corte,  $V_s$ , como se detalha a seguir.

### 2.2.1.1 – Avaliação baseada em ensaios SPT

Uma das propostas mais recentes é de Boulanger e Idriss (2014), que considera o cálculo do CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) a partir de valores normalizados do número de pancadas do SPT,  $N_{60}$ . Um aspeto importante, introduzido por estes autores na análise da suscetibilidade à liquefação, prende-se com a percentagem de finos que um solo contém e a forma como esta percentagem pode influenciar o seu comportamento quando sujeito a ações sísmicas. Assim, a normalização dos resultados do ensaio SPT inclui, para além da correção exigida devido à perda de energia transmitida em profundidade, uma correção relativa à percentagem de finos (FC, *finest content*) para a obtenção de  $N_{60}$  corrigido “equivalente”,  $(N_1)_{60cs}$ . A expressão de cálculo do CRR é a seguinte:



$$CRR_{7,5} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14,1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23,6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25,4}\right)^4 - 2,8\right) \quad (5)$$

onde  $(N_1)_{60cs}$  é a resistência à penetração do ensaio SPT,  $N_{60}$ , normalizada e ajustada a uma areia limpa equivalente (isto é, com uma percentagem de finos igual ou inferior a 5%) e pode ser calculado da seguinte forma:

$$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \quad (6)$$

$(N_1)_{60}$  corresponde ao valor normalizado do  $N_{SPT}$  e  $\Delta(N_1)_{60}$  é um valor corrigido relativo à percentagem de finos. O cálculo de  $(N_1)_{60}$  é feito da forma clássica (Liao e Whitman, 1986; Idriss e Boulanger, 2010), atendendo às correções do estado de tensão de repouso e do comprimento das varas, enquanto que o valor de  $\Delta(N_1)_{60}$  pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$\Delta(N_1)_{60} = \exp\left(1,63 + \frac{9,7}{FC + 0,01} - \left(\frac{15,7}{FC + 0,01}\right)^2\right) \quad (7)$$

A introdução da percentagem de finos nesta abordagem pretende refletir a sua importância na suscetibilidade de liquefação, sendo que os valores de  $\Delta(N_1)_{60}$  variam entre 0 para FC igual a 0%, crescendo rapidamente para o valor máximo de 5, para FC superiores a 25%. Uma das limitações desta correção prende-se com a estimativa rigorosa da percentagem de finos a partir da descrição litológica do ensaio, na ausência de análises granulométricas desses solos.

Atendendo a que a magnitude de referência do sismo,  $M_w$ , de acordo com o Eurocódigo 8, no Anexo Nacional, é de 7,5, é necessário ajustar o valor de CRR para diferentes magnitudes, multiplicando-se o valor de  $CRR_{7,5}$  pelos fatores de escala de magnitude  $MSF$  (*Magnitude Scaling Factor*) e do estado de tensão  $K_\sigma$ , com as seguintes expressões (Idriss and Boulanger, 2008):

$$CRR_M = CRR_{7,5} \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad (8)$$

onde

$$MSF = 6,9 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) - 0,058 \leq 1,8, \text{ para areias} \quad (9)$$

$$MSF = 1,12 \exp\left(-\frac{M_w}{4}\right) + 0,828 \leq 1,13, \text{ para argilas} \quad (10)$$

No cálculo do MSF, a distinção entre areias e argilas foi feita com base na percentagem de finos, tendo-se considerado a expressão (9) para solos até 50% de finos e a expressão (10) para FC superior a 50%. O fator de escala do estado de tensão  $K_\sigma$  depende não apenas do estado de tensão em profundidade, mas também do valor da resistência à penetração normalizada equivalente,  $(N_1)_{60cs}$ :

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln\left(\frac{\sigma'_v}{p_a}\right) \leq 1,1, \text{ com } C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 2,55\sqrt{(N_1)_{60cs}}} \leq 0,3 \quad (11)$$

### 2.2.1.2 – Avaliação baseada em ensaios CPTu

Para a análise dos ensaios CPTu, foi seguido um processo análogo, isto é, o CRR foi calculado a partir dos resultados de resistência do ensaio. Neste caso, atendendo à densidade computacional dos cálculos envolvidos, optou-se pelo uso de um *software* específico, designadamente o CLiq® (version v.2.0.6.92, GeoLogismiki, 2017). A utilização deste programa, cuidadosamente validada com cálculos paralelos em folhas de cálculo, proporcionou uma maior celeridade na análise e permitiu efectuar análises expeditas e comparativas da suscetibilidade à liquefação com base nos ensaios CPTu segundo abordagens distintas, entre elas as propostas por Robertson (2009) e por Boulanger e Idriss (2014). Neste trabalho, serão apenas apresentados resultados obtidos segundo Robertson (2009), desenvolvida a partir do método de Robertson e Wride (1998), cuja formulação se baseia num valor da resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu, como se resume abaixo:

$$CRR_{7,5} = 93 \cdot \left( \frac{Q_{m,cs}}{1000} \right)^3 + 0,08, \text{ se } 50 \leq Q_{m,cs} \leq 160 \quad (12)$$

$$CRR_{7,5} = 0,833 \cdot \frac{Q_{m,cs}}{1000} + 0,05, \text{ se } Q_{m,cs} < 50 \quad (13)$$

sendo  $Q_{m,cs}$  o valor da resistência de ponta do cone normalizado e equivalente a uma areia limpa, estimado pela seguinte expressão:

$$Q_{m,cs} = K_c \cdot Q_m \quad (14)$$

onde  $K_c$  é um fator corretivo, função das características de comportamento do solo, combinando a influência da percentagem de finos e da plasticidade.  $Q_m$  é a resistência à penetração normalizada do CPT (adimensional), calculado segundo a proposta clássica de Robertson e Wride (1998). O procedimento associado ao tratamento dos resultados dos ensaios CPTu para a avaliação da suscetibilidade à liquefação é extenso e encontra-se detalhado em Robertson (2009; 2015) e em Saldanha (2017).

### 2.2.1.3 – Análise baseada nas velocidades de propagação das ondas de corte, $V_S$

Andrus e Stokoe (2000) e Andrus et al. (2003) desenvolveram uma metodologia para avaliação da resistência à liquefação que se baseia nos valores normalizados da velocidade de propagação das ondas de corte. À semelhança dos outros métodos, este requer a determinação dos dois parâmetros de ação-reação: o primeiro correspondente ao nível de carga cíclica a que o solo é sujeito durante a solitação sísmica, expressa pela razão de tensões cíclicas (CSR); e um segundo, relativo à resistência do solo à liquefação, expressa pela razão de resistência cíclica (CRR), que neste caso é função da rigidez do solo para muito baixas deformações, sendo que tem uma relação direta com a velocidade de onda de corte normalizada do estado de tensão efetivo presente ( $V_{S1}$ ).

A normalização da velocidade de onda de corte em relação às tensões efetivas *in situ*, à semelhança dos valores normalizados inferidos de outros ensaios *in situ* como o SPT, CPT e DMT, pode fazer-se segundo Andrus e Stokoe (2000) e Andrus et al. (2003) da seguinte forma:

$$V_{S1} = V_S \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} \quad (15)$$



onde  $V_s$  é a velocidade da onda de corte,  $p_a$  é a pressão atmosférica (=100 kPa) e  $\sigma'_{v0}$  é a tensão vertical efetiva de repouso (nas mesmas unidades de  $p_a$ ).

A razão de resistência cíclica (CRR) pode ser considerada como o valor limite que separa os estados definidos por um determinado valor de  $V_{s1}$  em que há suscetibilidade à liquefação, dos estados onde tal não se verifica. A base de dados relativa aos casos históricos refere-se a solos não cimentados do Holocénico, para profundidades médias inferiores a 10 m, com níveis freáticos a profundidades entre 0,5 m e 6 m, e medições de  $V_s$  realizadas abaixo do nível freático. As curvas CRR- $V_{s1}$  foram definidos com base na seguinte expressão:

$$CRR = \left[ 0,022 \cdot \left( \frac{K_{a1} V_{s1}}{100} \right)^2 + 2,8 \cdot \left( \frac{1}{V_{s1}^* - K_{a1} V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] \cdot K_{a2} \quad (16)$$

onde  $K_{a1}$  e  $K_{a2}$  são fatores que corrigem o efeito da idade em  $V_s$  e CRR, respetivamente, e iguais à unidade no caso de solos não cimentados recentes (Holocénico).  $V_{s1}^*$  é o limite superior de  $V_{s1}$  para que ocorra liquefação. O valor de  $V_s$  igual a 210 m/s conduz a um valor de CRR de aproximadamente 0,6, o que é considerado equivalente a um valor de  $N_{SPT}$  de 30 em areias limpas. Baseados nas correlações de  $N_{SPT}$  com  $V_s$  e nos casos históricos, Andrus e Stokoe (2000) propuseram as seguintes condições para estimar os valores limites de  $V_{s1}$  (que designaram por  $V_{s1}^*$ ), para os quais não se espera a ocorrência de liquefação.

$$\begin{aligned} V_{s1}^* &= 215 \text{ m/s, se } FC \leq 5\% \\ V_{s1}^* &= 215 - 0,5 \cdot (FC - 5), \text{ se } 5 < FC < 35\% \\ V_{s1}^* &= 200 \text{ m/s, se } FC \geq 35\% \end{aligned} \quad (17)$$

onde FC é a percentagem de finos.

### 2.2.2 – Índices de risco baseados nos ensaios SPT e CPTu

As novas abordagens à avaliação da liquefação centram-se na estimativa das consequências do próprio processo de liquefação, através de índices quantitativos de risco de liquefação, simplificados designados “índices de risco”. A primeira análise irá focar-se em dois dos índices, no entender dos autores, mais importantes para a definição da avaliação da liquefação. São estes índices o LPI (*Liquefaction Potential Index*) e o LSN (*Liquefaction Severity Number*). O Índice de Potencial de Liquefação (LPI) foi originalmente desenvolvido no Japão, para estimar o potencial de liquefação capaz de causar danos nas fundações de um determinado local (Iwasaki et al., 1978, 1982). Este índice assume que a severidade do fenómeno é proporcional à espessura da camada liquefeita e à sua proximidade ao terreno, considerando apenas os horizontes com fator de segurança menor que 1 e profundidades inferiores a 20 m (Viana da Fonseca et al., 2016).

$$LPI = \int_0^{20m} F \cdot W(z) dz \quad (18)$$

Sendo  $W(z) = 10 - 0,5z$  e  $F$  uma função do fator de segurança à liquefação,  $FS_{liq}$ , resultado da razão entre o CRR (*Cyclic Resistance Ratio*) e do CSR (*Cyclic Stress Ratio*), definida por:

$$F = 1 - FS_{liq}, \text{ se } FS_{liq} \leq 1 \text{ e } F = 0, \text{ se } FS_{liq} > 1 \quad (19)$$

Os limites de classificação de suscetibilidade à liquefação, segundo Iwasaki et al. (1982), encontram-se resumidos no Quadro 4. Outras propostas mais recentes, nomeadamente Lee et al. (2003) e Sonmez (2003), sugeriram limites de classificação baseados no LPI ligeiramente diferentes, tendo-se adotado a classificação de Iwasaki et al. (1982) de acordo com o definido no programa de cálculo utilizado.

**Quadro 4** - Classificação da suscetibilidade à liquefação segundo o LPI (Iwasaki et al., 1982)

LPI	Suscetibilidade à liquefação
0	Muito baixa
$0 < LPI \leq 5$	Baixa
$5 < LPI \leq 15$	Alta
$> 15$	Muito alta

Por outro lado, o Número de Severidade de Liquefação (LSN) foi desenvolvido por Tonkin e Taylor (2013) e representa os danos potenciais de liquefação à superfície em terrenos com edifícios. O LSN considera a deformação volumétrica densificada, calculada pela ponderação da profundidade como um sinal indicador da gravidade dos danos de liquefação prováveis na superfície do terreno (Viana da Fonseca et al., 2016). O cálculo deste índice é feito de acordo com:

$$LSN = 1000 \cdot \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz \quad (20)$$

onde  $\varepsilon_v$  é a deformação volumétrica densificada calculada por horizonte;  $z$  é a profundidade do mesmo abaixo da superfície do terreno (em metros). O cálculo da deformação volumétrica densificada foi feita segundo a metodologia de Zhang et al. (2002), na determinação de assentamentos pós liquefação por reconsolidação. Os limites de classificação deste índice constam no Quadro 5. Os autores concluíram que este parâmetro é um bom indicador da suscetibilidade à liquefação em zonas residenciais planas e confinadas, sendo que o mesmo não se verifica quanto à suscetibilidade de deslocamentos laterais.

**Quadro 5** - Descrição dos danos com base no LSN (Tonkin e Taylor, 2013)

Intervalo de LSN	Efeitos típicos
0 - 20	Pouca ou nenhuma expressão de liquefação. Danos mínimos nas estruturas residenciais típicas.
20 - 40	Expressão de liquefação de moderada a severa. Ondulação e falhas na superfície do solo. Assentamentos estruturais médios a elevados, causando danos estruturais.
$> 40$	Expressão de liquefação intensa. Danos severos generalizados. Assentamentos elevados de estruturas, impossibilitando a sua utilização.

### 2.2.3 – Índice de classificação baseado no $V_{S30}$

A velocidade da onda de corte até à profundidade de 30 m,  $V_{S30}$ , é calculada tendo em conta as velocidades registadas até à profundidade em questão, fazendo-se uma média harmónica de todos os valores registados. Como demonstrado na equação seguinte,  $V_{S30}$  corresponde a uma velocidade ponderada a 30 m, sendo calculada pela razão entre o valor da profundidade final (30 m) e o somatório da razão entre as espessuras ( $d$ ) e as velocidades das ondas de corte, horizonte a horizonte, identificados com velocidades  $V_s$  similares (Wair et al., 2012):

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum \frac{d}{V_s}} \quad (21)$$

A determinação das velocidades das ondas de corte pode ser feita diretamente através de ensaios geofísicos, como Cross-Hole (CH), Down-Hole (DH), refração sísmica (RS), entre outros. Alternativamente, é possível estimar  $V_s$  a partir de um conjunto alargado de propostas de previsão baseadas em ensaios SPT, CPT e DMT. Para a correlação entre os resultados dos ensaios SPT e as  $V_s$ , Wair et al. (2012) sugerem as equações apresentadas no Quadro 6. Já para a correlação das  $V_s$  com os resultados dos ensaios CPT, os mesmos autores aconselham o cálculo da média dos valores obtidos com as equações de Mayne (2006), Andrus et al. (2007) e Robertson (2009) no caso de solos holocénicos, conforme apresentado no Quadro 7.

**Quadro 6** – Correlações entre os valores dos ensaios SPT e as  $V_s$  (Wair et al., 2012)

Solo	$V_s$ (m/s)
Todos os solos	$30 N_{60}^{0,215} \sigma_v^{0,275}$
Argilas e Siltes	$26 N_{60}^{0,17} \sigma_v^{0,32}$
Areias	$30 N_{60}^{0,23} \sigma_v^{0,23}$

**Quadro 7** – Correlações entre os valores dos ensaios CPT e as  $V_s$  (Wair et al., 2012)

Metodologia	Idade Geológica	$V_s$ (m/s)
Hegazy e Mayne (1995)	Quaternário	$10,1 \log(q_c - 11,4)^{1,67} (100 f_s / q_c)^{0,3}$
Mayne (2006)	Quaternário	$118,8 \log(f_s) + 18,5$
Andrus et al. (2007)	Holocénico	$2,27 q_t^{0,412} I_c^{0,989} z^{0,033}$
Robertson (2009)	Quaternário	$[10^{(0,551c+1,68)}(q_t - \sigma'_v) / p_a]^{0,5}$

É importante salientar que este método de classificação com base em  $V_{S30}$ , não tem como objetivo avaliar a suscetibilidade à liquefação. É um método utilizado para caracterização dos solos, particularmente na identificação do fator de amplificação da ação sísmica, destacando que, alguns dos valores de  $V_s$  muito baixos podem corresponder a solos predominantemente argilosos, sem suscetibilidade à liquefação.

#### 2.2.4 – Estimativa de assentamentos com base nos resultados dos ensaios CPTu

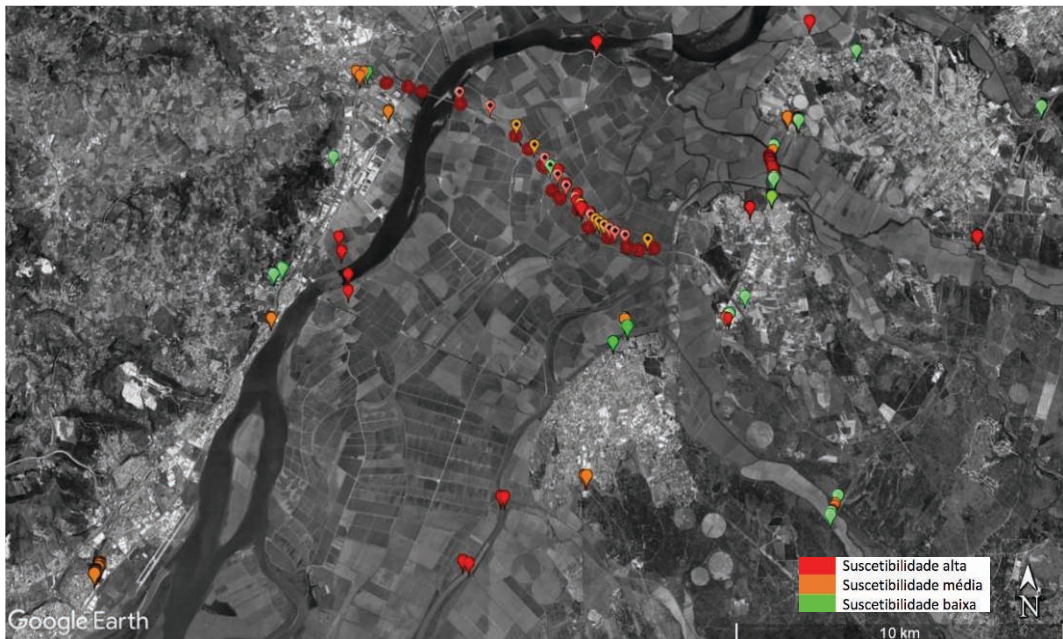
Após a liquefação, os assentamentos verticais por reconsolidação podem ser determinados pela metodologia determinística proposta por Zhang et al. (2002), que se baseou em resultados laboratoriais de Ishihara e Yoshimine (1992) e relações com o CPT (pela compacidade e pelo fator de segurança) para deformações volumétricas em areias limpas. Tradicionalmente, a suscetibilidade à liquefação é expressa em função do fator de segurança ( $FS_{liq}$ ) determinado por metodologias determinísticas, anteriormente descritas, como as de Youd et al. (2001), Robertson (2009) e Boulanger e Idriss (2014). Devido a um conjunto de incertezas nas metodologias e em diversos parâmetros, Juang et al. (2013) desenvolveram uma outra metodologia probabilística de avaliação dos assentamentos, em caso de ocorrência do processo de liquefação, para zonas edificadas. Esta metodologia é baseada nas metodologias de Robertson (2009) e Ku et al. (2012). Os detalhes de cálculo destas duas metodologias podem ser consultados em Saldanha (2017).

### 2.3 – Análise dos dados existentes

A combinação do mapa de Jorge (1993), com a análise dos dados existentes permitiu identificar várias zonas de interesse para a localização do sítio piloto. A primeira localização escolhida, onde chegaram a ser realizados três ensaios SPT, pertence ao concelho do Montijo, junto à Câmara Municipal e ao centro da cidade. Nesta localização foram confirmados vários depósitos de areia, mas já bastante consolidados, pelo que não levantariam problemas às estruturas e infraestruturas pelo desenvolvimento de liquefação.

Dada a existência de muitos dados disponíveis aquando da construção do viaduto da A10 sobre a baixa aluvionar dos rios Tejo e Sorraia, bem como a proximidade à zona de Benavente, onde os fenómenos associados à liquefação foram mais recentemente observados, foi decidido que o sítio piloto seria implementado na Lezíria Grande de Vila Franca de Xira. Os dados existentes de ensaios *in situ* incluem mais de 80 sondagens com ensaios SPT, 20 CPTu, dos quais 2 SCPTu e 15 perfis CH. Todos os dados existentes foram analisados relativamente à suscetibilidade à liquefação, conforme anteriormente descrito e de acordo com o tipo de ensaio realizado. Com base nessa análise, foram preparados diferentes mapas a partir do tratamento dos dados existentes. O mapa da Fig. 3 refere-se aos dados existentes da zona circundante à Lezíria Grande de Vila Franca de Xira e inclui resultados de ensaios SPT, CPTu/SCPTu e Cross-Hole, particularmente concentrados ao longo do viaduto da A10, segundo a simbologia ilustrada no Quadro 2.

Neste mapa, é claramente visível uma maioria de pontos a vermelho, refletindo uma suscetibilidade à liquefação elevada, sobretudo na faixa de terreno pertencente à Lezíria Grande de Vila Franca de Xira e ao longo do viaduto da A10. Na margem direita do Tejo em Vila Franca de Xira e nos centros urbanos de Benavente e Samora Correia, os pontos surgem maioritariamente a laranja e verde, indicativos de uma suscetibilidade média a baixa, respetivamente.



**Fig. 3** – Mapa dos dados existentes, classificados em termos de suscetibilidade à liquefação na região do Vale Inferior do Tejo



### 3 – CARACTERIZAÇÃO DO SÍTIO PILOTO

#### 3.1 – Considerações sobre a campanha experimental

A Lezíria Grande de Vila Franca de Xira é uma faixa de terreno de forma alongada que é limitada a Oeste e a Este pelos rios Tejo e Sorraia, respetivamente. É uma extensa planície aluvionar com 13 420 hectares, dividida a meio pela EN10 (estrada nacional n.º10), também conhecida como a reta do cabo (EVOA, 2015), gerida pela Associação Beneficiária da Lezíria Grande de Vila Franca de Xira.

O planeamento dos locais de ensaio foi realizado segundo uma análise criteriosa da geologia e geomorfologia da zona. No âmbito desta investigação, foram executados no sítio piloto 2 ensaios SPT, 2 sondagens com o amostrador Mazier, 8 ensaios CPTu, 3 ensaios SDMT, 8 ensaios de refração sísmica (RS) e 1 ensaio de análise espectral de ondas superficiais (SASW), como se resume no Quadro 8. A localização dos pontos de ensaios é apresentada na Fig. 4, bem como a identificação dos 25 pontos de ensaio de medição de ruído (HVSR, *Horizontal to Vertical Spectral Ratio*).

**Quadro 8** - Planeamento dos ensaios *in situ* no sítio piloto

Ensaios	Locais de ensaio
SPT	SI1, SI7
CPTu	SI1, SI2, SI3, SI4, SI5, SI6, SI7 e SI10
SDMT	SI7, SI8 e SI9
Refração Sísmica	SI1, SI5, SI6, SI7, SI9, SI11, SI12 e SI13
SASW	SI5



**Fig. 4** - Identificação dos locais de ensaio (SI) e de pontos de medição HVSR no sítio piloto

### 3.2 – Ensaios *in situ*: Resultados e análise

#### 3.2.1 – Ensaios SPT

No sítio piloto foram realizados 4 furos de sondagem nos locais de ensaio SI1 e SI7. Em cada um destes locais foi realizado um ensaio SPT, tendo-se recolhido amostras indeformadas com o amostrador Mazier num furo adjacente, para caracterização laboratorial. Na Fig. 5 são apresentados os resultados dos ensaios SPT nos dois locais SI1 e SI7, em termos dos valores normalizados da resistência,  $(N_1)_{60cs}$ , os perfis litológicos simplificados resultantes da interpretação dos resultados obtidos e os respetivos fatores de segurança à liquefação,  $FS_{liq}$ , calculados apenas para as camadas arenosas e até uma profundidade máxima de 20 m.

Apesar de claramente distintos em termos litológicos, é possível observar que ambos os locais evidenciam horizontes espessos com elevada suscetibilidade à liquefação, traduzida pelos valores de  $FS_{liq}$  inferiores à unidade.

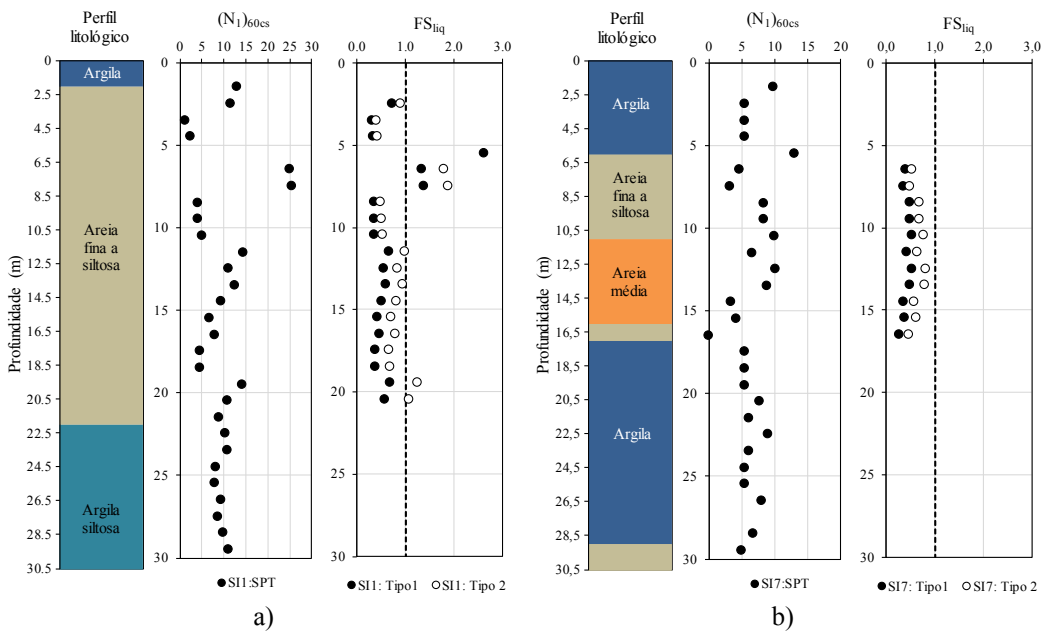


Fig. 5 – Resultados dos ensaios SPT e interpretação em termos da liquefação: a) SI1; b) SI7

#### 3.2.2 – CPTu

No sítio piloto foram realizados 8 ensaios CPTu. O equipamento utilizado foi ligado a um sistema automático de aquisição e armazenamento de dados que possui um *software* que permite a visualização dos gráficos no local durante a perfuração (Rodrigues, 2016). Na Fig. 6 estão apresentados os parâmetros relativos à resistência de ponta ( $q_t$ ) de todos os ensaios realizados, bem como da evolução em profundidade do fator de segurança à liquefação nos locais de ensaio. Pela observação da Fig. 6, conclui-se que os diferentes locais do sítio piloto evidenciam uma grande variabilidade das características geológicas e geotécnicas não só em planta, mas principalmente em profundidade, destacando-se, por exemplo, o CPTu do local SI1 com uma litologia altamente intercalada de materiais mais grosseiros e mais finos. No local SI5 verifica-se claramente um estrato de espessura considerável de areia, entre os 5 e os 11 metros.



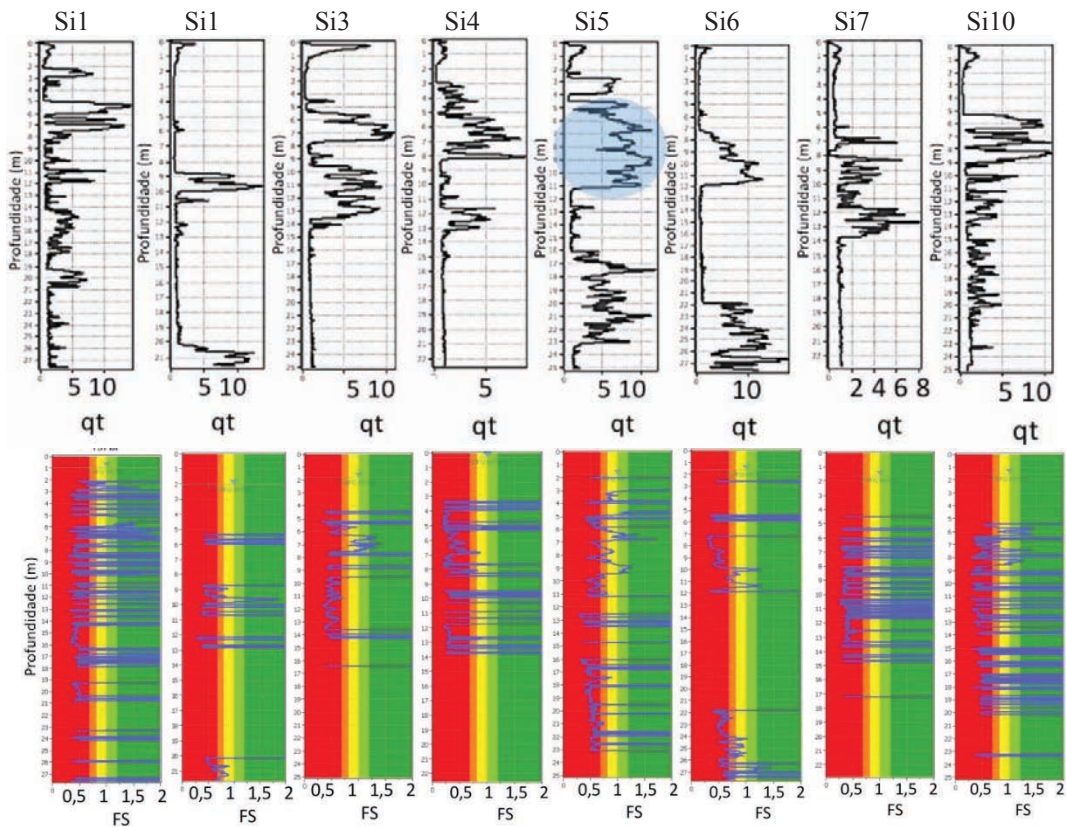


Fig. 6 – Resultados da resistência de ponta  $q_t$  (MPa) e do respectivo  $FS_{liq}$  dos ensaios CPTu

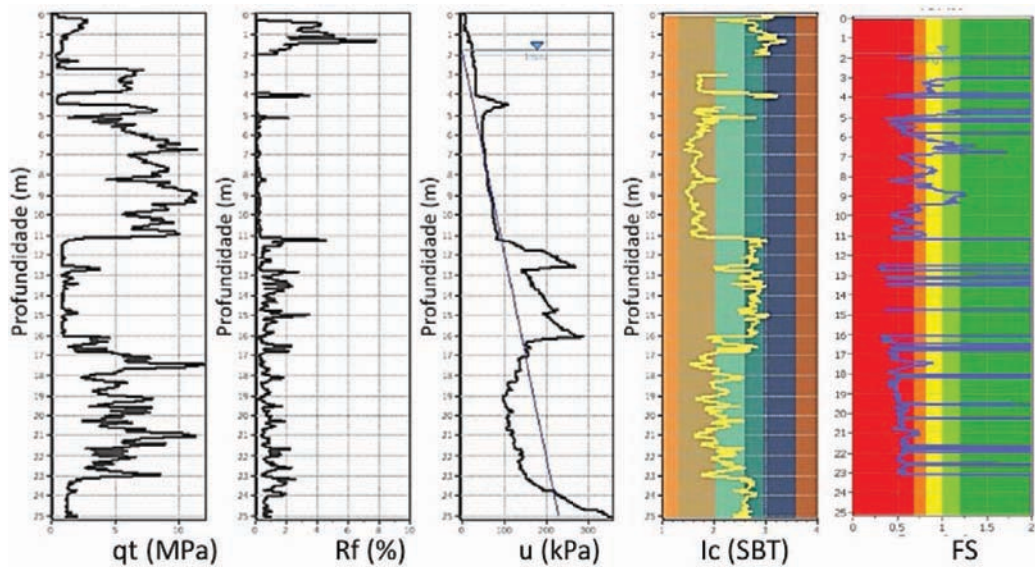


Fig. 7 – Exemplo de resultados detalhados do ensaio CPTu: local SI5

Este facto pode ser confirmado pela Fig. 7, onde se observa um estrato bastante espesso de areia entre os 5 e os 11 m, sem excessos de pressão neutra e associado a um índice de comportamento claramente inferior a 2,6, indicativo de solos arenosos.

A análise dos resultados obtidos, expressos esquematicamente na Fig. 6, evidenciam uma elevada suscetibilidade à liquefação em todos os locais de ensaio, demonstrada pela grande concentração de pontos com fator de segurança inferior à unidade.

De acordo com as metodologias anteriormente apresentadas, foram também calculados os valores dos índices de risco de liquefação, LPI e LSN, a partir dos ensaios CPTu, como se mostra na Fig. 8 e Fig. 9, respetivamente.

Os resultados extremos do LPI, apresentados na Fig. 8, são para o local SI2, com menor suscetibilidade de liquefação e para o local SI4, com nível de suscetibilidade de liquefação mais preocupante. Quanto ao LSN, este apresenta para o local SI5 uma previsão de maiores danos superficiais, semelhante ao que acontece para o local SI4. Em síntese, de acordo com o índice LPI, conclui-se que de todos os locais: 12,5% têm baixa probabilidade de liquefação; 62,5% têm alta probabilidade; e, os restantes 25% têm uma probabilidade muito alta de liquefação.

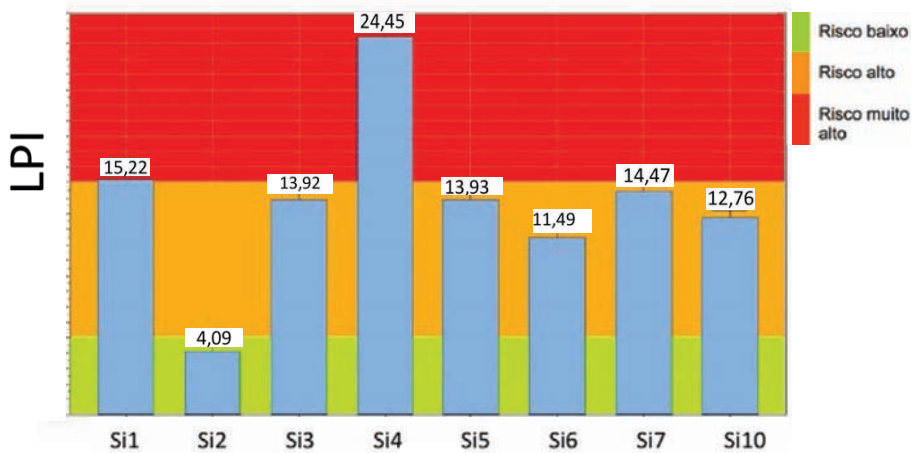


Fig. 8 - Índice LPI dos CPTu realizados no Sítio-Piloto, Cliq®

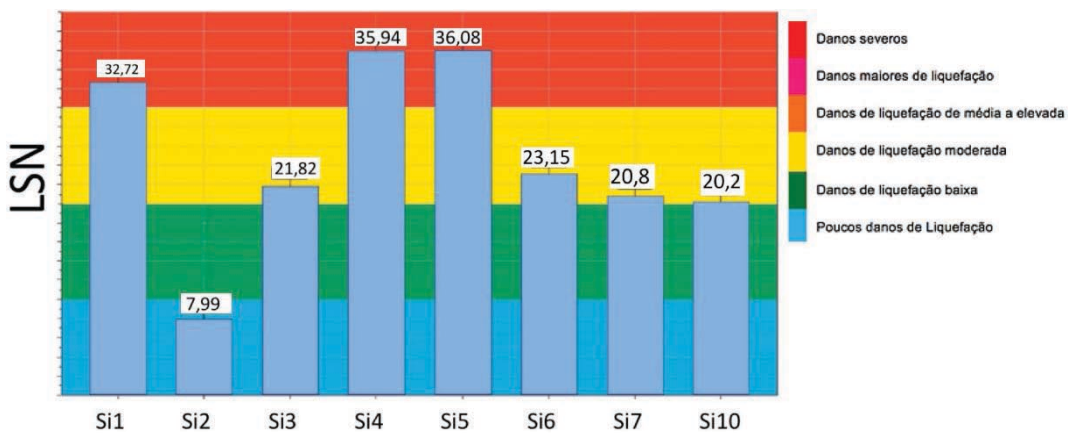


Fig. 9 - Índice LSN dos CPTu realizados no Sítio-Piloto, Cliq®

Relativamente ao LSN, verifica-se que: 12,5% dos locais têm uma expressão de liquefação muito baixa; 50% manifesta-se de forma moderada; e nos restantes 37,5% a liquefação expressa-se de forma moderada a elevada. Segundo o LSN, em nenhum dos locais se prevê a ocorrência de danos severos de liquefação.

### 3.2.3 – Ensaios Dilatométricos (SDMT)

No sítio piloto foram realizados 4 ensaios SDMT (*Seismic Flat Dilatometer tests*), de acordo com o prescrito no Eurocódigo 7 – Parte 2 (CEN, 2007) e a norma ISO/TS 22476-11 (ISO, 2005). O ensaio com dilatómetro de Marchetti (DMT) consiste na cravação (preferencialmente estática) de uma lâmina que contém numa das faces uma membrana flexível. A membrana é expandida entre intervalos de profundidades regulares através de um gás pressurizado, determinando-se as pressões necessárias para deslocar o seu centro. O dilatómetro sísmico (SDMT) resulta do acoplamento ao DMT de um módulo sísmico, localizado acima da lâmina de DMT, permitindo assim a medição das velocidades das ondas de corte durante o ensaio DMT convencional. No âmbito deste trabalho, serão apenas analisados os resultados das velocidades das ondas de corte medidas neste ensaio.

### 3.2.4 – Ensaios geofísicos: RS, SASW e HVSR

Em trabalhos de Engenharia Civil, os ensaios por refração sísmica (RS) são bastante utilizados quando se pretende prospectar profundidades nas dezenas dos metros, tal como neste projeto. Estes ensaios foram realizados por uma equipa do LNEG (Laboratório Nacional de Energia e Geologia) e o equipamento utilizado foi um sísmógrafo RAS-24 de 24 canais da Seistronix. Na Fig. 10, apresenta-se a variação das velocidades das ondas de corte ou ondas S ( $V_s$ ), em profundidade de todos os ensaios de refração sísmica realizados no local. A partir das velocidades das ondas de corte medidas nos ensaios de refração sísmica, é possível determinar o número de estratos e a sua espessura, através das mudanças de velocidade nas suas transições, assim permitindo a construção do perfil apresentado na Fig. 10.

Por seu turno, o ensaio de Análise Espectral de Ondas Superficiais (*Spectral Analysis of Surface Waves*, SASW) foi realizado apenas no local SI5 e permite a avaliação das propriedades dinâmicas do solo, ou seja, a determinação das velocidades das ondas de corte e do amortecimento através da

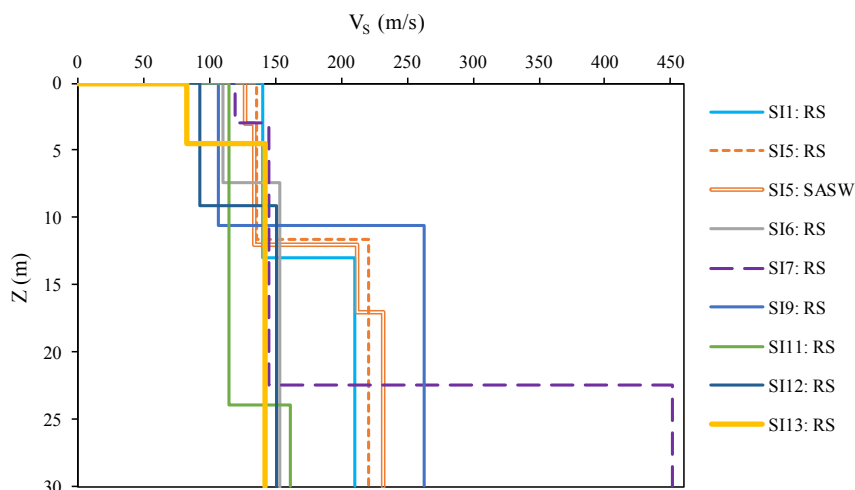


Fig. 10 – Perfis de velocidade das ondas de corte, em função da profundidade, nos locais de ensaio através dos ensaios RS e SASW

medição do carácter dispersivo das ondas superficiais (Costa et al., 2016). Os resultados deste ensaio estão apresentados juntamente com os da refração sísmica na mesma Fig. 10. No local SI5, onde foram realizados estes dois ensaios (RS e SASW), é interessante analisar a comparação dos valores de  $V_S$  medidos. Em geral, os valores da velocidade são idênticos, próximos de 135 m/s até aos 12 metros e 220 m/s para maiores profundidades. É notório que o ensaio SASW deteta à profundidade de 3 m e 17 m uma variação de  $V_S$ , enquanto a refração sísmica não é sensível a uma variação tão ligeira, registando velocidades muito próximas da média das medidas no ensaio SASW a essas profundidades.

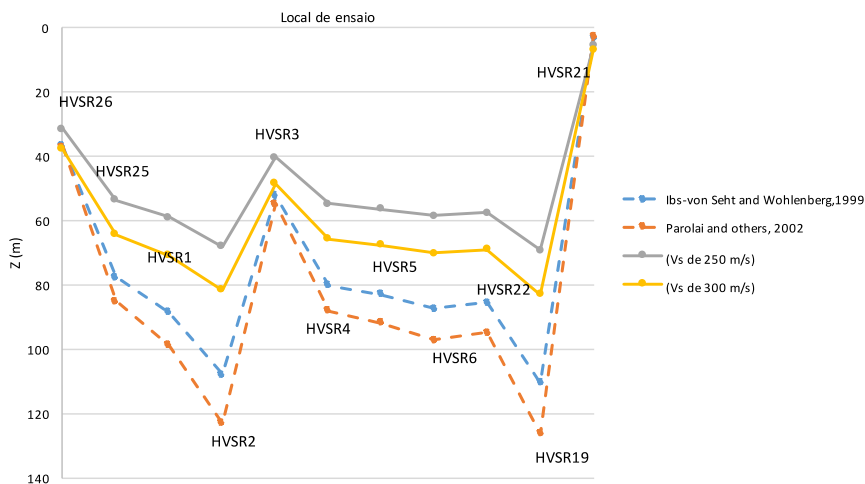
### 3.2.5 – HVSR

Como mostra a Fig. 4, foram realizados 25 ensaios de medição de ruído, também designados HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) no sítio piloto (Carrilho Gomes, 2017). Este ensaio, originalmente proposto por Nakamura (1989), pode ser descrito como um levantamento sísmico não-invasivo, recorrendo um sensor de velocidades tridimensional externo para registar o ruído ambiente. A determinação da razão espectral horizontal para vertical (H/V) dessas medições do ruído ambiente permite a determinação da frequência fundamental do terreno, que pode ser interpretada por regressão para estimar a profundidade do terreno firme (*bedrock*) sísmico. Para essa estimativa, são conhecidos dois métodos teóricos, o método de Seht e Wohleberg (1999) e o de Parolai et al. (2002). Segundo estes autores, a profundidade do *bedrock* sísmico pode ser estimada através da seguinte expressão:

$$Z = a \cdot f_{r0}^b, \text{ com } f_{r0} = \frac{V_S}{4 \cdot z} \quad (22)$$

onde  $Z$  é a profundidade em metros do substrato sísmico,  $a$  e  $b$  são constantes,  $f_{r0}$  é a frequência fundamental do terreno e  $V_S$  é a velocidade das ondas de corte no local.

A aplicação destes dois métodos deu origem a valores muito elevados para a profundidade do firme, bem como das velocidades de ondas de corte associadas, na ordem dos 400 m/s. Este resultado é bastante superior ao valor das velocidades obtidas nos ensaios anteriormente apresentados, onde a média das velocidades das ondas de corte varia entre 100 e 300 m/s. Assim sendo, admite-se que as profundidades calculadas (entre os 85 e 100 m), apenas baseadas neste método e tendo em conta estas metodologias mais empíricas, possam estar sobrestimadas.



**Fig. 11** – Evolução da profundidade do *bedrock* sísmico através da interpretação dos HVSR

De modo a corrigir esta discrepância, foi realizada uma nova ponderação entre as velocidades das ondas de corte medidas através de ensaios Cross-Hole ao longo do alinhamento dos pontos de medição HVSR e as frequências fundamentais deduzidas dos HVSR. Assumindo que o valor médio da velocidade das ondas de corte nesse alinhamento se situa entre 250 e 300 m/s e, estando este associado a frequências do intervalo de 0,9 a 1,2 Hz, estima-se que a profundidade do substrato se deve encontrar entre os 65 a 80 m. Na Fig. 11 são apresentados os valores da profundidade do firme determinada pelos dois métodos anteriormente referidos, associados a uma velocidade de corte de 250 m/s e 300 m/s. Assume-se que o firme estará entre as duas linhas a cheio, estimadas a partir dessas velocidades.

### 3.3 – Propostas preliminares de microzonamento

#### 3.3.1 – Fatores de segurança e índices de risco de liquefação

A análise dos resultados dos ensaios SPT, apresentada resumidamente na Fig. 5, demonstra de forma clara a elevada suscetibilidade à liquefação, tanto para a ação sísmica próxima (Tipo 2), mas mais gravosamente para a mais distante (Tipo 1). O mesmo se verifica para os resultados obtidos da análise dos ensaios CPTu, apresentados esquematicamente na Fig. 6. É relevante fazer uma comparação direta dos resultados obtidos nestes dois ensaios nos mesmos locais, designadamente em S11 e SI7, como se mostra na Fig. 12, relativamente aos fatores de segurança à liquefação. Como se afirmou anteriormente, no âmbito deste trabalho considera-se o solo suscetível à liquefação para valores de  $FS_{liq}$  inferiores à unidade.

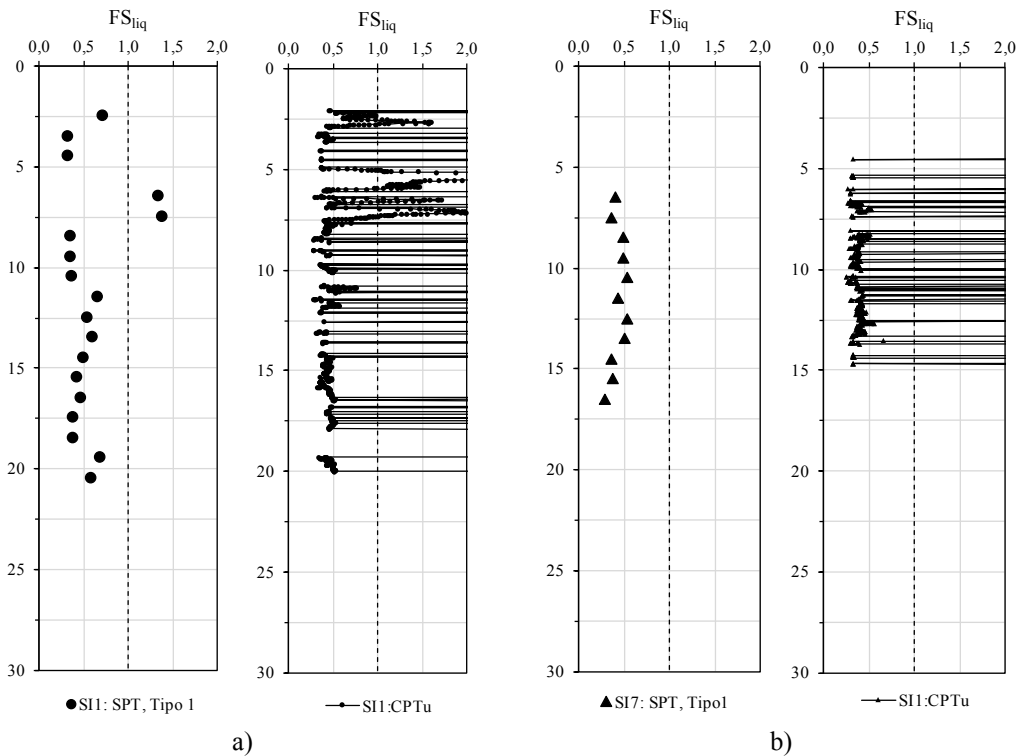


Fig. 12 – Comparação dos  $FS_{liq}$  obtidos a partir de resultados SPT e CPTu em: a) S11; b) SI7



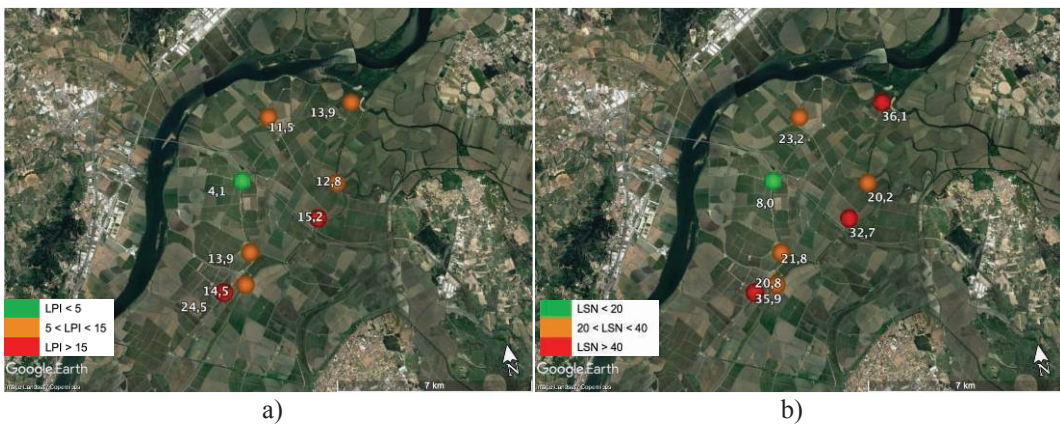
É de assinalar, por um lado, a grande espessura dos horizontes identificados como suscetíveis à liquefação e, por outro, a boa correspondência obtida entre estes ensaios. A configuração dos perfis de FS baseados no CPT surge com uma grande oscilação entre valores inferiores a 1 e superiores a 2, que se explica pela forte intercalação de camadas finas de material silto-argiloso na matriz arenosa. Dada a reduzida espessura dessas camadas, estas intercalações são apenas detetáveis nos ensaios CPT.

A avaliação do local quanto à suscetibilidade à liquefação foi também feita em termos dos índices de risco, nomeadamente LPI e LSN, a partir dos resultados dos ensaios SPT e CPTu. Para reportar esses resultados, foi organizado o Quadro 9, no qual, para os locais onde foram realizados ambos os ensaios SPT e CPTu, são indicados os valores de LPI e LSN correspondentes. A determinação destes índices seguiu as metodologias anteriormente apresentadas.

**Quadro 9** – Comparação dos índices LPI e LSN com resultados SPT e CPT (sismo Tipo 1)

Local de ensaio	LPI		LSN	
	SPT	CPTu	SPT	CPTu
SI1	30,8	15,2	89,0	32,7
SI7	25,6	14,5	54,4	20,8

Comparando os resultados obtidos nos ensaios SPT e CPTu, no Quadro 9 verifica-se uma diferença acentuada, principalmente no local SI1, pelo que se antecipa a falta de representatividade destes índices a partir do ensaio SPT na avaliação da suscetibilidade de liquefação neste tipo de solo, particularmente quando na presença de um número considerável de intercalações de materiais finos com materiais granulares. Por seu turno, pode-se observar que os resultados dos índices LPI e LSN apresentam a mesma tendência, o que pode indicar uma necessidade de ajuste nas estimativas destes índices de acordo com o tipo de ensaio (SPT ou CPTu). Baseado nestes resultados, foi possível criar um mapa resumo com a classificação baseada nestes índices a partir do ensaio CPTu, como apresentado na Fig. 13, constituindo uma proposta preliminar de microzonamento do sítio piloto.



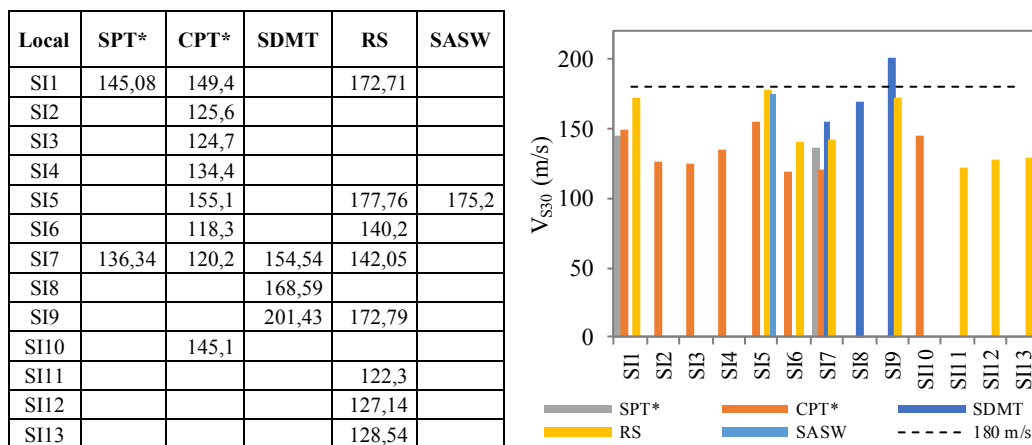
**Fig. 13** - Mapa de índices de risco, baseados em ensaios CPTu: a) LPI; b) LSN

### 3.3.2 – Classificação segundo $V_{S30}$

Seguindo a metodologia e as recomendações anteriormente apresentadas, foram determinados os valores de  $V_{S30}$  calculados através das medições de  $V_S$  dos ensaios SDMT, RS e SASW e, por correlação, estimados através dos ensaios SPT e CPTu. Uma análise comparativa dos valores de  $V_{S30}$  obtidos direta e indiretamente apresenta-se na Fig. 14, tendo-se incluído uma tabela-resumo com os valores relativos a cada tipo de ensaio.



Segundo o critério de *Caltrans Seismic Design Criteria* (2004), bem como segundo o Eurocódigo 8, todos os locais de ensaio foram caracterizados como solo brando ( $V_{S30} < 180$  m/s), à exceção do local SI9, como indica o gráfico da Fig. 14. Em todos os locais, mesmo com alguma variabilidade de valores, todos os resultados dos vários ensaios pertencem à mesma classe de classificação. No SI9, a média dos resultados é 187 m/s, isto é, no limite entre solo brando e solo denso, tendo-se adotado a classificação como solo brando, pela proximidade ao valor limite de  $V_{S30}$ . No local SI7, foi possível obter quatro estimativas diferentes de  $V_{S30}$ , sendo assinalável a semelhança de valores obtidos, com um valor médio de 138,28 m/s e uma dispersão inferior a 13%. Esta classificação de todos os locais de ensaio do sítio piloto como solo brando confirma a escolha adequada desta zona, como sítio piloto para avaliação da suscetibilidade à liquefação.



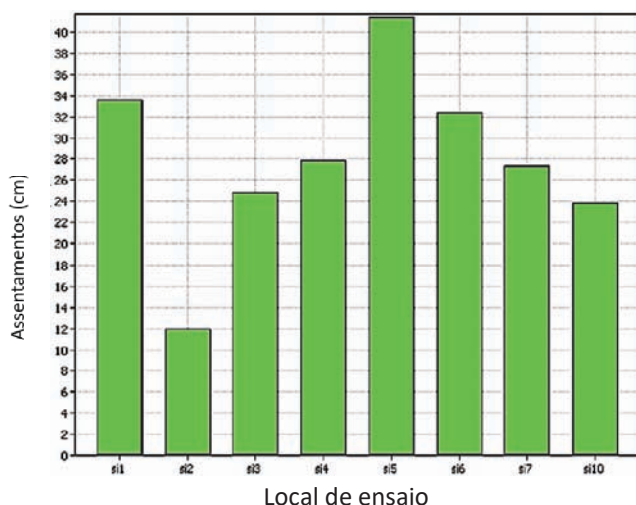
**Fig. 14** – Comparação de valores de  $V_{S30}$  nos locais de ensaio, para diferentes ensaios: estimados via SPT e CPT, medidos via SDMT, RS e SASW

### 3.3.3 – Assentamentos verticais estimados

A Fig. 15 apresenta os valores dos assentamentos esperados em campo aberto (*free field*) de todos os locais de ensaio baseados na metodologia de Zhang et al. (2002). O Quadro 10 apresenta os valores dos assentamentos em campo aberto (*free field*), segundo a metodologia determinística de Zhang et al. (2002) e a metodologia probabilística de Juang et al. (2013), e os valores dos assentamentos com o agravamento devido à existência de edificado no local, tendo em conta a metodologia probabilística de Juang et al. (2013).

Como se pode observar no Quadro 10, os valores dos assentamentos em *free field* esperados, tendo em conta as duas metodologias, são próximos, visto que ambos se basearam na mesma base de dados. Quando considerada a presença do edificado há um agravamento, como era expectável, destes valores. Este quadro conta ainda com o valor do agravamento, em percentagem, que, em geral, atinge valores a próximos dos 60%, em toda a área do sítio piloto.

O agravamento dos assentamentos, devido à presença de edifícios, ocorre na sequência da concentração de tensões na base desses edifícios. Verifica-se que se a base do edifício, com fundações superficiais for de pequenas dimensões, o efeito das cargas será maior devido à concentração de tensões nessa área. Quando esta tensão se aproxima ou excede o limite de capacidade de carga do solo (isto é, considerando a redução da resistência devido ao excesso de pressão neutra), o edifício tem tendência a inclinar, devido à não homogeneização do solo. À medida que a inclinação aumenta, diminui a área onde essas tensões estão aplicadas, aumentando ainda mais a magnitude dessas tensões. E assim, a rotura é progressiva até ao colapso da estrutura, isto se o solo não conseguir libertar o excesso de pressão neutra e aumentar a sua tensão efetiva, recuperando a



**Fig. 15** – Assentamentos verticais esperados no sítio piloto devido à liquefação, segundo o método de Zhang et al. (2002)

sua capacidade de suporte. Este agravamento é função de diversas variáveis, tais como a forma e a dimensão do edifício, a própria fundação e a distribuição das cargas. Assim, de forma a estimar o assentamento, Juang et al. (2013) sugerem que seja imposto um agravamento ao valor previamente determinado, sendo tanto maior quanto maior for a variância dos registos de assentamentos. Salvaguarda-se que esta abordagem é meramente estatística, não havendo associação de causa-efeito em termos da tipologia do edificado.

**Quadro 10** – Assentamentos verticais em *free field* e com agravamento do edificado, segundo os métodos de Zhang et al. (2002) e Juang et al. (2013)

Local	Zhang et al. (2002)	Juang et al. (2013)		
	Assentamentos em <i>free field</i> (cm)	Assentamentos em <i>free field</i> (cm)	Assentamentos com agravamento do edificado (cm)	Agravamento (%)
SI1	33,9	32,35	51,34	58,70
SI2	12,0	9,17	14,55	58,67
SI3	24,8	20,15	31,97	58,66
SI4	28,0	25,13	39,88	58,69
SI5	42,0	37,40	59,35	58,69
SI6	32,2	27,58	43,77	58,70
SI7	27,1	21,19	33,62	58,66
SI10	23,9	21,52	34,14	58,64

Com a aplicação de ambas as metodologias (Zhang et al., 2002; Juang et al., 2013), verificou-se que o local mais crítico é o SI5. Local onde se espera maiores assentamentos verticais, sendo apresentado na Fig. 16 a evolução das curvas da probabilidade de assentamento com o limite de assentamentos esperados e a distribuição da densidade de probabilidade de assentamentos pelos limites dos assentamentos esperados.

Além dos assentamentos, no Sítio Piloto há, também, zonas que levantam questões de segurança, em termos dos deslocamentos laterais esperados, como é apresentado na Fig. 17, principalmente as zonas mais próximas dos rios Tejo e Sorraia. Alguns dos pontos ensaiados apresentam essa tendência, como sejam SI5, SI6 e SI10. Estes deslocamentos são estimados para

valores próximos dos 4 metros, o que pode significar um deslizamento parcial da área para o interior do leito do rio.

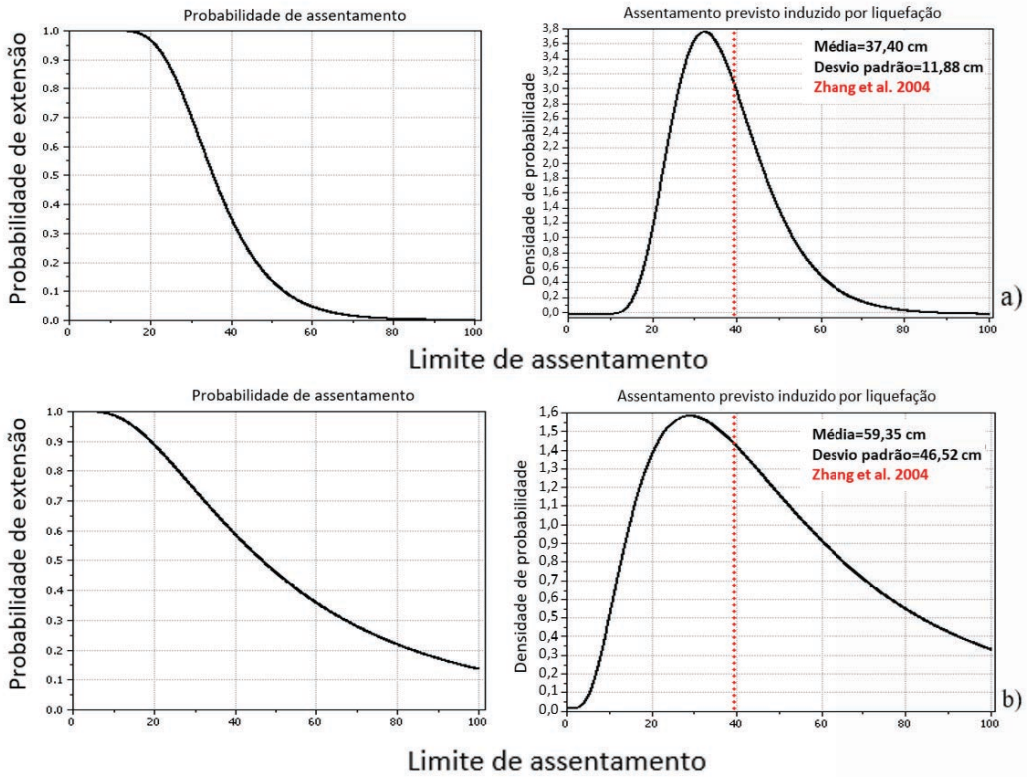


Fig. 16 – Probabilidade de excedência de assentamentos verticais (cm) em: a) campo aberto (*free field*); b) com edificações

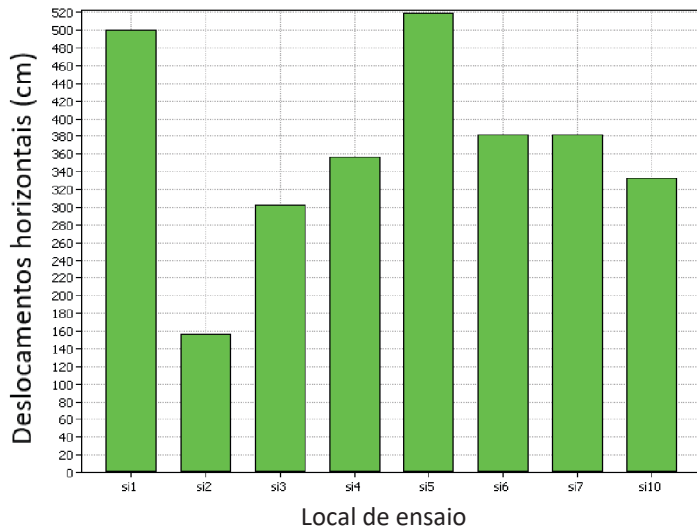


Fig. 17 – Deslocamentos laterais esperados no sítio piloto em caso de liquefação

Por fim, é apresentado na Fig. 18 um mapa resumo baseado nos assentamentos verticais (S) estimados para cada ponto de ensaio.



**Fig. 18** – Mapa dos assentamentos verticais (S) estimados (valores em cm), segundo Zhang et al. (2002)

#### 4 – CONCLUSÕES

É reconhecido que na região da Grande Lisboa existem várias zonas com elevada suscetibilidade à liquefação induzida por sismos, como o demonstram diversos trabalhos, nomeadamente o de Jorge (1993). Uma vasta base de dados geológico-geotécnicos existentes foi recolhida e devidamente analisada à luz das metodologias mais recente de avaliação da suscetibilidade à liquefação. Com base nessa informação, foi escolhido como sítio piloto e área para o microzonamento preliminar à liquefação, uma zona situada na Lezíria Grande de Vila Franca de Xira. A caracterização da zona, referente aos dados existentes, contou com a identificação e caracterização de 273 pontos de ensaio, dos quais 84% foram ensaios SPT (*Standard Penetration Tests*), 11% foram ensaios CPT (*Cone Penetration Tests*) e 5% foram ensaios CH (*Cross-hole*). A análise desses ensaios foi feita através da avaliação de índices de risco, nomeadamente o Fator de Segurança à liquefação ( $FS_{liq}$ ), Índice Potencial de Liquefação (LPI) e Número de Severidade de Liquefação (LSN). Por outro lado, no sítio piloto, a campanha experimental envolveu um grande número de ensaios, nomeadamente SPT, CPTu, SDMT, diversos métodos geofísicos (refração sísmica, SASW, HVSR) e ainda a recolha de amostras de alta qualidade para caracterização laboratorial. O tratamento dos resultados dos ensaios *in situ* foi subdividido em três tipos de análises, em termos de índices de risco à liquefação, da classificação de acordo com  $V_{S30}$ , e ainda com base nos assentamentos induzidos e deslocamentos laterais esperados. Dessas análises, foi possível confirmar a presença de camadas espessas de solos suscetíveis à liquefação, com elevada heterogeneidade quer em profundidade, quer em planta. A

presença de camadas intercaladas de solos granulares e solos finos constituiu um desafio acrescido na correta avaliação da suscetibilidade à liquefação, feita a partir de diferentes métodos de ensaio de campo. Da análise conjunta destes resultados e da base de dados recolhida, foi possível estabelecer um microzonamento preliminar de suscetibilidade à liquefação induzida por sismos, que se encontra em fase de desenvolvimento e pormenorização no âmbito do projeto LIQUEFACT.

## 5 – AGRADECIMENTOS



LIQUEFACT project (“Assessment and mitigation of liquefaction potential across Europe: a holistic approach to protect structures / infrastructures for improved resilience to earthquake-induced liquefaction disasters”) has received funding from the European Union's Horizon 2020 research and innovation programme under grant agreement No. GAP-700748.

A todos os expressaram o seu interesse neste trabalho, colaborando com os autores: À Associação Beneficiária da Lezíria Grande de Vila Franca de Xira, em especial ao Engenheiro Rui Paixão; à Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, em especial aos Dr. Costa Vilar e Dr. Pedro Nunes e todos os técnicos que acompanharam os diversos ensaios de campo; ao LNEG, em especial aos Doutor Ruben Dias e Doutor João Carvalho; à Doutora Sara Amoroso e ao Doutor Luca Minarelli; à Câmara Municipal do Montijo, em especial ao Presidente da Câmara Eng. Nuno Canta; ao Professor Carlos Rodrigues; ao Professor Rui Carrilho Gomes e ao Eng. André Ramos; à BRISA, na pessoa do Eng. Paulo Lima Barros; às empresas de consultoria e projeto: CENOR, GEOCONTROLE e COBA; à UPEP-Unidade de Pesquisa e Exploração de Recursos Petrolíferos, em especial à Dra. Rita Silva; e, finalmente aos colegas e funcionários do Laboratório de Geotecnia da FEUP e do DEC da FEUP, cuja ajuda a todos os níveis foi, e será nas análises que se seguem, porventura a mais revelante.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrus, R. D.; Stokoe II, K. H. (2000). *Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 126(11), pp. 1015-1025.
- Andrus, R. D.; Mohanan, N. P.; Piratheepan, P.; Ellis, B. S.; Holzer, T. L. (2007). *Predicting shear-wave velocity from cone penetration resistance*. In Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece (Vol. 2528).
- Andrus, R. D.; Stokoe, K. H.; Chung, R. M.; Juang, C. H. (2003). *Guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures*. NIST GCR, pp. 03-854.
- Boulanger, R.W.; Idriss, I.M. (2014). *CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures*. Center for Geotechnical Modeling, (April), 134 pgs.
- Cabral, J.; Moniz, C.; Batlló, J.; Figueiredo, P.; Carvalho, J.; Matias, L.; Teves-Costa, P.; Dias, R.; Simão, N. (2011). *The 1909 Benavente (Portugal) earthquake: search for the source*. Natural Hazards, 69, pp. 1211-1227; doi:10.1007/s11069-011-0062-8.
- Caltrans (2004). *Caltrans Seismic Design Criteria version 1.3*. California Department of Transportation, Sacramento, California.
- Carrilho Gomes, R. (2017). *Relatório preliminar dos ensaios HVSR da Lezíria Grande*, projeto LIQUEFACT.



- CEN (2007). EN 1997-2: 2007, *Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico - Parte 2: Caracterização geotécnica – Prospeção e ensaios*.
- Costa, P.A.; Colaço, A.; Pinto, A.C. (2016). *Análise Espectral de Ondas Superficiais (Ensaio SASW). Resultados do ensaio SASW*, FEUP, 2016.
- GeoLogismiki (2017). *CLiq v.2.0 – CPT liquefaction software*.  
<http://www.geologismiki.gr/products/cliq/>, Acesso em Setembro 2017.
- Hegazy, Y. A.; Mayne, P. W. (1995). *Statistical correlations between VS and cone penetration data for different soil types*. In Proceedings of the International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT, Vol. 95, pp. 173-178.
- Idriss, I.M.; Boulanger, R.W. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute. MNO-12.
- Idriss, I. M.; Boulanger, R. W. (2010). *SPT-based liquefaction triggering procedures*. Report UCD/CGM-10/02, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, 259 pgs.
- IPQ (2010). NP EN 1998-5:2010, *Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos*.
- Ishihara, K.; Yoshimine, M. (1992). *Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes*. Soils and Foundations, 32(1): 173-188. Japanese Geotechnical Society, Tokyo.
- ISO (2005). ISO/TS 22476-11:2005, *Geotechnical Investigation and testing – Field Testing – Part 11: Flat Dilatometer Test*.
- Iwasaki, T.; Tatsuoka, F.; Tokida, K.; Yasuda, S. (1978). *A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan*. In: Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Microzonation. San Francisco, CA, USA, pp. 885–896.
- Iwasaki, T.; Tokida, K.; Tatsuoka, F.; Watanabe, S.; Yasuda, S.; Sato, H. (1982). *Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods*, vol. 3, In: Proceedings of 3<sup>th</sup> International Conference on Microzonation, Seattle, pp. 1319–1330.
- Jorge, C. (1993). *Zonamento do Potencial de Liquefação - Tentativa de Aplicação a Portugal*, Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para a obtenção do grau de Mestre em Geologia de Engenharia, Junho, Lisboa.
- Juang, C.H.; Yuan, H.; Lee, D.H.; Lin, P.S. (2013). *Simplified CPT-based method for evaluating liquefaction potential of soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 129(1), pp. 66–80. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:1(66).
- Ku, C.-S.; Juang, C.H.; Chang, C.-W.; Ching, J. (2012). *Probabilistic version of the Robertson and Wride method for liquefaction evaluation: Development and application*. Canadian Geotechnical Journal, 49(1), pp. 27–44.
- Liao, S. C.; Whitman, R. V. (1986). *Overburden correction factors for SPT in sand*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 112, pp. 373- 377.
- Lee, D.-H.; Ku, C.-S.; Yuan, H. (2003). *A study of the liquefaction risk potential at Yuanlin, Taiwan*. Eng. Geol. (Amsterdam), 71, 1–2, pp. 97–117.
- LIQUEFACT.eu (2016). Disponível em <http://www.liquefact.eu>. Acesso em Outubro de 2016.



- Mayne, P. W. (2006). *In-situ test calibrations for evaluating soil parameters*. In Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils—Proceedings of the Second International Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils: Taylor & Francis, pp. 1601-1652.
- Nakamura, Y (1989) *A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Subsurface Using Microtremor on the Ground Surface*. Quarterly Report Railway Technical Research Institute, Tokyo, Tokyo 30, pp. 25–33.
- O'Rourke, T. D.; Jeon, S. S.; Toprak, S.; Cubrinovski, M.; Jung, J. K. (2012). *Underground lifeline system performance during the Canterbury earthquake sequence*. In Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering, Lisbon, Portugal.
- Parolai, S.; Bormann, P.; Milkereit, C. (2002). *New relationships between Vs, thickness of sediments, and resonance frequency calculated by the H/V ratio of seismic noise for the Cologne area (Germany)*. Bulletin of the seismological society of America, 92(6), pp. 2521-2527.
- Pitilakis, K.; Riga, E.; Anastasiadis, A. (2013). *New code site classification, amplification factors and normalized response spectra based on a worldwide ground-motion database*. Bulletin of Earthquake Engineering, 11(4), pp. 925-966.
- Ribeiro, A. (1998). *As Ciências da Natureza-Geologia no século XVIII*.
- Robertson, P.K.; Wride, C.E. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, 35(3): 442-459, National Research Center, Ottawa.
- Robertson, P.K. (2009). *Performance based earthquake design using the CPT*. Proc.; IS Tokyo Conf. CRC Press/Balkema, Taylor and Francis Group, Tokyo.
- Robertson, P.K. (2015). *Guide to Cone Penetration Testing*. 6th Edition (p.133) <http://www.cpt-robertson.com/doc/>.
- Rodrigues, C. (2016). *Relatório preliminar dos CPTu realizados na Lezíria Grande – LIQUEFACT*, Guarda, IPG.
- Saldanha, A.S. (2017). *Microzonamento de suscetibilidade à liquefação. Aplicação a um caso de estudo na região da Grande Lisboa*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Seed, H. B.; Idriss, I. M. (1967). *Analysis of liquefaction: Niigata earthquake*. Proc., ASCE, 93(SM3), pp. 83-108.
- Seht, M. I.-v.; Wohlenberg, J. (1999). *Microtremor measurements used to map thickness of soft sediments*. Bulletin of the Seismological Society of America, 89(1), pp. 250-259.
- Sonmez, H. (2003). *Modification of the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol, Turkey)*, Environmental Geology, 44 (2003), pp. 862–871.
- Teves Costa, P. (2005). *Perigosidade e Risco sísmico*. In: Terramotos e Tsunamis, P. Teves Costa (Coord.). Livro Aberto, Editores Livreiros Lda., Lisboa, pp. 55-97.
- Tonkin; Taylor (2013). *Canterbury earthquakes 2010 and 2011. Land Report as at 29 February 2012*. Earthquake Commission (108 pp., <http://www.tonkin.co.nz/canterbury-land-information/docs/downloads2592013/T&T-Stage-3-Report.pdf>, last visited May 9, 2014).

- Viana da Fonseca, A.; Lopes, I. F.; Rodrigues, C. (2016). *Projeto Geotécnico Assistido por Ensaios In Situ - Curso CPTu*. 23 de Junho 2016, Porto, FEUP.
- Wair, B.R.; DeJong, J.T.; Shantz, T. (2012). *Guidelines for Estimation of Shear Wave Velocity Profiles*. Pacific Earthquake Engineering, 8 (December), 68 pgs.
- Youd, T. L.; Idriss, I. M.; Andrus, R. D.; Arango, I.; Castro, G.; Christian, J. T.; Ishihara, K. (2001). *Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, 127(10), pp. 817-833.
- Zhang, G.; Robertson, P.K.; Brachman, R.W. (2002). *Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground*. Canadian Geotechnical Journal, 39(5), pp.1168–1180. Available at: <http://www.nrcresearchpress.com/doi/abs/10.1139/t02-047>.